MITTEILUNGEN

IAG BOKU

Institut für Angewandte Geologie

Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften

Heft 10

BAUGEOLOGISCHES SEMINAR

Vorträge 1998/99

Herausgeber:

B. SCHWAIGHOFER
H.W. MÜLLER
J.F. SCHNEIDER

Wien, Feb. 2000

MITTEILUNGEN

IAG BOKU

Institut für Angewandte Geologie

Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften

Heft 10

BAUGEOLOGISCHES SEMINAR

Vorträge 1998/99

Herausgeber:

B. SCHWAIGHOFER
H.W MÜLLER
J.F. SCHNEIDER

Wien, Feb. 2000

Diese Ausgabe beinhaltet die Vorträge des
Baugeologischen Seminars des Studienjahres 1998/99

Herausgeber:

Bernd SCHWAIGHOFER, Univ.Prof.Dr.
Harald W. MÜLLER, ao.Univ.Prof.DI.Dr.
Jean F. SCHNEIDER, o.Univ.Prof.DI.Dr.

Redaktion:

Friederike HINTERMÜLLER
Helene PFALZ-SCHWINGENSCHLÖGL

IAG BOKU

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

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

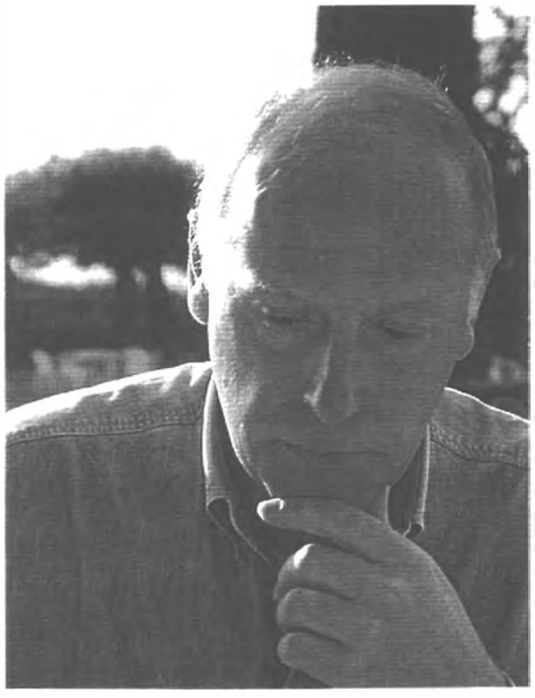
Geolsek@mail.boku.ac.at
http://www.boku.ac.at/iag

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

ISSN 10 21-7533

Zum Geleit

Das vorliegende Heft 10 des Baugeologischen Seminars umfasst so viele unterschiedliche Themenbereiche wie das Berufsleben von **Bernd Schwaighofer**, der am 22. Juni 1999 das **60. Lebensjahr** vollendet hat.



Als gebürtiger Wiener promovierte er 1964 an der Uni Wien zum Thema "Geologie und Petrographie des Altkristallins im südlichen Klagenfurter Becken". 1965 heiratete er Brigitte Patuzzi, mit der er drei Kinder aufzog und auch schon Enkelkinder betreut. Nach einer Assistenzzeit an der TH Wien wechselte er 1967 an das (spätere) Institut für Bodenforschung und Baugeologie der BOKU Wien, wo er sich 1975 für das Fachgebiet Geologie und Petrographie habilitierte und 1980 zum ao. Professor ernannt wurde.

Seit seiner Promotion ist Bernd Schwaighofer in der Lehre, Forschung und Praxis tätig, was sich u.a. in mehr als 100 Veröffentlichungen widerspiegelt. Seine Tätigkeit konzentriert sich in den letzten Jahren mehr und mehr auf die angewandte Tonmineralogie, nachdem er in vielen Bereichen der Ingenieurgeologie Praxiskenntnisse gesammelt hat. Die Teamarbeit mit G. Riedmüller, H.W. Müller und später mit F. Ottner war und ist ihm ein stetes Anliegen, wie auch die Ausbildung und Betreuung des wissenschaftlichen Nachwuchses sowie die Bedeutung der Geologie in Kulturtechnik und Wasserwirtschaft, Forst- und Landwirtschaft und in der Landschaftsplanung. Als Mitglied vieler Kommissionen setzt er sich für das Institut, die Universität und generell für die Belange der Geologie ein.
Im Namen des Institutes für Angewandte Geologie und seiner Kollegen wünsche ich Univ. Prof. Dr. Bernd Schwaighofer und seiner Familie weiterhin alles Gute.

Das vorliegende Heft sei ihm gewidmet, der diese Schriftenreihe 1991 gegründet hat und der das Baugeologische Seminar seit nunmehr 30 Jahren mitbetreut. Aus diesem Anlass wird am 17. Mai 2000 an der BOKU ein Jubiläumsseminar veranstaltet.

Die Beiträge zum vorliegenden Heft des Studienjahres 1998/99 zeigen die breite Palette der angewandten Geologie, von der Ingenieur- über Hydro- und Umweltgeologie, von Talzuschüben über Verkehrs-, Tunnel- und Kraftwerksbauten bis zum Bioventing-Verfahren. Die Artikel wurden verfasst von Planern, praktizierenden Geologen und Ingenieuren bis zum Nachwuchs, in den wir unsere Hoffnungen für die Zukunft setzen.

Jean F. Schneider
Februar 2000

Inhaltsverzeichnis

Rainer BRAUNSTINGL, Dr. 1
Talzuschübe im Wagrainer Tal

Joachim SCHWEIGL, Mag.Dr. 11
Bau- und Umweltgeologie in Südtirol:
Von einfachen Baugrunduntersuchungen
zum aufwendigen Bioventing-Verfahren

Gerhard HARER, Mag. & Richard OTTO 27
Koralmtunnel: Neue methodische Erkenntnisse
aus der Projektvorbereitung

Josef KAISER, Dr. 43
Die Flexenstraße am Arlberg –
ein straßenbauliches Juwel in ständiger Auseinandersetzung mit
Fels und Schnee

Heiner BERTLE, DDr. 63
Aufgaben der Geologie bei der
Erhaltung von Verkehrswegen –
Erfahrungen aus Vorarlberg 1972 bis 1999

Richard FUCHS, Mag. 89
GIS und deren Anwendung in der Tunnelbaugeologie

Katharina HALBMAYER, Mag. 101
Geologische Dokumentation beim Bau des
Wasserkraftwerkes Birecik, Türkei
[Diplomarbeit]

Martin FLEISCHANDERL, Mag. 107
Geologie und Pedologie der Gemeinde Pregarten, OÖ
[Diplomarbeit]

Talzuschübe im Wagrainer Tal

Rainer BRAUNSTINGL

Einleitung:

Der Bezirkshauptort St. Johann im Pongau ist mit der östlich gelegenen Ortschaft Wagrain durch die B 163 Wagrainer Straße verbunden. Dieses Straßenstück, als wichtige innerösterreichische Ost-West-Verbindung, führt durch das tief eingekerbte Wagrainer Tal in der Grauwackenzone. Diese Talfurche ist vermutlich eiszeitlich angelegt und läuft parallel zur südlich gelegenen Tauernnordrandstörung. Diese Einkerbung ist in geologisch kurzer Zeit entstanden und führte zur Labilisierung der beiden Talflanken, die als Massenbewegungen teilweise immer noch in aktiver Bewegung sind. Diese Talzuschübe sind großteils bewaldet, im Nahbereich der Ortschaft St. Johann im Pongau aber auch besiedelt. Speziell die Bundesstraße weist seit Jahrzehnten zT starke Schäden auf, die geologische Ursachen haben.
Sowohl die Bundesstraße als auch einige Güterwege mußten in den letzten drei Jahrzehnten mehrfach saniert werden. 1991 schließlich wurde ein großes Verbauungsprojekt durch die Gebietsbauleitung PONGAU der Wildbach- und Lawinenverbauung gestartet. Dadurch soll die Tiefenerosion der Wagrainer Ache gestoppt und die Murengefahr für den Ort St. Johann gebannt werden. Nebenbei kann auch eine Beruhigung der Talzuschübe erwartet werden, wie sie in ähnlicher geologischer Situation 20 km weiter westlich schon stattgefunden hat (Taubenlehenplaike in der Gemeinde Lend).

Geologischer Aufbau:

Der westlichste Talabschnitt ist aus generell flach nordfallenden Grauwackenschiefern aufgebaut. Der blättrige Schwarzphyllit ist verwitterungsanfällig und dünnschichtig geschiefert. Untergeordnet treten Chloritschiefer, serizitreiche Phyllite und serizitische Quarzite sowie dunkelgraue karbonatische Phyllite und Dolomitlagen auf. Eine Karbonateinschaltung wird im Steinbruch Ginau technisch genutzt. Weiters sind auch Dolomite mit pinolitischer Struktur erbohrt worden sowie einige gering erzführende brandige Schieferzonen bekannt.
1974 begannen für den Ausbau der Wagrainer Bundesstraße die ersten lotrechten und schrägen Kernbohrungen zur Erkundung des Tiefgangs der Rutschmassen. Seit 1984 werden diese Bohrungen nicht nur geologisch, sondern auch fotografisch dokumentiert und sind im sogenannten „Baugrundkataster" des Geologischen Dienstes beim Land Salzburg öffentlich zugänglich. Einige Bohrungen wurden mit Neigungsmessern ausgestattet. Diese Einbauten in die Bohrlöcher gestatten eine Feststellung von Verschiebungen an den verschiedenen Gleitbahnen.

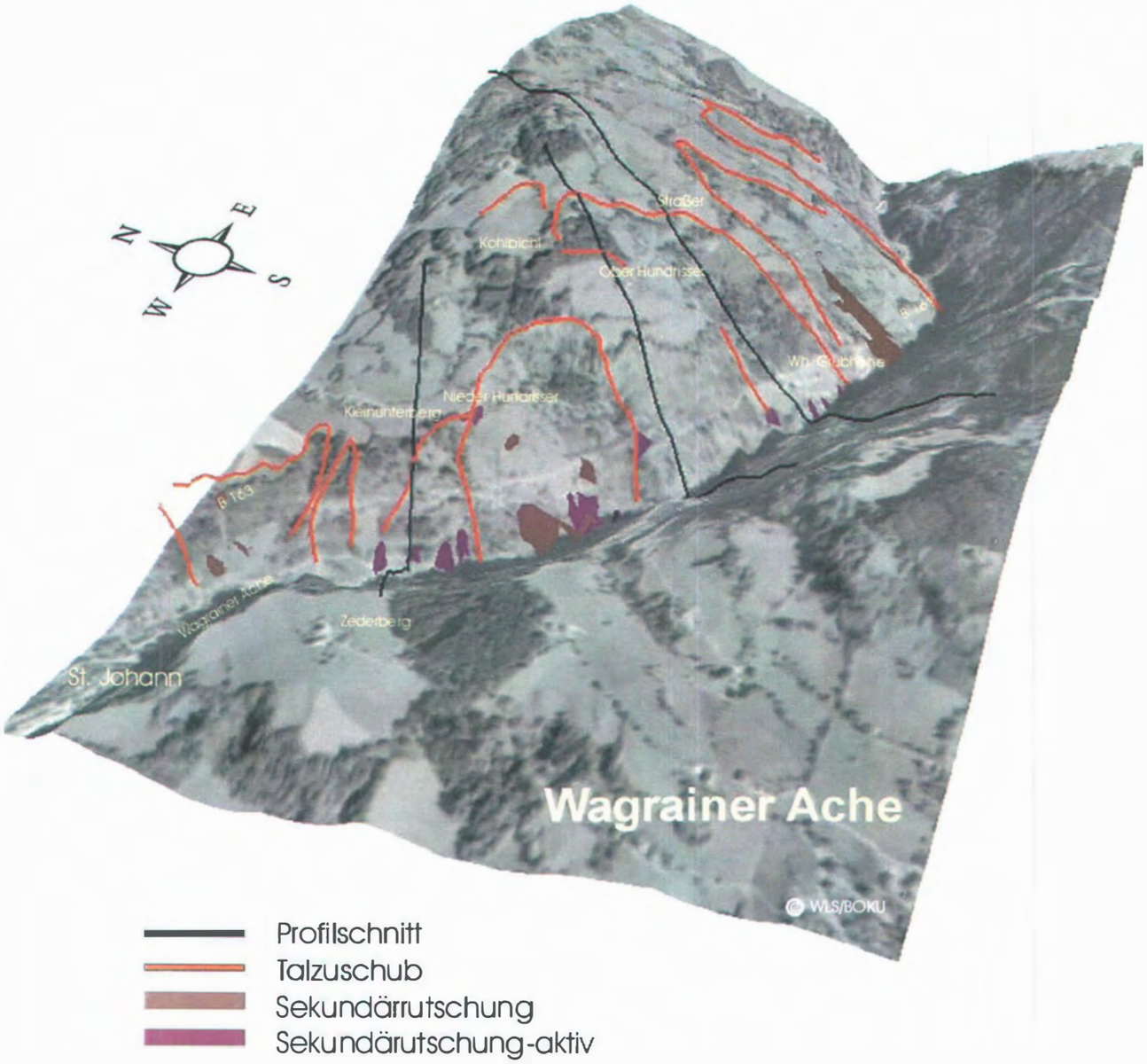


Abb. 1: Übersicht über das Untersuchungsgebiet

Vier Talzuschübe

Im ersten Talzuschub **Kamlhäusl** konnte anhand eines amtlichen Vermessungsbolzens beim Wohnhaus „Höll" seit 1964 eine vertikale Absenkung um 44 cm nachgewiesen werden. Dieses Haus bergseits der Bundesstraße „schwimmt" in der Massenbewegung mit und weist nicht die geringsten Risse oder sonstigen Schäden auf.
Entlang des Nordhanges der Wagrainer Ache entdeckte das Büro Geoconsult 1986 weitere drei tiefgründige Talzuschübe, die durch Bohrungen an der Bundesstraße verifiziert worden sind. Fast die gesamte B 163 ist in diesen **Massenbewegungen Grubhöhe, Wiesberger** und **Kendl** von schweren Schäden betroffen.

Wagrainer Bundesstraße B 163:

Bei Straßen-km 20,2 wurde die Ankerwand Kamlhäusl errichtet. Diese Ankerwand an der Bergseite der Straße wurde auf Bohrpfähle aufgesetzt, welche die seichte Kriechschwarte von 6 m Mächtigkeit an die tiefere Gleitscholle quasi annageln. Die tieferliegende Gleitbahn wurde in 46 m unter Gelände erbohrt. 1983 bewegte sich die seichte Rutschmasse mit einer Geschwindigkeit von 10 mm in drei Monaten relativ zur tieferen Gleitscholle talwärts, in 46 m Tiefe konnte nur ein Drittel dieses Verschiebungsbetrages gemessen werden.
Die aufgelöste Bohrpfahlwand ist in 9 bis 12 m Tiefe gegründet. Die aufgehende Stahlbetonwand wurde durch fallend gebohrte Anker von 15 bis 20 m Länge zusätzlich gesichert, sodass hier die seichte Kriechscholle an die tiefere Gleitmasse angebunden worden ist. Die talseits ausgeführte Pfahlwand ist für eine Ankerung in der Zukunft vorbereitet; hier öffnete sich in den zehn Jahren Bestand eine Spalte von ca. 1 m Breite, weil die bisher ungestützte seichte Kriechscholle talseits der Straße weiter gekrochen ist.

Abb. 2: Spalte entlang der talseitigen Bohrpfahlstützwand,
B 163 Wagrainer Straße, km 20,2

Dieses System der Hangsicherung wurde von Helmut Kienberger 1984 entworfen und auf geologische Gutachten von Werner Fürlinger sowie Geoconsult aufgebaut. Es ersetzt eine alte Ankerwand an der Bundesstraße, deren vorgespannte Anker durch die seichte Kriechbewegung abgeschert worden sind und letztlich zum Versagen der Stützmauern geführt haben.

Schiefes Haus *Niederhundrisser*:

Am bergwärtigen Ende dieses Talzuschubes Kamlhäusl (auch Kamlreib genannt) befindet sich der **Bauernhof Niederhundrisser**. Im Jahr 1756 wurde dieses Gehöft mit gemauertem Sockel errichtet und in Holz aufgebaut. Während das bergseitige Ende des Bauernhofes am „Fels" hängt, schwimmt die Talseite in der Rutschung mit. Um die Bewohnbarkeit des Hauses zu gewährleisten, wurde das Holzhaus durch eingefügte Balken derart gehoben, dass der Giebel nach wie vor horizontal ausgerichtet ist. Am abgesunkenen Mauersockel ist die Absetzung von ca. 1 m in 250 Jahren nachrechenbar. Diese leichte Holzkonstruktion stellt eine sanierbare und nachjustierbare Bauweise im alpinen Raum dar, die eine Besiedelung solcher Kriechhänge über Jahrhunderte ohne besondere Komforteinbuße möglich machte.

Abb. 3: Schiefes Haus *Niederhundrisser*, Baujahr 1756

Zum Vergleich dazu mußte eine Hofzufahrt, die im Jahre 1988 errichtet worden ist, im Jahr 1997 vollständig erneuert werden: Ein etwa 20 m langes Wegstück führte durch den obersten Absetzungsbereich dieses Talzuschubes und war nach weniger als 10 Jahren über 1 m abgesessen. Trotz talseitiger Sicherung mit einer massiven Betonelementwand (Krainerwand) musste eine bergseitige Umtrassierung zur weiteren Erreichbarkeit des Hofes vorgenommen werden.

Güterweg Rettenstein:

In den Jahren 1963/64 wurde der Güterweg Rettenstein als Zufahrt zum Gasthaus Hahnbaum errichtet. In etwa 800 m Seehöhe verläßt dieser Güterweg ostwärts den Talzuschub Wiesberger und erklimmt das unbewegte „Ufer" dieser Massenbewegung. Zwar ist im geologischen Sinne auch dieses Ufer als Massenbewegung anzusprechen, befindet sich aber zur Zeit relativ in Ruhe. Dieser Übergang wurde durch mehrere Mauerfelder an der Bergseite gesichert. Eines davon überbrückt genau die Randkluft der Massenbewegung und wird seit 1990 messtechnisch überwacht. Setzungen von 15 mm/Jahr entsprechen dem generellen Hangkriechen.

Im Frühjahr während der Schneeschmelze sind jährliche Bewegungsschübe zu erkennen, die im Frühjahr 1992 zu einer Beschleunigung auf mehr als das Doppelte des üblichen Kriechwertes führten. Die Setzungskurve dieser Messungen zeigen sehr schön den Einfluss einer zusätzlichen Durchfeuchtung durch länger dauernde Niederschläge oder Schneeschmelzen. Während längerer Trockenzeiten oder Frostperioden nimmt die Kriechtendenz wieder auf den langjährigen Durchschnittswert von 15 mm/Jahr ab. Diese gleichförmige Deformation ist anscheinend unabhängig von der Durchfeuchtung der Rutschmasse und stellt einen mechanischen Dauerzustand dieses Talzuschubes dar.

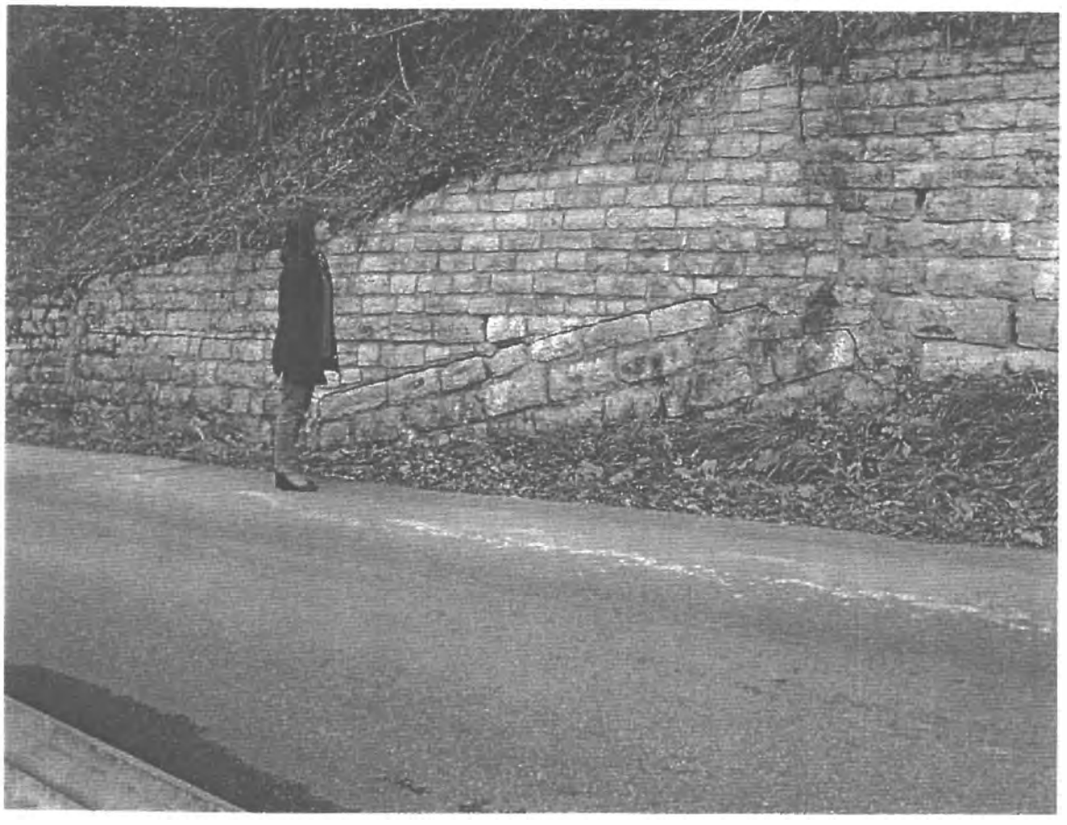


Abb. 4: Güterweg Rettenstein,
in 30 Jahren deformierte Mauer

In diesem Wegstück ist inzwischen die durchgehende Wegsteigung von 13 Prozent auf deutlich mehr als 20 % gestiegen, was speziell bei eisigen Fahrbahnbedingungen immer wieder zu gefährlichen Situationen geführt hat. Diese Rampe ist praktisch nicht sanierbar. Die Kriechbewegungen wären auch mit großem technischem Aufwand (Dreipunkt-geankerte Stahlbetonwände, Errichtung einer Hangbrücke mit durch die Kriechmasse hindurchstoßenden Brunnengründungen, die umfließbar zu gestalten wären) praktisch nicht zu bekämpfen.
Als Sanierung könnte lediglich eine Umtrassierung des Güterweges erfolgen. Bei der Querung eines solchen Talzuschubrandes sollte die Steigung des Weges so verflacht werden, dass eine Versteilung des Gradienten des Weges durch Kriechbewegungen bis zu 1 m vertikaler Setzungen erst zur zulässigen Maximalsteigung des Weges führen. Dann wäre eine vorschriftsgemäße Wegbenützung während der nächsten 50 Jahre garantiert und die Ausbesserungskosten eher gering einzustufen.

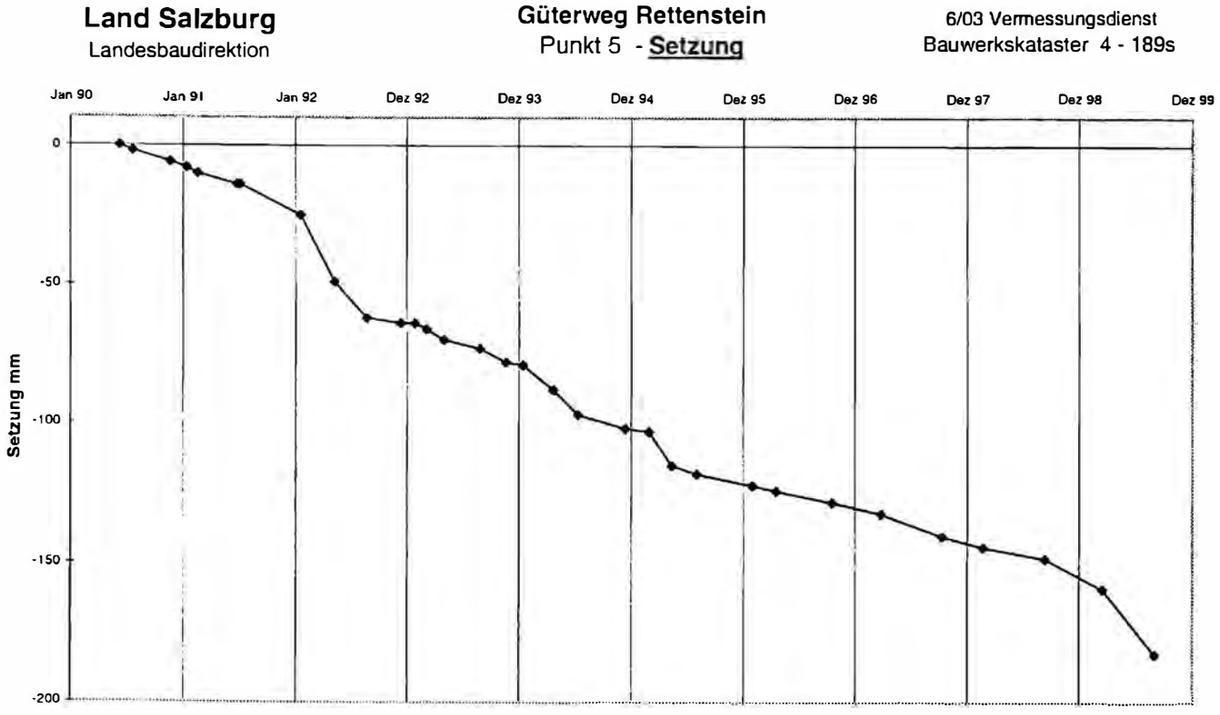


Abb. 5: Setzungskurve am Güterweg Rettenstein

Hydrogeologie:

In solchen Kriechhängen herrschen unübersichtliche hydrologische Verhältnisse:

Zahlreiche Quellen und Bachläufe ändern ihre Wasserführung sowohl zeitlich als auch räumlich. Viele Quellen dienen der Hauswasserversorgung von einzeln stehenden Gehöften. Im Zuge eines gesamten Entwässerungsprojektes der Hänge müssen sämtliche Wasserrechte erhalten bleiben. Beispielsweise darf nicht im oberen Bereich eine Fassung von Quellen erfolgen und diese verlustfrei durch Rohre oder Schlauchleitungen aus dem Hang abgeleitet werden, wenn dadurch eine tiefer gelegene Folgequelle trocken fällt und eine Trinkwasserversorgung eines Hofes ausfiele. Die technisch erwünschte Trockenlegung eines Hanges muss mit den jeweiligen Grundbesitzern abgestimmt werden und auf einen Erhalt ihrer Wasserrechte muss auch von Behördenseite großer Wert gelegt werden.

Im Fall der Wagrainer Ache konnte nach langwierigen Verhandlungen eine einvernehmliche Lösung dahingehend gefunden werden, dass ein zentrales Verteilerbauwerk geschaffen wird und von diesem die einzelnen Höfe mit Trinkwasser versorgt werden. Diese Maßnahmen des Wildbachverbauungsprojektes müssen alle in Projektsform der Wasserrechtsbehörde vorgelegt und von dieser genehmigt werden, bevor sie in die Tat umgesetzt werden dürfen.

Zur Überwachung des Talgrundwasserkörpers sowie des Hanggrundwassers wurde bei der Konsolidierungssperre II ein Hangpegel gesetzt (siehe Abb. 6, nächste Seite).

Leider wies dieser gespanntes Hangwasser auf, das geringfügig über das Niveau des ursprünglichen Wagrainer Baches anstieg. Im Zuge der Hinterfüllung dieser Konsolidierungssperre stieg dieser Hangwasserspiegel um einige Meter an, um schlussendlich bei der Umlegung des Wagrainer Baches in sein höher gelegenes neues Flussbett völlig unerwartet wieder fast auf das ursprüngliche Niveau abzusinken. Eine endgültige Erklärung dieses Phänomens steht noch aus. Vermutlich ist ein Zusammenhang mit weiter taleinwärts gelegenen Baumaßnahmen gegeben. Während des Höchststandes dieses Hangwassers war dort ein lokaler Tümpel vorhanden, der diesen wasserführenden Bachschotter im Hang alimentiert haben könnte. Nach Auflösung dieses Tümpels sank das Grundwasser ab. Dieses Hanggrundwasser ist an der Oberseite durch sehr tonige Rutschmassen aus phyllitischen Verwitterungsprodukten und unsortierten Rutschmassen abgedichtet.

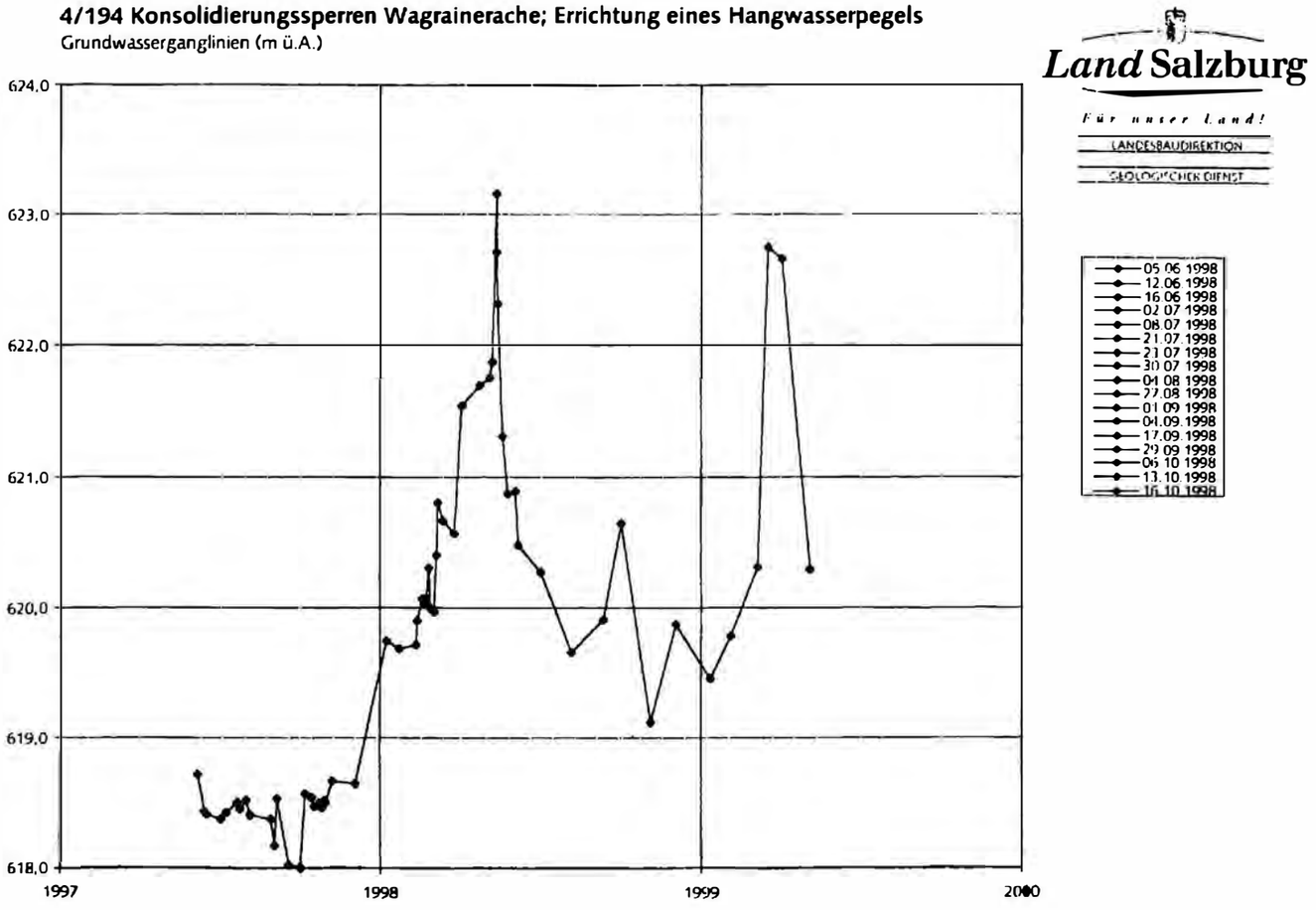


Abb. 6: Grundwassergangline im Hangpegel 1/97 bei Sperre II

Überwachung:

An vielen Punkten wurde im Laufe der letzten 10 Jahre eine geodätische Überwachung der Hangbewegungen durchgeführt.
Diese zuerst nur an der Bundesstraße und am Güterweg Rettenstein durchgeführten Vermessungen wurden inzwischen auf alle vier Talzuschübe ausgedehnt. Eine große Schwierigkeit stellt dabei die Suche von festen Anbindepunkten für das Messnetz dar. Der ursprünglich hinter einer Hangkante gelegene Festpunkt beim Niederhundrisser erwies sich durch die Präzisionsvermessungen ebenfalls als beweglich; auch dieser Punkt ist von - wenn auch geringfügigen - Bewegungen betroffen.
Sämtliche Messpunkte sowohl nach Setzung als auch nach Bewegung müssen mit modernsten Messgeräten vielfach nachgemessen werden, um die erforderliche Genauigkeit von wenigen Millimetern zu erreichen. Mit den im Vermessungswesen üblichen Methoden wäre trotz modernster Messmethoden wie der Zuhilfenahme von Global Positioning-Systemen (GPS) höchstens eine Messgenauigkeit von Dezimetern möglich.

Es entstehen ganz banale Probleme dadurch, dass die Messstangen mit den angeschweissten Haltern für Reflektoren auf Weiden häufig vom Vieh zerstört werden. Im unmittelbaren Straßenbereich sind wiederum Beschädigungen im Winterdienst häufig, sodass im Laufe der Jahre immer wieder etliche Messpunkte ausfallen. Trotzdem lassen sich verschiedene Geschwindigkeiten und verschiedene Kriechbereiche unterscheiden.

Ausblick:

Durch die Talverbauungen mit insgesamt drei Großsperren von bis zu 20 m Aufhöhung der Wagrainer Ache können mittelfristig Verlangsamungen der generellen Kriechbewegung erwartet werden. Die jahreszeitlich bedingten Kriechbeschleunigungen, die auf Wassersättigung des Bodens zurückgeführt werden, soll durch ein flächiges Entwässerungsprojekt eingedämmt werden.

Sowohl die noch funktionierenden Neigungsmesser entlang der Bundesstraße als auch das geodätische Messnetz wird laufend vom Geologischen Dienst überprüft. Diese Messungen sollen nach einem Zeitraum von etwa fünf Jahren nach Fertigstellung der drei großen Konsolidierungssperren verbindliche Rückschlüsse auf die Wirksamkeit der Bachverbauung einerseits sowie der Entwässerungsmaßnahmen im Hang andererseits zulassen. Beim Bau der dritten Sperre wurden die Betonsohlen der Flügelmauernmit einer Vielzahl von Meßgeräten ausgestattet, sodaß über diese *Monitoring*-Maßnahmen eine Beurteilung der Verhältnisse möglich sein wird.
Nach einer Beruhigung der Talzuschübe kann mit einem Ausbau bzw. mit einer dauerhaften Sanierung der Bundesstraße fortgefahren werden. Die Ausweisung von Bauland ist in diesem Hang zwar keineswegs geplant, bestehende Objekte müssen auch aus rechtlichen Gründen erhalten werden und Haussanierungen, kleinere Anbauten oder Umbauten auch in den Rutschhängen möglich bleiben.

Literatur:

Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg, 1992: Befund A.Nr.: G2/167/91. Bestimmung bodenmechanischer Kennwerte, Bauvorhaben B 163 Wagrainer Bundesstraße, Grubhöhe.

Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg, 1992: Befund A.Nr.: G5/153/92, Einbau, Null- und Folgemessungen von zwei Neigungsmeßprofilen, Bauvorhaben B 163 - Wagrainer Bundesstraße, Baulos Grubhöhe.

Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg, 1985: Befund - Folgemessung eines Neigungsmeßprofiles, Zeitraum Mai 1984 bis Oktober 1985.

BECHTOLD, D., KLEBERGER J. & SCHRAMM, J.-M., 1980: Rohstoff-Forschung Projekt 16 A + 16 C, Geologisch-geotechnische Kartierung Raum St. Johann / Wagrain, Plan RF-80/1.

BRÜCKL, E., 1986: B 163 Wagrainer Straße, Baulos Grubhöhe: Refraktionsseismische Messungen. - Firma Interfels, Salzburg.

FÜRLINGER, W., 1983: Baugeologisches Gutachten. B 163, Wagrainer Bundesstraße (km 20,2).

GARBER, E.,1983: Bodenmechanisches Gutachten. B 163, Wagrainer Straße, Ankerwand „Karnlhäusl".

KIENBERGER, H., 1984: Bodenmechanisches Gutachten über eine Rutschung „Karnlreib" und Ausarbeitung eines Sanierungsvorschlages.

KLEBERGER, J., 1987: B 163 Wagrainer Straße, Baulos Grubhöhe, km 18,1+52 -20,2+42. Baugeologische Bearbeitung. Ingenieurbüro Geoconsult.

SCHRAMM, J.-M., 1981: Schlußbericht - Untersuchung der Lockergesteine ausgewählter Gebiete. Geologisch-geotechnische Kartierung im Raum St. Johann – Wagrain

VOGELTANZ, R., 1972: Generelles geologisches Gutachten, Wagrainer Straße, B 163, Neutrassierung. - Amt der Salzburger Landesregierung.

VOGELTANZ, R., 1974: Baugeologische Beurteilung von Rutschstellen. Wagrainer Straße, B 163, km 20,2. - Amt der Salzburger Landesregierung.

Autor:
Rainer BRAUNSTINGL, Dr.
Landesgeologe von Salzburg
Amt der Salzburger Landesregierung
Geologischer Dienst, Postfach 527
A-5010 Salzburg
rainer.braunstingl@land-sbg.gv.at
http://www.land-sbg.gv.at

Bau- und Umweltgeologie in Südtirol:

Von einfachen Baugrunduntersuchungen zum aufwendigen bioventing-Verfahren

Joachim SCHWEIGL

1. Einleitung

Anhand von zwei ausgewählten Beispielen der Baugeologie und einer umweltgeologischen Studie in Brixen bzw. Bozen soll dem Leser ein Einblick in den Alltag des Südtiroler Geologen ermöglicht werden. Dabei wird weniger der Zweck einer genauen, möglichst vollkommenen wissenschaftlichen, geotechnischen Darstellung verfolgt, als die Probleme, die Gesetzeslage und die Vorgehensweise der angewandten Geologen aufzuzeigen.
Bei den ausgewählten Beispielen handelt es sich um die Erweiterung und den Umbau eines privaten Wohnhauses in Bozen, den Zubau einer öffentlichen Schule in Brixen und die Sanierung eines Heizölschadens am regionalen, öffentlichen Krankenhaus in Bozen.

2. Geologisch-geotechnische Studie zum Umbau und Erweiterung eines privaten Wohnhauses in Moritzing in Bozen

2.1 Vorgeschichte

Im Dezember 1997 stürzte ein mehrere Kubikmeter großer Felsblock auf das Wohnhaus der Grundparzelle 2953 in Moritzing der Katastralgemeinde Gries in Bozen (Abb. 1). Die Hausbewohner waren gerade beim Essen, als der Felsblock durch das Dach in das Nebenzimmer krachte, obwohl ca. 12 m oberhalb des Hauses am Hang ein vier Meter hoher Steinschlagschutzzaun stand. Der Felsblock hatte sich von einer über hundert Meter hohen Felswand, welche sich ca. 50 m oberhalb der Häusersiedlung befindet, losgelöst und war über den Steinschlagschutzzaun gesprungen.
Die Hausbewohner verkauften daraufhin ihr Anwesen und zogen von der Siedlung weg. Die Firma Rauchbau erwarb das Anwesen und beauftragte das Büro Geologie und Umweltschutz (Bozen) mit der baugeologischen Studie für einen Umbau und Erweiterung des Wohnhauses. Aus dem Einfamilienhaus ohne Keller sollte ein Wohnhaus mit drei Wohneinheiten und einem Kellergeschoss entstehen.

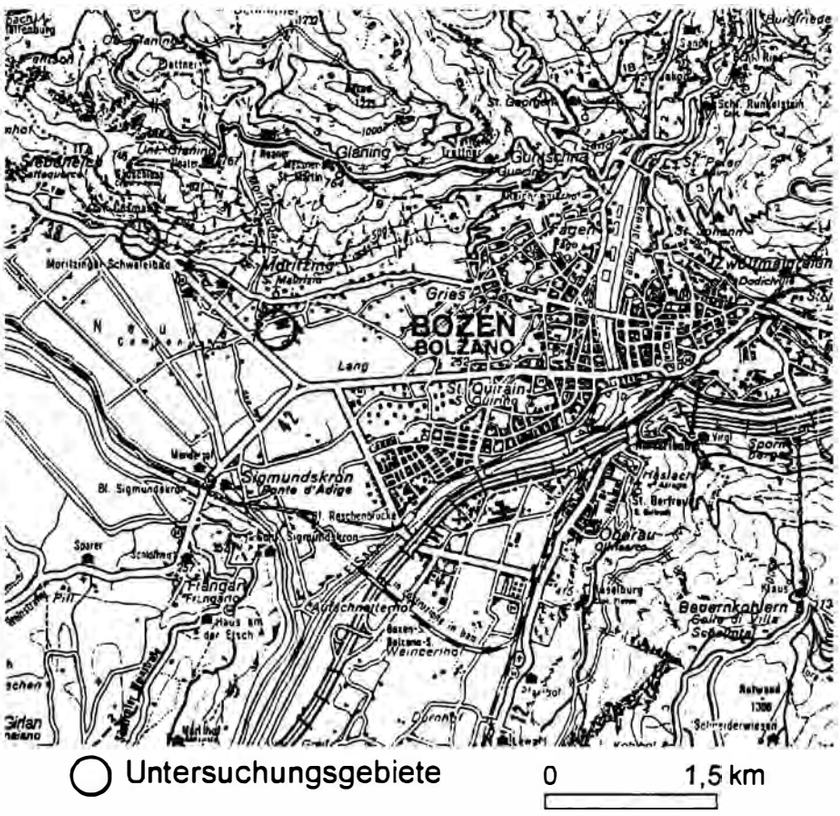


Abb. 1: Lageplan 1:50.000 mit den Untersuchungsgebieten Moritzing West und Krankenhaus Bozen

2.2 Gesetzlicher Rahmen

Die Recherchen in den zuständigen öffentlichen Ämtern ergaben, dass die gesamte Siedlung von der Stadtgemeinde Bozen im Bauleitplan als Zone B5, d.h. Wohnzone, eingestuft ist. Dies, obwohl hinter der Siedlung eine über hundert Meter hohe Felswand aus weitständig geklüftetem Bozner Quarzprophyr steht, von welcher laut Anwohnerberichten immer wieder Felsbrocken herunterkamen, bisher allerdings ohne Schaden anzurichten. Desweiteren hatte die Stadtgemeinde Bozen zur Sicherung der Siedlung ein Steinschlagschutzprojekt mit Steinschlagschutzdämmen und -zäunen beauftragt, welches demnächst realisiert werden sollte.

Zum Glück trat inzwischen das Landesgesetz vom 17.06.1998 Art. 73 in Kraft, welches für jede Änderung des Bauleitplanes ein geologisches Gutachten vorschreibt.

Unsere Studie erfolgte nach den Richtlinien des Ministerialgesetzes vom 11.03.1988, welches die Richtlinien und Tarife für geologisch-geotechnische Studien im Baubereich enthält.

Der Rechtsstreit zwischen dem ehemaligen Eigentümer des Wohnhauses und der Stadtgemeinde Bozen, mit welchem die Haftung und Schuld der Stadtgemeinde an diesem Unglück geklärt werden soll, war zur Zeit der Drucklegung des Manuskriptes noch im Gange.

2.3 Geologie

Die untersuchte Moritzinger Siedlung befindet sich auf dem orographisch linken Hangfuß des Etschtales im Nordwesten des Bozner Stadtkernes (Abb. 1), westlich des regionalen Krankenhauses. Der Hangfuß besteht aus Hangschutt, welcher von den steilen Felswänden aus Bozner Quarzporphyr heruntergefallen ist (Abb. 2).
Das begutachtete Wohnhaus liegt etwa 50 m oberhalb der Staatstraße Nr. 38 von Bozen nach Meran, welche in etwa die morphologische Grenze zwischen Talboden mit alluvionalen Etschsedimenten und dem Hang mit Quarzporphyrschutt bildet.
Der Hangschutt besteht aus groben, eckigen, oft metergroßen Blöcken aus Quarzporphyr in einer sandigen, manchmal siltigen, quarzreichen Martrix. Der Bozner Quarzporphyr ist ein permischer, rhyolithischer bis dazitischer, rötlicher bis grüngrauer Ignimbrit. Er ist mittel- bis weitständig geklüftet (Dezimeter bis Meter), was zur Folge hat, dass sich bei einem Sturzereignis Blöcke größerer Dimensionen lösen.
Der anstehende Fels ist ca. 15 m westlich des Wohnhauses aufgeschlossen.

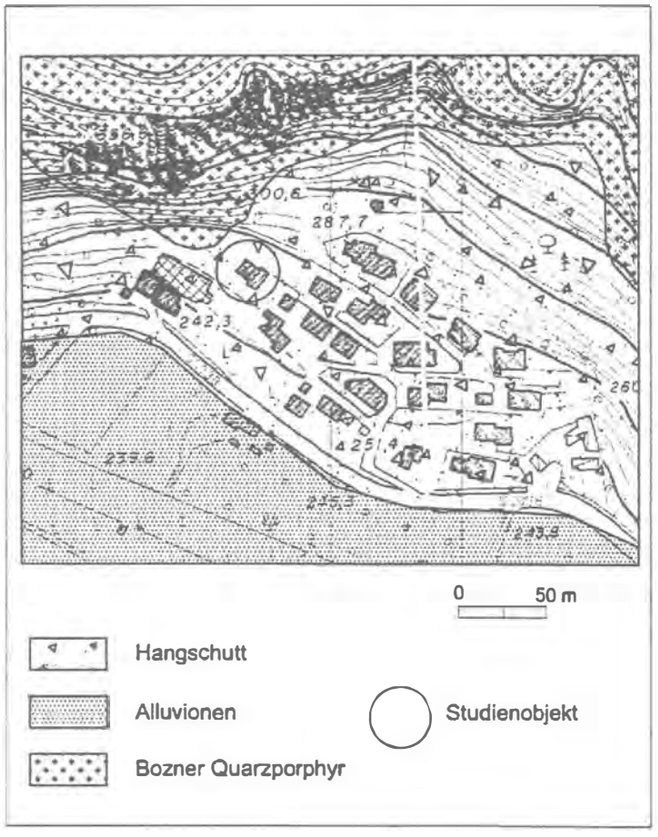


Abb. 2: Geologische Karte 1:20.000 von Moritzing West

2.4 Geophysik

Um die Mächtigkeit des Hangschuttes und den Verlauf der Felsoberkante im Untergrund zu bestimmen wurde eine Hammerschlagseismik (Refraktionsseismik) ca. 10 m oberhalb des Wohnhauses quer zum Hang (Ost - West) durchgeführt. Das seismische Profil war 25 m lang und es wurde mit 12 Kanälen gemessen.
Die Messungen ergaben für den Hangschutt eine Wellengeschwindigkeit von 329 m/sec und für den verwitterten, oberflächlich aufgelockerten Quarzporphyr von 1589 m/sec. Die Mächtigkeit des Hangschuttes steigt von 3,3 m im Westen nahe dem Quarzporphyraufschluß auf 5,2 m im Osten.
Dies bedeutet, dass das neu zu errichtende Kellergeschoss des Wohngebäudes im Ostteil sicher auf Hangschutt gegründet wird, während im Westteil mit einer Gründung auf Fels, vor allem bergseitig, zu rechnen ist.

2.5 Hydrogeologie

Durch die hohe Durchlässigkeit des Hangschuttmaterials, welches direkt mit den alluvialen Schottern des Etschtals verzahnt, ist mit keinem permanenten Hangwasser zu rechnen. Bei starken Regenereignissen kann es allerdings zu beachtlichen Wassermengen an der Hangschutt- Felsgrenze kommen. Daher wird empfohlen mit Drainagen an den bergseitigen Hauswänden für eine entsprechende Entwässerung vorzusorgen.

2.6 Geotechnik

Aufgrund mehrerer durchgeführter baugeologischen Studien der Firma Geologie und Umwelt im Etschtal und im Bozner Talkessel kann man folgende geotechnische Werte für Hangschutt aus Bozner Quarzprophyr annehmen:

Wichte = γ = 18.5 KN/m³
Reibungswinkel $\varnothing$ = 36 - 37°
Kohäsion C = 0
kurzfristige Kohäsion C = 3 - 5 Kpa

Bei diesen Werten handelt es sich um gute geotechnische Eigenschaften. Da das Bauwerk auf Hangschutt und Fels gegründet wird, muss man die unterschiedlichen Setzungen in die statischen Berechungen einbringen.
Eine Gründung mit spezifischen Lasten bis zu 20 Kpa ist zu empfehlen und sollte bei obigen Werten kein Problem sein.
Der zulässige Böschungswinkel beim Aushub wurde nach den Formeln und den Diagrammen von Hoek & Bray (1981) ermittelt. Dabei wurde ein Sicherheitsfaktor F = 1.3 und das Modell eines voll entwässernden Hanges angenommen. In die Berechnungen von Hoek & Bray (1981) fließen obengenannte, geotechnische Parameter ein.
In unserem Fall bekommen wir für eine Aushubhöhe von H = 7 m einen maximal zulässigen Böschungswinkel von β = 43° und für eine Aushubhöhe von H = 4 m einen Böschungswinkel von β = 52°.

2.7 Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Untersuchungen lassen folgende Aussagen und Empfehlungen zu:

- die Aushubarbeiten für das neue Gebäude erfolgen im grobblockigem Hangschutt, im Westteil in Fels. Im Zuge der Aushubarbeiten können auch große Blöcke im Hangschutt hervortreten
- man sollte direkte Gründungen mit speziellen Lasten bis zu 20 Kpa machen, um differenzielle Setzungen zwischen Fels und Hangschutt anzugleichen
- bei Aushubhöhen von 4 bis 7 m (F = 1.3) dürfen die Böschungswinkel max. 43° bzw. 52° betragen
- man sollte "Bohrpfahlwände" zur Sicherung von Nachbarbauten verwenden, falls dies vom Projektanten als notwendig erachtet wird
- es ist nicht mit permanenten Hangwasser zu errechnen, aber Drainagen an den unterkellerten Hausteilen für Starkregenereignisse wären angebracht.

3. Geologisch-geotechnische Studie zur Erweiterung der Landesberufsschule für das Gastgewerbe "Hellensteiner" in Brixen

3.1 Einleitung

Aufgrund steigender Schülerzahlen brauchte die Berufschule für das Gastgewerbe "Emma Hellensteiner" in Brixen einen Zubau. Das Landesamt für Geologie und Baustoffprüfung wurde beauftragt, das geologisch-geotechnische Gutachten dafür zu erstellen. Die Berufsschule liegt im Süden von Brixen am Fischzuchtweg (Abb. 3). Der Zubau besteht aus drei Stockwerken, ist nicht unterkellert und wurde im Nordostteil des Schulareals errichtet, wo vorher ein 1,6 m hoher künstlicher Aufschüttungshügel mit Vegetation stand.

3.2 Untersuchungsprogramm

Für die geologische Studie wurden folgenden Untersuchungen und Berechnungen durchgeführt:

- Erstellung einer geologischen Karte 1 : 5.000
- 2 Trockenrotationskernbohrungen auf E. T. 10,50 m
- mehrere S.P.T. Versuche
- Anfertigung von geologischen Schnitten
- Hydrogeologische Betrachtungen
- Geotechnische Berechnungen

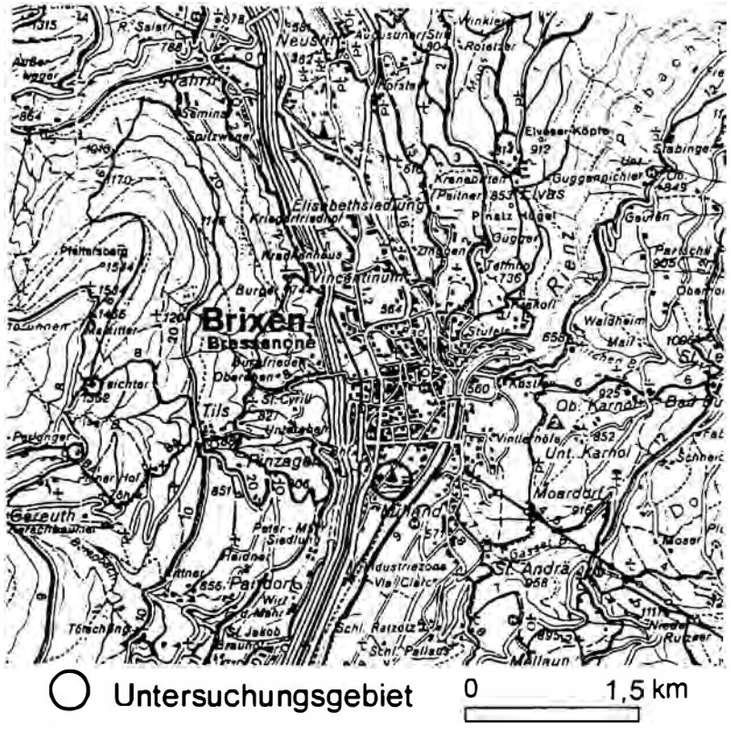


Abb. 3: Lageplan 1:50.000 mit Untersuchungsgebiet in Brixen

3.3 Geomorpholgie und Geologie

Die Landesberufsschule liegt auf morphologisch ebenem Gelände im Süden des Brixner Talkessels. Der Brixner Talkessel ist aus feinkörnigen, alluvialen Sedimenten der Flüsse Eisack und Rienz aufgebaut, welche mit den grobkörnigen Ablagerungen der Seitenbäche verzahnen (Abb. 4). Die Schule liegt im distalen Bereich von Holler- und Talhoferbach. Im Untergrund wechseln siltige Sande und Schotter der Flüsse mit Steinen und Blöcken der Seitenbäche. Die gut gerundeten Komponenten bestehen aus Quarzdioriten, Brixner Quarzphylliten und Graniten, aber auch kalkalpines Material aus den Abtragungsgebieten der zwei Flüsse findet sich.

3.4 Stratigraphie

Die zwei Bohrungen, welche auf dem 1,6 m hohen künstlichen Aufschüttungshügel durchgeführt wurden, ergaben folgenden stratigraphischen Aufbau:

- Lage A: oberster Teil 0,2 m brauner humusreicher Mutterboden; 2 - 2,5 m mächtiger stark kiesiger, schluffiger, lockerer, brauner Sand
- Lage B: 2 m schwach schluffiger Fein - Mittelsand

- Lage C: 5 m mächtige, schwach schluffige, steinige Lage aus gut gerundetem Kies und Sand

Die Hauptkomponenten waren die vorher genannte Kristallingesteine der Umgebung.

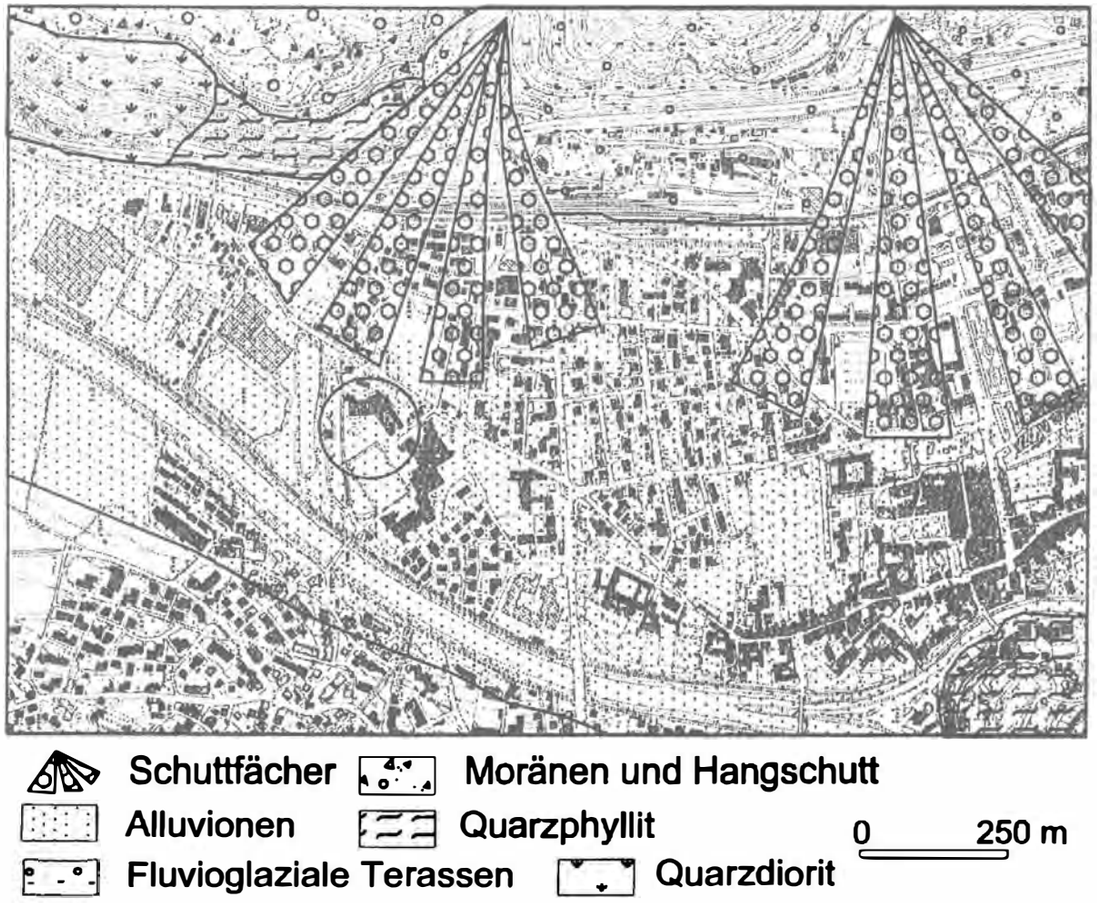


Abb. 4: Geologische Karte 1:50.000 von Brixen Süd

3.5 Hydrogeologie

Der untersuchte Untergrund besteht hauptsächlich aus Sanden und Kiesen, die eine hohe Wasserdurchlässigkeit aufweisen. Der Grundwasserspiegel im Juni 1998 war 1,35 m unterhalb Geländeoberkante.
Der nächstgelegene amtliche Messbrunnen der Stadtwerke liegt im Landesbauhof, einige 100 m südlich und 1 m unterhalb der Kote der G.O.K. der Berufsschule. In den Jahren 1996 und 1997 zeigt der Messbrunnen Grundwasserspiegelschwankungen von über 4 m zwischen Grundwassertiefstand im November (ca. 5 m unter G.O.K) und Grundwasserhochstand im Juli (ca. 0,5 m unter G.O.K).
Da wir auch an den anderen Messbrunnen derart hohe Grundwasserspiegelschwankungen haben, muss der Grundwasserkörper in direktem Kontakt zum Vorfluter (Eisack) stehen und auch unser Untersuchungsareal ist davon betroffen. Dies bedeutet, es muss mit einem normalen Grundwasserhochstand im Juli von ca. 0,5 bis 1,0 m unter G.O.K gerechnet werden. Da unser Gebäude ca. 1 m unter G.O.K. gegründet wird, muss mit einer Wasserabdichtung der Fundamente vorgesorgt werden.

3.6 Geotechnik

Aufgrund der Bohrungen, der S.P.T Versuche zwischen 3.00 und 7.00 m Tiefe und Erfahrungswerten solcher Böden kommen wir zu folgenden geotechnischen Eigenschaften (Norm DIN 4094):

- Lage A: locker, schlechte geotechnische Eigenschaften
  $\varphi = 30°$, $c = 0$, $\gamma_{Erdf} = 18$ KN/m³, γ_w 20 KN/m³, $\gamma_A = 10$ KN/m³
- Lage B: locker, schlechte geotechnische Eigenschaften
  $\varphi = 32{,}5°$, $c = 0$ $\gamma_{Erdf} = 19$ KN/m³, $\gamma_w = 21$ KN/m³, $\gamma_A = 11$ KN/m³
- Lage C: dicht, gute geotechnische Eigenschaften
  $\varphi = 35°$, $c = 0$ $\gamma_{Erdf} = 22$ KN/m³, $\gamma_w = 24$ KN/m³, $\gamma_A = 14$ KN/m³

- Berechnung der Tragfähigkeit nach DIN 4017, T 1:

Das Bauwerk wird auf einer Platte mit drei Trennfugen auf der Lage B (im obersten Bereich) gegründet.
Tragfähigkeit = zulässige Sohlnormalspannung = Grundbruchspannung ÷ Sicherheit, wobei Sicherheit = 3

Platte 1 : a = 32 m, b = 14 m, d = 0,5 m, Tragfähigkeit = σ_0 = 486,2 KN/m²
Platte 2 : a = 24 m, b = 14 m, d = 0,5 m, Tragfähigkeit = σ_0 = 466,1 KN/m²
Platte 3 : a = 16 m, b = 5m, d = 0,5 m, Tragfähigkeit = σ_0 = 204,3 KN/m²

Bei den erhaltenen Werten handelt es sich um gute Tragfähigkeitswerte, was bedeutet, dass Bodenaustausch oder Pfahlgründungen nicht notwendig sind.

3.7 Schlussfolgerungen

Aufgrund unserer Untersuchungen kommt man zu folgendem Schlussbild:

- Eine Plattengründung geht gut.
- Die Gründungslage B weist schlechte geotechnische Eigenschaften auf. Das Material sollte vorher ausreichend verdichtet werden (z. B. Vibroflotation) und anschließend mit einem Lastplattenversuch überprüft werden.
- Aufgrund des hohen GW-Spiegels wird eine wasserdruckhaltende Abdichtung oder Wanne empfohlen.

4. Geologische, hydro- und umweltgeologische Studie zur Sanierung eines kontaminierten Areals am Moritzinger Regionalkrankenhaus in Bozen

4.1 Einleitung

Im Zeitraum zwischen März und Dezember 1996 erfolgte ein unkontrollierter Austritt von 4000 bis 5000 l Heizöl in den Untergrund durch die schadhafte Rohrleitung zwischen drei Heizöltanks und Heizraum des Bozner Regionalkrankenhauses in Bozen (siehe Abb. 1).
Der Heizölaustritt wurde erst im Jänner 1997 bemerkt, da zu jener Zeit der Service der neuen Gasheizung erfolgte und man die Ölheizung einschalten wollte. Die Stelle des Ölaustrittes wurde durch sofortige Kernbohrungen im Bereich der Krankenhauswäscherei im Südosten des Krankenhauskomplexes, ca. 2 m unterhalb G.O.K des Parkplatzes vor der Wäscherei lokalisiert. Alle zuständigen Behörden wurden sofort verständigt und das Büro Geologie und Umwelt im Februar 1997 mit der Erstellung einer hydro- und umweltgeologischen Studie beauftragt.

4.2 Gesetzlicher Rahmen

In Italien und Südtirol gab es 1997 kein einheitliches Gesetz in Bezug auf die Verunreinigung von Boden und Untergrund. Das Staatsgesetz Nr. 441/87 von 1987 überließ den einzelnen Regionen die Gesetzgebung. Bis 1996 hatten nur vier Regionen (Toscana, Piemonte, Emilia Romagna und Lombardei) Gesetze mit Richtlinien und Grenzwerten zur Kontamination des Untergrundes erlassen. Daher war es notwendig, sich an den vorhandenen in- und ausländischen Richtlinien zu orientieren.
Ein staatliches Dekret Nr. 22 vom 5.2.1997 über Müll und Sondermüll (Anpassung an EU-Richtlinien 91/156, 91/689, 94/62) enthält Hinweise zur Sanierung von kontaminierten Böden.
Darüberhinaus gibt es: Das Dekret D.P.R 236 von 1988 über Stoffkonzentrationen im Trinkwasser (EU-Norm Nr. 80/778). Das Gesetzesdekret Nr. 132 vom 27.1.1992 zum Schutz von Grundwasser (EU-Norm 60/68). Südtiroler Landesgesetz Nr. 63 vom 30.6.1984 (neue Ausgabe) zum Gewässerschutz und zur Abwasserregelung. Die Holländer Liste 1983 und 1994 mit Richtlinien und Grenzwerten bei verunreinigten Böden.

4.3 Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm gliederte sich in einen allgemeinen und technischen Teil:

Allgemeiner Teil:

- stratigraphische, sedimentologische, geotechnische und hydrogeologische Untersuchung der Sedimente
- Erkundung der horizontalen und vertikalen Ausdehnung der Kontamination
- Massenbilanz
- Analyse der Schadstoffe
- Sanierungsvorschläge

Technischer Teil:

- 21 Trockenrotationskernbohrungen (5.00 - 12.00 m E.T., ∅ 101 mm)
- Installation von 9 Piezometern (∅ 50 - 80 mm)
- 23 Bodenproben und Analyse (nur TPH = Total Petroleum Hydrocarbons)
- 9 Wasserproben und Analyse (TPH, Benzol, Toluol, Ethylbenzol, m+p Xylol, o Xylol)
- Vermessung der Piezometeroberkanten mit Theodolith und Nivelliergerät
- 4 Durchlässigkeitsbestimmungen nach Lefranc kombiniert mit der kf-Wert Berechnung nach Hazen

4.4 Geologie und Stratigraphie

Das Bozner Regionalkrankenhaus befindet sich im Westteil des Bozner Talkessels auf ebenem Gelände im Einflußbereich der Schuttkegel des Moritzinger Baches und der Talfer und der alluvialen Ebene der Etsch (Abb. 5).
Dementsprechend ist im Untergrund mit einer Wechsellagerung von mittel- bis grobkörnigen Bachsedimenten und feinkörnigen Flussablagerungen zu rechnen. Die Felswände, ca. 1 km nördlich des Krankenhauses bestehen aus rötlichen Ignimbriten (Fig. 5), dem Bozner Quarzporphyr, welcher das Sedimentspektrum dominiert.
Aufgrund der Kernbohrungen ließ sich der Boden in 4 verschiedene Lagen einteilen:

- Lage A: (0,00 – 2,50 m)
  Aufschüttung aus Sand und Schotter mit Ziegel- und Reifenresten
- Lage B: (2.50 – 6.00 m)
  Silt mit sandigen, schottrigen Einschaltungen.
  Oft ist der Silt sandig oder tonig. Wenig verdichtet
- Lage C: (6.00 – 12.00 m)
  Sandiger Schotter oder schotterhältiger Sand, mittel–grobkörnig, gut gerundet. Leicht verdichtet
- Lage D: (ca. ab 15.00 m)
  Mächtige Ton-Silt-Abfolge; bekannt durch geotechnische Untersuchungen des Büros Geologie und Umwelt vom angrenzenden Areal im Jahre 1994.

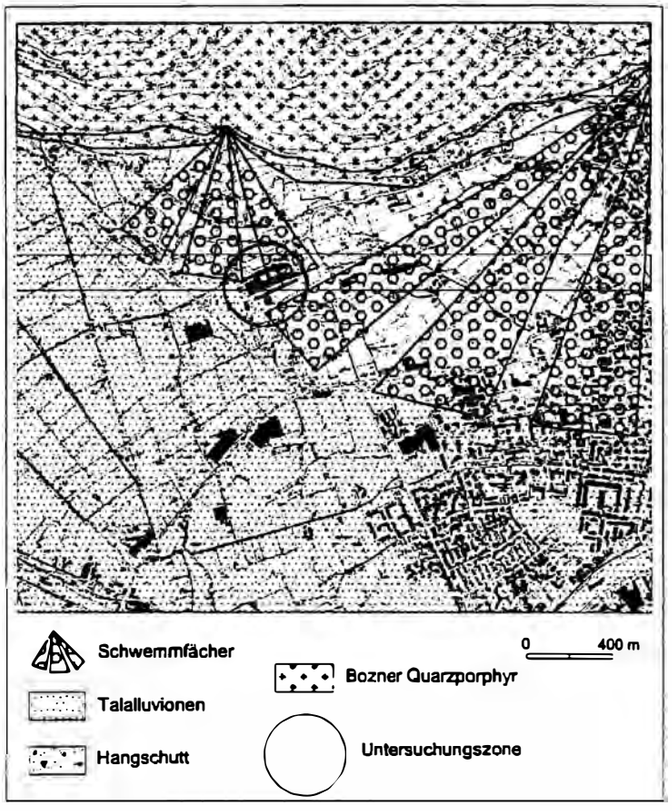


Abb. 5: Geologische Karte 1:10.000 vom westlichen Teil Bozens

4.5 Hydrogeologie

Durch die stratigraphischen und hydrogeologischen Versuche ließ sich die Durchlässigkeit des Bodens folgendermaßen einteilen:

Lage A:	Aufgrund der Heterogenität der Aufschüttung ist die Permeabilität sehr variabel, aber durchschnittlich mittel- bis hoch
Lage B:	niedrige bis mittlere Durchlässigkeit Lefranc $K = 5 \times 10^{-7}$ m/s (siltige Lagen) Hazen $K = 3 \times 10^{-5}$ m/s (sandig-siltige-Lagen)
Lage C:	mittlere bis hohe Permeabilität (Sand-Schotter) Lefranc + Hazen: $K=1{,}5 \times 10^{-3} - 6 \times 10^{-4}$ m/s
Lage D:	Ton-Silt-Abfolge ist gering bis undurchlässig, somit bildet sie einen Stauhorizont

Die Piezometermessungen im Zeitraum eines hydrologischen Jahres gaben folgende Ergebnisse:

Der Grundwasserspiegel befindet sich in einer mittleren Tiefe von 5,5 m ab G.O.K. des Wäschereiparkplatzes. Es handelt sich um einen freien Grundwasserkörper
Die Piezometermessungen ergaben Anomalien in der Nähe von Mauern
Der Grundwasserkörper besitzt eine mittlere Mächtigkeit von 10 m, in der Lage B+C
Der Grundwassergleichenplan ergab eine GW – Fließrichtung nach ESE bis SE (Abb. 6)
Der hydraulischer Gradient $i = \Delta h/\Delta l = 4.5 \times 10^{-4}$ m war gering
Unsere Piezometermessungen verglichen wir mit den Messungen von benachbarten amtlichen Messbrunnen, wobei sich ähnliche Schwankungen und Hoch- bzw. Tiefstände ergaben
Die Grundwasserspiegelschwankung beträgt jährlich 2,5 – 3,0 m, das Maximum ist im Juli und das Minimum im März
Die mittlere Grundwasserfließgeschwindigkeit beträgt 0,5 m pro Tag.

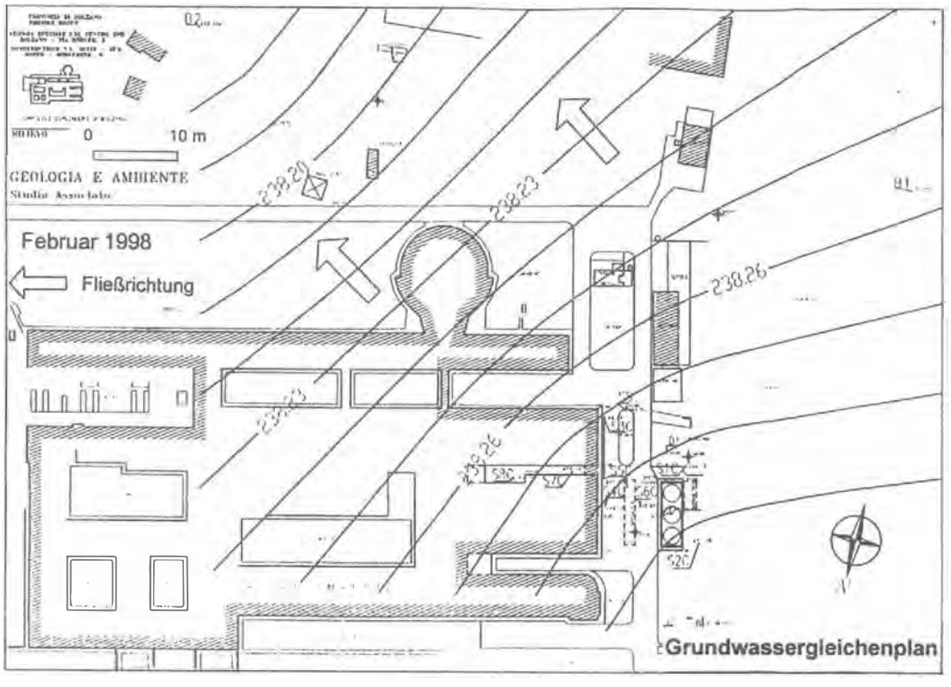


Abb. 6. Grundwassergleichenplan vom Februar 1998

4.6 Umweltgeologie

Während der Bohrungen wurden sofort Proben genommen und Abschnitte mit Ölgeruch und schmierigem Ölfilm dokumentiert.
In den Piezometern wurde mit Hilfe einer Sonde der Firma ORS die Dicke der freischwimmenden Ölschicht bestimmt. Nahe dem Zentrum des Ölaustrittes (Bohrungen S4, S5 und S7, siehe Fig. 7) wurde eine maximale Dicke der Ölschicht von 4 mm gemessen.
Von den Bohrkernen wurden 21 Proben entnommen, um den gesamten Kohlenwasserstoffgehalt (TPH-Gehalt) mittels Gaschromatographie zu bestimmen.
Nur in den Bohrungen wie oben (Abb. 7) wurden 150 bis 1.117 mg/kg in 5 bis 7m Tiefe gefunden, in allen anderen unbedeutende Konzentrationen von TPH unter 10 mg/kg. Aufgrund der Mächtigkeit und der flächenmäßigen Ausdehnung ließ sich somit das Volumen des signifikant verunreinigten Bodens mit 3000 bis 4000 m^3 abschätzen.

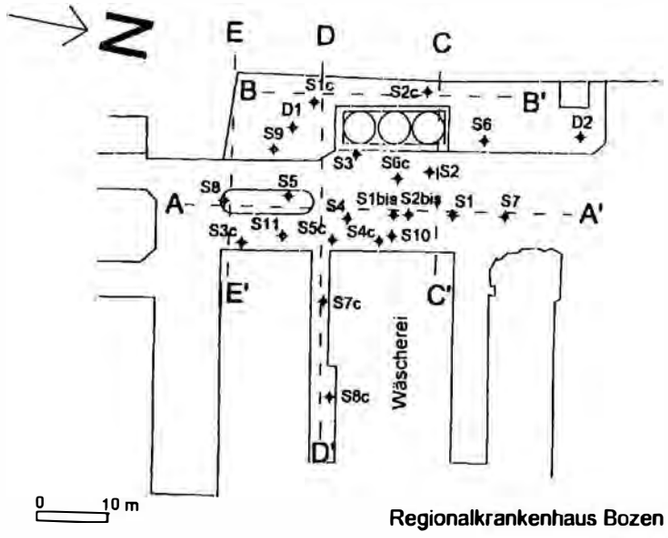


Abb. 7: Lageplan der Bohrungen 1:500

Von allen installierten Piezometern wurden Wasserproben genommen, um den Gesamtkohlenwasserstoffgehalt (TPH) und die aromatischen Kohlenwasserstoffe (BTEX) zu bestimmen. Nur in den Punkten S7 und S6 wurden geringe Mengen von 6,0 und 2,6 µg/l an aromatischen Kohlenwasserstoffen gefunden, welche unter den gesetzlichen Grenzwerten für Trinkwasser liegen. In allen anderen waren die Mengen unterhalb der analytischen Nachweisgrenze. Die TPH-Konzentrationen mit bis zu 10.680 µg/l in den Punkten S4, S6 und S7 (Abb. 7) überschritten die gesetzlichen Trinkwassergrenzwerte deutlich. In allen anderen Piezometern hingegen waren sie analytisch nicht nachweisbar.

4.7 Schlussfolgerungen

Die hydro- und umweltgeologische Studie brachte folgende Ergebnisse:

- Das Schadenszentrum befand sich bei den Bohrlöchern S4C und S6C bei der Wäscherei des Krankenhauses
- Das Heizöl bedeckte eine Fläche von ca. 2000 m^2
- Der Ölspiegel oszillierte gemeinsam mit der Grundwasserspiegelschwankung maximal 3 m pro Jahr
- Die Kohlenwasserstoffe haben sich im unteren Bereich der Lage B mit einer Mächtigkeit von ca. 2 m und einer maximalen Tiefe von 7,5 m festgesetzt
- Der geringe, freischwimmende Ölfilm (max. 4 mm) zeugt von einer überwiegenden Haftung im Boden
- Die Konzentration der gesamten TPH im Boden in den Punkten S4, S5, S6 und S7 lag zwischen 150 und 1000 mg/kg, in allen anderen waren TPH analytisch nicht nachweisbar
- Das kontaminierte Volumen betrug 3000 bis 4000 m^3
- Die geringe TPH Konzentrationen im Wasser zeugten ebenfalls von Fixierung im Boden
- Die Kohlenwasserstoffe liegen hauptsächlich als C_{10} bis C_{24} - Fraktionen vor. Diese sind unter aeroben Bedingungen leicht abbaubar.

4.8 Sanierungsmaßnahmen

Eine Sanierung des Grundwassers ist aufgrund der geringen Konzentrationen in wenigen Piezometern und der überwiegenden Haftung im Boden nicht notwendig. Der auf der Wasseroberfläche frei schwimmende Ölfilm kann mit Hilfe eines Sanierungsbrunnens (∅ 300 - 500 mm) entfernt werden.
Für den mit Kohlenwasserstoffen kontaminierten Boden kommt grundsätzlich eine ex-situ oder in-situ Sanierung in Frage.
Eine ex-situ Sanierung hätte in unserem Fall zu viele Nachteile, wie zu wenig Volumen, Lärmbelästigung, zu große Verbauung des Areals und eine Absenkung des Grundwasserspiegels um ca. 3 m, welche allerdings durch eine Nachbarbaustelle in nächster Zeit erfolgen sollte.

Bei einer in-situ Sanierung ist kein Soil Venting möglich, weil wir es mit schwerflüchtigen Produkten zu tun haben. Gut geeignet wäre hingegen das Bioventing - Verfahren, weil unsere Schadstoffprodukte unter aeroben Bedingungen leicht abbaubar sind, eine künstliche Absenkung des GW-Spiegels um ca. 3 m durch eine Nachbarbaustelle erfolgt, kein Lärm entsteht, eine bereits erfolgte Respirometerprobe positiv war und sie auch Unterwasser möglich (Air Sparging) ist.
Daher wurde das Bioventing - Verfahren für ein Jahr in Auftrag gegeben mit dem Sanierungsziel, in dieser Zeit 90 % der vorhanden Kohlenwasserstoffe abzubauen.

5. Literatur

Hoek, E. & Bray, J.W. (1981): Rock slope engineering (3rd edn.). Institution of Mining and Metallurgy, London.

DIN Normen: Deutsches Institut für Normen. DIN Taschenbücher, Beudt Verlag, Bonn.

Autor:
Joachim SCHWEIGL, Mag.Dr.
Südtiroler Landesregierung
Amt für Geologie und Baustoffprüfung
Eggentaler Straße 48
I-39053 Kardaun bei Bozen
joachim.schweigl@provinz.bz.it

Koralmtunnel: Methodische Erkenntnisse aus der Projektvorbereitung

Gerhard HARER
Richard OTTO

1 Einleitung

Die Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG (HL-AG) hat nach der Übertragungsverordnung im August 1995 mit den Planungsarbeiten für den etwa 130 km langen Abschnitt Graz - Klagenfurt im Süden Österreichs begonnen. Wie bei allen Projekten der HL-AG werden dabei alle relevanten Aspekte der Bereiche Verkehr / Technik, Raum / Umwelt und Wirtschaftlichkeit berücksichtigt.

Das Kernstück innerhalb des Planungsabschnittes stellt der etwa 30 km lange Koralmtunnel dar. Die Erfassung der Untergrund- und Grundwasserverhältnisse stellt dabei auf Grund der aussergewöhnlichen Projektslänge sowie der komplexen und unterschiedlichen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse an die für die Projektsabwicklung verantwortliche Gesellschaft und deren Fachbearbeiter hohe Anforderungen. Grundsätzliche Überlegungen zur Vorgehensweise bei der Erkundung für den Koralmtunnel wurden von HARER & VAVROVSKY (1998) sowie HARER & RIEDMÜLLER (1999) erläutert und werden deshalb hier nicht weiter ausgeführt.

Abb. 1: Übersichtslageplan der Koralmbahn

2 Geologischer Überblick

Die Tunnelquerung des Nord-Süd verlaufenden Gebirgszuges der Koralpe fällt in den Abschnitt zwischen Deutschlandsberg und St. Andrä im Lavanttal. Der nach derzeitigem Kenntnisstand zweiröhrige Tunnel wird eine Länge von etwa 30 km haben. Die maximalen Überlagerungshöhen werden bis zu 1.700 m betragen. Der geologisch-geotechnische Bearbeitungsraum hat eine Ausdehnung von rund 10 km x 30 km.

Den überwiegenden Bereich des Trassenraumes bauen polymetamorphe Gesteine des Koralmkristallins auf. Hochanisotrope Gesteine wie Plattengneis, Augengneis und Gneis / Glimmerschiefer dominieren. Im zentralen Abschnitt überwiegt quarzreicher Gneis. Untergeordnet treten Amphibolite, Eklogitamphibolite, Eklogite, Metagabbros, Pegmatite sowie verschiedene verkarstungsfähige Marmore auf. Intensive Störungsbeeinflussung, heterogene Bergwasserverhältnisse und die hohen Überlagerungen bilden hier die maßgeblichen Einflußfaktoren (OBERHAUSER, 1980; BECK-MANNAGETTA, 1991; HOINKES, 1992).

Nur in den östlichsten und westlichsten Bereichen werden jungtertiäre und quartäre Lockersedimente angetroffen. Am Ostrand sind dies Grobklastika sowie fluviatile und marine Feinklastika des Weststeirischen Tertiärbeckens. Am Westrand werden Fein- und Grobklastika sowie Kohleflöze des Lavantaler Beckens gequert.

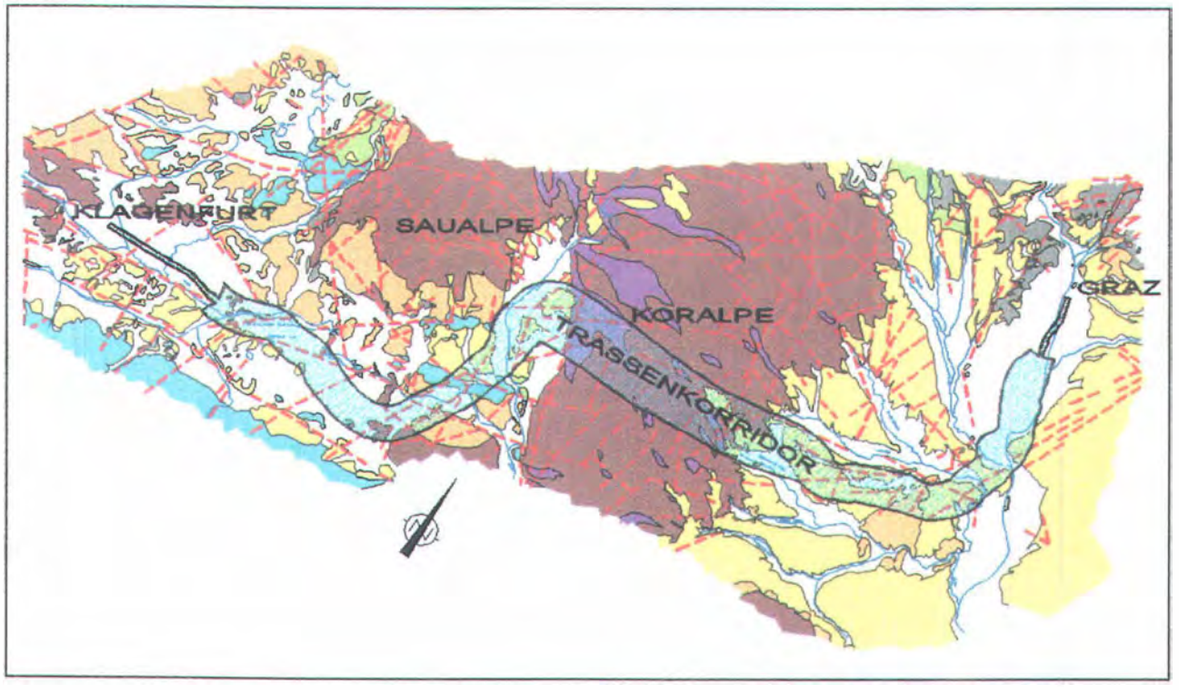


Abb. 2: Trassenkorridor und geologische Übersicht

3 Stand der Bearbeitungen

Für die baugeologischen, hydrogeologischen und geomechanischen Bearbeiter galt es, in einer ersten Stufe alle relevanten Aspekte so aufzubereiten, dass eine für die Trassenvorauswahl ausreichende, vereinheitlichte flächige Grundlage vorliegt.

Alle verfügbaren Unterlagen wurden erhoben, gesichtet, auf deren Vergleichbarkeit, Plausibilität und Interpretierbarkeit hin überprüft und verarbeitet.

Im Gelände erfolgten geologische Vergleichsbegehungen sowie hydrogeologische Vorerhebungen. Der Kenntnisstand der Tektonik wurde in dieser Phase unter Zuhilfenahme von Auswertungen aus Satelliten- und Luftbildern und des digitalen Höhenmodells sowie durch Geländestudien neu überarbeitet und interpretiert (DECKER, 1998). Aus dieser, über den gesamten Trassierungsraum von ca. 300 km^2 vereinheitlichten Information wurde ein räumliches Modell erarbeitet. Daraus hergeleitet konnte eine flächige, vorerst auf Einheitsquadrate von 1 km^2 bezogene, generelle geotechnische Bewertung auf Tunnelniveau vorgenommen werden.

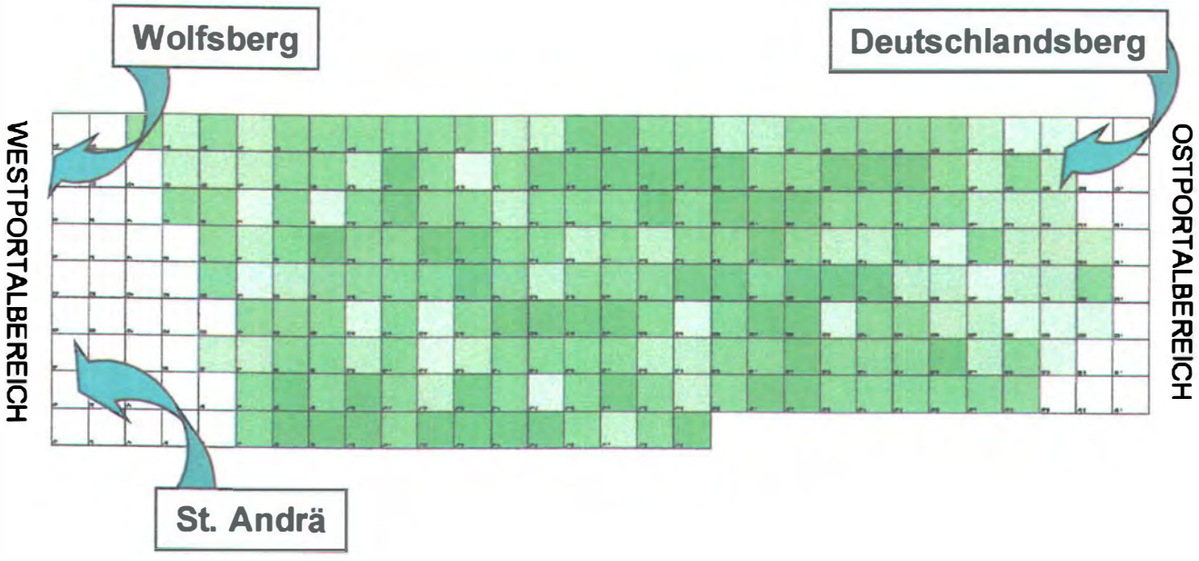


Abb. 3: Flächige Darstellung der geotechnischen Bewertung des Trassenraumes
(Risikoabschätzung des Kristallins für einen TBM-Vortrieb: dunkelgrün: problematisch, hellgrün: unproblematisch, weiss: keine Bewertung (Tertiär); [RIEDMÜLLER et al., 1998]

Die Einflussfaktoren für die Bewertung sind dabei:

- Trennflächengefüge
- Überlagerung
- Lithologie
- Störungen (mit deren Orientierung, Ausbildung, Dichte und Einfluß auf die Wasserführung)

Mit diesem Zugang konnte den Planern zeitgerecht eine einheitlich aufbereitete, zweidimensionale Grundlage auf Tunnelniveau für die Trassenvorauswahl aus der Sicht Ingenieurgeologie, Hydrogeologie und Geomechanik zur Hand gegeben werden.

Durch die Datenerfassung und automatisierte Ermittlung der Faktoren im GIS (Geographic Information System) ist von Beginn an sichergestellt, dass dieses System ständig durch neue Daten aktualisiert wird und Neubewertungen ohne großen Aufwand durchgeführt werden können. Somit ist es in weiterer Folge auch möglich, verschiedene Trassenvarianten auf einfache Weise zu vergleichen.

Auf ein Erkundungsprogramm wurde in dieser ersten Phase der Trassenvorauswahl bewusst verzichtet.

Eine erste Erkundungskampagne bestehend aus vertiefender Kartierung, Erkundungsbohrungen und In situ-Versuchen sowie geophysikalischen Messungen wurde für 1999 konzipiert und zwischenzeitlich durchgeführt. Die Untergrunderkundung soll in der Folge mit dem Fortschreiten einer räumlichen Eingrenzung von Trassenbereichen zunehmend auf ein Trassenband fokussiert werden und in weiterer Folge zu einer Vertiefung des Kenntnisstandes in trassennahen Bereichen führen.

Folgende Punkte waren Inhalt dieser ersten Erkundungskampagne:

- Überprüfung und Verfeinerung der Modellvorstellungen aus der Phase der Trassenvorauswahl
- frühzeitiges Installieren von Messeinrichtungen (z.B. Pegel)
- Ermittlung von ersten Kennwerten für Gestein, Gebirge und Wasser

Mit dem seinerzeitigen Kenntnisstand über die geologischen Verhältnisse wurde mit folgenden Fragestellungen an die Konzeption dieser ersten, an die Verhältnisse der Koralpe möglichst optimal anzupassenden Erkundungskampagne gegangen:

- Sind die gängigen Leistungsverzeichnisse für Bohrarbeiten und für die begleitenden Messungen auf die Verhältnisse der Koralpe optimal anzuwenden?
- Welche begleitenden Untersuchungsvererfahren (z.B. Oberflächengeophysik, Bohrlochmessungen) bringen eine optimale Ergänzung zum Bohrprogramm?
- Wie können Parameter ökonomisch und mit ausreichender Genauigkeit (z.B. mittels indirekter Verfahren) ermittelt werden?

Um maßgebliche Fragestellungen nicht nur theoretisch zu beleuchten, wurden 1998 begleitende Projekts- und Forschungsarbeiten initiiert. In diesem Zusammenhang wurde auch ein „Testfeld“ definiert, in dem die gestellten Fragen unter „Vor-Ort-Bedingungen“ untersucht wurden.

4 Testfeld Stullneggbachgraben

Das Ziel bei der Bearbeitung des Testfeldes war, eine geologisch-geotechnische Charakterisierung des Gebirges in einem kleinen, ausgewählten Bereich des Trassenkorridors unter Anwendung moderner Methoden der Baugrunduntersuchung zu erhalten. Weiters sollten die Methoden an die spezifischen Untergrundverhältnisse der Koralpe angepasst, weiterentwickelt und deren Einsatzmöglichkeiten optimiert werden.

Auswahlkriterien für die Festlegung des Testfeldes waren

- die Lage im Trassenkorridor
- Untergrundverhältnisse, die für einen großen Bereich des Koralmtrassenkorridors repräsentativ sein sollten
- einfache, ganzjährige Erreichbarkeit, um jederzeit Untersuchungen bzw. Messungen durchführen zu können

Grundlage der Auswahl waren die Auswertung vorhandener publizierter und unveröffentlichter Unterlagen sowie eine in den Jahren 1996 bis 1998 im Auftrag der HL-AG durchgeführte ingenieurgeologische Übersichtskartierung im Maßstab 1:10.000 (RIEDMÜLLER et al., 1998).

Das auf dieser Grundlage ausgewählte, knapp 1 km^2 große Testfeld liegt im Stullneggbachgraben, ca. 5 km südwestlich von Deutschlandsberg. An Vorarbeiten wurde aus Luftbildern eine topographische Kartengrundlage im Maßstab 1:2.000 erstellt. Diese Karte bildete die Basis für die ingenieurgeologische Detailkartierung und für die strukturgeologische und tektonische Analyse ausgewählter Aufschlüsse.

Im Testfeld finden sich zwei für den geologischen Aufbau der Koralpe bedeutende lithologische Einheiten (siehe Abb. 4).

Darin überwiegen flach nach Osten einfallende blastomylonitische Plattengneise ("Stainzer Plattengneis") mit darin konkordant eingeschalteten geringmächtigen groben Augengneisen ("pegmatoide Lagen"). Die Plattengneise bauen den Nordwestteil des Testfeldes auf. Diese werden von einer Gneis/Glimmerschieferfolge überlagert, in der dünne Lagen von Amphiboliten, Eklogitamphiboliten, feinkörnigen Augengneisen und Marmoren eingelagert sind. Das Testfeld wird von mehreren subvertikalen, sowie schieferungsparallelen, flach nach Osten einfallenden Störungen durchzogen (Abschiebungshorizonte).

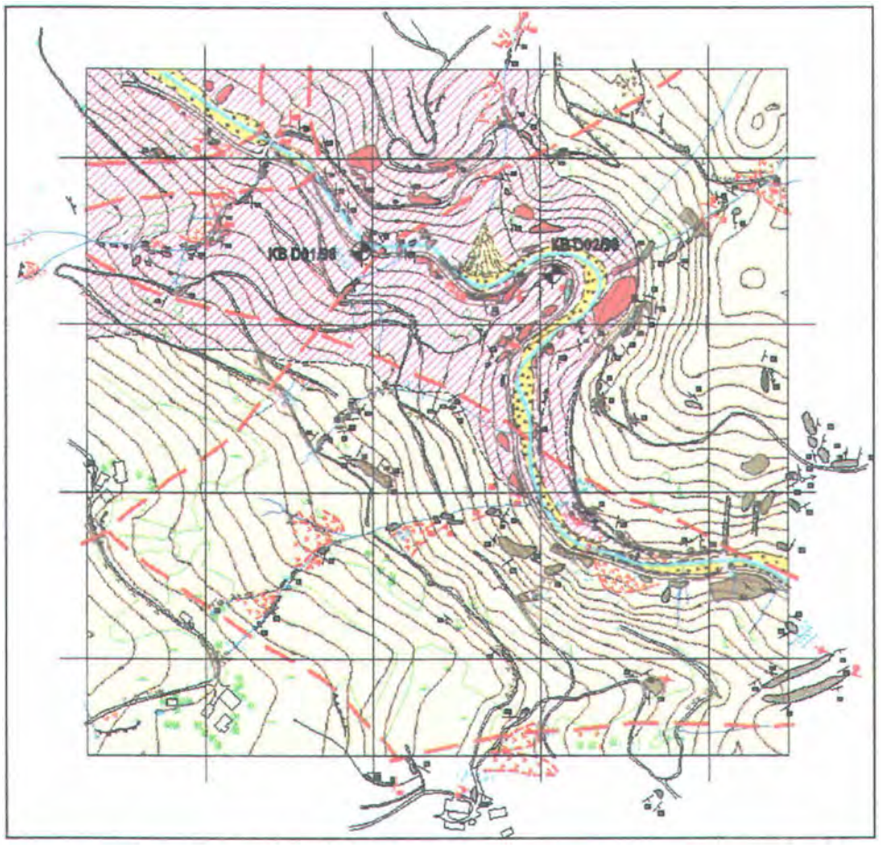


Abb. 4: Geologische Karte des Testfeldes Stullneggbachgraben
(Seitenlänge eines Quadrates = 200 m)

5 Tiefenerkundung im Testfeld

Das Untersuchungsprogramm umfaßte

- Kernbohrungen mit einer ingenieur- und strukturgeologischen Auswertung der Bohrkerne und dem Vergleich dieser Daten mit den Erkenntnissen aus der Geländebearbeitung
- In-situ Versuche im Bohrloch und Bohrlochmessungen
- Laborversuche an Bohrkernen zur Ermittlung von Gesteinsparametern
- geophysikalische Geländeuntersuchungen (seismische und geoelektrische Verfahren)

Tab.1: An der Durchführung der Tests bisher beteiligte Firmen und Institutionen

- **AGS (Graz, A)**: Geoelektrik (3-D-Multielektroden, Eigenpotentialmessungen)
- **BLM (Gotha / München, D)**: Bohrlochmessungen
- **DMT (Essen, D)**: Bohrlochmessungen, geophysikalische Laborversuche
- **Etschel & Meyer / Insond (Schladming / Neumarkt, A)**: Ausführung der Bohrarbeiten, Bohrlochausbau
- **GECO Umwelttechnik (Kapfenberg, A)**: Bohrlochmessungen
- **GGD (Leipzig, D)**: Geoelektrik, Geophysik im Zwischenfeld, Bohrlochmessungen
- **IMES (Wangen, D)**: Geophysik im Zwischenfeld (Seismische Tomographie)
- **Joanneum Research (Leoben, A)**: Reflexionsseismik, Geoelektrik, Bohrlochmessungen
- **Tauernplan (Salzburg, A)**: Dilatometermessungen, Wasserabpressversuche
- **TU Graz, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau (Graz, A)**: Felsmechanische Laborversuche
- **TU Graz, Institut für Technische Geologie & Angewandte Mineralogie (Graz, A)**: Bohrkerndokumentation, Tonmineralanalysen, Dünnschliffuntersuchungen
- **ZAMG (Wien, A)**: Refraktionsseismik

5.1 Bohrungen

Es wurden zwei Kernbohrungen fixiert. Das Ziel war, mit einer Bohrung einen möglichst ungestörten Bereich und mit der anderen, einen möglichst gestörten Bereich im Plattengneis zu erfassen. Die beiden kontinuierlich gekernten Vertikalbohrungen wurden vollständig mit PVC-Vollrohr, zementiertem Ringraum bzw. bei Bedarf mit Filterstrecken ausgebaut, um auch nachfolgende Bohrlochmessungen sicher zu gewährleisten.

Die Bohrung KB D-01 erreichte eine Teufe von rd. 100 m und befindet sich z.T. in stark gestörtem Plattengneis mit tonigem Kataklasit. Die im wenig bis ungestörten Plattengneis abgeteufte Bohrung KB D-02 besitzt eine Endteufe von 210 m.

5.1.1 Anforderungen an die Erkundungsbohrungen und den Bohrlochausbau

5.1.1.1 Bohrkernqualität

Wesentlich für eine hohe Aussagekraft der baugeologischen Bohrkernaufnahme und Interpretation sowie der Bohrkernuntersuchungen ist neben einer sorgfältigen Bohrausführung die Gewinnung eines ausreichend groß dimensionierten Bohrkernes (i.a. mindestens 100 mm Durchmesser). Ein vorsichtiger, möglichst erschütterungsarmer Transport der Kerne und deren sorgfältige, vor Austrocknung, Feuchtigkeit und Frost geschützte Lagerung hat erheblichen Einfluß auf die Aussagekraft der Bohrkernauswertung und auf die Ergebnisse von Labortests.

5.1.1.2 Bohrlochausbau

Ein Bohrlochausbau erscheint für nachfolgende Bohrlochmessungen, vor allem, wenn über längere Zeiträume hindurch Messreihen erforderlich sind, unbedingt notwendig. Negative Erfahrungen aus anderen Projekten (z.B. Mont Cenis - Tunnelprojekt) verdeutlichen dies eindrucksvoll. (mündl. Mitteilung FABRE, 1998).

5.1.2 Ergebnisse

5.1.2.1 Bohrkernqualität

Grundsätzlich ist zu betonen, dass durchwegs eine sehr gute Kernqualität erzielt wurde. Die Bohrkerndurchmesser liegen bei beiden Bohrungen zwischen 206 mm in der Lockergesteinsbedeckung und zumindest 101 mm in der Endteufe im Festgesteinsbereich. Die jeweils kurzen Vorbohrstrecken für die Dilatometer- und Wasserabpressversuche lieferten Kerndurchmesser von 83 mm.

Die Seilkernrohrbohrungen lieferten auch in gestörten Gebirgsbereichen ausreichend gute Bohrkerne, da erforderlichenfalls die gewonnenen Kerne sofort aus dem Kernrohr in ein entsprechend dimensioniertes, geschlitztes PVC-Rohr eingeführt wurden und somit ein weiteres Zerfallen der Kerne verhindert wurde. Dennoch ist die Verwendung eines Dreifachkernrohres (Coreliner) bei entfestigten bzw. stark zerklüfteten Gesteinen eher zu empfehlen, da hier der Kern unmittelbar nach der Bohrkrone in eine Schutzhülle eingeschoben wird somit ein noch besserer Schutz vor einem Zerfallen sichergestellt ist. Es zeigte sich ferner, dass das Seilkernverfahren neben anderen Vorzügen auch den Vorteil der Minimierung von Stillstandszeiten bei der Durchführung von In-situ Versuchen bietet, da nahezu alle Mess-Sonden durch das Aussenrohr und die Bohrkrone hindurch geführt werden konnten.

5.1.2.2 Bohrdatenschreiber

Der Einsatz von Bohrdatenschreibern ist international bereits häufig Stand der Technik. Die Ergebnisse der Bohrdatenschreiber liegen im Testfeld als Papierausdrucke (Hardcopies) vor. Bohrfortschritt, Drehmoment, Anpressdruck und Spülwasserrate wurden ausschreibungsgemäß aufgezeichnet. Um eine vom Zeitaufwand her sinnvolle Analyse und Weiterverwendung der Daten durchführen zu können, ist eine digitale Datenausgabe, die mit einer gängigen Software weiterverarbeitet werden kann, unbedingt notwendig. Es bleibt auch zu hoffen, dass ein verstärkter Einsatz von Bohrdatenschreibern in unseren Breiten auch zu einer Verringerung der derzeit dafür in Rechnung gestellten Kosten führen wird.

5.1.2.3 Bohrlochausbau

Beide Bohrungen wurden mit einem zentrierten PVC-Vollrohr mit einem Innendurchmesser von 3" ausgebaut. Der Ringraum wurde auszementiert. Die Bohrung KB D-01 ist im Bereich einer Störung von 32 m – 62 m mit einem geschlitzten PVC-Filterrohr, das in diesem Bereich mit Filterkies - Körnung 1 – 2 mm - hinterfüllt wurde, ausgebaut.

Der geplante Bohrlochausbau war mit vertretbarem Aufwand herstellbar. Die Qualität der Zementierung des Ringraumes lieferte ein gutes Ergebnis. Diese lag kraftschlüssig sowohl an der Verrohrung als auch an der Bohrlochwandung an. Bei den akustischen Bohrlochmessungen wurden dort keine Reflexionen festgestellt. Weiters zeigten sie eine hohlraumfreie Injektion.

Die Zentrierung der Verrohrung konnte hingegen nicht immer in der erforderlichen Qualität hergestellt werden. Eine Zentrierung durch nur mit den an der Verrohrung fixierten Injektionsschläuchen, ohne Verwendung von Abstandhaltern, erwies sich als unzureichend. Die Ergebnisse der Messungen mit dem akustischem Bohrlochfernseher belegten dies eindeutig. Diese Erkenntnis ist insbesondere von Bedeutung, da vielfach nur ein definierter Bohrlochausbau, d.h. z.B. ein zentriert eingebautes Kunststoffvollrohr mit hohlraumfrei auszementiertem Ringraum, zufriedenstellende Ergebnisse darauffolgender Bohrlochmessungen (z.B. ABF) ermöglicht.

5.2 Bohrlochversuche und –messungen:

Bei den Bohrungen wurden bislang im offenen und / oder ausgebauten Bohrloch die im folgenden angeführten Verfahren eingesetzt und getestet:

Tab. 2: Messungen und Versuche im offenen (unverrohrten) Bohrloch:

- Dilatometerversuche
- Wasserabpressversuche
- Geophysikalische Bohrlochmessungen
  - Caliper-Log
  - Akustischer Bohrlochfernseher (ABF)
  - Akustik-Log
  - Gamma-Log
  - Dichte-Log (Gamma-Gamma)
  - Widerstands-Log

Tab.: 3: Messungen im ausgebauten (verrohrten) Bohrloch:

- Caliper-Log
- Bohrlochverlaufsmessung (Single Shot)
- Akustischer Bohrlochfernseher (ABF)
- Akustik-Log
- Bohrlochseismische Intervallmessung
- Gamma-Log
- Neutron-Log
- Dichte-Log (Gamma-Gamma)
- Temperatur-Log und Temperaturgradient
- Leitfähigkeits-Log
- Flowmeter
- Elektrisches Widerstands-Log

Im folgenden werden nur einige Verfahren erläutert und näher kommentiert.

5.2.1 Caliper-Log

Durch mechanisches Abtasten mittels federnd an der Bohrlochwandung anliegenden Armen werden Unregelmäßigkeiten des Bohrlochdurchmessers gemessen. Dieses Verfahren dient zur Identifizierung von Durchmesseränderungen. Es ist ein Korrekturlog für alle Messverfahren, die eine Korrektur über die Bohrlochgeometrie benötigen. Somit können auch Bohrlochausbrüche im unverrohrten Loch registriert werden. Die Verformung oder Ablösung des Gebirges an der Bohrlochwandung lässt eine qualitative Abschätzung der Ausbruchsneigung der Gesteinspakete zu.

Bei Verwendung eines orientiert geführten 4-Arm-Calipers kann u.U. das horizontale Spannungsfeld im Gebirge grob abgeschätzt werden. Die Richtung von σ_{min} wird dabei durch vermehrtes Auftreten von Bohrlochwandausbrüchen charakterisiert. Trotzdem können Caliper-Messungen keinesfalls Gebirgsspannungsmessungen ersetzen. Im ausgebauten Bohrloch kann das Caliper-Log ferner für die Kontrolle des Ausbaus (Rohrstöße) bzw. der Einbauten hilfreich sein.

5.2.2 Bohrlochverlaufsmessung

Die Messung von Neigung und Richtung kann stationär oder kontinuierlich im offenen und im verrohrten Bohrloch durchgeführt werden. In den Bohrungen im Testfeld wurde eine Single-Shot-Messung in 5 m - Intervallen durchgeführt. Die Ergebnisse waren bei dieser kostengünstigen Methode ausreichend genau und zeigten Maximalabweichungen von der Lotrechten von ca. 4% der Bohrlochteufe.

5.2.3 Akustisches Bohrlochfernsehen (ABF)

Diese Methode, bei der Laufzeiten und Amplituden der an der Bohrlochwand reflektierten Ultraschallwellen gemessen werden, wurde sowohl im offenen als auch im ausgebauten Bohrloch angewandt. Der ABF ermöglicht eine Erfassung der Trennflächen mit deren Orientierung, Häufigkeit, Zustand etc. und unterstützt bzw. verbessert somit die geologische Bohrkernauswertung entscheidend. Durch die Reorientierbarkeit der Bohrkerne ergeben sich bedeutend größere – und abgesichertere – Aussagemöglichkeiten, vor allem zum Trennflächeninventar.

Die im offenen Bohrloch durchgeführten ABF-Messungen lieferten so klare Ergebnisse, dass die Bohrkerne problemlos reorientiert werden konnten. Die mit dem ABF ermittelten Trennflächen konnten in den Bohrkernen als Schieferungsflächen, Harnische oder Klüfte identifiziert und orientiert dargestellt werden. Dies ermöglichte eine strukturgeologische Analyse, bei der neben den reorientierten Trennflächen auch duktile Streckungs- und Crenulationslineare auf den Schieferungsflächen und Bewegungslineare der Harnischflächen einbezogen werden konnten.

Eine strukturgeologische Analyse und eine tektonische Interpretation der Bohrkerne, wie sie durch DECKER (1998) durchgeführt wurde, sowie der Vergleich mit den Ergebnissen von Geländeaufschlüssen war erst durch den Einsatz des ABF möglich.

In Weiterentwicklung der ABF-Messungen im offenen Bohrloch ist es gelungen, das ABF-Verfahren auch im ausgebauten Bohrloch mit Erfolg einzusetzen; gute Zentrierung der Verrohrung und gute Auszementierung des Ringraumes bilden, wie erwähnt, die Voraussetzung dafür.

Mit einem sorgfältigen Bohrlochausbau kann somit der ABF vor allem in nicht standfesten Bohrungen wichtige zusätzliche Gefügeinformationen erbringen.

5.2.4 Sonic-Log (Akustik-Log) und Bohrlochseismische Intervallmessung

Mit einer Laufzeitmessung von Ultraschallwellen entlang der Bohrlochwand ist es möglich, mittels Refraktion Aussagen über die Gesteinsporosität (Lithologie) oder die Zerklüftung (Störungen) zu treffen. Dazu muss, wie bei allen akustischen Verfahren, das Bohrloch mit Wasser (Spülflüssigkeit) gefüllt sein. In Kombination mit Dichtemessungen können auch elastische Gesteins- / Gebirgsparameter ermittelt werden.

Ein Vergleich der im ausgebauten und im offenen Bohrloch ermittelten Poissonzahlen zeigt gute Übereinstimmungen, während die an Kernen im Labor mittels Durchschallung gewonnenen Werte mit den Bohrlochergebnissen nur zum Teil eine gute Übereinstimmung erbringen. Gut korrelieren hingegen die dynamischen E-Moduli aus den Bohrlochversuchen mit den Young-Moduli aus den Laborversuchen. Weiters ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der akustischen Messungen und der Gebirgsklassifizierung der ingenieurgeologischen Bohrkernaufnahme zu verzeichnen.

5.3 Laborversuche

Die Bohrkerne wurden systematisch für felsmechanische und mineralogische Untersuchungen beprobt und zwar vor allem in jenen Bereichen, in denen auch Bohrlochversuche und -messungen durchgeführt wurden, um die Meßergebnisse vergleichen zu können. Die Proben wurden im Zuge einer Projektsarbeit durch SKALLA (1998) an der TU Graz bearbeitet. Die Durchschallung der Kernproben wurde von der Firma DMT in Essen durchgeführt.

Tab. 4: Felsmechanische Laborversuche

• Triax-Versuche
• Direktscherversuche
• Spaltzugversuche
• Direktzugversuche
• Durchschallung

Dabei war auch von großer Bedeutung, für einen bedeutenden Gesteinstyp der Koralpe, den Plattengneis, bereits in einer Frühphase erste Gesteinskennwerte (einachsiale Druckfestigkeit, Kohäsion, Reibungswinkel und Zugfestigkeit) zu erhalten. Dieser heterogen ausgebildete Gesteinstyp zeichnet sich durch ein ausgeprägt anisotropes Verhalten aus (siehe auch BROSCH et al., 1999).

Tab.5: Laborkennwerte Plattengneis:

UCS ≈ 60 - 200 Mpa	
c ≈ 30 MPa	
φ_{start} ≈ 22 - 46 ° ⇒	φ_{rest} ≈ 10 - 16 °
σ_{SPZ} ≈ 12 MPa	
σ_{DZ} ≈ 0,1 - 1,1 MPa	

Durch die große Anzahl an ermittelten Laborkennwerten konnten auch Versuche zur Korrelation zwischen diesen und den im Bohrloch gemessenen In-situ-Werten gemacht werden.

Einen Vergleich zwischen den Labor- und Bohrlochmessdaten zeigt die folgende Tabelle.

Tab. 6: Parametervergleich

	Verhältnisse der Mittelwerte		
	ρ	E-Modul	ν
Labor / Sonic:	—	0,86	0,63
Labor / ABF:	0,96	—	—
Labor / Durchsch.:	0,97	1,02	0,70
Sonic / Durchsch.:	1,01	1,07	0,86

5.4 Oberflächengeophysik

Das Gebiet der Koralpe zeichnet sich durch eine tiefreichende, tertiäre Verwitterung aus sowie durch eine über weite Bereiche mächtige Bedeckung mit periglazialen Schuttmassen. Dies führt bei der Geländearbeit insofern zu einer Erschwernis, als Störungszonen zumeist zwar über – vor allem morphologische - Indizien erkennbar sind, die Störungen aber auf Grund der Schuttbedeckung im allgemeinen nicht aufgeschlossen sind. Aussagen über die Art, Mächtigkeit, Charakteristik etc. sind daher i.a. im Gelände nur schwer erzielbar. Das Definieren von Bohransatzpunkten in Gebieten ohne natürliche Gesteinsaufschlüsse und ohne geophysikalische Erkundungen wird problematisch. In der Folge führt hier auch ein Extrapolieren von (zufälligen) Bohrergebnissen in ein geologisches Modell oft zu unrealistischen Ergebnissen.

Es galt nun angepasste Methoden der Oberflächengeophysik zu testen, die solche vertiefende Aussagen zu Störungszonen in Verbindung mit Bohraufschlüssen und deren Extrapolation auf größere Bereiche erlauben. Im Testfeld wurde dabei das Augenmerk auf Refraktionsseimik und geoelektrische Methoden für die oberflächennahen Bereiche (bis max. 50 m bzw. ca. 150 m) und auf hochauflösende Reflexionsseismik für die tieferen Horizonte gelegt.

5.4.1 Refraktionsseismik

Die Refraktionsseismik wurde zu Vergleichszwecken in einem Meßprofil durchgeführt und lieferte gute Resultate. Die Laufzeitgeschwindigkeiten im wenig gestörten Gebirge liegen zwischen 3400 und 4400 m/s (P-Wellen). Die ermittelten dynamischen Felsparameter ließen sich gut mit den Ergebnissen anderer Messungen korrelieren.

5.4.2 Hochauflösende Reflexionsseismik

Abschließende Ergebnisse dieser Arbeiten liegen derzeit noch nicht vor. Zwischenergebnisse zeigen aber, daß die Komplexität der Verhältnisse im Kristallin, wie fließende lithologische Übergänge, dünne Scherbänder, aber auch mächtigere Störungen mit diffusen Begrenzungen und vieles mehr, hohe Ansprüche an die Messdurchführung und die Interpretation der Ergebnisse stellen.

5.4.3 Geophysik im Zwischenfeld

Zwischen den beiden Bohrungen wurde der Versuch einer seismischen Tomographie unternommen. Dieser Methode war hier aber aufgrund der lokalen Gegebenheiten bislang kein Erfolg beschieden. Eine zu große Distanz zwischen den beiden Bohrungen in Verbindung mit einer zu starken Dämpfung durch die dazwischen liegenden Störungen verhinderte ein gutes Messergebnis. In Bereichen mit kompaktem, wenig geklüftetem Fels sollte jedoch diese Methode auch bei größeren Bohrlochabständen als im Testfeld (ca. 230 m) erfolgreich einsetzbar sein.

5.4.4 2-D- und 3-D-Multielektrodengeoelektrik

Mit dieser modernen Methode der Sondierungskartierung, die sowohl die laterale als auch die vertikale Widerstandsverteilung entlang eines Messprofiles erfasst, können die Nachteile einer konventionellen Widerstandsondierung vermieden werden. Die Auswertung liefert i.a. eine 2-D-Modellierung entlang eines Messprofiles.

Im Testfeld wurden zwei Profile gemessen. Das Ergebnis lässt sich gut mit den Ergebnissen der Bohrungen, den Resultaten der Refraktionsseismik und mit den Kartierungsergebnissen korrelieren.

In einer kartierten Störungszone wurde in einem ausgewählten Bereich eine 3-D-Messung durchgeführt. Eine Fläche von ca. 140 m x 60 m wurde mit einem Elektrodenabstand von 10 m x 10 m gemessen. Um die Internstruktur dieser Störung noch besser aufzulösen, wurde eine weitere 3-D-Messung in einem verkleinerten Feld mit einem Elektrodenabstand von 5 m x 5 m durchgeführt. Das Ergebnis war präzise und wurde auch durch eine diese Störung durchörternde Schrägbohrung zur Gänze bestätigt.

Der Nachweis, dass mit diesen modernen Methoden ein modernes, leistungsfähiges Handwerkzeug für die gewünschte, bessere Charakterisierung von Störungszonen, zumindest in oberflächennahen Bereichen vorhanden ist, ist hier erfolgreich gelungen.

5.4.5 Eigenpotentialmethode (SP)

Mit dieser einfachen, schnellen und kostengünstigen Methode werden natürliche lokale Gleichstromfelder zur Kartierung von Störungszonen benutzt. Vor allem bei mineralisierten bzw. vererzten Störungen lassen sich sehr gute Erfolge erzielen. Um keine verfälschten Resultate zu erhalten, müssen allerdings Störpotentiale (z.B. Leitungen) bekannt sein. Im Testfeld ließen sich jedenfalls rasch zufriedenstellende Ergebnisse erzielen.

6. Schlussbemerkungen

Durch die Vielzahl an Daten aus dem Bereich Testfeld Stullneggbachgraben war es möglich, das Ziel einer geologisch / geotechnischen Charakterisierung eines Bereiches hinreichend genau zu erfüllen. Durch das Verarbeiten der Daten in CAD- und GIS-Programmen ist die jederzeitige Verfügbarkeit der Daten sichergestellt. Man ist aber mit diesen Handwerkzeugen auch in der Lage, halbautomatisierte Modellgenerierungen und moderne Visualisierung zur Hand zu haben (siehe Abb. 5).

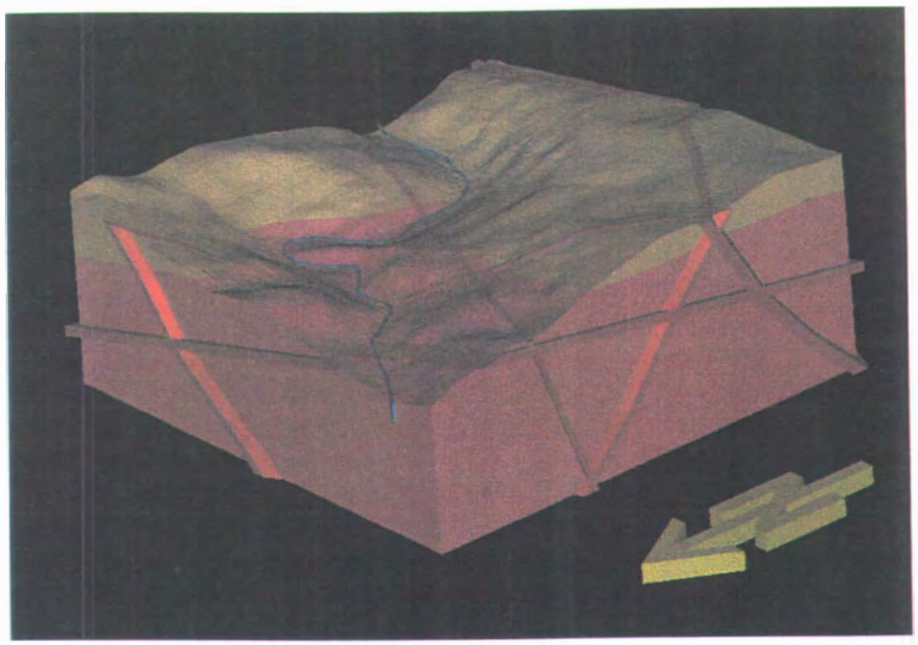


Abb. 5: Generalisiertes 3-D-Modell des Testfeldes
(Blick von NW; hellbraun: Gneis-Glimmerschiefer, lila: Plattengneis, rot: Störungen, blau: Stullneggbach)

Außerdem ist es unter realen Einsatzbedingungen gelungen, verschiedene Methoden untereinander zu vergleichen und zu beurteilen.

Es war in der Folge die große Aufgabe und Herausforderung, aus den gewonnenen Erkenntnissen das Erkundungsprogramm Koralmtunnel 1999 optimal zu erstellen. Durch die Beschäftigung mit dem Testfeld waren die gestellten Fragen nach der Optimierung der

- Ausschreibungsgrundlagen
- Methodenauswahl und
- Kosten der Untergrunduntersuchungen

abgesicherter zu beantworten.

Die zwischenzeitlich abgeschlossene Erkundungskampagne 1999 war geprägt durch eine aufeinander abgestimmte, breite Kombination verschiedener Verfahren und Methoden. Ansatzweise wurde darüber in HARER & RIEDMÜLLER (1999) berichtet. Die Abwicklung und die Ergebnisse dieser Kampagne waren im überwiegenden Ausmaß als höchst zufriedenstellend zu bezeichnen.

Abschließend sei allen an der Durchführung der Arbeit Beteiligten auf das herzlichste gedankt.

7. Literatur und Unterlagen

Beck-Mannagetta, P. et al. (1991): Geologische Karte der Republik Österreich 1:50000, Blatt 189 (Deutschlandsberg).- Geologische Bundesanstalt, Wien.

Blümel, M. et al. (1998): Felsmechanische Untersuchungen an orientiert gewonnenen Plattengneisproben.- unveröff. Laborbericht, Institut für Felsmechanik & Tunnelbau, TU Graz.

Blumtritt, J. (1998): Bericht zu geophysikalischen Messungen an der Testbohrung KB-D02/98.- .- unveröff. Bericht, BLM, Gotha-München.

Brosch et al. (1999): Preliminary Investigation Results on Fabrics and Related Mechanical Properties of an Anisotropic Gneiss.- Göttinger Arb. Geol. Paläont., Sb4, Göttingen

Brown, E.T. (1981): Rock Characterization, Testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods.- ISRM, Pergamon Press, London.

Decker, K. (1998): Strukturgeologische Interpretation von orientierten Trennflächen (Bohrung KB-D02/98, Testfeld Stullneggbachgraben), unveröff. Bericht, Wien.

Fabre, D. (1998): Vortrag am Institut für Ingenieurgeologie, 3.9.1998, TU Wien.

Fricke, S. & Schön, J. (1999): Praktische Bohrlochgeophysik.- Enke Verlag, Stuttgart.

Fuchs, R. (1999): 3D-Modell des Testfeldes Stullneggbachgraben.- unveröff., TU Graz.

Harer, G. & Vavrovsky, M. (1998): Hochleistungsstrecke Koralmbahn Graz – Klagenfurt, Strategien zur Erfassung der Untergrundverhältnisse.- Proceedings 13. Bodenseetagung, 1-7, Bregenz.

Harer, G. & Riedmüller, G. (1999): Assessment of Ground Condition for the Koralm Tunnel during the Early Stages of Planning.- Felsbau, 17 (1999), Nr. 5, 374-380, Glückauf Verlag, Essen

Hoinkes, G. (1992): Zur Petrologie des Koralpen-Kristallins.- MinPet-Tagung, Stainz.

Knödel, K. et al.: (1997): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Altlasten, Band 5 (Geophysik).- Springer Verlag, Berlin.

Oberhauser, R. (1980): Der geologische Aufbau Österreichs.- Springer Verlag, Wien – New York.

Riedmüller, G. et al. (1998): Baugeologische Bewertung des Trassenkorridors Koralmtunnel.- unveröff. Gutachten, Institut für Technische Geologie & Angewandte Mineralogie, TU Graz.

Schön, J. (1996): Physical Properties of Rock.- Pergamon Press, London.

Skalla, (1998): Auswertung der Kernbohrung KB-D0,2/98 Stullneggbachgraben, Koralm.- unveröff. Projektsarbeit, Institut für Felsmechanik & Tunnelbau, TU Graz.

Weitere unveröffentlichte Unterlagen von:

AGS (Angewandte Geo-Systemtechnik GmbH, Graz), DMT (Deutsche Montan Technologie GmbH, Essen), GECO (Ingenieurbüro für Hydrogeologie, Bohrlochmessung und Geophysik, Kapfenberg), GGD (Ges. für Geowissenschaftliche Dienste mbH, Leipzig), Joanneum Research (Leoben), ZAMG (Abt. Geophysik, Wien).

Autoren:

Gerhard HARER, Mag.
Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG,
Projektleitung Koralmbahn
A-8010 Graz, Belgiergasse 8

Richard OTTO
Institut für Technische Geologie und
Angewandte Mineralogie, TU Graz,
A-8010 Graz, Rechbauerstraße 12
rio@egam.tu-graz.ac.at

Die Flexenstraße am Arlberg -

ein straßenbauliches Juwel in ständiger Auseinandersetzung mit Fels und Schnee

Josef KAISER

1. Einleitung

Anläßlich des 100-jährigen Bestehens der Flexenstraße (1897 – 1997) veranstaltete der Tourismusverband Lech im Jahre 1997 eine Jubiläumsausstellung. Ihr folgte mit einer Verspätung von einem halben Jahr auch eine im Klostertalmuseum in Wald am Arlberg, wo eine ständige Ausstellung über Verkehrsentwicklung, Kraftwerksbau und über einheimische Gebräuche im Klostertal geführt wird.
Obwohl diese blendend organisierte Ausstellung ein höchst bedeutendes und interessantes Straßenbauwerk sehr anschaulich präsentierte, fand sie nach Ansicht des Berichterstatters nicht den Anklang, den sie verdient hätte. Hier entstand die Idee, über die Flexenstraße und ihren geologischen Hintergrund zu referieren und sie einem Fachpublikum auch schriftlich zu präsentieren.
Die verantwortliche Organisatorin der Ausstellung, Frau Petra MALIN gab in ihrer Begeisterung der Ausstellung folgenden Leitspruch mit auf den Weg:

> *„Die Flexenstraße wird zurecht als Jahrhundertbauwerk bezeichnet. Dieser Name bezieht sich nicht auf das Alter, sondern einzig und alleine auf die kühne Planung und vor allem auf die Ausführung der Bauarbeiten. Während in der Öffentlichkeit meist Planer und Politiker geehrt wurde, gilt unser Dank den wahren Helden dieser Straße, den zahllosen Arbeitern. Sie waren es, die mit einfachsten Hilfsmitteln eine Trasse in den Fels schlugen, die heute wie damals wohl einzigartig bleiben wird. Diesen Helden des Tannbergs ist die Ausstellung gewidmet."*

Wenn man alte Fotos hernimmt oder noch besser, wenn man die Flexenstraße verlässt und sie vom Gegenhang oder von oberhalb betrachtet, dann sieht man wirklich, unter welchen heute kaum vorstellbaren Bedingungen gearbeitet wurde und welcher Mut, Wissen und Gefühl dazu gehörten diese Straße hier zu planen und auch auszuführen.

Was macht diese Straße neben ihrer Notwendigkeit so reizvoll, interessant, so berühmt, aber auch heute noch so risikoreich und aufwendig in der Erhaltung?
Es gibt kaum vergleichbares in den Alpen, nämlich, dass ein Weg, eine Straße im Wandel der Zeiten so oft und grundlegend geändert, verlegt, erneuert, den natürlichen Gegebenheiten angepasst wurde, ohne dass man das Gefühl bekommt, die Natur wäre vergewaltigt worden. Man besiegte unter widrigsten Bedingungen alte Gefahrenstellen, rang dem alpinen Gelände neue Varianten ab und nahm neue Gefahren von schroffen Felswänden und Schnee auf sich.
Es ist mehr übriggeblieben als nur ein sogenanntes **„Restrisiko"**. Gefährdungen des Verkehrs sind sowohl im Winter als auch im Sommer bis zum heutigen Zeitpunkt geblieben.
Durch die eigenen Begehungen kam der Berichterstatter zu der Überzeugung, dass die Flexenstraße durchaus mit den Trassen der Semmeringbahn, Brennerbahn, Arlbergbahn, Tauernbahn, Karawankenbahn oder mit der Trasse der Mittenwaldbahn gleichberechtigt als **Trassierungsmeisterwerk** behandelt werden kann.

Trotzdem muss der Zwang nach Risikominderung und wirtschaftlicherer Erhaltung berücksichtigt werden, auch dann, wenn sie nicht nur zu einer geringen Trassenkorrektur, sondern auch zu einer radikalen Änderung der Gesamttrasse führen kann.
Dies wird die Pionierleistungen des 19. Jahrhunderts keineswegs in Frage stellen, sondern uns dazu ermutigen, den neuen Herausforderungen gerecht zu werden.

2. Lage und Bedeutung der Flexenverbindung

Der Flexenpass (1773 m) verbindet am Arlberg das oberste Klostertal von Rauz (1621 m) bei Stuben (1407 m) über Zürs (1717 m) und Lech (1447 m) mit Warth (1494 m) im Lechtal bzw. Warth mit dem hinteren Bregenzer Wald (Abb. 1).

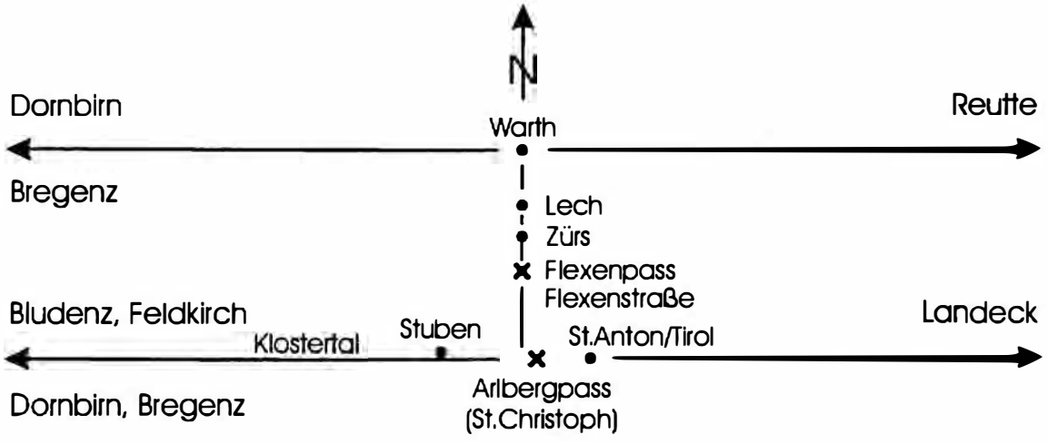


Abb. 1: Schematische Übersicht über die Verkehrssituation

Dieser Pass hat als kurze Nordsüd-Verbindung bis in das 18. Jahrhundert keine Bedeutung gehabt, obwohl es sich hier um einen uralten Übergang handelt. Der hintere Bregenzer Wald, Tannberg und das obere Lechtal waren abgeschiedene, entlegene, sehr schwach besiedelte, arme, auf Alp- bzw. Weidewirtschaft ausgerichtete Gebiete. Der ebenfalls sehr alte Passübergang Hochtannberg (1679 m) über die europäische Wasserscheide zwischen Rhein/Nordsee im Westen auf der Wälderseite und Donau/Schwarzes Meer im Osten auf der Lechseite hat ebenfalls nie wirklich Bedeutung erlangt.
Zwischen Klostertal und Lechtal bestand seit der Römerzeit nachweislich von Braz über Schmiedetobel, Raues Joch (1827 m) und Formarinsee (1789 m) eine Verbindung. Dieser Weg war aber zum Glück nicht ausbaufähig, z. T. auch sehr steil, und so blieb er in einer wunderschönen alpinen Landschaft als Wanderweg erhalten.

Heute hat die Flexenstraße internationale Bedeutung. Ohne sie wäre der hochentwickelte Tourismus und Wirtschaftsraum im exklusiven Wintersportzentrum Lech-Zürs mit jährlichen Übernächtigungen von weit über 1 Million nicht vorstellbar.

Die bedeutendsten Ingenieurbauten dieser Straße befinden sich übrigens im Gemeindegebiet von Klösterle. Einen schönen Überblick von der Flexenstraße bekommt man von Stuben am Arlberg (Abb. 2).

Abb. 2: Übersicht über die Flexenstraße, Blick von Süden

Die Flexenstraße überfährt von Süden nach Norden knapp vor dem Flexenpass die europäische Hauptwasserscheide. Knapp südlich vom Flexenpass fließt der Flexenbach nach Süden. Die weiteren Fortsetzungen sind: Stubenbach, Alfenz, Ill, Rhein, Bodensee, Rhein, Nordsee. Unmittelbar nördlich vom Flexenpass fließt der Zürserbach in den Lech; weiters Donau und Schwarzes Meer.

3. Geologischer Überblick

Die Flexenstraße durchquert von Süden nach Norden Gesteine der Trias der Lechtaler Alpen in den Nördlichen Kalkalpen. Westlich von der Flexenstraße befindet sich die Spullersee-Mulde der Klostertaler Alpen als Bindeglied zwischen den zentralen Lechtaler Alpen im Osten und dem Rätikon im Westen. Östlich von der Flexenstraße sind mächtige Jura- und Kreideablagerungen der zentralen Lechtaler Alpen aufgeschlossen, auf denen schließlich zuoberst die Krabachjoch-Decke mit ihren karbonatischen Gesteinen aus der tieferen Trias liegt. Der tektonische Bau der Nördlichen Kalkalpen ist in diesem Bereich ein von Süden nach Norden gerichteter Schuppen- und Deckenbau.

Im folgenden stützt sich der Berichterstatter auf die hervorragenden geologischen Arbeiten von DOERT & HELMCKE, 1976.

Die Flexenstraße ist ein herrlicher geologischer Großaufschluss.

Folgende Gesteine kommen vor (Abb. 3):

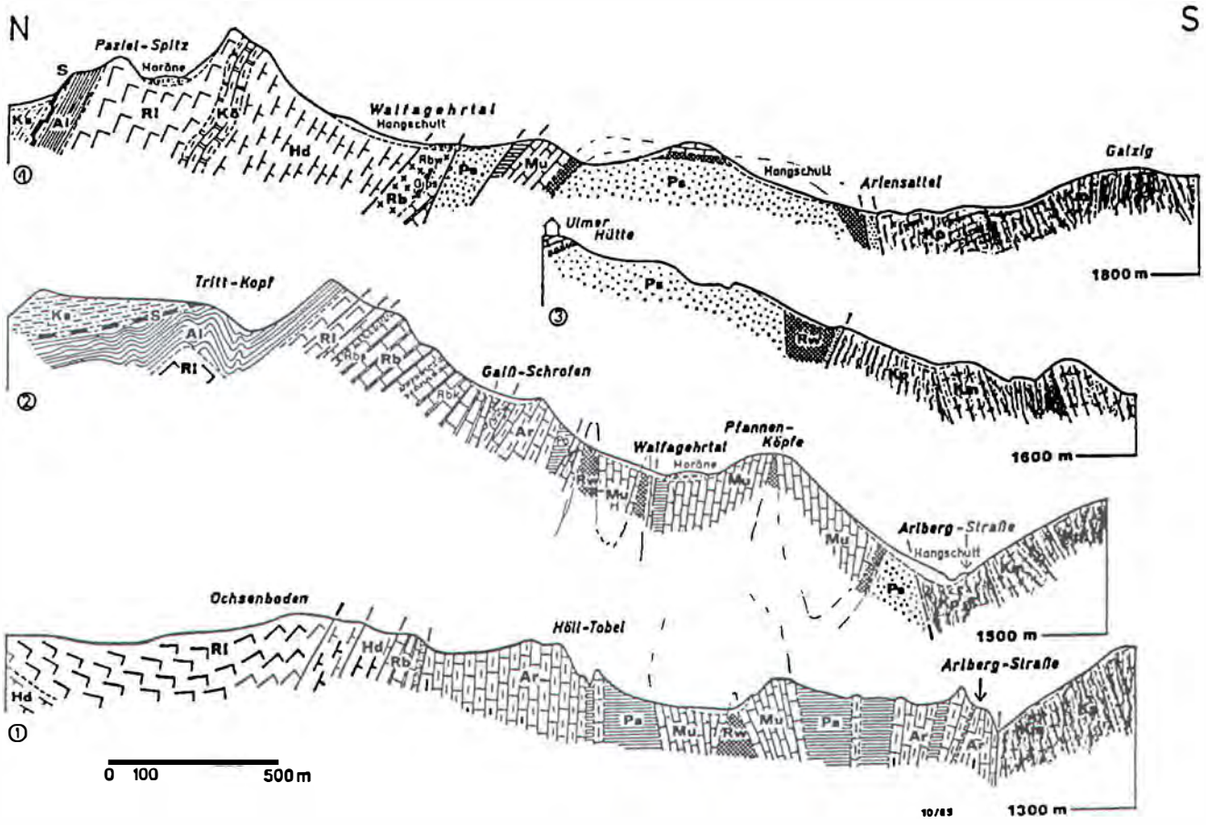


Abb. 3: Geologisches Profil vom Flexenpassgebiet (aus DOERT & HELMCKE, 1976)

Muschelkalk (Anis):

HELMCKE, (1974): „Gelbe Rauhwacken („Punt la Drossa", HIRSCH, 1966), entsprechend etwa den „Reichenhaller Schichten", die die basalen Teile des Muschelkalkes (im Sinne von HIRSCH, 1966, und KOBEL, 1969) bilden, fanden sich in einem kleinen Aufschluss an der Flexen-Pass-Straße etwas südlich des ausgeräumten und mit Hangschutt verdeckten Kerns des Klostertaler Sattels. Sie sind die ersten echt marinen, chemischen Sedimente der Klostertaler Alpen."

Der typische, für die Flexenstraße charakteristische Muschelkalk ist jedoch ein dunkler, gut gebankter Kalk, auch Dolomit, mit unregelmäßiger knolliger Oberfläche. In den Schieferungsflächen sind immer wieder die hellgrauen bis grünlichen feinschiefrigen „Pietra Verde" Tuffe zu beobachten.

Partnach Schichten (Ladin):

Es handelt sich hier um dunkle, meist bräunlich-schwarze, milde Ton- und Mergelschiefer. Die oft mehrere Meter mächtigen, dunklen Kalkbänke zeigen durch die Verwitterung gelbe Farben.

Arlberg Kalk (Ladin):

Im allgemeinen ein gut gebankter, dunkler Kalk und auch Dolomit. Plattige Ausbildung kommt aber auch vor. HELMCKE, 1974: „Im tieferen Abschnitt dieser Folge, die meist

nicht bzw. nur undeutlich gebankt ist, ist noch eine mehrere Meter mächtige Lage dunkler Schiefer in der Fazies der Partnach Schichten eingeschaltet (z.b. im Hölltobel in der Flexenstaße)".
Die Schichten fallen in der Regel steil bis sehr steil nach Norden ein.

Die **Raibler Schichten**, **Hauptdolomit** und **Plattenkalk** sowie der **Rätoliaskalk** befinden sich nördlich der verbauten Flexenstraße.

4. Die Zeit bis 1897

Bis Ende des vorigen Jahrhunderts bestand zwischen Stuben im Klostertal und den Tannberg-Gemeinden Lech, Warth und Schröcken ein breiterer Pfad, der Flexenweg (Abb. 4).
Diese Gemeinden bzw. das Siedlungsgebiet waren durch bergbäuerliche Landwirtschaft und Viehzucht gekennzeichnet. Der Weg führte von Stuben nach Norden, westlich vom Stubenbach (Stubiger Bach) und unter dem Roten Turm (2147 m) und schwarzen Turm (2297 m) sehr steil mit engen Kehren nach Norden, bis endlich die Verebnung bzw. das Hochtal südlich vom Flexenpass erreicht wurde.

Es handelte sich hier um einen sehr ausgesetzten Saumweg, der sowohl im Sommer als auch im Winter äusserst gefährdet war. Der Flexenweg war ein schmaler, besserer Feldweg, ohne jeden Kunstbau. Die Felswände aus Arlbergkalk und zum geringeren Teil auch aus Raibler Schichten lieferten ständig Felssturz- und Steinschlagmaterial. Größer war aber die Gefahr im Winter mit ständiger Bedrohung durch Lockerschnee und durch Naßschneelawinen. Es ereigneten sich zahlreiche schwere, auch tödliche Unfälle und Unfälle mit Sachschäden an diesem beschwerlichen Weg.

Abb. 4: Alter Flexenweg (ganz links im Bild) und neue Straßenbauten (rechts, Mitte)

Verschärft wurde die Situation dadurch, dass die Arlberg-Straße im Jahre 1825 bereits durchgehend fertiggestellt wurde und von dieser sehr günstigen und daher leistungsfähigen Ost-West-Verbindung der Zwang, das Tannberg-Gebiet am kürzesten Weg bzw. über den Flexen zu erreichen, verstärkt wurde (eine hochrangige Ost-West-Verbindung zwischen Bregenzerwald über dem Hochtannbergpass nach Warth ins Lechtal und ins Inntal konnte sich aus geographischen bzw. topographischen Gründen nicht entwickeln).

Mit der Eröffnung der Arlbergbahn im Jahre 1884 wurde die Situation noch dramatischer, da die wirtschaftliche und auch politische Bedeutung der günstigen Arlbergverbindung zu einer starken Zunahme des Verkehrs führte und dadurch auch der Flexen als Flaschenhals noch stärker frequentiert wurde.
Wieder nahmen die tödlichen Unfälle und die Sachschäden zu.

Abb. 5: Straßenbauvarianten ab 1897

5. Zwischen 1897 und 1940

Die Misere wurde an dieser kürzesten Verbindung am Arlberg, die der Tannberg dringend gebraucht hat, wegen der Häufung der Lawinenunfälle schließlich so unerträglich, dass die Tannberger Gemeinden wiederholt und schließlich erfolgreich beim Vorarlberger Landesausschuss vorstellig wurden, um eine sichere Straßenverbindung zu bekommen.
Über die Finanzierung gab es schon damals zähe Verhandlungen. Nach SAUERWEIN, 1997, wurde die finanzielle Aufschlüsselung folgendermaßen geregelt:

- 50 % Staat
- 40 % Land
- 10 % Lech, Warth, Klösterle gemeinsam.

Klösterle musste sich wahrscheinlich deswegen beteiligen, weil sich die geplanten Kunstbauten im Gemeindegebiet von Klösterle befinden.

Noch ein Zitat aus SAUERWEIN, 1997: *„Im Jahre 1895 konnte das schwierige Werk unter der Leitung von Landesbaurat Oberingenieur Paul Ilmer und dem Vorstand des Baudepartements der k.u.k. Statthalterei Innsbruck, Oberbaurat August Ritt, in Angriff genommen werden."*

Man braucht keine Neuinterpretation, wenn man bei SAUERWEIN, 1997, weiterliest:
Über den Bauverlauf berichtete das Vorarlberger Volksblatt im Jahre 1909 u.a.: *„Der erste Spatenstich erfolgte am 2. August 1895 bei strömendem Regen. Mit ihm wurde die erste, zugleich schwierigste Teilstrecke Stuben-Zürs in Angriff genommen. Welchen Scharfsinn brauchte es, um den Weg durch den Felsen hin über schwindelnde Abgründe nur auszustecken! Welches Aufgebot von Schaffenskraft, um eine Straße von 3 m Breite aus dem Gestein zu hauen. Um die Passanten vor Steinschlägen und Lawinenstürzen zu schützen, wurden Tunnels gebohrt und Lawinengalerien angelegt. Die enorme Steigung von Stuben bis Zürs, mehr als 350 m, wird spielend überwunden. Die Maximalsteigung beträgt 10 %. Das Bauunternehmen Bertolini hat sich mit dieser Arbeit ein bleibendes Andenken ihrer Leistungsfähigkeit gesetzt. Von Glück kann man reden, daß nicht mehr als ein nennenswertes Unglück geschah, wobei ein italienischer Arbeiter in die Tiefe stürzte und dabei ums Leben kam. Am 11. Oktober 1897 war die Arbeit soweit gediehen, daß die feierliche Eröffnung vorgenommen werden konnte."*

Bei der Begehung der alten bzw. der **„Paul Ilmer Trasse"** wurde in dem aufgelassenen Hölltobeltunnel, an einer nicht zugänglichen Stelle eine Gedenktafel, gefunden (Abb. 6).

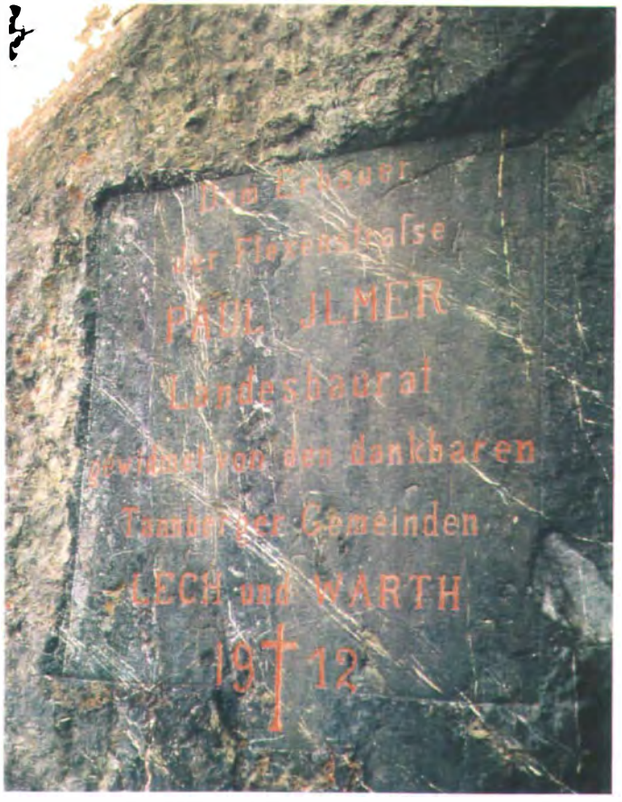


Abb. 6:
Gedenktafel für
Paul Ilmer im
alten Hölltobeltunnel

Wie vergänglich Ruhm, Ehre und Dankbarkeit sind, zeigt wohl diese verlassene, lebensgefährliche und derzeit nur von Extremkletterern aufgesuchte Stelle. Man stelle sich vor, die Namen von Julius Lott an einer Gedenktafel in einer Fluchtnische des Arlberg-Eisenbahntunnels, Karl von Ghega in dem aufgelassenen Stollen unter der Weinzettelwand

der Semmeringbahn, Karl von Etzel an einer Felswand der Brennerbahn oder Karl Wurmb an einer Brücke der Tauernbahn zu finden.

Wenn man die Geschichte und den Bau der bekannten Eisenbahntrassen der Österreichisch-Ungarischen Monarchie verfolgt, fällt auf, dass die bekannten Persönlichkeiten des Bahnbaues von einem Eck der Monarchie ins andere zogen. Ehre, Arbeitsplatzsicherung, Mobilität, Herausforderung, Nomandentum des industriellen Zeitalters sind vor 100 Jahren genauso selbstverständlich gewesen wie in Zeiten, als große Kraftwerksbauten, Staudämme, Strassenbauvorhaben und Tunnels entstanden sind und noch immer entstehen.
Dabei ist die Trasse der Flexenstraße durchaus ebenbürtig mit den Eisenbahntrassen und die Gedenktafel für den Straßenbaupionier P A U L I L M E R würde einen besseren Platz verdienen.
Alle diese Trassen und auch die Flexenstraße sind im Geist der damaligen Zeit auf höchstem Wissensstand und nach hervorragender Ingenieurkunst entstanden. Mögen die 231 m lange Trisannabrücke (1883 - 1884), die mit 88 m Höhe die Trisannaschlucht bei Pians überbrückt, und der 10250 m lange Tunnel der Arlbergbahn (1880-1884) zu den herausragenden Bauwerken zählen, die Trasse der Arlbergbahn selbst ist genauso hervorragend.
DULTINGER, 1988: *"Die Arlbergbahn ist eindeutig die schwierigste Gebirgsgbahn Europas."*
Wenn man den Spuren von P A U L I L M E R folgen will, verlässt man am besten die derzeitige Flexenstraße und folgt entweder der alten Trasse, die damals zwischen Stuben und Posteck von der Arlbergstraße nach links abzweigte und in steilen Kehren Höhe gewann und nach dem Leerletunnel spitzwinkelig in die heutige Trasse mündet, oder man wählt den Wanderweg, der vom Ort Stuben zunächst entlang des Stubenbaches hinauf und dann in engen Spitzkehren westlich vom Stubenbach auf die Verebnung beim Flexenpass führt. Von diesem Weg aus präsentiert sich die Flexenstraße im Panorama als ein einzigartiges bauliches Meisterwerk, schwindelerregend ausgesetzt, trotzdem dezent und harmonisch mit viel Phantasie in diese hohen, Respekt einflößenden Felswände hineingemeisselt als eine prachtvolle Aussichtsstraße (Abb. 7.

Abb. 7: Paul Ilmer-Trasse südlich vom Flexentor

Letztlich handelte es sich bei der **„Paul Ilmer Trasse“** trotzdem noch um eine immer extrem gefährdete, offene Trasse in felsigem z.T. fast senkrecht abfallendem Gelände. Diese Straße bot noch immer sehr große Gefahren durch Lawinen, Steinschlag, Felssturz und Felsrutschungen und Straßensperren waren bei zunehmendem Verkehr noch immer eine Selbstverständlichkeit.

Ab etwa 1895 kamen die ersten Touristen nach Zürs-Lech und seit 1909 gibt es einen regelmäßigen Personenverkehr zwischen Langen am Arlberg und Lech. Schon im Jahre 1925 wurde ein kursmäßiger Autobusverkehr eingerichtet. Der Zuwachs an Verkehr erforderte weitere laufende Verbesserungen, wie Begradigung, Verbreiterung der Fahrbahn von 3 m auf 4m etc. Doch das Risiko blieb nach wie vor sehr groß für die Benützer der Straße und auch für das Erhaltungspersonal.

Nach 1897 begann am Arlberg eine Entwicklung im Tourismus, die zunehmend an wirtschaftlicher Größe gewann und auch zum Wohlstand führte. Die zunehmende Motorisierung und der Wunsch nach größerer Sicherheit führten letztlich dazu, daß die bestehende Verbindung verbessert werden mußte.
Diese Arbeiten wurden im großen und ganzen zwischen 1938 und 1942 abgeschlossen (Abb. 8 und 9). Dies war bis zum heutigen Tag die letzte große Umgestaltung.

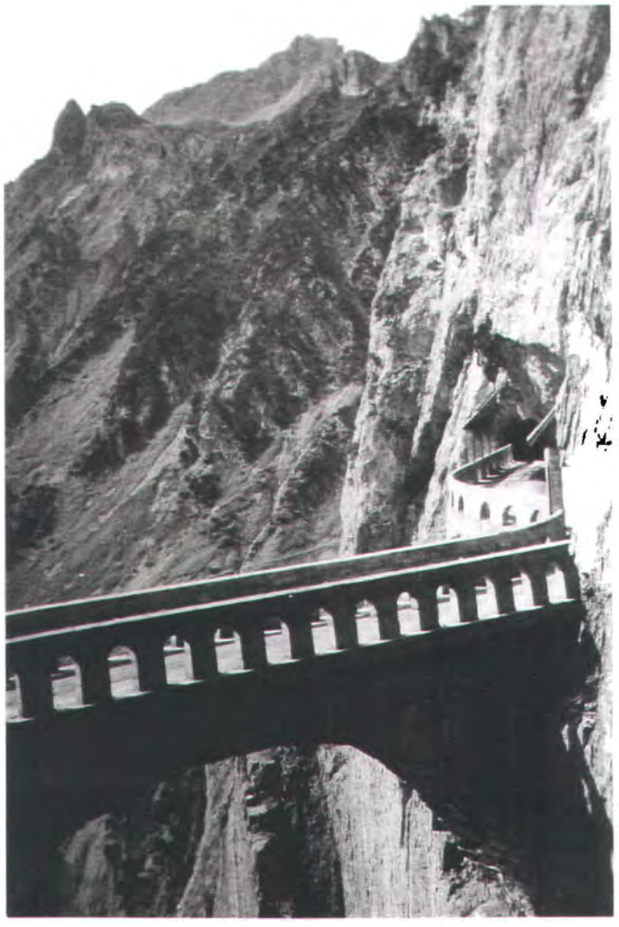


Abb. 8: Weißer Tunnel vor 1940

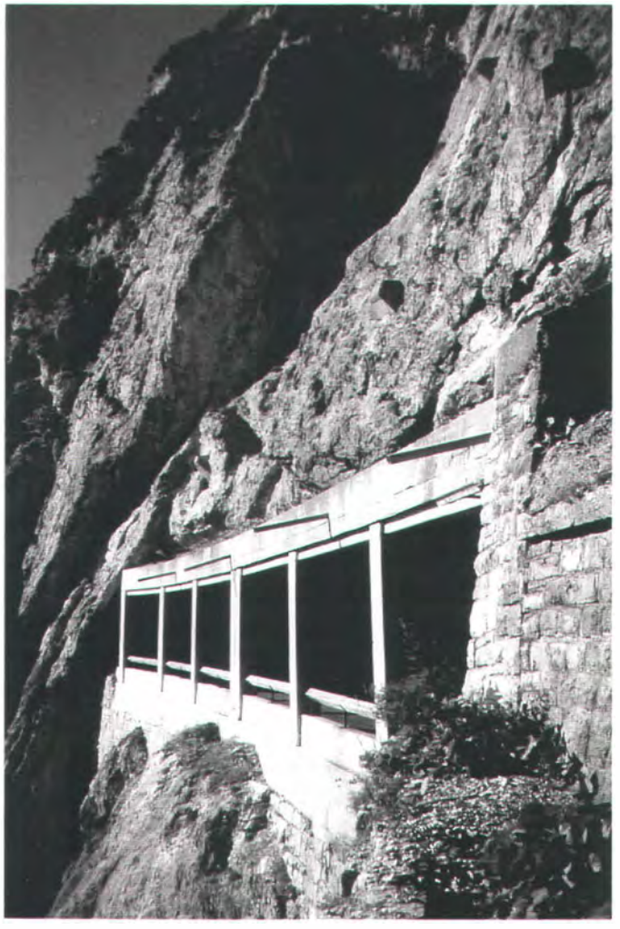


Abb. 9: Weißer Tunnel nach 1940

SEIFERT, 1939: *„Für 1938 und 1939 ist diese Straßenbaustelle mit Abstand die kühnste im ganzen Reich." „An Massenleistungen wird der Ausbau der Flexenstraße von vielen Baustellen im Reich übertroffen, an Kühnheit bestimmt von keiner."*

Die Verbesserungen können sich wirklich sehen lassen:

- Verlegung der Einbindung der Flexenstraße vom Posteck (1435 m) bei Stuben nach Rauz (1621 m)
- gestrecktere Linienführung
- statt Holz wurde nur hochwertiger Beton und Stahlbeton verwendet
- Verbreiterung der Fahrbahn auf 6 m
- Verlegung mehrerer kurzer Tunnel weiter ins Berginnere (früher fuhr man am Flexentor zum Pass hinauf, hier gibt es einen kurzen Tunnel)

6. Nach 1940

Durch diese Verbesserungen verlor die Flexenstraße nicht ihren alpinen Charakter. Nach wie vor hat man das Gefühl (wenn man sie vom Wanderweg aus betrachtet), als würde sie an den Felswänden kleben. Die wintersichere Befahrung wurde erhöht, Gefahrenstellen durch Felststurz und Steinschlag wurden weiter vermindert. Das Landestraßenbauamt Feldkirch übernahm trotzdem ein problematisches Bauwerk.
In dem beeindruckenden Standardwerk von TIEFENTHALER, 1973 „Natur und Verkehr auf der Arlberg Westseite" sind nicht nur sehr wertvolle Hinweise auf das nach wie vor bestehende Gefahrenpotential enthalten, sondern auch eine statistische Auswertung der Naturereignisse mit Verkehrssperren. Diese Statistik spricht für sich.

Durch das Landesstraßenbauamt Feldkirch wurden und werden noch immer Baumaßnahmen durchgeführt, um die Sicherheit zu erhöhen. Trotz größter Anstrengung ist die Aufgabe dieses Amtes, der zuständigen Baugeologen und auch der Behörden eine Gratwanderung zwischen Sicherheit, wirtschaftlichem Druck auf diese Straße und den finanziellen Möglichkeiten des Erhaltungsdienstes. Der Berichterstatter kennt keine moderne Gebirgsstraße, die den Gewalten der Natur und Risiken so ausgesetzt ist wie die Flexenstraße.

Spätestens an dieser Stelle darf der Berichterstatter seine Meinung zum Ausdruck bringen, dass Bewunderung und Anerkennung nicht nur denen zu zollen ist, die dieses Straßenbaustück errichtet haben, sondern auch den Männern im Erhaltungsdienst, die die Gefahrensituationen in diesem äusserst empfindlichen alpinen Felsgelände ständig zu beurteilen haben und ganzjährig für die Sicherheit an dieser Verbindung sorgen und jederzeit ausrücken, wenn Gefahr droht.

Zwei Ereignisse der letzten Zeit zeigen, wie es beinahe zu einer Großkatastrophe hätte kommen können:

Am 22. November 1997 ereignete sich (am Samstag um 11:30 Uhr) im Hölltobel ein Felssturz mit ca. 800 m^3 Material (Abb. 10), wobei die Hölltobelgalerie zerstört wurde. Zum Glück befand sich zu dieser Zeit niemand in der Galerie, Menschen kamen nicht zu Schaden. Es entstand lediglich Materialschaden und ein empfindliches Loch im Budget der Straßenverwaltung. Die baugeologische Beurteilung und Bearbeitung erfolgte durch das Büro BERTLE / Schruns.

Die Flexenstraße mußte gesperrt werden. Die Nerven waren sicher bis zum äussersten angespannt, da man unmittelbar vor dem Beginn der Wintersaison nicht wusste, wie lange die Straße gesperrt werden muss.

Abb. 10: Felssturz Hölltobeltunnel am 22.11.1997

Als Geologe darf man darauf hinweisen, dass in so einer Situation nichts anderes übrigbleibt, als auch unter Lebensgefahr in die Felswand einzusteigen, um die Lage zu beurteilen. Eine Beurteilung aus einem Sicherheitsabstand mit Fernglas ist unmöglich. Dies gilt natürlich auch für diejenigen, die die Sanierung durchführen müssen. Sie kann nur von einer Spezialfirma durchgeführt werden.

Dieses Ereignis war unvorhersehbar.

Man glaubte schon, die Wintersaison 1998/99 gut überstanden zu haben, als am 7. April 1998 knapp südlich vom Flexenpass und auch äusserst knapp vor der bewirtschafteten Hütte eine gewaltige Naßschneelawine auf die Flexenstraße zuging. Zum Glück blieb diese Lawine unmittelbar vor der Flexenstraße liegen. Es entstand daher weder Sach- noch Personenschaden.
Die Stelle wurde am nächsten Tag bei strahlendem Sonnenschein besichtigt und hierbei beobachtet, wie die Skitouristen diesen Wintertag bei Sonnenschein und wolkenlosem, blauem Himmel in unmittelbarer Nähe der Lawine in vollen Zügen genossen. Eine Sperre der Flexenstraße am Ausklang der Wintersaison mit Opfern und Sachschäden wäre sicher keine Werbung gewesen.

Auch dieses Ereignis war unvorhersehbar.

Am 2. Juli 1999 donnerten ca. 120 m^3 Fels auf die Steinbruchgalerie unmittelbar südlich vom Steinbruchtunnel (Abb. 11).

Vorarlberger Nachrichten vom 3. Juli 1999: "*Wie beim Felssturz vor knapp zwei Jahren wird von Experten auch in diesem Fall von einem unvorhersehbaren Ereignis gesprochen. Die jetzige Absturzstelle, die übrigens nur wenige hundert Meter von jener aus dem Jahr 1997 entfernt liegt, wurde erst vor zwei Wochen mit metertiefen Stahlankern gesichert, um die derzeitigen Bauarbeiten gefahrlos über die Bühne bringen zu können. Tunnel als Lösung. Die Menschen haben Angst. So etwas kann jederzeit wieder geschehen. Und dann gibt es Tote.*"
Die Flexenstraße mußte mehrere Tage lang gesperrt werden.

Auch dieses Ereignis war unvorhersehbar.

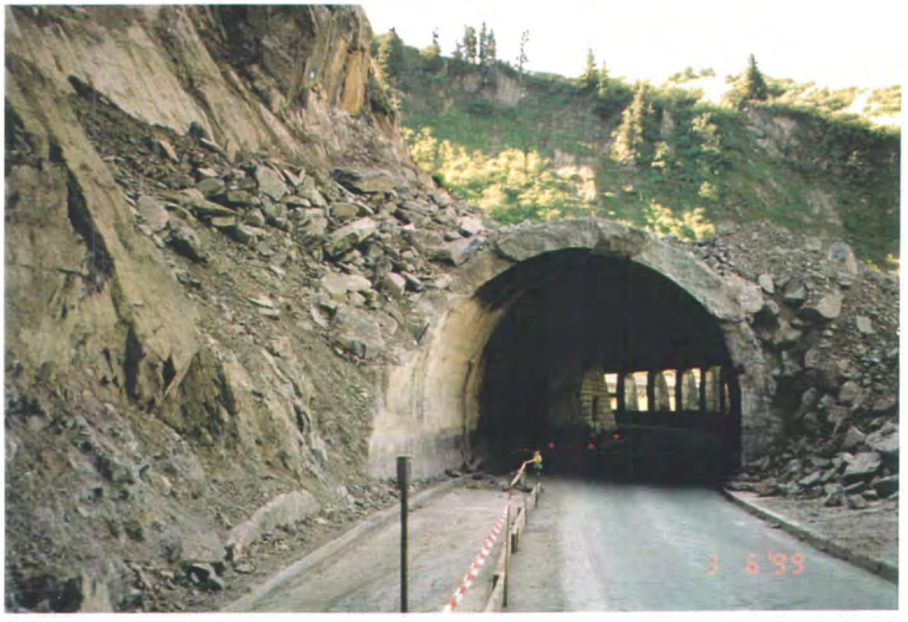


Abb. 11: Felssturz Steinbruchtunnel am 2.7.1999

In einem Vermerk von K A I S E R , 1997, ist folgende Beurteilung von dem berühmten Exponenten der österreichischen Baugeologie J . S T I N Y aus dem Jahr 1934 zu lesen:

"Jeder weitere Einschnitt des Straßenkörpers in den saigerstehenden geschichteten Kalkfelsen am Flexen ist vom Standpunkt der Sicherheit abzulehnen. Die Kalkfelsschichtung ist durch Mergelzwischenlagen und Partnach-Schieferschichten im Zusammenhalt getrennt und bildet kein stabiles Felsgefüge. Aus diesen Gründen des unstabilen Felsaufbaues besteht steigende Gefahr des Felsabbruches an ungezählten Stellen bei einer neuerlichen Störung durch einen größeren oder neuerlichen Einschnitt quer zum Felsgefüge. Ein Abbruch kann und wird geologisch zeitlich verzögert erfolgen, eine volle Sicherheit ist heute nicht gegeben und wird durch eine zusätzliche Vergrößerung des Querschlages durch den Straßenbau und die höheren Verkehrslasten und größeren Erschütterungen nicht geringer."

Kommentar des Berichterstatters: STINY hat Recht.

Die wichtigsten Objekte der Flexenstraße von Süden nach Norden:

Verwehungsgalerie mit Holzdach	Länge: 141 m
Leerletunnel neu (Sporntunnel)	Länge: 38 m
Verwehungsgalerie mit Holzdach	Länge: 38 m
Hohe Seite Galerie (Wackergalerie)	Länge: 159 m
Große Dohle Galerie massive Galerie	Länge: 187 m
Steinbruch Galerie, massive Galerie	Länge: 162 m
Steinbruchtunnel (Sporntunnel) (Abb.)	Länge. 83 m
Steinschlaggalerie, massive Galerie	Länge: 28 m
Neue Höllwandgalerie mit Holzdach	Länge: 115 m
Hölltunnel (Sporntunnel)	Länge: 46 m
Hölltobelgalerie, (Hölltobelbrücke) massive Galerie	Länge: 34 m
Prügeldach	Länge: 11m
Weißer Tunnel (Wandtunnel)	Länge: 33 m
Schneerutschdach, massive Galerie	Länge:
Steinschlagdach, massive Galerie	Länge: 29 m
Lawinendach mit Holzdach	Länge:
Flexentortunnel neu (Sporntunnel)	Länge: 76 m
Schneerutschdach Gafeli	Länge: 38 m
Gafeli Galerie neu, massive Galerie	Länge: 67 m

Abb. 12: Bereich Flexentor

Abb. 13: Bereich Flexentor und Weiße Galerie im Arlbergkalk

7. Umdenken nach den Katastrophenereignissen 1999 ?

In der letzten Februarwoche und ersten Märzwoche 1999 wurden Tirol und Vorarlberg von katastrophalen Schneemengen und auch Schneeverfrachtungen überwältigt. Das Unglück von Galtür im Paznauntal ereignete sich am 23. Februar 1999, es waren 38 Tote zu beklagen. In diesen beiden Wochen kamen auch der Bahn- und Straßenverkehr zwischen Vorarlberg und Tirol zum Erliegen.
Die Flexenstraße mußte eine Woche lang gesperrt werden und Zürs und Lech waren mitten in der Wintersaison von der Außenwelt abgeschnitten.
Der finanzielle Schaden war enorm und man befürchtete schon ein wirtschaftliches Desaster.

Es war daher keineswegs überraschend, daß die Forderung nach einer **„absolut sicheren Straße"** (so wie seit über 1oo Jahren) zum wiederholten Male erhoben wurde.
Noch im Monat März 1999 veröffentlichten die Vorarlberger Nachrichten eine Tunnelvariante zwischen Stuben (1407 m) und Lech (1447 m). Da sich diese Ortschaften auf annähernd gleichen Höhen befinden, hätte diese Tunnelvariante sehr viel an sich (Abb. 14).

Die Notwendigkeit einer im wahrsten Sinne des Wortes **„Basislösung"** ist aktueller denn je.

Ein wesentlicher Beitrag für eine vernünftige Beurteilung muß und kann sicher von der Geologie kommen. Die umfassende geologisch-baugeologische Untersuchung sollte aber nicht nur mögliche Tunnelvarianten einschließen, sondern auch im größeren Umfeld die Flexenstraße bezüglich Sanierungsmöglichkeiten untersuchen.

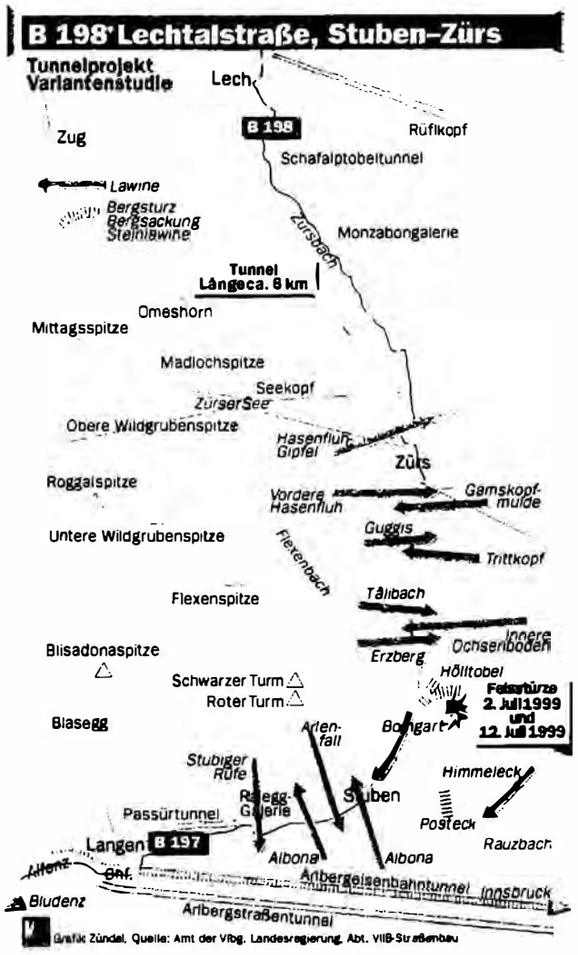


Abb. 14: Tunnelprojekt Variantenstudie

8. Geologisch – geotechnische Risikofaktorenkarte

In der Pfingstwoche 1999 wurde Vorarlberg von einem Jahrhundertereignis heimgesucht.
Am 23. Mai 1999 erschien im Kurier u.a. folgende Meldung: *„Katastrophenalarm, es war ein Jahrhundertregen, Schneeschmelze und ein Jahrhundertregen führten in Westösterreich zur Hochwasserkatastrophe"*.
In den Vorarlberger Nachrichten von Samstag/Sonntag, 22./23.Mai 1999 war u.a. folgendes zu lesen: *„Überschwemmungen und Murengänge auch im ganzen Bezirk Bludenz"*.
In der gleichen Zeitung stand am 21. Mai 1999: *"Felsstürze, Muren und ähnliche Ereignisse an der Tagesordnung"*.

Gerade während der Fertigstellung des Manuskriptes ereignete sich am 10. Juli 1999 in Schwaz in Tirol ein Felssturz. Mehrere 1000 Kubikmeter Felsmaterial brachen aus dem Bereich des Eiblschrofens. Teile des Gemeindegebietes von Schwaz sind gefährdet. Experten sind um Ursachenfindung und um entsprechende Schutzmaßnahmen bemüht. Man befürchtet einen gewaltigen Bergsturz.

In den Vorarlberger Nachrichten vom 15. Juli 1999 war zu diesen Ereignissen (aus einer grundsätzlichen Betrachtungsweise) völlig berechtigt ein Kurzkommentar von BERTLE / Schruns zu lesen:
"Aus gegebenen Anlässen bzw. wegen der Aktualität erscheint dem Berichterstatter die Notwendigkeit nach einer geologisch geotechnischen Risikofaktorenkarte dringlicher denn je!"

Die Forderung nach solchen Karten ist weder neu, noch modern; sie sind aber notwendiger und dringender denn je.

Seit 1980 setzte sich G. SCHÄFFER von der Geologischen Bundesanstalt Wien intensiv mit den Georisikofaktoren auseinander.
SCHÄFFER, 1983:
„Bereits im Jahre 1980 wurde ein Gesamtplan für die Erstellung der „Karte der geologisch-geotechnischen Risikofaktoren des Bundesgebietes" seitens der Geologischen Bundesanstalt erstellt, der sich aus der Forderung nach geotechnischer Sicherheit - insbesondere im alpinen Anteil des Bundesgebietes - für das Siedlungs-, Bau-, Verkehrs- und Transportwesen (einschließlich Pipelines und Fernwasserleitungen) sowie für Raumplanung und Umweltschutz ergibt. Georisiken stellen negatives Naturraumpotential dar, ihre objektive Erfassung nach Art, Lage und Größe bildet die Grundlage für die Setzung von Maßnahmen, die darauf ausgerichtet sind, Menschenleben zu schützen, Verluste an Volksvermögen zu verhindern".

Das Gebiet um mögliche Tunnelvarianten im weiteren Bereich der Flexenstraße bietet sich für ein Pilotprojekt ideal an. Über Georisiken hat man hier schon eine reiche Erfahrung (siehe TIEFENTAHALER, 1973, die Bauakte des Landestraßenbaudienstes und die Erfahrungen des Büros BERTLE / Schruns).

Hinzu kommt noch, daß von diesem Gebiet von DOERT und HELMCKE, 1976, bereits sehr gute geologische Kartierungen und Grundlagen vorhanden sind.

Nach den Erfahrungen des Berichterstatters ist es auch unbedingt erforderlich, dass die ganze Flexenstraße mit all ihren Objekten detailliert (sowohl unterhalb als auch oberhalb) baugeologisch und geotechnisch aufgenommen wird, weil jedes Objekt auf eine andere Art und Weise schadensempfindlich ist.

Folgende Vorgangsweise wäre denkbar:

- geologisch-geotechnische Risikofaktorenkarte
- geotechnische Gefährdungskarte der Flexenstraße
- mehrjährige Erhaltungsschwerpunkte nach Prioritäten bzw. nach Dringlichkeit und Wichtigkeit
- eventueller Vergleich Straße - Tunnel

Der Berichterstatter kann sich vorstellen, daß eine geologisch-geotechnische Risikofaktorenkarte auch für Flächenwidmungspläne, Gefahrenzonenpläne etc. eine verfeinerte Situationsanalyse liefern kann. Die geologisch-geotechnische Riskofaktorenkarte müßte öffentlich aufliegen. Eine Ausdehnung solcher thematischer Karten flächendeckend auf größere gefährdete Gebiete erscheint das Gebot der Stunde.

KOHLER, EUGSTER, 1998:
"Der Umgang mit Naturgefahren ist eine der anspruchsvollsten Aufgaben, die sich den Menschen im Alpenraum stellen. Massenbewegungen, also Rutschungen, Absenkungen, Bergstürze und Felsstürze sind im Vergleich mit anderen Naturereignissen zwar selten, in ihrem Gefährdungspotential und ihrem Verhalten sind sie aber schwieriger zu beurteilen. Systematisches Vorgehen zu ihrer Bewältigung ist deshalb wichtig. Dem Staat, der Wirtschaft und den Individuen kommt die Aufgabe der Schadensprävention zu."

9. Zusammenfassung

Am Ende des vorigen Jahrhunderts ist mit der Flexenstraße ein Bauwerk entstanden, welches zu den schwierigsten und schönsten Gebirgsstraßen bzw. Aussichtsstraßen der Alpen und Europas zählt. Es bedarf, wenn man die Flexenstraße genau ansieht, keiner besonderen Betonung, daß PAUL ILMER und seine Mitarbeiter, aber auch die nachfolgende Generation, ein Meisterwerk geschaffen haben. PAUL ILMER ist mit Recht als Straßenbaupionier zu bezeichnen.

Wie bei anderen großen Projekten (z.B. alle Bahntrassen, die im gleichen Zeitraum entstanden sind wie die Flexenstraße) stellen sich auch hier noch immer und kontinuierlich die Forderungen nach noch größerer Sicherheit, Benützerfreundlichkeit, billiger, einfacher, risikoloser Erhaltung und längerem Bestand. Der Sicherheitsstandard von 1897 und 1940 entspricht längst nicht mehr unseren Sicherheitsbedürfnissen im Jahr 1999. Lösungsvorschläge nach Verbesserungen an den Objekten, geringfügige Trassenänderungen und auch der Wunsch nach einer generell neuen Trasse mit einem Tunnel sind daher Realität.

Eine technisch und wirtschaftlich vernünftige Lösung kann nur erfolgen, wenn die umfassende geologisch geotechnische Bearbeitung intensiviert wird. SCHÄFFER, 1983, hat eine Möglichkeit aufgezeigt, die sicher anpassungsfähig ist. Die angeführten Beispiele mögen verdeutlicht haben, dass Gefahren und Georisikomanagement immer mehr Gewicht und Bedeutung haben sollten.

Der Saumweg bzw. der alte Flexenweg verdient aufgrund des Überblicks, den er auf die Flexenstraße bietet, durchaus die Bezeichnung „Baugeologischer Wanderweg Flexen".

10. Literatur

AMPFERER, O.(1930): Beiträge zur Geologie des oberen Lechtales. Jahrb.d.Geol.B.-A., 80 Bd.,Wien

AMPFERER, O.(1932): Erläuterungen zu den geologischen Karten der Lechtaler Alpen. M 1:25 000, Geol.B.-A., Wien

AMPFERER, O.(1932): Geologische Karte der Lechtaler Alpen, M 1:25 000, Arlberggebiet, Geol.B.-A., Wien

AMPFERER, O.(1937): Geologische Spezialkarte der Republik Österreich, M 1:75 000, Blatt Stuben, Geol.B.-A., Wien

BACHMANN, K, (1969): Ästhetik der Straße; Straße und Verkehr, 50.Jg. Solothurn

BASCILA, K.(1969): 750 Jahre Klösterle, Eigentümer und Verleger Gemeinde Klösterle

BERTLE, H., KAISER, J.(1998): Vortrag: Verkehrschiene Klostertal, Bau und Erhaltung hochalpiner Verkehrswege als baugeologische Aufgabe, 13. Bodenseetagung, Geologie und Verkehrswegebau, 23. und 24.Okt. 1998, Bregenz; Exkursionsführung 24.Okt. 1998, Klostertal und Flexenstraße

BIEDERMAMNN, H.(1884): Verkehrsgeschichte des Arlbergs und seiner Umgebung bis zum Ausbau der Kunststraße über denselben, Zeitschr.d.D.u.Ö.A.V., 15 Bd.

BODENRIEDER, A., HUCK, L., LIEHL, E.(1984): Rund um die Freiburger Hütte. Ein naturkundlicher Wanderführer, Verlag Karl Schillinger, Freiburg i.Br.

CZURDA, K.(1978): Paläographische Entwicklung der Gesteine der Klostertaler Alpen, Jb.d.Vorarlberger Landesmuseumsvereines, Freunde der Landeskunde, 1976/77

DOERT, U.(1970): Zur Geologie der westlichen Lechtaler Alpen im Raume Valluga (Vorarlberg/Tirol). -unveröff. Dipl.-Arbeit, Universität Erlangen-Nürnberg

DOERT, U.(1974): Der Gebirgsbau der Südwestlichen Lechtaler Alpen östlich der Flexenstraße (Vorarlberg/Tirol), Dissertation Universität Erlangen-Nürnberg

DOERT, U., HELMCKE, D.(1976): Geologie des Flexenpasses (Vorarlberg-Österreich), Erläuterungen zur geologischen Karte des Flexenpasses, M 1:25 000, Geologica et Palaeontologica, 10, Marburg

DULTINGER, J. (1981): Die Arlbergbahn. Europas schwierigste Gebirgsbahn im Wandel der Zeiten. Rudolf Erhard Verlag, Rum/Innsbruck

DULTINGER, J (1987): 150 Jahre Lokomotiveisenbahnen in Österreich. Beiträge zur österreichischen Eisenbahngeschichte. Rudolf Erhard Verlag Rum/Innsbruck

FLAIG, W.(1968): Alpenvereinsführer, Bregenzerwald und Lechquellen-Gebirge. Bergverlag Rudof Rother, München

FRIEDL, H.(1939): Der Ausbau der Flexenstraße. Die Straße, 6.Jg., Berlin

GRUBE, F., RICHTER, G.(1992): Das große Buch der Eisenbahnen. Hoffmann und Campe Verlag, Hamburg, Weltbild Verlag GmbH. , Augsburg

HELMCKE, D.(1974): Geologie der südlichen Klostertaler Alpen (Vorarlberg/Österreich), Erläuterungen zur geologischen Karte der südlichen Klostertaler Alpen, M 1.25 000, Geologicaet Palaeontologica, 8, Marburg

KAISER, J.(1997): Vortrag: 100 Jahre Flexenstraße, ihre Geschichte, ihre Objekte, und Eindrücke, Regionalplanungsgemeinschaft Klostertal, Gemeinde Dallas

KAISER, J.(1998): Die Lebensader des Arlbergs, 100 Jahre Flexenstraße im Kampf zwischen Fels und Schnee, Arlberg, die Zeitung für Zürs und Lech, Ausgabe 9, April 1998

KOHLER, M., EUGSTER, J. (1998): Geleitwort in Bull. Angew. Geologie, Vol. 3, Nr. 1.

MATZNETTER, J.(1955/56): Der Vorgang der Massenbewegungen an Beispielen des Klostertales in Vorarlberg, Geogr. Jahresbericht aus Österreich, 26. Bd.

NAVE, H., LUFT, A. (1985): Die Semmeringbahn. Die erste Gebirgsbahn Europas. Orell Füssli Verlag, Zürich und Schwäbisch Hall

OBERHAUSER, R.(1970): Die Überkippungserscheinungen des Kalkalpen–Südrandes im Rätikon und im Arlberggebiet.- Verh.Geol.B.-A.Wien

OBERHAUSER, R(1998): Erläuterungen zur Geologisch-tektonischen Übersichtskarte von Vorarlberg, M 1:200 000 Geol.-B.-A. Wien

REGINALPLANUNGSGEMEINSCHAFT KLOSTERTAL (1998): 100 Jahre Flexenstraße, Sonderausstellung im Klostertalmuseum Wald am Arlberg

RICHTER, M.(1978): Vorarlberger Alpen, Sammlung geologischer Führer, Band 49, Gebrüder Boernträger, Berlin Stuttgart

SAUERWEIN, H.(1997): 100,Jahre Flexenstraße, der Weg in eine Neue Zukunft, Halbjahresschrift der Vorarlberger Walser-Vereinigung, Heft 60/Juni 1997

SCHÄFFER, G.(1983): Die Karte der geologisch-geotechnischen Risikofaktoren der Republik Österreich M 1:50 000 anhand Des Beispieles von Blatt Gmunden. Arbeitstagung der Geologischen Bundesanstalt 1983, Thema: Karte der geologisch Geotechnischen Risikofaktoren der Republik Österreich, M 1:500 00, Blatt Gmunden, mit Vorstellungen ingenieurgeologischer und hydrogeologischer Karten, Gmunden Salzkammergut, O.Ö. 26. Bis 30. September 1983

SCHEFOLD, U. (1987): 150 Jahre Eisenbahn in Österreich Südwest Verlag München

SCHWEIZERISCHE FACHGRUPPE FÜR INGENIEURGEOLOGIE (1998): Geologische Naturgefahren in der Schweiz. Bull. Angew. Geologie, Vol. 3, Nr. 1, Juli 1998.

SZEKELY, CS. , TUSCHEL, M. (1984): 1 mal Semmering und retour. Bahnplaudereien, Österr. Bundesverlag, Wien

SEIFERT, A.(1939): Lawinengalerien, Die Straße, 6.Jg. Berlin

SEIFERT, A.(1939): Bilder von der Flexenstraße, Die Straße 6.Jg.Berlin

SEIFERT, A.(1939): Böschungen in Hochlagen, Die Straße, 6.Jg. Berlin

STINY, J.(1939): Formenschonendes Bauen, Die Straße, 6.Jg. Berlin

STINY, J.(1952): Tunnelbaugeologie, Springer Verlag Wien

STUDER, B.(12986): Die Arlberg Linie. Die Arlbergbahn und die Normalspurbahnen in Vorarlberg. Verlag Alfred Bucheli Zug, Motorbuch Verlag Stuttgart.

TIEFENTHALER, H.(1973): Natur und Verkehr auf der Arlberg Westseite, Innsbrucker geographische Studien, Band 1, im Selbstverlag des Geographischen Instituts der Universität Innsbruck

TOURISMUSVERBAND LECH (1997): Sonderausstellung 100 JahreFlexenstraße in Lech

VOGT, W.(1970): Vorarlberger Flurnamenbuch, 1.Teil Flurnamen-Sammlungen Band 1, Nüziders, Klostertal, Vorarlberger Landesmuseumsverein

WEGENSTEIN, P. (1979): Die Semmeringbahn, Bahn im Bild, Band 10, Verlag Peter Posposchil Wien

Autor:
Josef KAISER, Dr.
Staatl.bef.u.beeid.Ingenieurkonsulent für technische Geologie
A-6752 Wald am Arlberg 71/a
Tel./Fax : 05585/7343

Aufgaben der Geologie bei der Erhaltung von Verkehrswegen –

Erfahrungen aus Vorarlberg 1972 – 1999

Heiner BERTLE

Einleitung:

Bei Tagungen und Symposien, aber auch in der Fachliteratur, wird überwiegend über größere Neubauprojekte berichtet. Dabei entsteht der Eindruck, dass es solche Projekte in unbegrenzter Zahl gibt und nur solche Projekte fachlich interessant sind.

An einigen ausgewählten Beispielen aus einem Teilbereich der Baugeologie, der geologischen Beratung bei der Erhaltung von Verkehrswegen – ähnliches gilt für die Hydro-, Rohstoff- und Umweltgeologie – wird gezeigt, dass die Bearbeitung kleinerer bis mittelgroßer Projekte im Zusammenhang mit der Erhaltung von Verkehrswegen abwechslungsreiche, fachlich anspruchsvolle Aufgaben mit hoher Verantwortung und großer gesellschaftlicher und volkswirtschaftlicher Bedeutung bietet. Die Bearbeitung dieser Aufgaben kann die wirtschaftliche Grundlage nicht nur für einzelne Geologen bilden, sondern wird dies in Zukunft für die Mehrzahl der Baugeologen sein.

Die vorgestellten Projekte wurden in verschiedenen Teilen Vorarlbergs und Westtirols in den vergangenen 28 Jahren bearbeitet, wobei der größte Teil auf die West-Ost-Achse Klostertal – Arlberg – Oberinntal konzentriert ist.

Vorgestellte Projekte und Legende zur Übersichtskarte (siehe Abb. 1):

1 Gemeindestraße Götzis – Meschach
2 Arlberg Schnellstraße S 16 / Engelwandfelssturz
3 Arlbergbahn-Westrampe – Lawinendach Mühltobel
4 Arlbergbahn-Westrampe – Gipsbergwerk-Viadukt
5 Arlbergstraße B 197 / Rauz-Posteck
6 Lechtalstraße B 198 – Flexenstraße/Hölltobeltunnel
7 Ischgl – 4 CLD-Gampenbahn
8 ÖBB-Bahnlinie Innsbruck – Bregenz / Bahnhof Imst
9 Hittisauerstraße B 205 und Riefensbergerstraße L 22

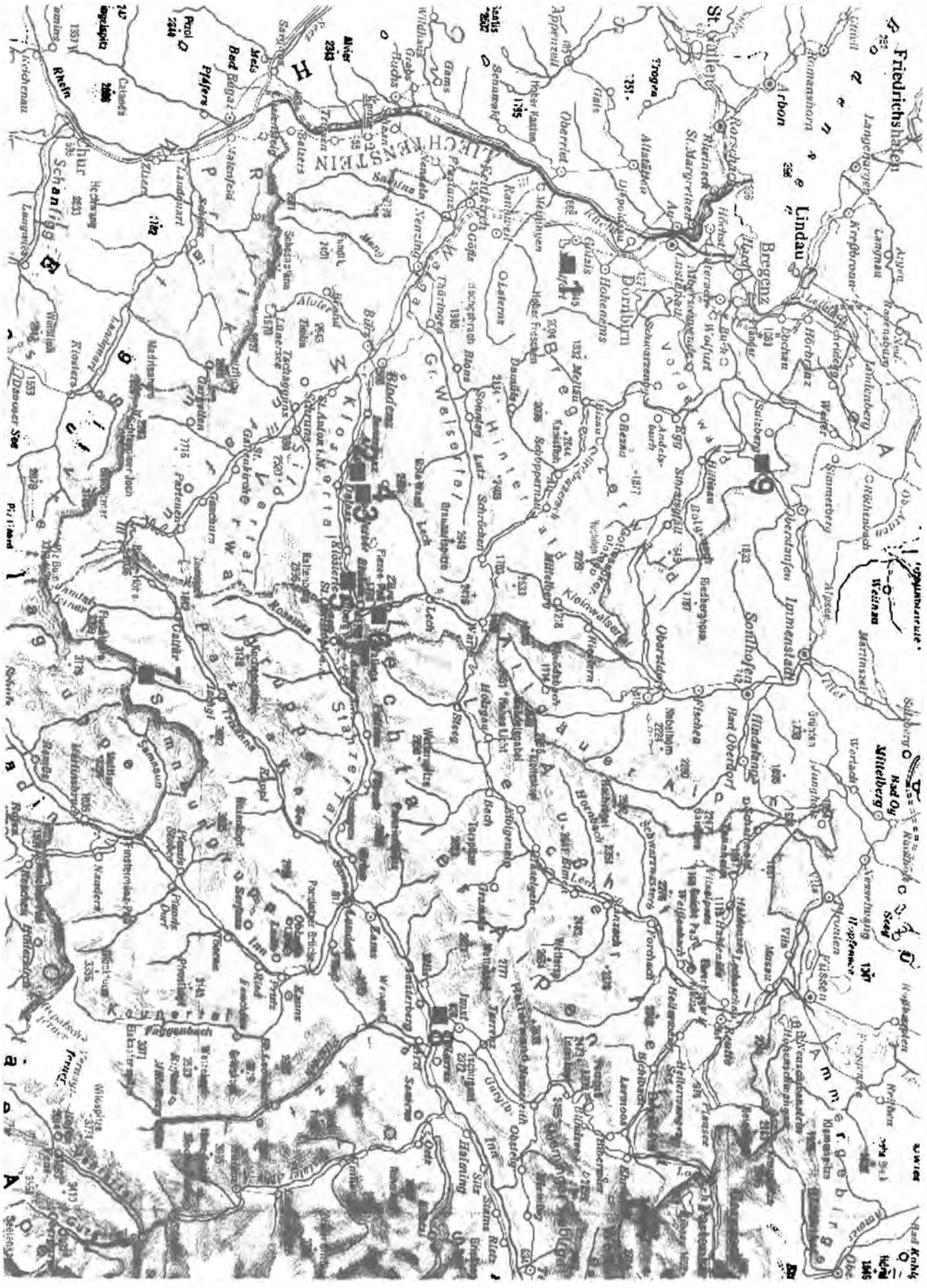


Abb. 1: Übersichtskarte der Projekte

1 Gemeindestraße Götzis – Meschach:

Die 4 km lange Verkehrsverbindung zwischen Götzis und der Bergparzelle Meschach, eines stark besuchten Ausflugszieles in einem Landschaftsschutzgebiet mit fast gleich viel Gasthäusern wie Wohngebäuden, wurde als Saumpfad angelegt und später als Güterweg ausgebaut. Durch die Überlastung durch den steigenden Verkehr und Felssturzschäden musste diese Straße in den Jahren 1986 – 1996 um ca. 22 Mio Schilling abschnittsweise saniert werden.

Die dem Geologen übertragenen Aufgaben waren:

- Generelle Begutachtung und Festlegung der Sanierungsetappen nach Dringlichkeit
- Ausarbeitung der Sanierungsprojekte, Ausschreibung der Bauarbeiten, Bauleitung und Abrechnung

Realisiert wurden mehrere 100 lfm Stütz- und Futtermauern aus Vorgrundsteinen, Wegverlegungen, Unterbau-Erneuerungen, großflächige Felsvernetzungen, Ankerbalken, Stützknaggen, Entwässerungen sowie Felsabträge.

Im **Abschnitt Fuchsfalle** (Abb. 2) quert die Straße auf einer hinterfüllten, 9 m hohen Bruchsteinmauer, die mit handgeschmiedeten Zugstangen in die Felswand zurückgehängt wurde, das kleine Gewölbe von Meschach der Helvetischen Säntisdecke. An der Grenze der liegenden Amdener Mergel zum Seewerkalk und Gault-Grünsandstein des überkippten Liegendschenkels treten ganzjährig Sickerwässer aus, die die Amdener Mergel der Maueraufstandsfläche im Steilhang aufweichen und jahreszeitlich den Aufbau von Wasserüberdrücken in der Mauerhinterfüllung verursachen. Dadurch - und durch die Überlastung durch die angewachsenen Achslasten – wurden die Mauer zunehmend ausgedrückt und in der Fahrbahndecke Absetzrisse geöffnet.

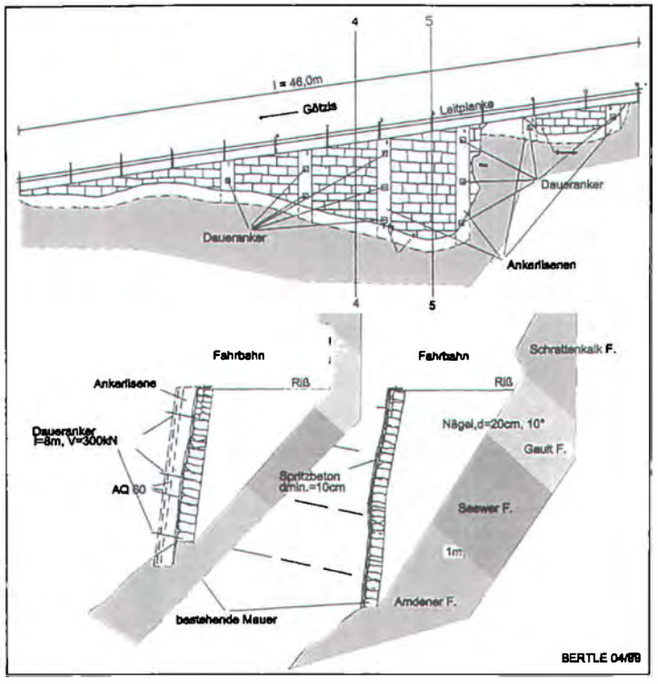


Abb. 2:
Sanierungsschema der Stützmauer Fuchsfalle/ Meschacherstraße

Die Notwendigkeit, die einzige Fahrwegverbindung in die Bergparzelle unterbrechungslos aufrecht zu erhalten, erforderte eine angepasste Sanierung:

- Abdeckung und Verstärkung der gereinigten Mauer mit einer genagelten Baustahlgitter-Spritzbetonschale, d = 10 cm
- 4 geankerte Spritzbeton-Lisenen, 100 x 75 cm, mit 9 Dauerankern, ∅ 32 mm, l = 8 m, V = 300 kN, als Mauerverstärkung

2 Arlberg Schnellstraße S 16 / Engelwandfelssturz:

Die Arlberg Schnellstraße S 16 macht zusammen mit der Arlberg-Bahnlinie der ÖBB, der Bundesstraße B 197, den Landes- und Gemeindestraßen sowie mehreren Hochspannungsleitungen das Klostertal zur Hauptachse der W – E-Verbindung. Am 2.2.1982, 13.05 Uhr, wurde die S 16 unmittelbar von einem LKW-Zug durch eine Fels-Hangschutt-Schnee-Lawine von ca. 10.000 m³ überschüttet. 200 m über der Straße waren aus der 70° geneigten Wand ca. 2.000 m³ Fels ausgebrochen, in den unterliegenden bewaldeten Steilhang abgestürzt und gemeinsam mit Bäumen, Hangschutt und Schnee auf die am Hangfuß angelegte Straße abgefahren.

Die Felswand wird von steil gegen Tal einfallend geschichteten Reiflinger Knollenkalken, d = 20 – 100 cm, des Klostertaler Sattels mit zwischengeschalteten pietra-verde-Lagen gebildet, die im Unterhang von Partnachschichten und Arlbergschichten überlagert werden (Abb. 3).

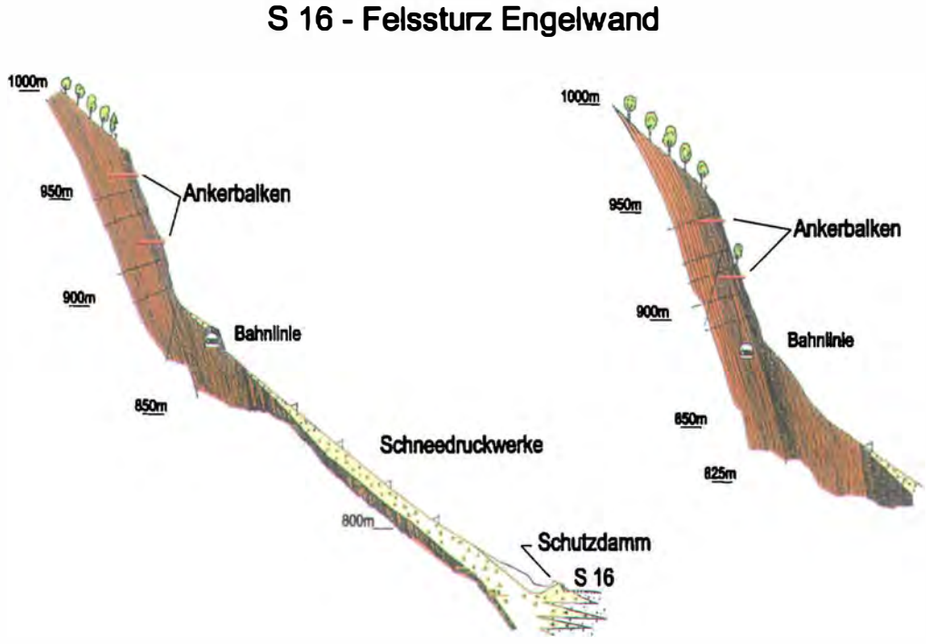


Abb. 3: Geologische Profilschnitte des Engelwandfelssturzes S 16 mit Sicherung

Durch den Fuß der Wand schneidet schleifend teils in einem Tunnel, teils in einem gemauerten Gewölbe die ÖBB-Arlbergbahntrasse. Beim Bau der Bahn hatte sich bereits ein ähnlicher Felssturz ereignet. Diese Sturzmasse zusammen mit dem Tunnelausbruchsmaterial wurde im Steilhang unter der Wand deponiert. Die Erschütterungen durch den Bahnverkehr mit zunehmenden Frequenzen und Achslasten sind an der Felswand messbar und haben zur neuerlichen Destabilisierung der Wand beigetragen.

Der Geologe wurde mit der Sofortbeurteilung der Gefährdungssituation und der Entscheidung über die Räumung und die Verkehrsfreigabe der S 16, mit der Ausarbeitung eines Sicherungsprojektes, der Ausschreibung und Bauüberwachung sowie der Endabnahme beauftragt.

Neben der Ausbruchsnische mussten beidseits labile, lokal bis zu 3 m abgesackte und durch klaffende Fugen aus dem Verband getrennte Schichtplatten im Ausmaß von ca. 12.000 m³ gesichert werden. Zur Ausführung gelangten (Abb. 4):

- 150 lfm Ankerbalken mit Steinschlagschutznase in 2 – 3 Reihen im Bereich der Schichtköpfe sowie an Querfugen mit 45 Stück Daueranker, l = 15 m, e = 4,20 m, ∅ 32 mm, V = 280 kN
- 17.000 m³ Hangabtrag zur Schaffung einer Auffangmulde am Hangfuß mit straßenseitigem Schutzdamm, h = 4 m, m = 6.000 m³, davon 1/3 Steinschlichtung
- Lawinenwerke und Aufforstungen
- Ein 3-fach-Extensometer und 4 Ankerkraftmessdosen

Abb. 4: Ansicht der fertiggestellten Sicherung Felssturz Engelwand S 16

Die Ausführung der Sicherung im extremen Gelände großteils im Winter erforderte den vollen Einsatz aller Beteiligten. Die wegen der anhaltenden Steinschlaggefährdung und der Wandhöhe anspruchsvolle Kontrolle der Messeinrichtungen seit 1983 belegt die generelle Stabilisierung der Wandplatten und das anhaltende Atmen des Gebirges mit dem Temperatur- und Bergwasserspiegelgang bis über 24 m unter Geländeoberfläche.

Arlbergbahn-Westrampe – Lawinendach Mühltobel:

Die nach langjähriger Fachdiskussion 1882 – 1884 im rechtsseitigen felsigen Steilhang des Klostertales bis 150 m über dem Talgrund in Felseinschnitten, Tunneln und auf Stützmauern und Brücken trassierte Bahnlinie wird außer durch Steinschlag, Felsstürze, Muren und Untergrundsetzungen auch besonders durch Lawinen gefährdet. Ein extremes Beispiel der jährlich wiederkehrenden Lawinenabgänge ereignete sich im Lawinenwinter 1954, als neben 117 anderen Lawinenabgängen auf die Bahnlinie am 11.1.1954 um 0.25 Uhr die Muttentobellawine den im Bahnhof Dalaas angehaltenen Schnellzug und einen Teil des Bahnhofgebäudes sowie Häuser wegriss, die 42 t schwere Lokomotive und mehrere Waggons 80 m durch die Luft schleuderte und den Tod von 10 Personen verursachte (Abb. 5).

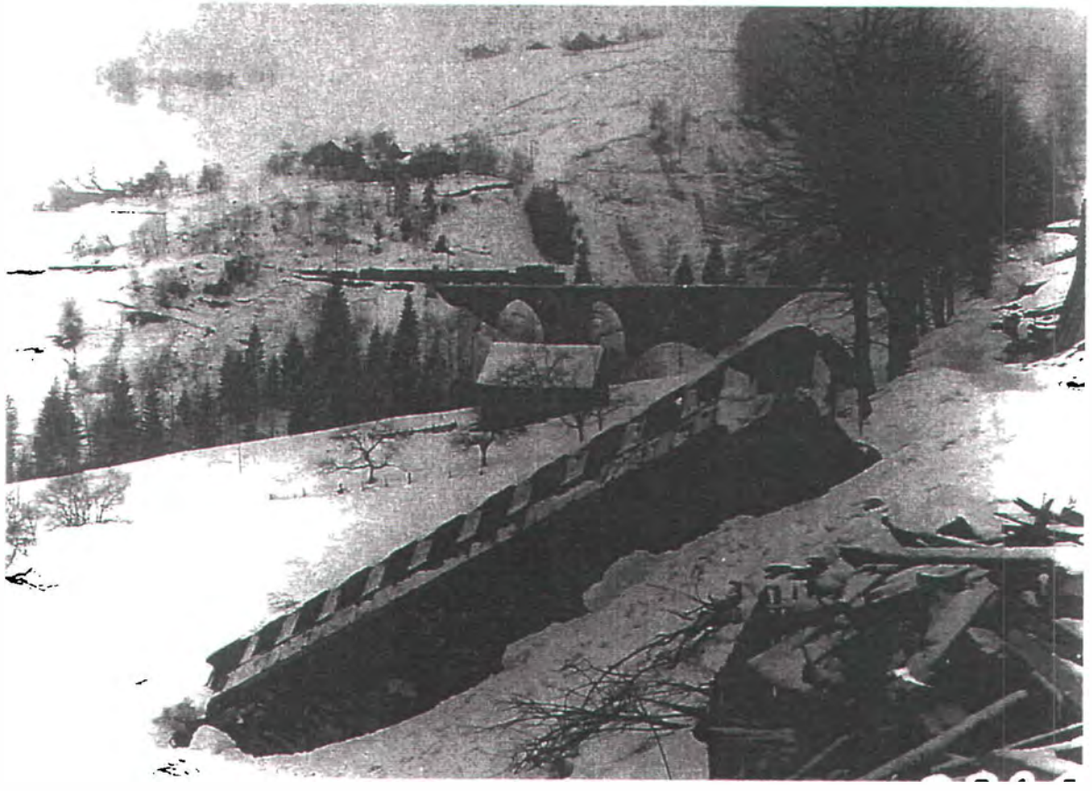


Abb. 5: Muttentobellawine im Bahnhof Dalaas am 11.01.1954

Ein besonders kritischer Abschnitt der Arlbergbahn-Westrampe liegt zwischen dem Bahnhof Dalaas und dem Radonatobel in Wald am Arlberg. Der in diesem Abschnitt den Trassenuntergrund bildende, tiefreichend verkarstete Gips-Anhydrit-Kern einer eng gepressten Faltenmulde verursacht seit dem Bahnbau ständig Probleme für die Betriebssicherheit und die Erhaltung der Bahntrasse. Rückrechnungen aus dem Sulfatgehalt der großen Gipsquellen am Hangfuß ergeben eine jährliche Auslaugungsrate von 80 – 140 m³ Gips. Die unaufhaltsame Auslaugung verursachte bereits 10 Jahre nach dem Bahnbau und in den folgenden Jahrzehnten immer wieder Dolineneinbrüche bis 2 m Durchmesser und bis 1,7 m Tiefe im Gleisschotterbett sowie Gleissenkungen bis 86 cm und schwere Mauer-, Brücken- sowie Galerieschäden.

In diesem Abschnitt liegt auch die Mühltobelbrücke mit ihrem Lawinendach. Bereits 15 Jahre nach dem Bau der Bahnlinie wurde die erste Großreparatur der im Gips fundierten Mühltobelbrücke erforderlich. 1909 mußten die Widerlager bis 16 m tief u.O.G. neu gegründet werden. 1926 wurden beidseits der Widerlager Schächte bis 7 m unter das Gleis abgeteuft und dabei Kavernen von der Größe eines Bahnwärterhauses angefahren und mit Beton verfüllt. Nach Großinjektionen 1951 – 1953 von 600 m³ Injektionsgut und weiterhin fortschreitenden örtlichen Setzungen im Gleiskörper wurden die Brückenwiderlager geankert und auf Pfähle gestellt sowie das über der Brücke errichtete Lawinendach 1968 – 1970 mit geankerten Ortbetonpfählen, l = 10 – 16 m, ∅ 640 mm, neu gegründet. Wegen schwerer Widerlagerschäden wurden das Lawinendach und die Brücke 1976 mit zusätzlichen Injektionsfächern, Tubexpfählen und Ankern saniert. 1993 waren die Schäden am Lawinendach wiederum so groß, dass mit dem jederzeitigen Einsturz gerechnet werden musste.

Der Geologe wurde im Spätherbst 1994 mit folgenden Aufgaben beauftragt:

Projektierung einer Baustellenzufahrt vom Tal aus, Feststellung der Schadensursachen, Ausarbeitung, Überwachung und Auswertung eines Sondierprogrammes, Ausarbeitung eines Sanierungsvorschlages und nach Abstimmung der statisch konstruktiven Maßnahmen mit dem beauftragten Ingenieurbüro Detailausarbeitung der Ausführungspläne für die Ankerungen, die Übergangskonstruktion vom Lawinendach in den festen Gips und die Baugrubensicherung sowie Baubegleitung und Dokumentation.

Trotz der Sanierungsdringlichkeit musste wegen der Größe des Sanierungsprojektes und mit Rücksicht auf die gewaltigen täglichen Kosten einer Zugsumleitung über Deutschland bei baubedingter Unterbrechung des Bahnbetriebes ein auf Stunden festgelegter Bauzeitplan für eine 2-jährige Bauzeit mit insgesamt nur einer 72 Std. betragenden Zugspause ausgearbeitet werden. Durch das Mühltobel gehen nach den 100-jährigen Aufzeichnungen bis Ende Mai und ab Oktober große Lawinen ab und im Sommer bei Starkniederschlägen Murstöße. Auf diese Gefährdungssituation musste die Bauzeitplanung abgestimmt werden.

Aufgrund der geologischen Situation und der jahrzehntelangen Betriebserfahrungen mit vielfachen Dolineneinbrüchen, Setzungen und schweren Bauwerksschäden wurde für die Sanierung folgendes Konzept vorgeschlagen:

- Abtrag der Bauwerks- und Lawinenlasten über Flächenfundamente mit geringer Bodenpressung zur Überbrückung evtl. Dolineneinbrüche

- Strikte statische Trennung des Lawinendaches und seiner Gründung von der Eisenbahnbrücke sowie ihrer Gründung und den beidseits an die Widerlager anschließenden Stützmauern
- Abtrag der Hauptlasten aus Lawinenschub und Übernahme der Kippsicherung über die hangseitigen Galerie- und Widerlagerwände sowie aushubverfüllte, eingeschüttete Betonhohlkasten mit vorgespannten Ankern in den festen Gipskörper
- Rückankerung der Konstruktion durch den Gips-Anhydritkörper bis in den hangseitigen Muldenflügel aus Raiblerkalken und Dolomiten trotz der großen erforderlichen Ankerlängen (siehe Abb. 6 bis 8).

Im Zeitraum Jänner bis Oktober 1995 wurden die für Schwertransportfahrzeuge befahrbare Baustraße projektiert, behördlich verhandelt und errichtet, der weitere Projektsbereich kartiert, das Sanierungskonzept erarbeitet, zwei 150 m lange Horizontalbohrungen abgeteuft und ausgewertet, das Bauprojekt ausgearbeitet, die Bau- und Ankerarbeiten ausgeschrieben, die Ankerarbeiten ausgeführt und die Übergangskonstruktionen hergestellt und winterfest gemacht.

Im Zeitraum April 1996 – Oktober 1996 wurde der östliche Lawinendachabschnitt einschließlich Dachbrücke und beidseitigen Widerlagern abgetragen, neu errichtet und mit den 1995 versetzten 15 Stück 9-Litzen-Ankern à 0,62", St 1570/1770, l = 100 - 146 m, V = 1300 kN, Prüflast 1820 kN, Dehnung bis 780 mm, vorgespannt zurückgeankert. Insgesamt wurden 1100 m³ Ortbeton in beengtesten Platzverhältnissen bei laufendem Zugsverkehr verarbeitet.

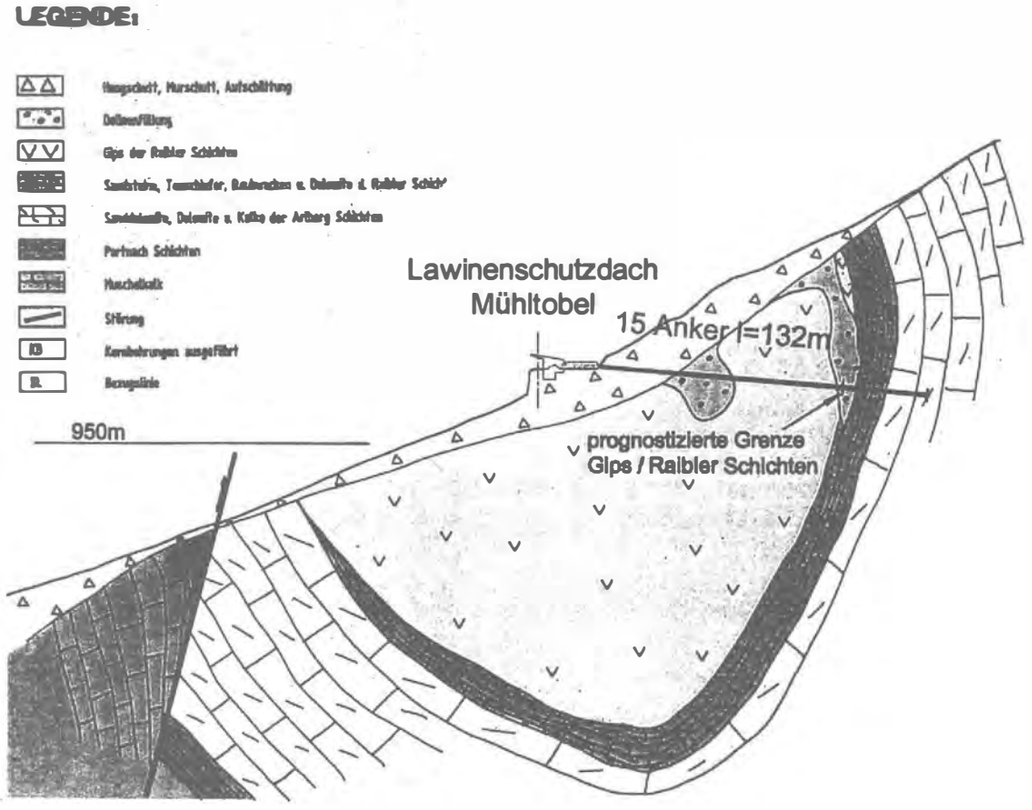


Abb. 6: Geologischer Profilschnitt Lawinendach Mühltobel Dalaas

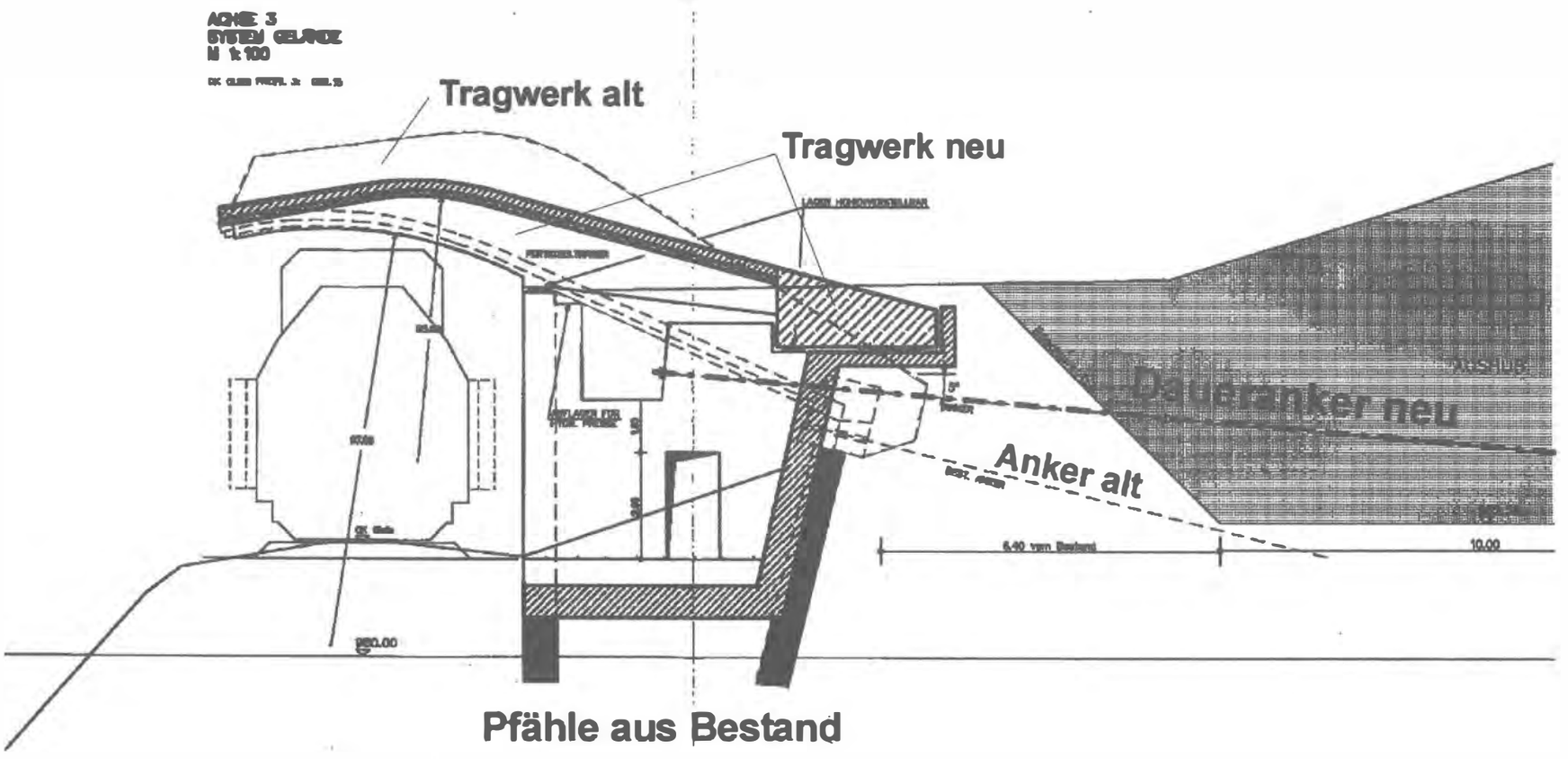


Abb. 7: Vertikalschnitt durch das Lawinendach Mühltobel

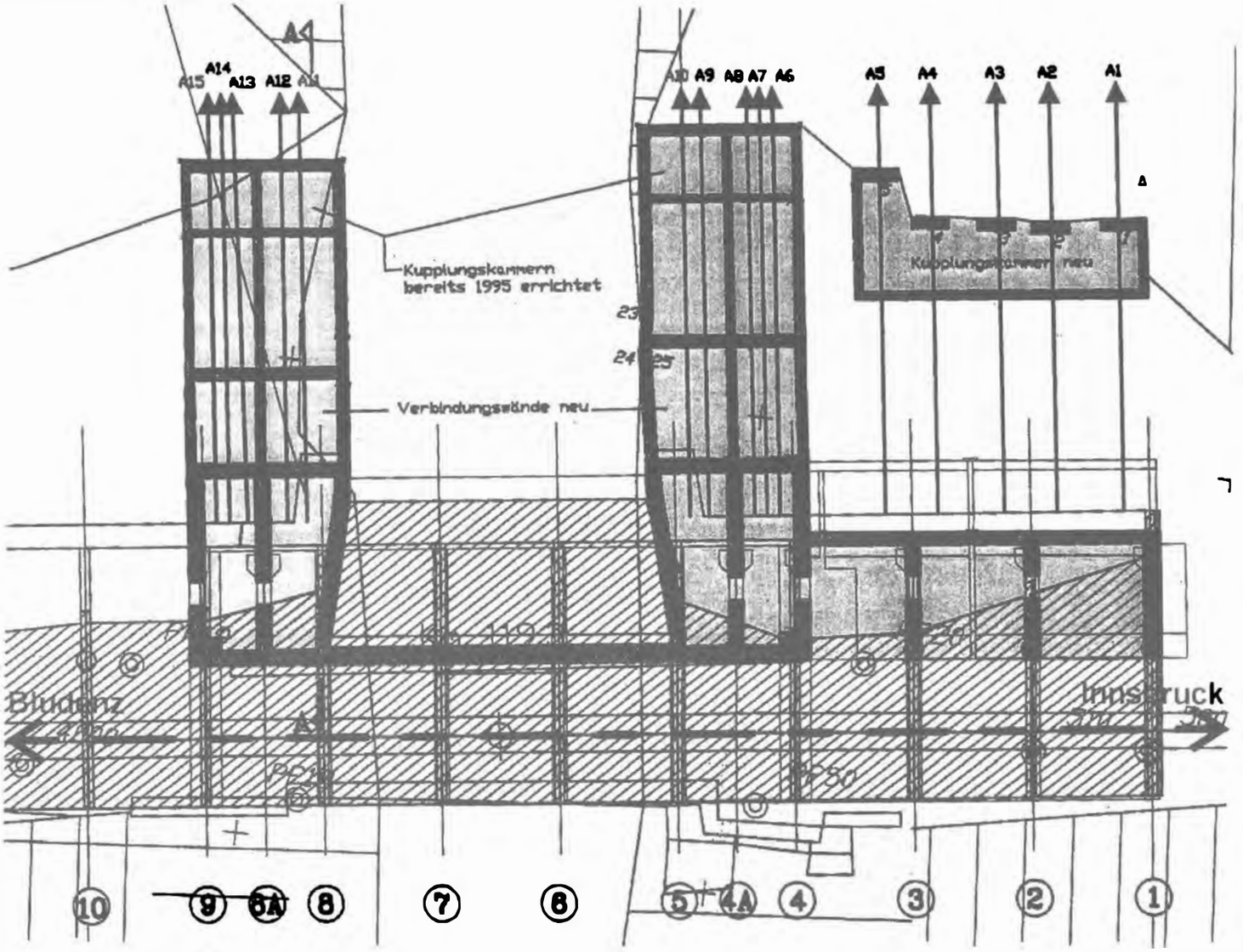


Abb. 8: Horizontalschnitt durch das Lawinendach Mühltobel

Arlbergbahn-Westrampe – Gipsbergwerk-Viadukt:

Unmittelbar östlich an das Mühltobel anschließend wurde von 1890 – 1959 Gips auf 2 Etagen obertägig und auf 2 Sohlen unter Tage bis 20 m hangseitig an die Gleisachse heranreichend abgebaut. Für den Abtransport des gewonnenen Gipses wurden ein Verladegleis und Verladerampen angelegt. Die Abbausohle 00 entspricht ± dem Gleisniveau, die untere Abbausohle liegt ± 11 m unter der Gleiskante. Die Gipsgewinnung erfolgte in parallelen Strecken von ca. 6 x 3 bis 5 m mit Pfeilern von 8 x 8 m. Der Anhydritanteil unterhalb des ca. 40 m mächtigen Gipshutes beträgt 20 – 70 %. Insgesamt wurden ca. 2 km Strecken aufgefahren. Der Abbau hatte ständig mit Einbrüchen und Einschwemmungen von Dolinenfüllungen und Karstschläuchen zu kämpfen. Seit 1959 stehen die Hohlräume ungesichert. Sie brechen allerdings in den letzten 3 Jahren beschleunigt ein, sodass derzeit nur noch die halbe Streckenlänge zugänglich ist (Abb. 9).

Abb. 9: Pfeilerzusammen-Bruch im untertägigen Gips-Anhydritabbau Dalaas

Der Abschnitt des Gipsabbaues war seit dem Bahnbau ein Abschnitt mit besonders häufigen Dolineneinbrüchen und Gleissetzungen. 1991 hatten die Setzungen wiederum ein Ausmaß erreicht, das die Verbandsauflösung der talseitigen Stützmauer, das Ausrinnen des Schotterbetts durch Setzungsfugen und die Lockerung der Gleisbettung bewirkte.

Der Geologe wurde 1992 beauftragt, einen Sicherungsvorschlag zu erarbeiten, das Ausführungsprojekt mit Ausschreibungsunterlagen vorzulegen und die geotechnische Baubetreuung zu übernehmen. Das auf die Untergrundsituation abgestimmte Sanierungskonzept beinhaltete:

- Unterfangung des Bahnkörpers mit einem Rost aus horizontalen Injektionsbohrpfählen zur Überbrückung der Dolinentrichter und zur Verminderung der Bodenpressung
- Verstärkung der zerfallenden Stützmauer durch Aufbringen einer genagelten Baustahlgitter-Spritzbetonschale, d = 10 cm, auf die gesäuberte Mauer und mit einem Stahlbeton-Ankerbalken
- Rückankerung der Mauer bzw. des Ankerbalkens mittels 28 – 34 m langen, in Zielbohrungen versetzten Dauerankern, ∅ 36 mm, V = 275 kN, bis in die Ortsbrust der zwei gleisnächsten Abbaustrecken des Gipsbergbaues, auf die gitterarmierte Spritzbetonplatten als Gegenplatten aufgebracht wurden (Abb. 10 und 11)
- Neuverfugung des Bogenviadukts mit Spritzbeton und anschließender Sandstrahlung

Diese Sanierung wurde 1992 ausgeführt. 1999 wurden erhebliche Zunahmen der Ankerspannungen sowie die Öffnung von neuen Rissen in der talseitigen Stützmauer festgestellt.

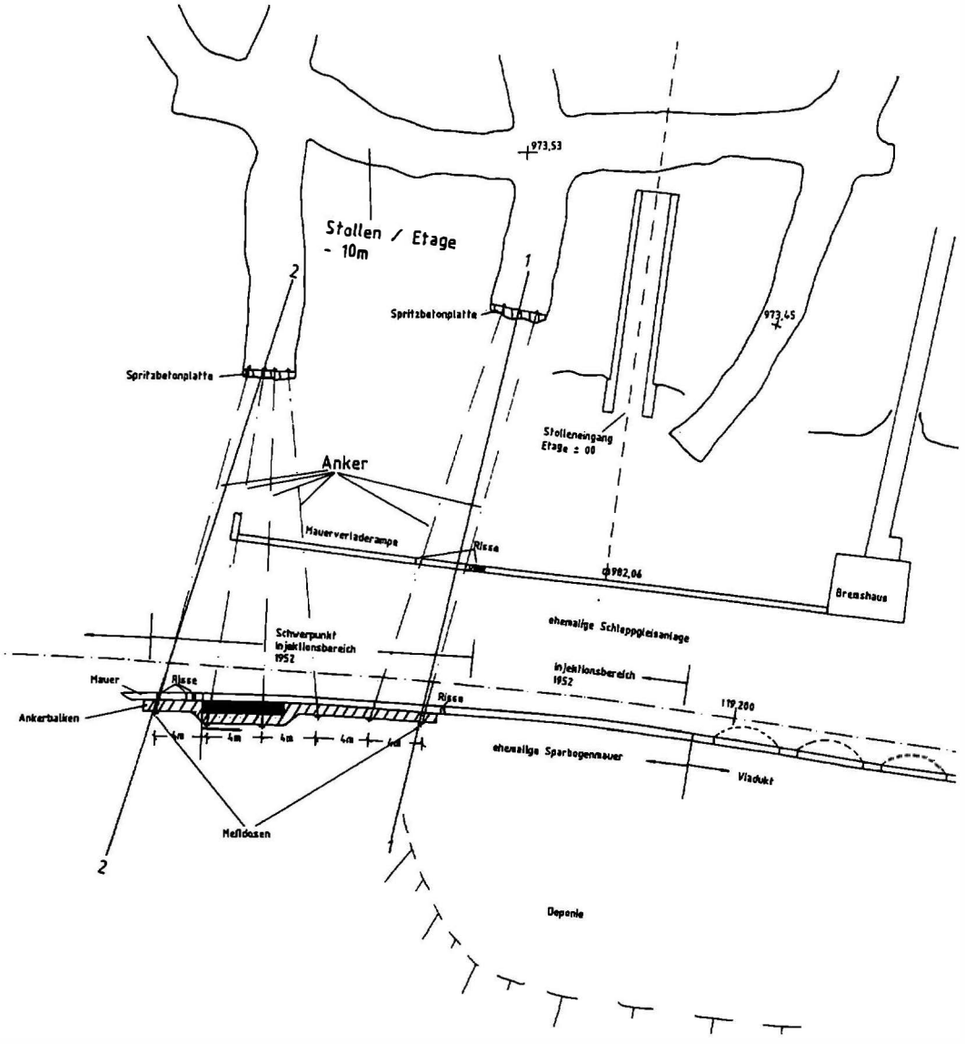


Abb. 10: Lageplan Gipsbruch-Viadukt / Sanierung 1992

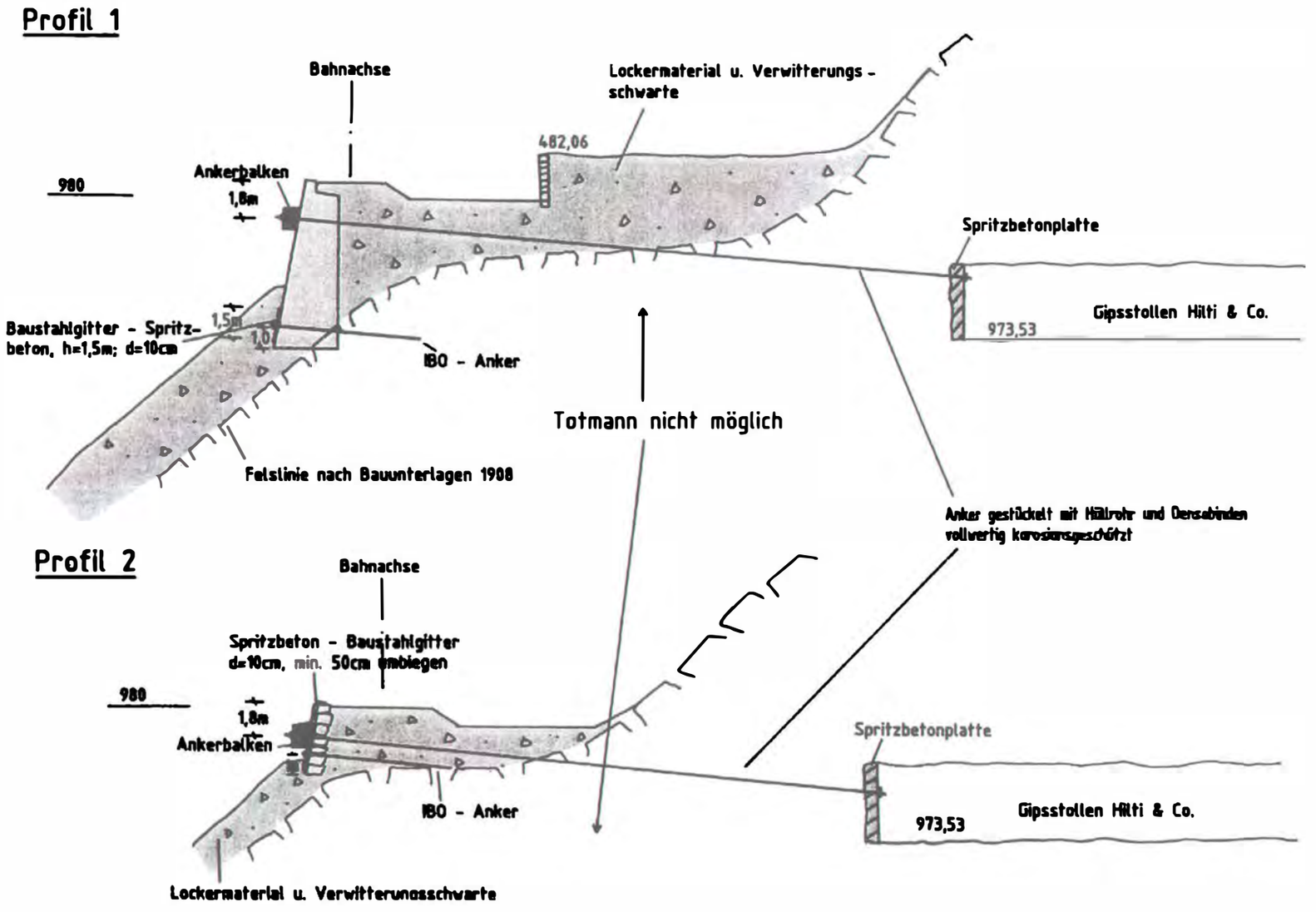


Abb. 11: Schnitte durch das Gipsbruch-Viadukt / Sanierung 1992

Arlbergstraße B 197 / Rauz-Posteck:

Den Steilanstieg von Stuben gegen die Arlberg-Passfurche überwindet die B197 in mehreren engständigen und im Laufe der Jahrzehnte wiederholt neu trassierten Kehren. Anschließend wurde die Straße 1823/1824 aus einer weiter nördlich gelegenen Geländemulde in den felsigen rechtsufrigen Einhang des Rauzbaches, der sich entlang der steilstehenden tektonischen Naht zwischen Kalkalpen und Kristallin eingeschnitten hat, verlegt. Die den wachsenden Verkehrsansprüchen folgend mehrfach verbreiterte Straße wurde teils in einem Felseinschnitt, teils auf gewölbten Hangbrücken und Stützmauern angelegt.

Die Einengung des Bachbettes für die Verlegung einer Trinkwasserleitung, des Abwasserkanals, einer Schneileitung und für die Anlage einer Schipiste drückte seit Mitte der 80er Jahre den Bach zunehmend in den rechtsufrigen Hangfuß, der zunehmend unterschnitten wurde.

Ende März 1995 wurden erstmals vom Straßenerhaltungsdienst leichte Setzungen in der Straßenfahrbahn festgestellt. Am 6.4.1995 betrug die Setzung bereits 10 cm. Sie nahm am 7. April um 5 cm zu. Am 8. April 1995 wurde der Geologe beauftragt, eine Begutachtung durchzuführen und verantwortlich über die Befahrbarkeit oder Sperre dieser Hauptzufahrt zu den Schizentren Zürs – Lech – St. Christoph in der Hauptsaison eine Woche vor Ostern zu entscheiden. Bis 10. April wurden stündliche, später ¼-stündliche Messkontrollen durchgeführt, die schließlich Setzungen bis 8 cm pro Tag und Fußausdrückungen am Mauerfuß um 60 cm sowie Felsabgleitungen auf die Piste am Hangfuß ergaben (Abb. 12 und 13).

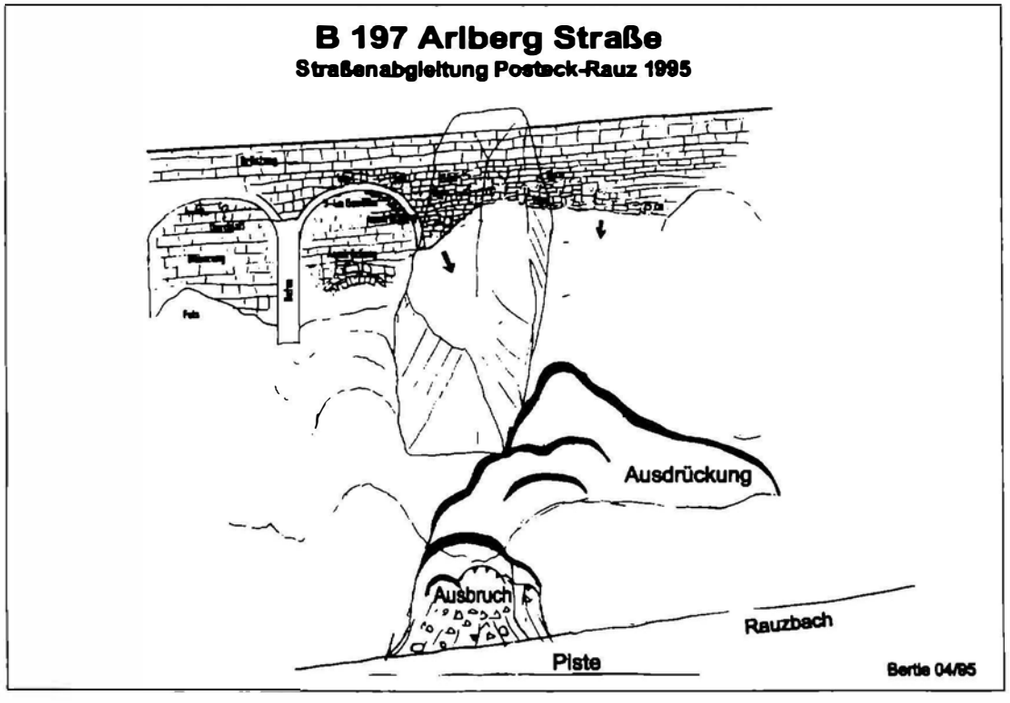


Abb. 12: Hanggleitung B 197 Posteck - Rauz

Abb. 13: Auflösung der Stützmauer Posteck – Rauz der B 197

Darauf wurde vom Geologen trotz des extrem ungünstigen Zeitpunktes die Straßensperre veranlasst und gleichzeitig mit der Ursachenfeststellung sowie der Ausarbeitung eines Sanierungsprojektes einschließlich Massenermittlung, Ausschreibungsunterlagen und Bauzeitplan begonnen.
Der Sanierungsvorschlag sah vor:

- Gebirgsschonender, 20.000 m³ umfassender Abtrag der hangseitigen drückenden Felsböschung bis zu einer auffälligen Störungsfläche zurück zur Verlegung der Straße von der abgesetzten Hangbrücke in festen Arlbergdolomit; Felsabtrag auf die Straße und Abtransport über diese zu einer Deponie im Tal
- Gebirgsschonender Abtrag der abgesetzten, in Felstürme und Gleitschollen aufgelösten talseitigen Felsböschung einschließlich eines Teiles der gemauerten Hangbrücke und der Stützmauerhinterfüllung im Ausmaß von ca. 10.000 m³ mit Freilegung des Bachgerinnes nach jedem Sprengabtrag zur Verhinderung von Murgefährdungen von Stuben
- Beidseitige Ufersicherung des Rauzbaches mit Vorgrundsteinberollungen und Stabilisierung der Bachsohle mit Kolkschutzschwellen aus Großsteinen
- Rückankerung der abgleitgefährdeten Stützmauer Arlberg-seitig anschließend an den Abtragsbereich mit geankerten Fußbalken, Anker l = 18 m, ∅ 36 mm, V = 350 kN
- Sicherung lokaler Verbandsauflösungen in der hangseitigen Felsböschung mit Felsnägeln, Ankerwarzen, Untermauerungen und Vernetzungen
- Sicherung der Abtragsböschung und der angrenzenden Flächen gegen Schneegleiten durch felsverankerte Stahlstützwerke, die als Steinschlagschutz mit Maschengitter abgedeckt werden.

Die Maßnahmen wurden trotz der gewaltigen Massen und beengten Platzverhältnisse im Zeitraum 10.5. —19.6.1999 ausgeführt und die Straße nach einer knapp 6-wöchigen Sperre vor der Sommersaison wieder geöffnet.

Lechtalstraße B 198 – Flexenstraße/Hölltobeltunnel:

1997 wurde die 100-Jahr-Feier des Baues der Flexenstraße, dieses in schwindelnder Höhe die Felswände in Tunnel, Steinschlaggalerien, Felseinschnitten und auf Brücken sowie Halbbrücken durchschneidenden Meisterwerks der Ingenieurbaukunst gefeiert. Am 22.11.1997, 11.25 Uhr, 3 Wochen vor Beginn der Wintersaison in Zürs und Lech brach aus der linksseitigen Begrenzungswand des Hölltobels 40 m über der Straße eine Schichtplatte mit ca. 800 m³ Masse aus, stürzte auf das Betongewölbe der hier auf einer Naturstein-bogenbrücke geführten Straße (Abb. 14 und 15) und durchschlug unmittelbar hinter einem PKW den Gewölbescheitel auf 6 m Länge.

Die dem Geologen gestellten Aufgaben waren die Festlegung der Sofortsicherung, die Entscheidung über die Verkehrsfreigabe der Straße nach der Erstsicherung, die Erarbeitung eines Sanierungsvorschlages und dessen Ausführungsbetreuung bis 15.12.1997 sowie die Überprüfung der Felssturzsicherheit der gesamten Felsstrecke einschließlich Ausschreibung, Überwachung und Abrechnung von Sicherungsmaßnahmen im Sommer 1998.

Die Ausbruchsstelle in den mit 70° - 85° in den Tobeleinschnitt einfallend geschichteten Kalken und Rauhwacken der Arlbergformation wird durch ausgeprägte Kluftflächen und Scherfugen begrenzt. Ihre Absicherung erforderte den Sprengabtrag von zusätzlich 200 m³ Felsplatten und eine Flächenvernetzung sowie lokale Vernagelungen mit SN-Ankern. Diese Sofortsicherung konnte innerhalb von 4 Tagen abgeschlossen werden. Anschließend wurde das Gewölbe in Baustahlgitter-Spritzbetonbauweise wieder geschlossen und zusätzlich auf Vorschlag des Geologen beidseitig Kämpferüberhöhungen ausgeführt, zwischen denen eine Splittschüttung als Aufpralldämpfung für evtl. Nachstürze aufgebracht wurde. Die Sofortsicherung konnte termingerecht im Durchlaufbetrieb bis 15.12.1999 hergestellt werden.

Die baugeologische Überprüfung der Felssturz- und Steinschlagsicherheit der gesamten Felsstrecke und des Zustandes der Mauern, Brücken sowie Halbbrücken im Sommer 1998 ergab eine generell geringe Gefährdung und einen guten Bauwerkszustand. Erforderlich wurden allerdings flächenhafte Felsberäumungen, die Neuerstellung einer Seilnetzsperre und die Räumung sowie Erneuerung von zwei bestehenden Seilnetzsperren, die Rückhängung bzw. Ankerung einzelner Felsscheiben und Blöcke sowie der Neubau der stark geschädigten Steinbruchgalerie. Diese Sicherungsarbeiten wurden 1998 und 1999 – im Bereich der Steinbruchgalerie witterungs- und felsgleitungsbedingt allerdings mit erheblichen Schwierigkeiten sowie Sicherheitsrisiken – ausgeführt.

Abb. 14: Ansichten des Höllitobeltunnels B 198

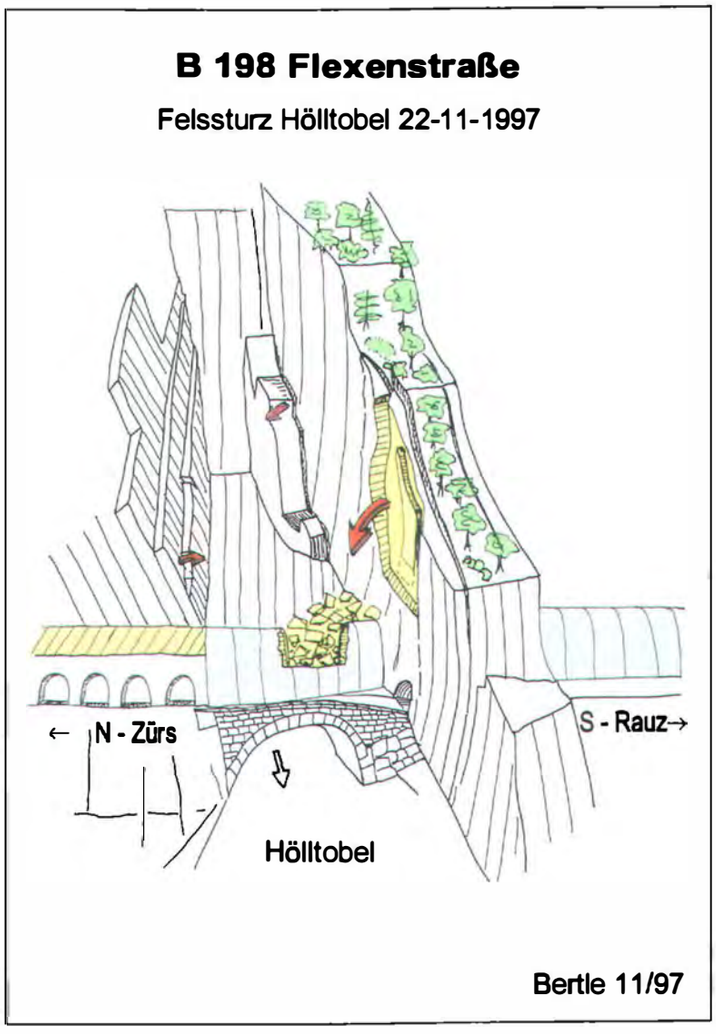


Abb. 15: Felssturz Hölltobel 1997

Ischgl – 4 CLD-Gampenbahn:

Wie zahlreiche andere Seilbahnanlagen im Schigebiet Ischgl – Samnaun hat auch die 1988 ohne geologische Beratung errichtete Gampenbahn von der Gampenalpe durch den rechtsseitigen Einhang des Fimbertales auf den Pallinkopf mit schwierigsten Untergrundverhältnissen zu kämpfen. Der Nordrand des Unterengadiner Fensters und der ihm aufliegende dünne Rahmen aus Silvrettakristallin sind tiefreichend und aktiv hangtektonisch zerglitten und von Permafrost durchsetzt. Dies zusammen mit dem besonders gleitfreudigen und leicht verwitternden Gesteinsbestand (Ophiolithe, Ton- und Mergelschiefer mit wenigen tektonisch eingeschuppten Kalk- und Quarzithärtlingskernen) verursacht eine ausserordentlich vielfältige und reizvolle Landschaft, aber auch gravierende geotechnische Probleme.

Die Gampenbahn wurde ohne Kenntnis der Untergrundsituation zwischen den Stützen 16 und 21 in einer aktiven Großhangbewegung, in mehreren anderen Trassenabschnitten in Kriechhängen angelegt (Abb. 16).

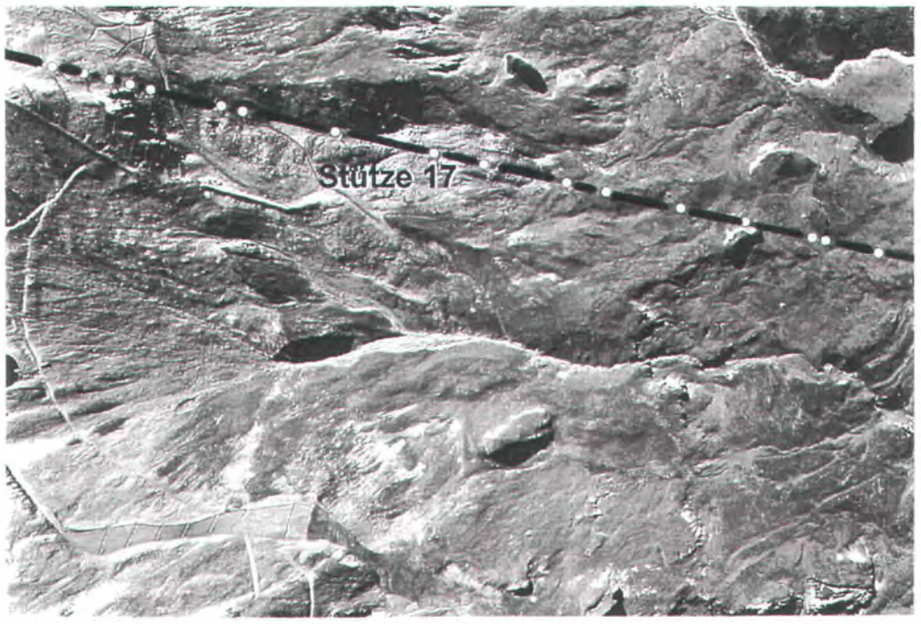


Abb. 16: Trasse und Hangbewegung Gampenbahn Ischgl

Bereits 5 Jahre nach dem Bau führten die Bewegungen schräg zur Seilbahnachse trotz wiederholtem Unterlegen und Schiefstellen einiger Stützen zu Stützenbewegungen von 5 cm / Jahr und zu erheblichen Betriebsschwierigkeiten. Diese erhöhten sich sprunghaft während der besonders starken Schneeschmelze 1993. Bei der Trassenbegehung durch den Geologen Mitte August 1993 wurden bereits Stützenverschiebungen bis zu 5 cm / Tag gemessen, was Sofortmaßnahmen noch vor der nächsten Wintersaison erforderlich machte. Der Geologe wurde beauftragt, die Bewegungsursachen zu erkunden und dafür eine geodätische Geländeaufnahme, Schurfschlitze und Bohrungen zu beauftragen und auszuwerten, ein Sanierungsbauprojekt auszuwerten und bei der Behörde einzureichen, die Sanierungsarbeiten zu beaufsichtigen und abzurechnen sowie bis Anfang Dezember eine sanierte Bahn freizugeben. Die Kartierung, Gefügeuntersuchung und Sondierung zeigte, dass die Stützen 17 – 20 auf einem seit 1988 bis zu 2 m horizontal und vertikal auf einer bis 15 m u.O.G. liegenden, im Sommer stark wasserführenden Gleitfläche talwärts gekrochen sind. Die Gleitmasse ist in Einzelschollen aufgelöst und von Eis durchsetzt. Wegen der vorgegebenen Spannfelder und der maximal zulässigen Bodenabstände war eine Überspannung der Kriechmasse nicht möglich.
Daher wurde als – nicht auf Bestandsdauer sichere – Sanierungsmaßnahme vorgeschlagen:

- Neugründung der 4 Stützen auf unbewegtem Fels unterhalb der Gleitmasse mit Schwergewichtsfundamenten, die mit kontrollierbaren Dauerankern in der Stützenachsrichtung zur Vergütung des Felsuntergrundes im Fels verankert sind.
- Schutz der Stützen und ihrer Fundamente gegen den Schub der Kriechmasse durch "Knopfloch"-Sicherungsschalen, die zur Sicherung des erforderlichen Schachtaushubes als geankerte Spritzbeton-Baustahlgitterschalen von oben nach unten fortschreitend errichtet wurden. Zur Schubumleitung des Druckes aus der Hangbewegung wurden die Schalen mit stirnseitigen Lisenen und Dauerankern, l = 10 – 20 m, ∅ 36 mm, in der erwarteten Fließrichtung hangseitig in den Fels rückgeankert.
- Großflächige Oberflächenwasserableitungen und Entwässerungsschlitze im Oberhang zur Verlangsamung der Gleitbewegung.

Ende Oktober 1993 konnte die mit Fahrzeugen nicht erreichbare Baustelle in 2.400 – 2.600 m ü.A. mit Schwersthubschraubern eingerichtet werden. Trotz erhöhtem Geräte- und Mannschaftseinsatz und außergewöhnlichem Bemühen aller Beteiligten musste wegen des bereits Ende November eingetretenen Wintereinbruchs am 15.12.1993 die Baustelle nach einem Lawinenabgang auf die Baustelle mit Zerstörung eines Teiles der Einrichtung und Beschädigung einer bereits erstellten Stütze eingestellt werden. Zu diesem Zeitpunkt, dem Saisonbeginn, waren die Stützen 17 und 18 fertiggestellt, die alte Stütze 20 durch die geankerte Schutzschale für das geplante gemeinsame Fundament der Stützen 19 und 20 unterfangen und der Fundamentsockel der Stütze 19 provisorisch mit einem durch das Fundament versetzten Daueranker gegen Abkriechen gesichert. An den Fundamentankern der Stützen 19 und 20 wurde je eine Ankerkraftmessplatte eingebaut, von denen die Messwerte über ein Kabel an den Stützen zu Messuhren in Augenhöhe der Sessel geleitet wurde. Die für das Schigebiet unverzichtbare Gampenbahn erhielt von der Behörde eine bedingte Betriebsbewilligung für die Wintersaison 1993/94. Bedingungen waren die Übernahme der Verantwortung für die Sicherheit der Bahnbenützer durch den Geologen, die tägliche Meßuhr- und Fluchtkontrolle durch den Betriebsleiter, die tägliche Freigabe des Betriebes durch den Geologen aufgrund der Meßangaben und die sofortige Betriebseinstellung bei Messwertänderungen von 10 %.

Der Betrieb konnte während der Wintersaison 1993/94 ohne Unterbrechungen aufrechterhalten werden. Die ebenfalls extreme Schneeschmelze 1994 brachte die erste Bewährungsprobe für das Sanierungskonzept. In diesem Jahr wurden die Fundierungen und Ankerungen der Stützen 19 und 20 fertiggestellt und die 1993 nicht mehr vollendeten Schalenflügel der Schutzschalen der Stützen 18 und 17 ergänzt und verstärkt.

Seit 1993 verlangt die Behörde jährliche Prüfberichte des Geologen über die geotechnische Betriebssicherheit. 1997 war die geankerte Schutzschale der Stütze 17 durch die anhaltenden Kriechbewegungen bereits so stark zerstört (Abscheren und Ausdrücken der Schalenflügel, Durchstanzen der Ankerköpfe, Unkontrollierbarkeit einiger Anker und Riß eines Ankerkopfes), dass eine Erneuerung erforderlich wurde, bevor der freie Raum zum Fundament bzw. zur Stahlstütze völlig aufgebraucht war. Die mit einem doppelten Baustahlgitter armierte Spritzbetonschale, d = 20 cm, wurde durch zwei stirnseitige Ortbeton-Ankerlisenen mit je 4 Dauerankern, ∅ 36 mm, l = 20 m, und geankerten Querausteifungen zwischen den Lisenen hangwärts in den Fels verankert (Abb. 17).

Seit der Neuerrichtung wird diese Schutzschale wie die der anderen Stützen wieder schadlos von der Gleitmasse umflossen. Die geodätische Kontrolle der Stützen 19 und 20 zeigte in den letzten 3 Jahren deutliche Verschiebungen der Stützen in vertikaler und in Achsrichtung der Bahn, ohne dass Erhöhungen der Ankerspannungen und Schäden an den Schutzschalen sowie an den Fundamenten aufgetreten sind. Dies weist darauf hin, dass – wahrscheinlich an einer eisgefüllten Fuge – im tieferen Felsuntergrund unterhalb der Reichweite der Anker ebenfalls während der Tauperiode Bewegungen stattfinden. Diese haben bisher die Betriebssicherheit der Anlage nicht beeinflusst.

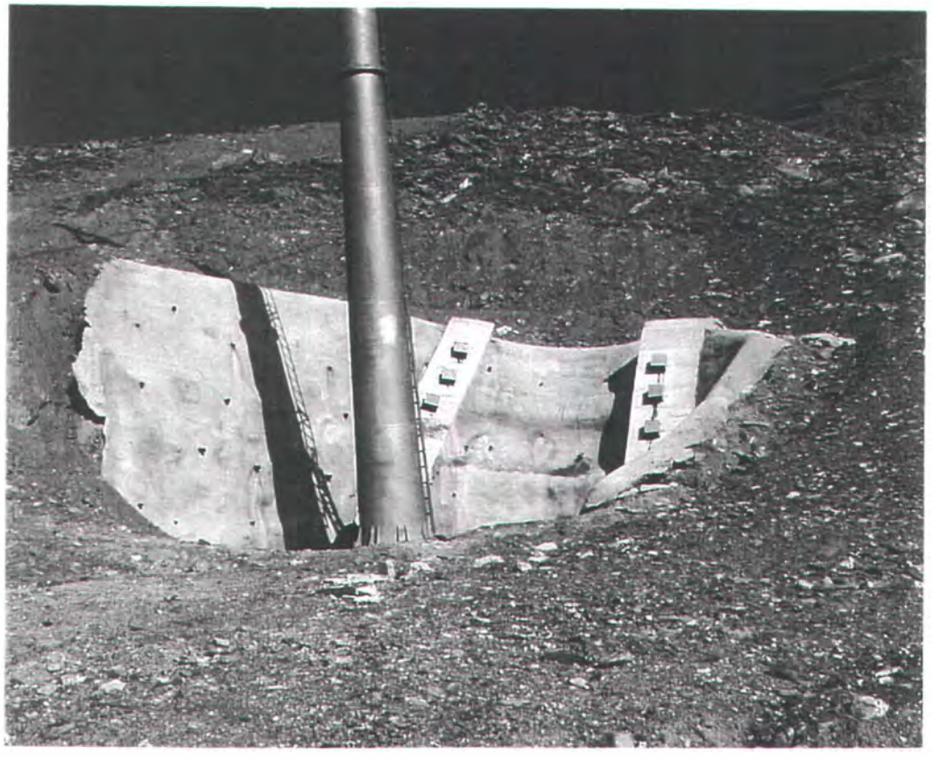


Abb. 17: Gründung und Sicherung der Stütze 17 der Gampenbahn 1997

ÖBB-Bahnlinie Innsbruck – Bregenz / Bahnhof Imst:

Zwischen Imst und Roppen durchfährt die Westbahnlinie rechtsufrig des Inn die enge, steilwandige Imster Schlucht, in deren westlichem Eingang der Bahnhof Imst angelegt wurde.

Die unmittelbar von der Gleisanlage knapp 60 m zu einer Glacialterrasse aufsteigende Felswand wird unter der Terrassenoberfläche von grob gebanktem Hauptdolomit aufgebaut, der in der unteren Wandhälfte bzw. im unteren Wanddrittel von Dolomit, Mergel, Tonschiefer und Sandstein der Raiblerformation unterlagert wird. Die Raiblerformation bildet den Kern eines Gewölbes mit talparalleler Achse, weshalb die Schichtung in der rechtsufrigen Schluchtwand mittelsteil bis steil in den Hang einfällt. Entsprechend dem Schema "Harte Platte auf weicher Unterlage" und verstärkt durch die Hangfußschwächung durch U-förmige, bis 15 m tief in den Hang reichende Luftschutzbunker werden die weniger festen Raiblerschichten ausgequetscht und wittern verstärkt zurück. Der überlagernde Hauptdolomit mit der 3-fachen einachsigen Druckfestigkeit der Raiblerschichten reagiert durch die Ausbildung neuer und die Öffnung tektonisch angelegter (Unterengadin – Oberinntal-Störungen) hangparalleler Scherfugen und durch Nachbrechen der abgelösten Wandscheiben und Türme (Abb. 18).

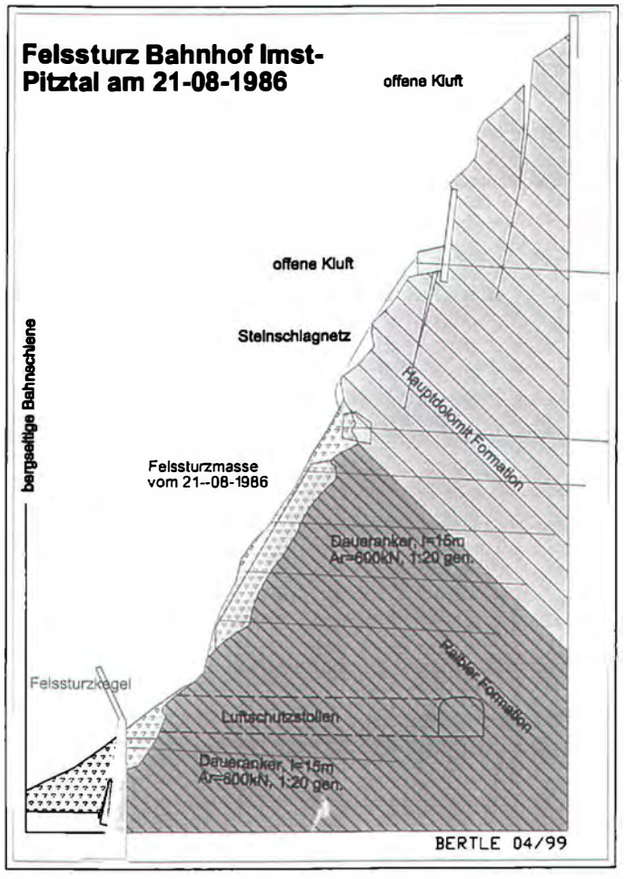


Abb. 18: Profilschnitt Felssturz Bahnhof Imst 1986

Seit dem Bahnbau 1870 ereigneten sich in der Imster Schlucht immer wieder Felsstürze und Steinschläge und verursachten Unterbrechungen des Zugsverkehrs einschließlich Entgleisungen von Zügen. Als Gegenmaßnahme wurden Unterbauungen, Steinschlagwände, Felssturzfangzäune und Ankerungen ausgeführt, erneuert und ergänzt. Am 21.8.1986 brach um 0.30 Uhr eine ca. 350 m³ große Felsscheibe aus dem Übergangsbereich des Dolomits zur Raiblerformation aus und stürzte unmittelbar vor einem Güterzug auf die Gleisanlage. Der Güterzug konnte nicht mehr bremsen, die Lokomotive und 10 Waggons entgleisten. Dabei rannen 140.000 l Diesel aus einem Kesselwagen in den Inn. Der Lokomotivführer wurde schwer verletzt (Abb. 19).

Dem unmittelbar nach dem Unglück verständigten Geologen wurden folgende Aufgaben übertragen:

Ursachenfeststellung und Festlegung, Beaufsichtigung und Abnahme der Sofortsicherungen sowie Freigabe der Strecke für den Bahnverkehr
Kontrolle der Wände der gesamten Schluchtstrecke, Ausarbeitung von Sicherungsvorschlägen und geotechnische Bauüberwachung der Sicherungsarbeiten in den Folgejahren

Als Sofortsicherung wurden die Verstärkung des geschwächten Wandfußes durch ein Korsett aus Ankerlisenen und Ankerbalken sowie eine geankerte Winkelstützmauer mit aufgesetztem Fangzaun am Wandfuß in Ortbeton mit vorgespannten Freispielankern, ∅ 36 mm, l = 8 – 20 m, V = 600 kN, der Abtrag aufgelockerter Felsbereiche und eine Flächenvernetzung vorgeschlagen und ausgeführt (Abb. 20).

Abb. 19:
Felssturz
1986 im
Bahnhof
Imst

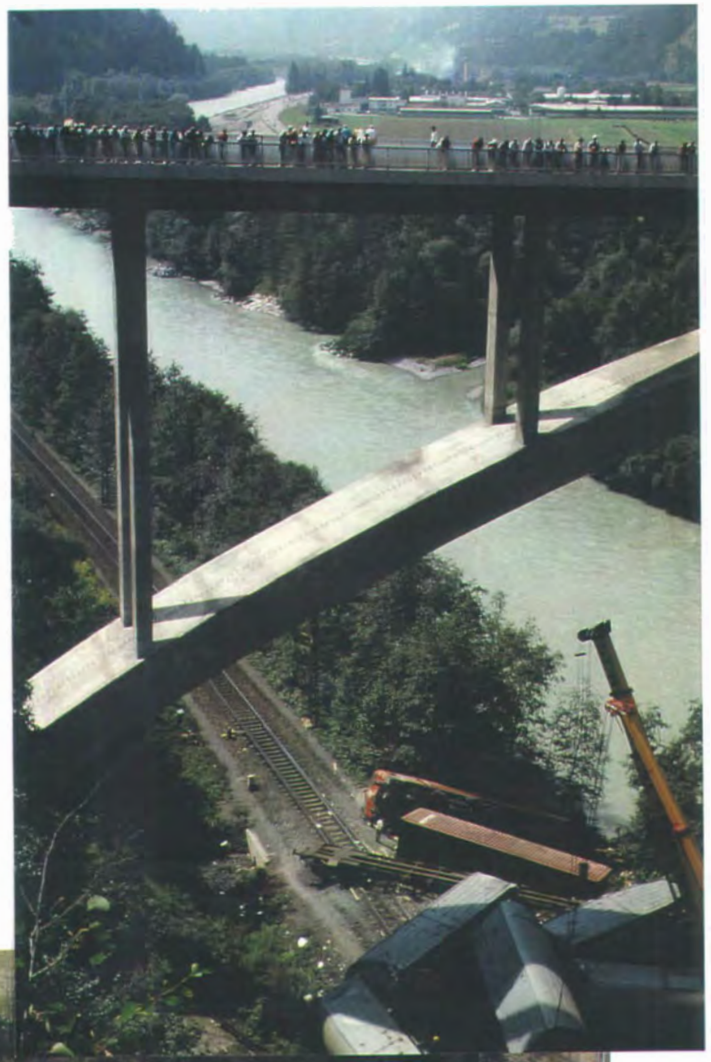


Abb. 20: Ansicht des Felssturzbereiches nach der Sanierung

Die Kontrolle der Schluchtstrecke bis Roppen ergab einen verbreitet äusserst schlechten Wandzustand. Die in den Jahren 1986 – 1990 ausgeführten Sicherungen umfassten den Abtrag einer hoch aktiven 7.000 m³ umfassenden Felsgleitmasse im direkten Gleiseinhang bei aufrechtem Zugsverkehr rechtsufrig der Pitzemündung (Waldelekopf) und die Stabilisierung zahlreicher labiler Felserker und abgetrennter Felsschwarten durch Einzelanker, Ankerbalken, Ankerlisenen, Seilschlingen und Flächenvernetzungen sowie den Einbau zahlreicher Kontrolleinrichtungen.

Hittisauerstraße B 205 und Riefensbergerstraße L 22:

Das breite Trogtal der Weißach im Vorderbregenzerwald / Allgäu wurde von den eiszeitlichen Ill-Rheingletschern in die Tonmergel, Mergel, Kalke, Sandsteine und Konglomerate der Steigbach- und Weißachformation der Molasse eingetieft. Beim Würmvorstoß wurden über dem Fels bzw. auf Moräne großflächig Seetone in Eisrandstauseen abgesetzt, deren Spiegel bis über die Hittisauerstraße B 205 hinauf reichte. Diese Seetone bilden den Untergrund der Wiesen und Gehöfte im Talgrund und in den beidseitigen sanften Talflanken. Die hangwärts an die Wiesen anschließenden, bewaldeten, steileren und lokal felsigen Talhänge werden von anstehendem Molassefels gebildet. Vom Fuße dieser Steilstufe aus haben sich seit den Eiszeiten Hangschutthalden, Gleitkuchen und Schwemm- sowie Bachschuttfächer lokaler Gerinne über die Seetone vorgeschoben. Oberhalb der bewaldeten Steilstufe legt sich das Gelände in die besiedelten Wiesenterrassen von Riefensberg zurück, deren Untergrund von eiszeitlichen, wasserführenden Schottern über dem Felsuntergrund gebildet wird (Abb. 21).

Profilschnitt Gleitung Riefensberg

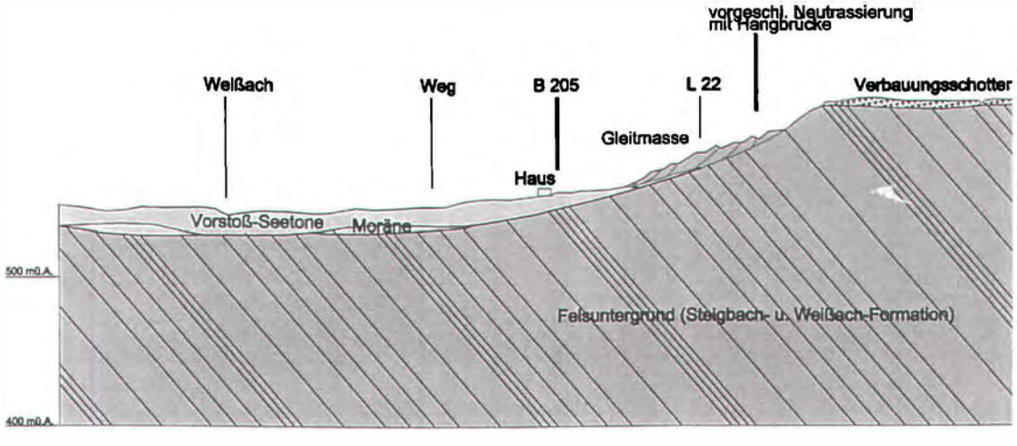


Abb. 21: Geologischer Profilschnitt L 22 Riefensbergerstraße

Abzweigend von der Bundesstraße vor der Grenzstelle Ach quert die Landesstraße L 22 gegen Süden ansteigend die bewaldete Steilstufe zur Terrassenfläche von Riefensberg in einer Doppelkehre und einem anschließenden Steilhangeinschnitt. 1988 fiel ab 22.3. starker Regen in eine geschlossene Schneedecke. Die schon in früheren Jahren entstandenen und durch Aufbringen von Asphalt ausgeglichenen Fahrbahnabsetzungen verstärkten sich auf ca. 800 m Straßenlänge dramatisch und erforderten am 24.3. die Sperre der Straße. Auf ca. 100 m Länge wurde die Straße ausgehend von Wasseraustritten aus einer Schichtfuge zwischen hangenden geklüfteten Konglomeraten und liegenden stauenden Mergeln, die aus den Terrassenschottern der überliegenden Terrassenverflachung gespeist werden, in eine Massengleitung einbezogen. Diese Gleitung erreichte am 27.3.1988 den Unterrand des Waldes bzw. die Obergrenze der druckempfindlichen Seetone der Wiesenflächen. Der in der Folge in den Seetonen ausgelöste progressive Grundbruch erreichte als Aufwölbungswelle am 28.3.1988 die Bundesstraße B 205 (Abb. 22).

Abb. 22: Grundbruchsaufwölbung B 202 Hittisauerstraße / L 22 Riefensbergerstraße

Diese Grundbrüche erforderten die Sperre der Straße, die Evakuierung der talseitig der Straße liegenden Wohnhäuser und das Leerpumpen der Treibstofftanks einer hier liegenden Tankstelle durch den Geologen. Die von ihm angeordnete Öffnung von bis zu 5 m tiefen Druckentlastungsschlitzen hangseitig der Straße brachte die Ausbreitung der Grundbrüche, die offensichtlich durchwegs auf die oberste, wassergesättigte Schwarte beschränkt waren, zum Stillstand. Die Gesamtbewegung umfasste schließlich 1,5 ha Gleitmasse und 2 ha Grundbruchsfläche mit insgesamt 70.000 m³ bewegter Masse.

Durch die Anlage eines flächenhaften Dränageleitungsnetzes und die Erosionssicherung des Ablaufgerinnes konnte im folgenden Jahr die Bewegung entschärft werden. Die Bewegungen halten aber nach wie vor mit Bewegungsbeträgen von einigen cm pro Jahr an. Sie weiten sich

gegen Osten aus, wobei hier eine am Himmelfahrtstag 1868 abgefahrene Gleitung von 250.000 m³ Masse (3,5 ha Gleitfläche und 3 – 4 ha Grundbruchsfläche) remobilisiert wird.

Die vorgeschlagene Wiedererrichtung der unterbrochenen Landesstraße mit einer im anstehenden Fels gegründeten Hangbrücke und Kopfentlastung der Gleitmasse durch einen Großabtrag wurde zurückgestellt. Nach Riefensberg besteht auch eine andere Straßenverbindung.

Schlussfolgerungen:

Die für Geologen mit fachlich und wirtschaftlich interessanten Aufgaben verbundene Erhaltung von Verkehrswegen wird in Zukunft eine zunehmende gesellschaftliche und volkswirtschaftliche Bedeutung erhalten.
Dies ergibt sich aus folgenden Feststellungen:

- Jedes Großbauwerk der Verkehrsinfrastruktur verursacht bereits wenige Jahre nach der Fertigstellung einen mit den Jahren zunehmenden Erhaltungsbedarf.

- Die Erhaltung der Verkehrswege wurde durch die Mittelkonzentration auf Neubauten finanziell und personell in den letzten Jahrzehnten vernachlässigt, wodurch eine erhöhte Nachholnotwendigkeit entstanden ist.

- Es steigt das Bewusstsein, dass rechtzeitige Erhaltungsarbeiten an Verkehrswegen Milliardenwerte für die nächsten Generationen sichern.

- Negativbeispiele wie die jahrzehntelange finanzielle Aushungerung der Bahninfrastruktur an der Arlbergwestrampe zugunsten des Straßenbaues zeigen, dass die langdauernde Vernachlässigung der Erhaltung den aufwendigen völligen Neubau von Verkehrswegen verursachen kann.

Autor:
DDr. Heiner BERTLE
Ingenieurkonsulent für Technische Geologie
Kronengasse 6
A-6780 Schruns

GIS und deren Anwendung in der Tunnelbaugeologie

Richard FUCHS

1. Einleitung

Mit dem Aufkommen von geologischen und geotechnischen Untersuchungen im Tunnelbau findet eine rasche Zunahme von geologischen Datensätzen statt. Um diese Daten als Grundlage für die Bearbeitung zu verwenden, müssen aus der analogen Darstellung der geologischen und geotechnischen Informationen diejenigen Inhalte herangezogen werden, die für die jeweilige Aufgabe relevant sind.

Aufgrund zunehmender Datenmengen und der rasanten Entwicklung der digitalen Informationsverarbeitung entsteht im Bereich Tunnelbau ein zunehmendes Interesse an digitalen Datensätzen.

2. Begriffserklärung: GIS

Die Definitionen des Begriffs GIS (Geo-Informations-System) werden sehr allgemein gehalten. In der Regel beschränken sie sich jedoch auf die Forderung nach Möglichkeiten zur Erfassung, Verwaltung, Analyse und Ausgabe raumbezogener Daten.

Durch den Einbezug von Modellen und durch die Verknüpfung bestehender Daten lassen sich neue Informationen ableiten (BRÄNDLI, 1998).

3. Geo-Informationssysteme ermöglichen Graphik und Information in einem Konzept

Die Verknüpfung von Geometriedaten und Sachdaten und die damit verbundene Datenbankanbindung, die „Geo-Informationssysteme" zur Verfügung stellen, sind die entscheidendsten Unterschiede zu reinen CAD-Karten.

Die Konzeptionen einzelner Programme haben verschiedenste Funktionalitäten zur Folge und sind daher oft sehr unterschiedlich. Aus diesem Grund ist nicht jedes System für jeden Zweck und jeden Einsatzbereich geeignet. Die Systemunterschiede sind aufgrund der ähnlichen Endergebnisse (Ausdrucke und Export) oft schwer zu identifizieren. Die Wahl des richtigen Systemkonzeptes ist allerdings von entscheidender Wichtigkeit und sollte projektbezogen sein.

Wenn das Endprodukt mehr als nur eine digitale Karte sein soll und deren Ausfertigung gehaltvoller und informativer sein muss, so sollte man sich den Einsatz eines GIS überlegen. Dadurch können Daten aller Art (Vektor- und Rasterdateien, 2D- und 3D-Graphiken, Tabellen und Texte, etc.) effizient und zeitgemäß verwaltet werden. Dies gilt vor allem für Aufgabenstellungen, die zusätzlich aufwendige Analyse- und Berechnungsverfahren erfordern.

Funktionsweise:

Den Informationen, die ein GIS als Kartenmerkmale speichert, werden Eigenschaften zugeordnet. Die Kennzeichen einer Störung können z.B. ihre Mächtigkeit, die Länge, Art des Auftretens, Wasserführung und vieles mehr sein. Die Attribute für ein Kartenmerkmal, das beispielsweise eine geologisch kartierte Geländeoberfläche darstellt, umfassen z.B. den Gesteinstyp bzw. Aufschlussgröße, Gefüge und beliebige geologisch - geotechnische Beschreibungen und Quantifizierungen.

Die Datensätze werden dabei in Form von Tabellen angelegt. Die Verbindung zwischen Kartenmerkmalen und ihren Eigenschaften ist das grundlegende Prinzip hinter der Funktionsweise von GIS. Wenn die Kartenmerkmale und ihre Eigenschaften einmal verbunden sind, kann jedes Merkmal mit seinen Eigenschaften vom betreffenden Datensatz aus ausfindig gemacht und zu Analysen herangezogen werden.

4. Die Qualität der Basisdaten

Die wichtigste Voraussetzung jedes GIS-Projekts ist eine Qualitätssicherung der Daten, diese kann wie folgt aussehen:

- Das Ziel der Anwendung muss genau definiert werden.
- Den Arbeitsabläufen werden festgelegte Qualitätskontrollen zugewiesen.
- Das Ergebnis der Kontrollen wird protokolliert.
- Vor Projektbeginn wird ein Katalog der Erfordernisse erhoben.
- Die Plausibilität der Daten muss gewährleistet sein, es dürfen keine unsinnigen Sachverhalte eingebaut werden.
- Die Daten müssen zu jedem Zeitpunkt vollständig und widerspruchsfrei zur Verfügung stehen und rekonstruierbar sein.
- Jedem Objekt sollte nur ein eindeutiger Datensatz zugewiesen werden, dadurch sollen die Daten redundanzfrei sein.
- Die Daten müssen über sogenannte Datenbeschreibungsmechanismen jederzeit vollständig, mit allen Beziehungen zueinander wiederhergestellt werden können.

Es gilt sicherzustellen, dass zunächst die Qualität der erhobenen Daten den Anforderungen entspricht, der Zugriff auf alle Daten jederzeit möglich und unkompliziert ist, sowie eine Weiterführung und Aktualisierung des Datenbestandes gewährleistet wird. Durch die Nutzung qualitativ hochwertiger Daten sollen die Bearbeiter bei Entscheidungen bestmöglich unterstützt werden.

5. Digitale geologische Daten und GIS

Bei einem für spätere Anwendungen sinnvoll zu nutzenden digitalen Datensatz muss die Umsetzung der analogen Information (z. B. geologische Karten) in digitale Form gut überlegt sein. Die geologischen und geotechnischen Informationen sind so zu strukturieren und zu gliedern, dass diese ordnungsgemäß verwaltet und je nach Aufgabenstellung visualisiert, abgefragt, selektiert und ausgewertet werden können. Die Verwendung eines GIS (Geo-Informationssystems) drängt sich daher geradezu auf.

Durch den Einsatz eines GIS sind die Daten leicht zugänglich und jederzeit verfügbar, das bietet den Anwendern (Netzwerkbetrieb) in jeder Hinsicht Vorteile:

- rasche Nachführung, Verbesserung und Ergänzung des Datenbestandes;
- billige und schnelle Produktion von reproduzierbaren Ausdrucken sowie Möglichkeiten qualitativ hochwertige Karten zu erzeugen;
- Auswahl beliebiger Kartenausschnitte und Ausgabemaßstäbe;
- Möglichkeiten zur Erfassung unterschiedlicher Darstellungen der gleichen Informationen;
- Verknüpfungsmöglichkeiten von Sachinformationen mit graphischen Elementen und Verbindungen zu anderen Daten (externen Datenbanken);
- räumliche Auswertungs- und Analysemöglichkeiten durch „*Übereinanderlegen*" verschiedenster Datenebenen, dadurch lassen sich neue Informationen durch statistische und probabilistische Auswertungen von Geometrie und Sachdaten erzeugen;
- Möglichkeiten zum Datenaustausch und Kommunikation mit anderen Systemen.

6. Ein Beispiel einer auf GIS basierenden Geodatenbank

Alle für den Tunnelbau relevanten Daten besitzen einen eindeutigen Raumbezug. Der Einsatz eines GIS erscheint daher logisch. GIS-Anwendungen für größere Tunnelbauprojekte einzusetzen ist zeitgemäß und in vielerlei Hinsicht vorteilhaft.

Geographische Informationssysteme können auch als Auskunftssysteme dienen. Geodaten-Auskunftssysteme sind in der Lage, Daten aller Art zu verwalten, Informationen zu visualisieren und nach Belieben auszugeben.

Für den „Semmering-Basistunnel" wird derzeit von uns ein innovatives Daten-Auskunftssystem in Form einer projektspezifischen GIS-basierenden Geodatenbank aufgebaut. Ansätze dazu habe ich im Zuge meiner Diplomarbeit entworfen.

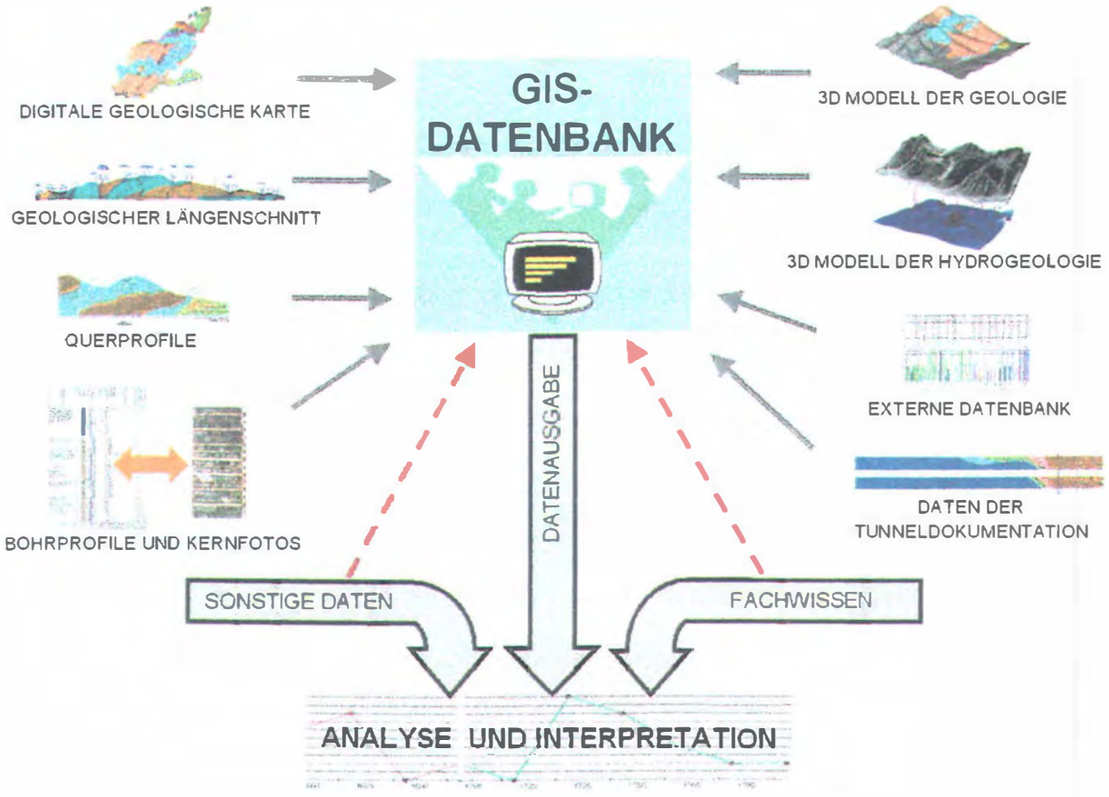


Abb. 1: Funktionsweise der Geodatenbank im Überblick

Die nachstehenden Punkte unter **6.1.** sind Datenebenen, die wiederum spezifische Datenbestände beinhalten. Jede gespeicherte Information kann nach Belieben, von jeder Datenebene (2D und/oder 3D-Modus) ausgehend, den Bearbeitern zur Verfügung gestellt werden.

Die Bedienung des Programms kann ausschließlich mittels rechter Maustaste erfolgen. Dies macht die Anwendung sehr benutzerfreundlich, zudem bleibt dem Benutzer angesichts der enormen Datenmenge die Übersicht und Orientierung erhalten.

6.1 Die wichtigsten Inhalte der Geodatenbank im Überblick

Themenbereiche (Datenebenen):

- digitale geologische Karte M 1 : 5 000 (lithologische Grenzen, morphologische Elemente, Störungen, Trennflächenorientierung)

- geologischer Längenschnitt in 2D und 3D
  geologischer Prognoselängenschnitt in Gegenüberstellung mit den zum Zeitpunkt der Bearbeitung aktuellen Tunneldokumentationen

- geologische Querprofile in 2D und 3D

- Bohrprofile in 2D und 3D mit dazugehörigen Bohrkernfotos (sämtliche Bohrkernfotos haben eine sehr gute Qualität, alle Bilddokumente sind referenziert)
  Bohrloch in-situ Versuche

- Laborkennwerte

- Daten der Tunneldokumentation
  Ortsbrustdokumentationen (Ortsbrustzeichnungen, Aufnahmedaten, Abschlagslängen, Stützmittel, Bergwasser, Ortsbrustfotos. etc.)
  Längenschnitte und Horizontalschnitte des Pilotstollens in 2D und 3D, inklusive sämtlicher geotechnisch relevanter Daten (Verknüpfung mit einer externen Tunnelbaudatenbank)

- Anbindung an externe Datenbanken

- digitales Höhenmodell

- bauliche Elemente (Pilotstollen, Haupttunnel, etc.) in 2D und 3D

- detailliertes 3D-Volumenmodell der Geologie und Hydrogeologie des Projektgebietes

Das zuletzt genannte 3D-Volumenmodell der Geologie und Hydrogeologie ist zudem ein eigenständiger Baustein der Geodatenbank. Das komplexe 3D-Modell ist unter anderem mit AutoCad Rel. 14 ohne zusätzliche Applikation bearbeitbar (siehe Abb. 2 und 3).

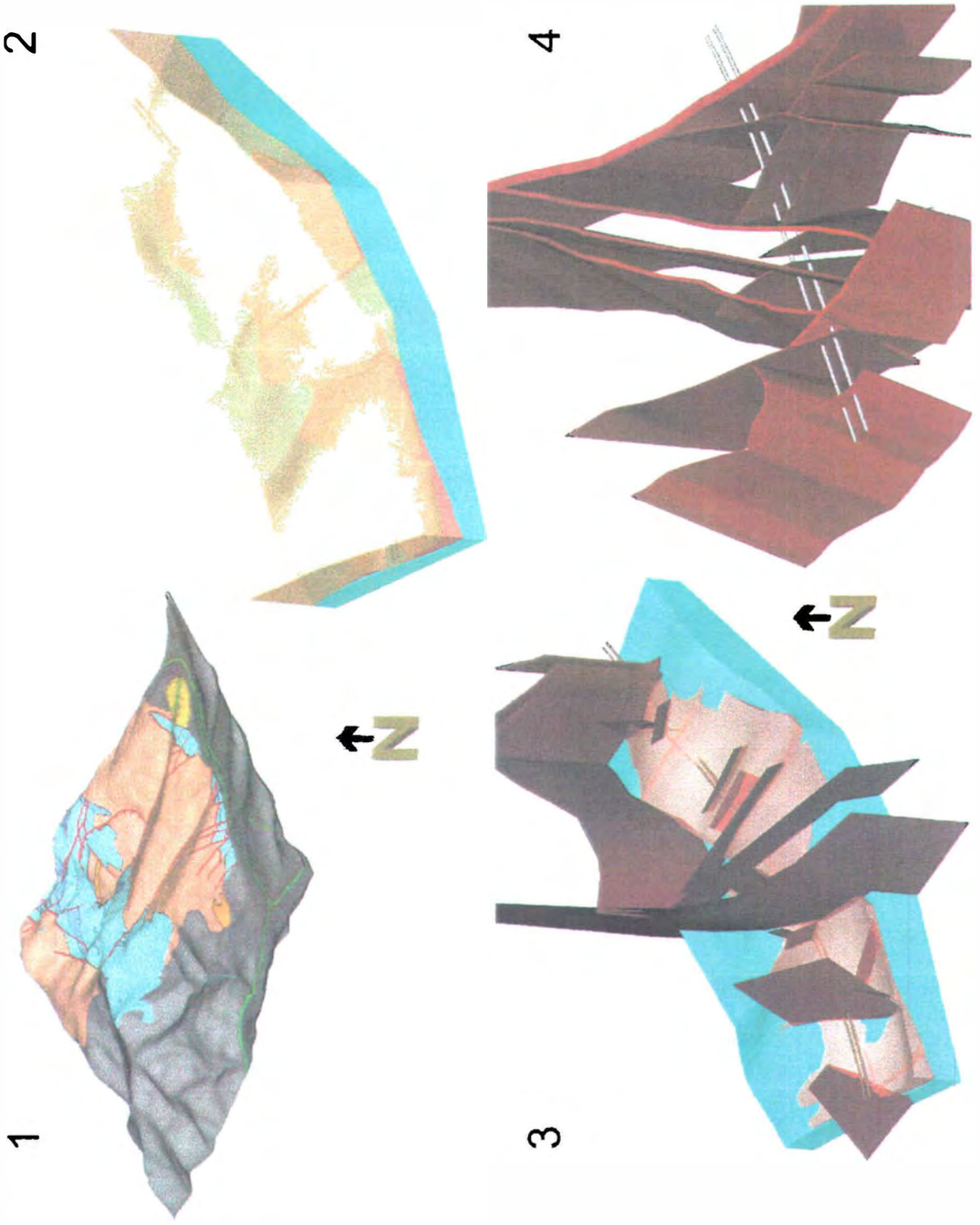


Abb. 2: Einige ausgewählte Ansichten des 3D-Modells der Geologie

Beschreibung zur Abbildung 2:
1: 3D-Modell der Geologie mit digitalem Geländemodell; Ansicht von Südwesten.
2: 3D-Volumenmodell; Altkristallin (Phyllite) transparent, darunter sind Semmeringquarzit und Karbonatgesteine erkennbar.
3: Phyllite ausgeblendet, einige dominante Störungen sind sichtbar.
4: Störungssystem von Tunnelmeter 0 (Portal Mürzzuschlag) bis Tunnelmeter 1100.

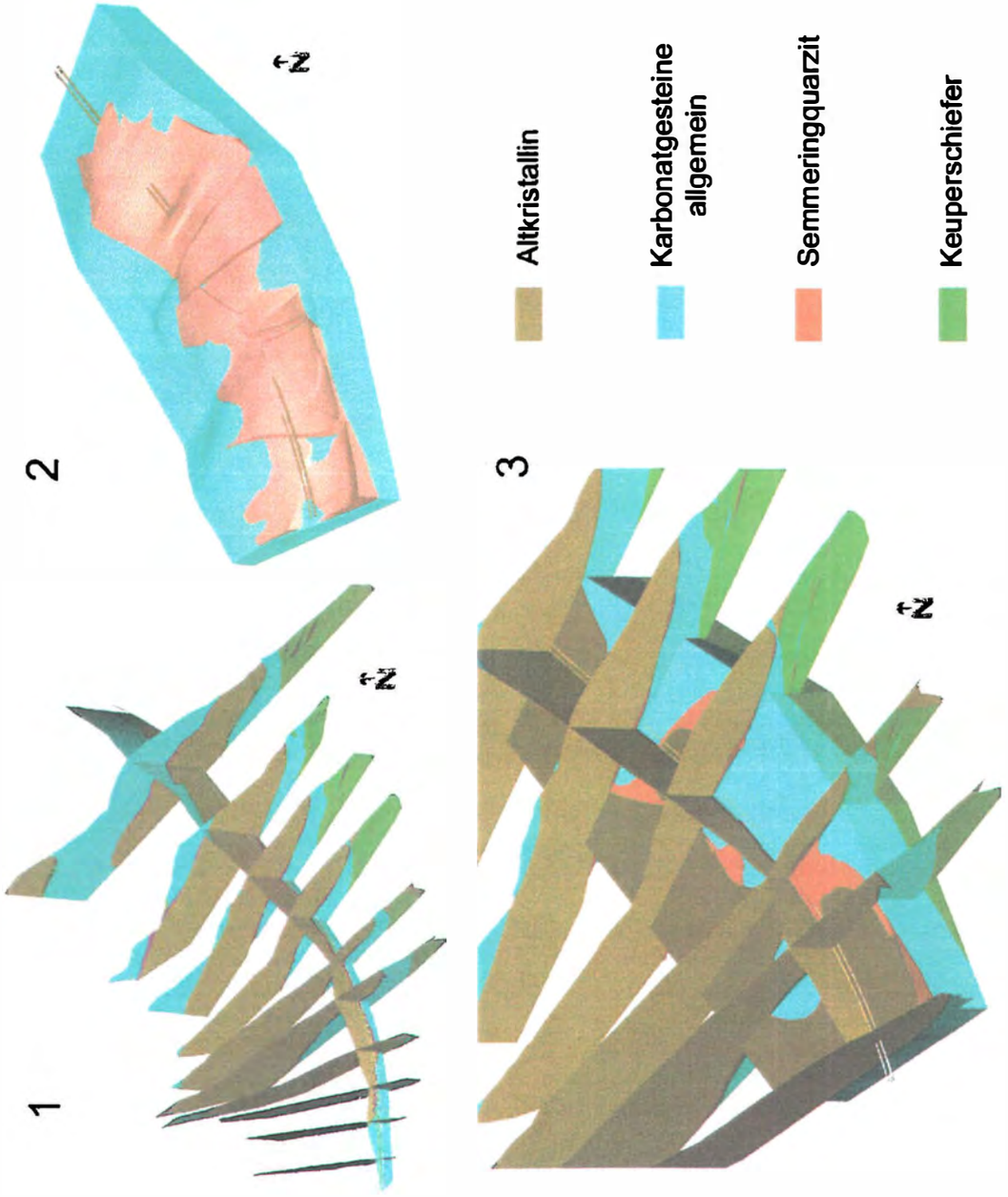


Abb. 3: Ansichten des 3D-Modells; Profilschnitte und „Horizontalschnitt"

Beschreibung zur Abbildung 3:
1: Längenschnitt und Querprofile; Ansicht von Süden.
2: Phyllite ausgeblendet, Vorstufe zum „Horizontalschnitt" in Tunnelniveau.
3: Das Modell wurde in Tunnelniveau (nahezu horizontal) geschnitten, Längenschnitt und Querprofile sollen einen räumlichen Eindruck geben.

6.2 Ein Beispiel zur Funktionsweise des Programms

Alle Informationen sind in Form verschiedener Datenebenen gespeichert und miteinander verknüpft. Durch einfaches Bedienen der rechten Maustaste (siehe Abb. 4) ist jeder beliebige Datensatz von jeder Ebene aus interaktiv abrufbar. Der Benutzer kann in Sekundenschnelle von einem Datensatz zum nächsten wechseln.

Mit Hilfe eines Browsers (Suchmaschine) können die Anwender zum Beispiel einen bestimmten Abschnitt einer der über hundert Bohrungen aussuchen. Das Programm visualisiert das Bohrprofil des gesuchten Bereiches sofort und öffnet zugleich die hoch aufgelösten (300 dpi) digitalen Bohrkernfotos des gewählten Bohrabschnittes.

Ähnlich verhält es sich bei der Suche einer bestimmten Tunnelstation. Jeder aufgefahrene Tunnelmeter ist mit allen erhobenen Datenbeständen abrufbar (Ortsbrustzeichnungen, Aufnahmedaten, Abschlagslängen, Stützmittel, Bergwasser, Ortsbrustfotos. etc.).
Der Benutzer kann auch gezielt Bereiche aus dem 3D-Modell der Geologie und Hydrogeologie abrufen und visualisieren.

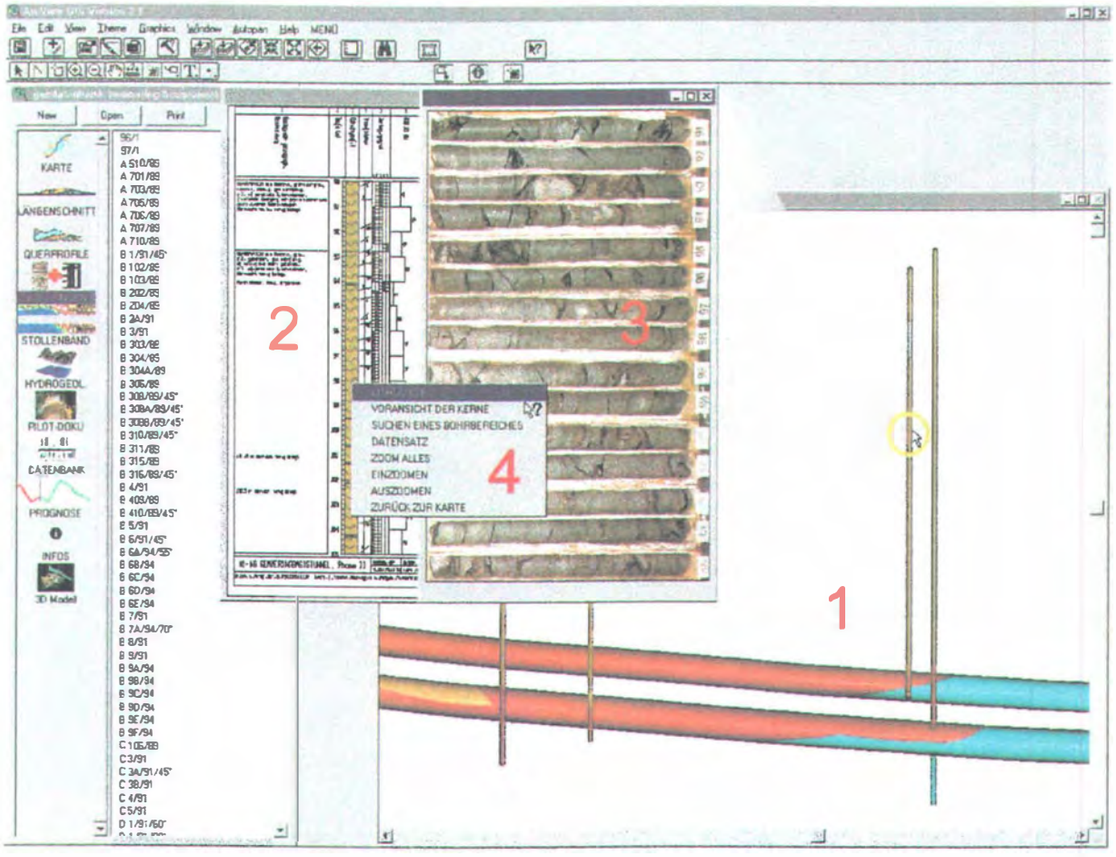


Abb. 4: Benutzeroberfläche der Geodatenbank

Beschreibung zur Abbildung 4:

Ein Bereich einer Erkundungsbohrung wird vom 3D-Modus (1) ausgehend mit der Maus angesteuert (gelber Kreis). Das betreffende Bohrprofil (2) und die dazugehörigen Kernfotos (3) werden automatisch aufgerufen. Mit dem Menü (4) kann der Benutzer weitere Informationen des gewählten Bohrbereiches nutzen.

Alle Geometriedaten des Projekts liegen in dreidimensionaler Form vor, alle Sachdaten und Fotos sind referenziert.

Durch die schnelle Verfügbarkeit und Überschaubarkeit der Datenbestände ist damit nicht nur eine effiziente Datenhaltung möglich, zudem bietet das Systempaket eine Grundlage für eine detaillierte Modellierung der zu erwartenden geologischen und geotechnischen Verhältnisse.

7. Beispiele von GIS-Anwendungen für ingenieurgeologische Aufgaben

Geologische Erkundungsarbeiten und GIS:

Innerhalb eines Systems, in dem die Anwender Darstellungen erzeugen, müssen die verfügbaren Informationen leicht erreichbar sein. Das erfolgt über ein Auskunftssystem bzw. Informationssystem, bei dem die Mitarbeiter, die im Rahmen der Erkundungsarbeiten erhobenen und verarbeiteten Informationen über ein Netzwerk abrufen können. Bei Felduntersuchungen können alle mitwirkenden kartierenden Geologen sich an ein Datenaufnahmeschema (z.B. Formblätter) halten, diese Daten gelangen z.B. über ein digitales Eingabeformular in das laufende GIS-Projekt und können sinnvoll verwaltet werden. Gemeinsame Datenaufnahmeschemata haben den Grund, die Daten gleichförmig und konsistent zu halten. Die gesammelten Informationen (Karten, Zeichnungen, Texte, Tabellen, Fotos, Bohrprotokolle, Laborwerte, etc.) werden digital erfasst und mittels räumlichen und inhaltlichen Indizes miteinander verknüpft.

Nachstehend sind einige weitere Anwendungsbeispiele angeführt:

- Erstellen und Strukturieren von thematischen Karten
- 3D-Darstellungen von Bergbaugeometrien
- Standortwahl: Deponien, Wasserkraftwerke, Verkehrswege, etc
- hydrogeologische Fragestellungen
- Evaluierung natürlicher und künstlicher Aufschlusskarten
- Hangstabilitätsbewertung
- Volumenberechnungen für Aushubmaterial
  (Tunnel/Ober. und Untertagebau)
- Datenverwaltung für Großprojekte
  (alle Daten sind per Mausklick abrufbar und für weitere Anwendungen verfügbar)
- Prognose von TBM-Vortrieben (Optimierung des Maschinenkonzeptes)
- Erfassung und Spezifikation von Risikobereichen

8. 3D-Modellierung in der Geologie

Das Erstellen von dreidimensionalen geologischen Objekten erfordert aufgrund der Komplexität ihrer Geometrie eine im Vorhinein gut durchdachte Konstruktionstechnik. Das geologische Verständnis für die räumliche Lage und die Beziehungen der Gesteinskörper zueinander sind dabei Grundvoraussetzung. Spätere Anwender solcher Modelle haben damit die Möglichkeit, zu neuen, bei der Kartierung nicht explizit erarbeiteten Darstellungen und Interpretationen zu gelangen. In erster Linie kann man sich durch die Wahl verschiedener dreidimensionaler Ansichten einen guten Überblick verschaffen. Die Geometrie der Modelle kann durch Zerschneiden und Abschälen an beliebigen Stellen und in beliebiger Richtung visuell auf ihre Plausibilität überprüft werden. Es können also neue Daten, die aus Verschnitten gewonnen werden, erzeugt werden. Der damit verbundene räumliche Informationszuwachs ist wohl der bedeutendste Vorteil räumlicher Modelle. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass geologische Fehlinterpretationen sofort deutlich werden.

Grundlage von geologischen Modellen sind plausible Raummodelle aller geologisch und geotechnisch relevanten Körper und Störungselemente. Geologische Körper werden in Hinblick auf die erwünschte Anwendung lithostratigraphisch und strukturell definiert, die differenzierten Einheiten sind in erster Linie stofflich homogene Objekte.

8.1 Zielsetzung:

- Aufbau widerspruchsfreier geologischer Lagerungsformen als Basis;
- Möglichkeiten der Qualitätskontrolle;
- Darstellung des Modells in Grundriss- und Profilschnittdarstellung;
- Die Modelle sollten zu den Ausgangsdaten keine wesentlichen Differenzen aufweisen;
- Möglichkeiten zur Kennwertverteilung für numerische Modellierungen;
- Verknüpfungsmöglichkeiten für GIS-Anwendungen und die damit verbundenen interaktiven Auskunftsysteme.

Die Modellierung spezieller geometrischer Strukturen erfordert oft eine interaktive manuelle Nachbearbeitung in dem Sinne, dass gezielt Stützpunkte und -linien hinzugefügt, oder vorhandene verändert werden, bis das Modell eine plausible Interpretation ermöglicht. Das Editieren von Stützpunkten und dergleichen kann parametrisch erfolgen, da jedes dreidimensionale Element einen tabellarischen Datensatz besitzen sollte, der z. B. in MS Excel verändert werden kann.

8.2 Einige gute Gründe für die dritte Dimension

Auch wenn das Erstellen von 3D-Modellen zeitaufwendiger sein kann als das Zeichnen von 3D-Ansichten, bieten digitale 3D-Modelle zahlreiche Vorteile:

- das Modell kann von jedem beliebigen Punkt aus betrachtet werden;
- automatisch zuverlässige zweidimensionale Standard- und Hilfsansichten generieren;
- verdeckte Linien entfernen und realistische Schattierungen erstellen;
- Überlagerungen kontrollieren;
- Konstruktionsanalysen durchführen;

- Herstellungsdaten extrahieren;
- Kontrollmöglichkeiten bezüglich des geometrischen Zusammenhanges der Einzelkörper;
- durch Schneiden des Modells in jeder Lage neue Informationen erhalten.

Um die genannten Ergebnisse zu erreichen und um vernünftige 3D-Modelle erstellen zu können, sind folgende Standards zu empfehlen:

Zur Volumenmodellierung:

- Boole'sche Operationen
- Extrusion, Rotation
- umfangreiche Möglichkeiten zur Flächeninterpolation
- vielfältig vordefinierte Grundelemente
- Schnitte durch komplexe Objekte
- Ausrundungsflächen
- Funktionen zum Verschmelzen von Flächen und Körpern

Volumenkörper haben gegenüber Drahtmodellen und Netzen den größten Informationsgehalt, sie sind auch der eindeutigste Modelliertyp.

Grundelemente:

- Punkte, Linien, Polygone, Bögen, Kreise, Ellipsen, 3D-Polylinien
- Bezierspline und kubischer Spline
- beliebig komplexe (Ober-)Flächen
- unregelmäßige und regelmäßige Festkörper
- Bemaßungen und Konstruktionslinien

Zur Visualisierung:

- Echtzeit-Rendering
- Hidden Lines
- Flat-Shading
- photorealistisches *Ray Tracing*
- Möglichkeiten zur Animation

Umgebung:

- Raster- und Vektordatenverarbeitung
- Welt- und Relativkoordinatensysteme
- Grund- und Aufriss, Isometrien
- Parallel- und Zentralperspektive, sowie beliebige Ausschnitte
- frei definierbare Attribute
- vielfältige Graphikformate
- externe Prozesskommunikation
- Links zu diversen Datenbanken
- DWG, DXF, 3DS und VRML Unterstützung
- Netzwerkanbindung

9. Schlussbemerkung

Bei größeren Tunnelbauprojekten entstehen durch die zunehmende Komplexität immer größere Datenmengen. Es ist zudem notwendig geworden, in nahezu allen Projektphasen die Informationen schnell und umfassend den einzelnen Parteien bereitzustellen. Mit modernen Datenverwaltungssystemen wie GIS-Anwendungen kann diesen Anforderungen zeitgemäß begegnet werden.

10. Literaturverzeichnis

Bähr, H.-P. (1985): Digitale Bildverarbeitung; Wichmann Verlag

Bartelme, N. (1995): Geoinformatik - Modelle, Strukturen, Funktionen; Springer Verlag

Bill, R.; Fritsch, D. (1991): Grundlagen der Geo-Informationssysteme, Band 1-2; Wichmann Verlag

Brändli M. (1998): Tools für die Erfassung und Modellierung geologischer Daten, Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften; 12. Blockkurs 28. 09. – 2. 10. 1998; ETH Zürich

Buchanan, R. & Steeples, D. (1990): On-demand map publication; Geotimes April 1990, 19-21.

Buziek, G. (1995): GIS in Forschung und Praxis; Wittwer Verlag

Fehrle R., Kimmig M. (1994): dBase für Windows; C. H. Beck Verlag, München

Haberäcker, P. (1989): Digitale Bildverarbeitung; Carl Hanser Verlag

Kilchenmann, A. (1992): Technologie Geographischer Informationssysteme; Springer Verlag

Lutz (1994): Geographische Datenbasis von Netzinformationssystemen. In: Gas-Wasser-Strom-digital, DVGW-Forum Bochum.

Monmonier, M. (1991): How to lie with maps; The University of Chicago Press

Morgan, B. (1989): Digital Geologic Mapping; The Cross Section 12/1989, p.i.

Neumann D. (1995): Entwicklung spezieller Methoden für ein geologisches Informationssystem auf der Basis von Arc/Info; Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule

Olbrich G., Quick M., Schweikart J. (1996): Computerkartographie; Springer Verlag

Rosenbaum, M. S. (1997): Applications of GIS in Engineering Geology, Volume1-3

Saurer H., Behr F.- J. (1997):Geographische Informationssysteme. Eine Einführung; Wissenschaftliche Buchgesellschaft, Darmstadt

Autor:
Richard FUCHS, Mag.
Gruppe Geotechnik Graz
A-8010 Graz, Elisabethstraße 22/2

Geologische Dokumentation beim Bau des Wasserkraftwerkes Birecik, Türkei

(Zusammenfassung der Diplomarbeit)

Katharina Halbmayer

Abstract:
The Southeast Anatolian town Birecik is located on the Euphrates River, about 30 km north of the Syrian border (further technical information see Baugeologisches Seminar Heft 9, S.51). The recent tectonic regime of Turkey is dominated by the North and South Anatolian Fault Zone forming the Anatolian block which is a westward escaping slap due to the northward movement of the Arabian plate. The Birecik Dam reservoir and its surroundings are in the Gaziantep-Adiyaman foreland sedimentation basin which is the continuation of the Northern Syria subsidence basin. The lithological profile consists of the well known marly limestone (Birecik limestone) with intercalations of clay and chert layers. This layers were found to be parallel and are dipping between 2 and 5°northward. The discontinuity structure at the dam site consists of nearly horizontal bedding planes and almost vertical N-S, E-W and WNW-ESE striking major joint sets. Main faults are NW-SW striking dextral strike slip faults and N-S striking normal faults. This discontinuity structure including the plume structures, with axis parallel or subparallel to the layer boundaries, indicate a nearly horizontal N-S oriented maximum principle stress. The horizontal extension axis is oriented E-W. This maximum principle stress orientation corresponds perfectly with the northward movement of the Arabian plate.
Beside the geological mapping during excavation a detailed geological-geotechnical report of the suitability of rip-rap material of a quarry area located in a distance of 12 km at the northern side of the dam axis was done.

Einleitung

Im Anschluss an eine Ferialpraxis beim Kraftwerksbau des KW Birecik (SE-Anatolien) im Sommer 1997 entstand unter der Betreung von Univ.Prof.Dr. B. Schwaighofer die Diplomarbeit der Autorin mit gleichnamigen Titel. Diese Arbeit, bestehend aus zwei Teilbereichen, umfasst neben der Aufstandsflächenkartierung des KW Birecik und strukturgeologischer Interpretation eine geologisch-geotechnische Untersuchung eines geplanten Steinbruches für den Abbau von Flussbausteinen.

Geologie im Bereich von Einlaufbauwerk, Tosbecken und Hochwasserüberfall
(siehe Abb.1)

Das stratigraphisch älteste Schichtglied, das beim Aushub angetroffen wurde, ist der eozäne Birecikkalk, der der gleichnamigen Formation zuzuordnen ist. Diese flachlagernden, meist mergeligen Birecikkalke fallen mit wenigen Graden in nördliche Richtung ein. Das geologische Standardprofil (siehe Abb.2, 3) läßt deutlich horizontale Einschaltungen von Tonlagen sowie Hornsteinlagen erkennen. Diese Einschaltungen weisen unterschiedliche Schichtmächtigkeiten auf und sind daher bereits im Gelände unterscheidbar. Während des Felsaushubes wurde eine dieser nur etwa 1 cm mächtigen Tonlagen aufgeschlossen. Trotz ihrer geringen Dicke wurde aufgrund des niedrigen Reibungswinkels eine Änderung der Fundierung des Einlauf- und Hochwasserüberfallbauwerkes erforderlich. Nach der Entfernung bis zu dieser Schicht wurde dann noch zusätzlich, um eine besser Verbundwirkung des Gebirges mit dem Werkstoff Beton zu erzielen, die Gesteinsoberfläche mittels Baggerzähnen „aufgerauht". Dadurch konnten auch leicht abplattende, oberflächenparallele Schichten vor dem Betonieren entfernt werden. Die Grenze der Tonlagen zum Birecikkalk ist nicht scharf. Vielmehr ist ein kontinuierlicher Übergang von Ton-Kalkmergel über Mergelkalk bis zum typischen mergeligen „Birecikkalk" zu beobachten.

Die Gesamtmineralanalyse der Tonlage ergab folgende Prozentgehalte
(Quantifizierung nach Schultz, 1984):

Kalzit	50-65 %	Pyrit	1-3 %
Schichtsilikate	30-40 %	sowie geringe Spuren von Palygorskit	
Quarz	3-4 %		

Bei der Analyse der Fraktion <2µm wurde aus baugeologischer Sicht besonderes Augenmerk auf den quellbaren Anteil der Tonfraktion gelegt. Je nach Entnahmestelle der Proben beträgt der Anteil an quellbaren Tonmineralphasen (Smektit sowie Smektit / Illit Mixed Layer) zwischen 20 und 60 Gewichtsprozent (ermittelt aus dem Methylenblauverbrauch).

Die statistische Auswertung lässt ein Trennflächensystem erkennen, das aus horizontalen Bankungsfugen und vertikalen N-S, E-W sowie WNW-ESE streichenden Hauptkluftscharen gebildet wird. Als Störungen dominieren NW-SE streichende dextrale Seitenverschiebungen und N-S streichende Abschiebungen. Aus den gesammelten Daten konnte festgestellt werden, daß ein annähernd horizontaler N-S orientierter Schwerpunktvektor von Verkürzungsachsen und eine im rechten Winkel dazu gerichteter Schwerpunktvektor von Dehnungsachsen vorliegt. Dieses Strukturbild paßt gut in das Bild der sich nordwärts bewegenden Arabischen Platte.

Geologisch-Geotechnische Untersuchung eines geplanten Steinbruches

Für das Wasserkraftwerksprojekt Birecik werden insgesamt 400.000 m^3 Flussbausteine benötigt. Das erforderliche Material wird in der näheren Umgebung des Baustellenbereiches aus mehreren Steinbrüchen gewonnen. Ein geplanter Abbaubereich wurde hinsichtlich seiner Eignung untersucht.

Das untersuchte Gebiet liegt etwa 12 km flussaufwärts der Sperrenstelle am nördlichen Euphratufer. Ziel der Untersuchung war, sowohl die in den technischen Spezifikationen

geforderte Qualität, als auch die nötige Quantität des anstehenden Gesteines zu gewährleisten, um als Flußbaustein Verwendung zu finden. Das Material muss frostbeständig sein (nach ASTM D 5312) und eine Blockgröße von 30 cm bis 100 cm aufweisen.

Die Untersuchung umfasste die Erstellung eines geologischen Profils, Festlegung der Probenentnahmestellen sowie Labortests.

In dem untersuchten Gebiet können deutlich zwei lithologische Einheiten unterschieden werden.

Vom Liegenden zum Hangenden werden diese nach Dr. O. Simsek (1997) als:
chalky limestone und
crystallised limestone
bezeichnet.

Beide Einheiten werden der *Hisarköy Formation* zugeordnet. Unterlagert werden beide Gesteinseinheiten vom mergeligen Kalk der *Birecik Formation*.

Der *chalky limestone* ist ein heller, an frischen Stellen weisser Kalk. Bereits im Gelände konnte festgestellt werden, dass sich dieses Gestein durch eine relativ geringe Festigkeit auszeichnet. An frisch angeschlagenen Stellen lässt sich das Gestein sehr leicht bearbeiten.

Die angewitterte Gesteinsoberfläche des *crystallised limestone* (Abb.4) ist hellgrau, während die frische Oberfläche weiss ist. Der massig ausgebildete Kalk beinhaltet zentimeter- bis dezimetergroße Quarzlinsen (siehe Abb.5). An Klüften weist das Gestein eine rötliche Farbe auf. Im Gelände zeichnet sich dieses Material durch höhere Festigkeit aus.

Beide lithologischen Einheiten weisen eine fast horizontale Lagerung auf und fallen leicht, mit einem Winkel von 5 bis 10° in Richtung NNW-NNE ein.
Nur einige geringmächtige Einschaltungen des *crystallised limestone* konnten im betreffenden Bereichentlang beobachtet werden. Im wesentlichen wird das Gebiet durch den kreidehältigen Kalk aufgebaut. Die eigentliche Grenze zwischen den beiden Kalken liegt erst bei etwa 580 m. Diese Höhenschichtlinie markiert aber gleichzeitig auch den oberen Rand des abgegrenzten Gebietes.
Die Hauptmasse bildet also der kreidehältige Kalk, dessen Werte für den LA-Test deutlich höher liegen (LA-Wert$_{chalky}$: 63-17%), als die Werte des crystallised limestone (LA-Wert$_{cryst.}$: durchschnittlich 34 %*).

Weitere Ergebnisse der Laborversuche stellen sich wie folgt dar:

	Druckfestigkeit (N/mm²)	Wasseraufnahme (%)
Chalky limestone	13	13
Crystallised limestone	22	10

Tab. 1 Kreidehältiger Kalk:

Sample No.	Sampling Date	Sampling Depth	Bulk Specific Gravity	SSD Specific Gravity	Apparent Specific Gravity	Water Adsorption	Compressive Strength	Los Angeles Abrasion Loss
		m	g/cm³	g/cm³	g/cm³	%	N/mm²	%
TPH0.1	13.08.97	Superficial	1,842	2,089	2,445	13,4	6,98	
TPH0.2		Blocks	1,807	2,074	2,465	14,8		
THP1.1			2,036	2,223	2,502	9,1	20,66	
TPH1.2			1,969	2,172	2,469	10,3	18,64	
TPH3.			1,853	2,102	2,469	13,5	5,50	
TPH4.1			1,769	2,063	2,506	16,6		
TPH4.2			1,817	2,101	2,538	15,6		
H16								63,7
Average		Sup. Blocks	1,870	2,118	2,485	13,3	12,95	63,7

Aus den gewonnenen Informationen (geologische Kartierung, Labortests) ließ sich der Schluss ziehen, dass weder die Quantität noch die Qualität des dort anstehenden Materials gewährleistet ist, um es als Flussbaustein zu verwenden.

Autorin:
Katharina HALBMAYER, Mag.
1160 Wien, Kreitnerg. 24/4

***Abb.1**: Aushub Tosbecken, Blick nach Süden; flaches Einfallen der Schichten nach NW, deutlich erkennbarer Ausbiß der Tonlagen*

***Abb.2**: Abschiebung: Schleppung der Hornsteinlage*

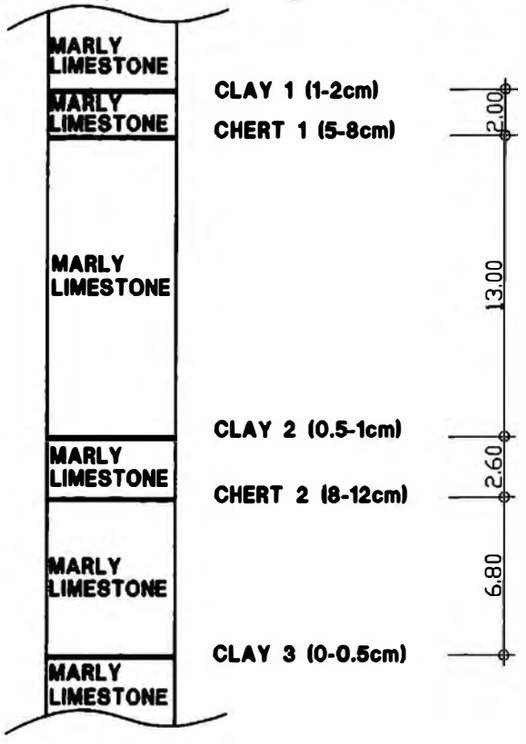


***Abb.3**: Geol. Standardprofil: 1:200*

***Abb.4**: Crystallised limestone, Hysarkoy Fm. Nummulitenkalk*

***Abb.5**: Crystallised limestone mit Quarzlinsen*

Geologie und Pedologie der Gemeinde Pregarten (Oberösterreich)

(Zusammenfassung der Diplomarbeit)

Martin FLEISCHANDERL

Die Aufgabenstellung der Diplomarbeit bestand darin, die Geologie der Gemeinde Pregarten einerseits, sowie die im Gemeindegebiet auftretenden Böden mit den für die Bodenbildung und –entwicklung maßgeblichen Faktoren andererseits darzustellen.

Zu diesem Zweck wurden Geologie, Pedologie, Klima und Landschaftsentwicklung allgemein charakterisiert und ausgewählte Teile einer detaillierten Untersuchung unterzogen. Dabei handelte es sich u.a. um die Sandgrube Danninger, ein Vorkommen von Linzer Sanden östlich des Ortskernes von Pregarten, sowie um sechs ausgewählte Bodenprofile. Das Schwergewicht der Untersuchungen lag in der Erfassung des Mineralbestandes einschließlich des Tonmineralbestandes.

Das Gemeindegebiet von Pregarten liegt im Kristallingebiet der Böhmischen Masse (ca. 20 km nordöstlich von Linz, siehe Abb. 1).

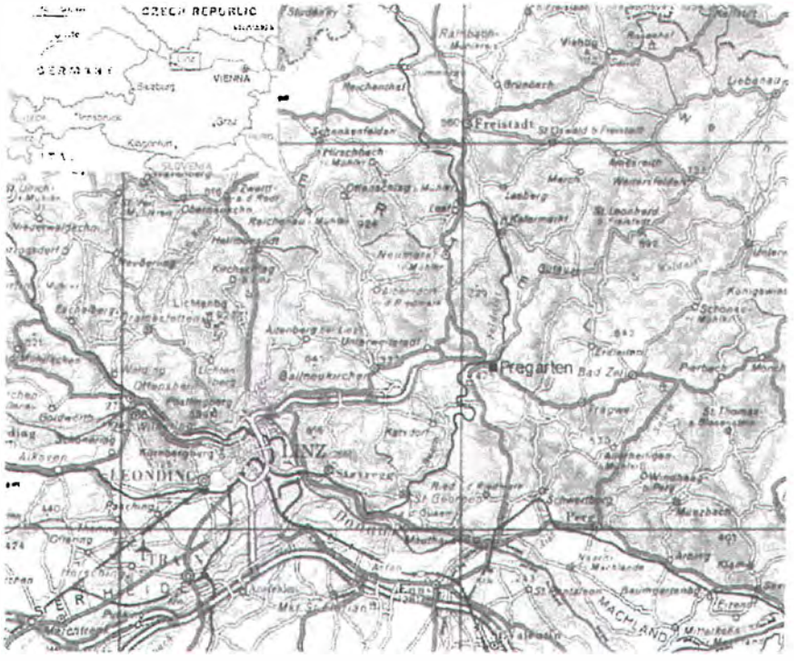


Abbildung 1: Lage der Gemeinde Pregarten

Die flächenmäßig bedeutendsten Gesteine sind der Weinsberger Granit sowie Feinkorngranite und Freistädter Granodiorit. Neben diesen Gesteinen des Variszischen Grundgebirges finden sich auch Sedimente der Molasse, wie Linzer Sande, Pielacher Tegel und Schlier, sowie als jüngste Ablagerungen alluviale Talfüllungen.

Als ein Detail wurde die Sandgrube Danninger (siehe Abb. 2) einer genaueren Untersuchung unterzogen. Dieses Vorkommen von Linzer Sanden östlich des Ortskernes von Pregarten ist in einer Mächtigkeit von etwa 23 m aufgeschlossen und besteht aus einer Wechsellagerung von hellen und dunkleren Schichten von Sand, in die immer wieder gröbere Lagen eingeschaltet sind. Der Sandanteil schwankt von etwa 45 % bis zu 95 %, der Kiesanteil erreicht bis zu 47 %. In einigen Schichten liegt der Tongehalt bei über 20 %. Die Mineralogie wird von Quarz mit bis zu 90 % dominiert. Feldspäte erreichen bis zu 36 %, Schichtsilikate kommen untergeordnet vor.

An verschiedenen Stellen können in der Sandgrube Danninger Bruchstrukturen beobachtet werden, die in einem Zusammenhang mit einer von Pregarten in südöstlicher Richtung verlaufenden Bruchlinie gesehen werden können, an der die Sandgrube liegt. Es scheint diese Bruchstruktur auch in einem engen Zusammenhang mit Erdbeben zu stehen, die in Pregarten bis in die Gegenwart registriert wurden.

Abbildung 2: Sandgrube Danninger

Im Zuge der Diplomarbeit wurden auch die Landschaftsentwicklung sowie das Klima und die Vegetation kurz charakterisiert. Die Entwicklung der Landschaft lässt sich bis ins Tertiär zurückverfolgen. Nach einer Periode des langsamen Absinkens im Unter- bis Mittelmiozän erfolgte vor etwa 17 Millionen Jahren ein Wechsel hin zu einer Landhebung.

Das Klima im Gebiet südlich von Freistadt, der Feldaistsenke folgend, in dem auch Pregarten liegt, zeichnet sich durch relativ geringe Niederschlagsmengen von etwa 700-800 mm / Jahr und im Vergleich zu den unmittelbar östlich und westlich gelegenen Gebieten durch höhere Temperaturen aus. Die natürliche Vegetation wird in Pregarten, wie im gesamten Mühlviertel, von der Mittleren Buchenstufe dominiert, untergeordnet findet sich auch die Untere Buchenstufe.

Bei den im Untersuchungsgebiet auftretenden Böden handelt es sich vorwiegend um Braunerden. Daneben finden sich auch Gleye und Pseudogleye. Die Ausgangsmaterialien der Bodenentwicklung sind alle kalkfrei, was die Basenarmut der Böden z.T. erklären kann. Die Böden im Gemeindegebiet müssen insgesamt als geringwertig bezeichnet werden. Die Degradation ist weit fortgeschritten, worauf die sehr niedrigen pH-Werte in den untersuchten Bodenprofilen hinweisen.

Bei der Auswahl der näher zu untersuchenden Bodenprofile wurde versucht, einerseits die verschiedenen Substrate zu berücksichtigen und andererseits alle im Gemeindegebiet vorkommenden Bodentypen in die Untersuchung aufzunehmen.
Bei diesen sechs Bodenprofilen handelt es sich um folgende Bodentypen: Felsbraunerde über Mauthausener Granit; Gley über Alluvium; Ranker über Freistädter Granodiorit; Ranker über Weinsberger Granit; Pseudogley über kolluvialem Deckenlehm sowie um Pseudogley über Schlier.
Bei der Untersuchung der einzelnen Bodenprofile wurden zum einen Parameter im Gelände ermittelt, zum anderen wurden die im Zuge der Geländeaufnahme gewonnenen Proben im Labor weiteren Untersuchungen unterzogen: Korngrößenverteilung, KH-Wert, Wassergehalt, Glühverlust, elektrische Leitfähigkeit und die pH-Werte in Wasser und in KCl, sowie die Gesamtmineralogie und insbesonders die Tonmineralogie.

Neben dem allgemein schlechten Zustand der untersuchten Böden, der aus den Untersuchungsergebnissen, insbesonders aus den sehr niedrigen pH-Werten, abgeleitet werden kann, sind Unterschiede zwischen den Böden über kristallinem Ausgangsmaterial und jenen über den jüngeren Substraten hervorzuheben, die insbesonders in den Ergebnissen der Tonmineralanalysen zutage treten.

So ist die Verwitterung in den Profilen über kristallinem Ausgangsmaterial (Weinsberger Granit, Freistädter Granodiorit, Mauthausener Granit) weniger weit fortgeschritten. Bis auf geringe Gehalte an Vermiculit reicht sie nicht über die Bildung von Hydroillit bzw. einer Wechsellagerung von Illit mit Vermiculit hinaus, während in den Böden über jüngeren Substraten (Deckenlehm, Alluvium, Schlier) durchwegs höhere Gehalte an aufweitbaren Phasen festzustellen sind. Durch ständigen Abtrag scheint eine weiter fortgeschrittene Verwitterung über dem kristallinen Untergrund zumindest an den untersuchten Standorten, die sich durchwegs auf Hanglagen befinden, nicht möglich, während bei den Böden über alluvial oder kolluvial verfrachtetem Material bzw. über Schlier vorverwittertes Material als Ausgangsmaterial der Bodenbildung dient.

Ein weiterer Unterschied ergibt sich aus einer näheren Untersuchung der Schichtsilikate. Die 060-Reflexe der Illite in den Böden über kristallinem Ausgangsmaterial weisen diese als trioktaedrisch aus (d-Werte von 1,54Å), was mit ihrer Entwicklung aus dem in den Graniten und im Granodiorit vorherrschenden Biotit zu erklären ist. Die Glimmer der Böden über jüngeren Substraten weisen dagegen neben einer trioktaedrischen auch einen deutliche dioktaedrische Komponente (d-Wert von 1,50Å) auf.

Autor:
Martin FLEISCHANDERL, Mag.
1150 Wien, Goldschlagstraße 118

ISSN 10 21 - 7533