

Amt der NÖ Landesregierung
Gruppe Baudirektion
Allgemeiner Baudienst
3109 St. Pölten, Landhausplatz 1



NÖ GEOTAGE

Thema

Naturgefahren - Schutzbauten - Erdwärme

27. und 28. September 2007
im Schloß Haindorf bei Langenlois

Tagungsband



 Geologische Bundesanstalt

Amt der NÖ Landesregierung in Zusammenarbeit mit der
Bundesinnung der Steinmetze und der Geologischen Bundesanstalt

Impressum:

Medieninhaber, Herausgeber und Verleger: Amt der NÖ Landesregierung,
Baudirektion, Abteilung Geologischer Dienst

Redaktion: Mag. Harald Steininger

Inhalt: Die Autoren sind für den Inhalt ihrer Artikel verantwortlich.

Layout: Hausner Elisabeth

Hersteller: Amt der NÖ Landesregierung, Abteilung Gebäudeverwaltung-Druckerei

Inhaltsverzeichnis

1. Vorwort	
NÖ Landesbaudirektor Dipl.-Ing.Peter Morwitzer _____	1
2. Massenbewegungen in Niederösterreich – ein Überblick	
Wirkl.Hofrat Dr.Peter Gottschling _____	3
3. B 31- Ybbstal Straße – Ofenloch: Steinschlag- und Felssturzgefährdung – Risikoevaluierung und Konzept einer Gesamtsanierung	
Dr.Christian Schober _____	7
4. Wildbachverbauung und Massenbewegungen im Mostviertel	
WHR Dipl.-Ing.Johann Grafinger und Dipl.-Ing.Eduard Kotzmaier _____	11
5. Südautobahn A2 – Ankerwandsanierung Degendamm	
Dipl.-Ing.Günter Behon _____	22
6. Das kombinierte geodätische 3D Messprogramm bei Massenbewegungen in Niederösterreich	
Dipl.-Ing. Michael Pregesbauer und Dipl.-Ing.Gerald Pörtl _____	26
7. Der Einsatz von Geoinformatik im Zuge des Monitorings von Massenbewegungen	
Mag.Dr.Gert Furtmüller und Mag.Johannes Dölzlmüller _____	29
8. Die Bodenvernagelung - ein variables statisches System mit Zukunft	
Dipl.-Ing. (FH) Michael Auer _____	31
9. Neueste Bemessungsmethoden und Massnahmen zur Felssicherung mittels grossmaschigen Netzabdeckungen	
Dipl.-Bauing.ETHZ/SIA Daniel Flum und Dipl.-Bauing.ETHZ/SIA Rudolf Ruegger _____	36
10. Talsperre Muldenberg Verankerung einer Schwergewichtsmauer	
Ing.Kurt Kogler _____	41
11. Außergewöhnliche Lösungen des Spezialtiefbaus bei Hangsicherungen	
Dipl.-Ing.Michael Flor und Dr.Robert Thurner _____	45

12.	Rutschungssanierung B 90 – Doppelkehre Nassfeld Dipl.-Ing.Dr.Techn.Roman Marte und Dipl.Ing.Richard Gutsche _____	50
13.	Hangsicherung und Fundierung VS Bad Pirawarth Ing.Bernhard Mold _____	52
14.	Geologische Voraussetzungen für die Gewinnung tiefer geothermaler Energie in Österreich Prof.Dr.Godfried Wessely und Dipl.-Ing.Dr.mont.Eva Wegerer _____	55
15.	Die Tiefengrundwasser-Entlastungszone von Bad Deutsch-Altenburg Univ.Prof.Dr.Johann E.Goldbrunner _____	59
16.	Geothermie im Verkehrswegebau Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.Norbert Ostermann und Univ.Doiz.Dipl.-Ing.Dr.techn.Dietmar Adam _____	63
17.	Erdwärmertiefensonden aus Sicht des Amtssachver- ständigen - Beispiele aus Planung, Durchführung und Dokumentation Mag.Dr.Thomas Ehrendorfer und Andreas Staindl _____	69
18.	Geologische, hydrologische und geothermische 3 D Modellierung der Hochscholle des südlichen Wiener Beckens _____	72
19.	Exkursion zu den NÖ Geotagen 2007 _____	74

Vorwort

Nach der gelungenen „Premiere“ im letzten Jahr veranstaltet der Geologische Dienst in der NÖ Landesbaudirektion zum zweiten Mal die NÖ Geotage im Schloss Haindorf in Langenlois.

Die Zielrichtung dieser Fachtagung ist auch heuer wieder, Experten aus Forschung, Gewerbe und Verwaltung einen interdisziplinären Dialog zu unterschiedlichen, der Geologie nahe stehenden Fachdisziplinen im breiten Feld der Erdwissenschaften zu ermöglichen.

Mit den diesjährigen Themenschwerpunkten „Naturgefahren-Schutzbauten-Erdwärme“ ist auch ein unmittelbarer Bezug zu aktuellen Gesichtspunkten und Ereignissen in unserem Bundesland Niederösterreich verbunden.

Naturgefahren durch Erdbeben und Muren, durch Steinschlag und Felssturz sind in Niederösterreich – in regional unterschiedlichen Häufigkeiten und Verteilungen – ein latent vorhandenes Problem und erfordern einerseits einen präventiven Umgang mit dieser Materie. Andererseits müssen eingetretene Schadensfälle beseitigt und saniert werden.

Damit inhaltlich eng verbunden ist die Thematik der Schutzbauten, um die Funktionsfähigkeit und Betriebssicherheit von Bauten und Infrastruktur zu sichern.

Ebenso aktuell ist das Thema Erdwärme als alternative Energieform, deren Nutzung als Alternative zu fossilen Wärmeträgern sowohl im Einfamilienhausbau als auch in größeren Dimensionen immer mehr Bedeutung bekommt und durch einen schnell wachsenden Markt geprägt ist. Eine entsprechende Grundlagenforschung und einen vorausschauende Vorgangsweise von Planern und Behörden ist angesichts dieser Entwicklungen ein wesentlicher Gesichtspunkt.

Es freut mich sehr, dass es uns auch heuer wieder gelungen ist, namhafte Vertreter aus Industrie und Praxis sowie aus öffentlichen Institutionen von Bund, Land und Universitäten als Vortragende zu gewinnen.

Namens des Bundeslandes NÖ bedanke ich mich sehr herzlich für Ihr Engagement und Ihre Bereitschaft, bei den NÖ Geotagen mitzuwirken.

Ebenso gilt mein Dank der Bundesinnung der Steinmetze und der geologischen Bundesanstalt für die tatkräftige Unterstützung dieser Tagung sowie der Landesinnung Bau, in deren Räumlichkeiten wir unser Expertentreffen abhalten können.

Ich hoffe, dass alle Teilnehmer der NÖ Geotage 2007 wieder viele nützliche Informationen für Ihre weiteren Tätigkeiten mitnehmen können und wünsche Ihnen einen reichhaltigen und interessanten Erfahrungsaustausch.

Langenlois, am 27. September 2007

Mit den besten Grüßen

A handwritten signature in dark ink, appearing to read 'P. Morwitzer'. The signature is written in a cursive style with a large initial 'P'.

Dipl.-Ing. Peter Morwitzer

NÖ Landesbaudirektor

Massenbewegungen in Niederösterreich – ein Überblick

Wirkl.Hofrat Dr.Peter Gottschling

Die Erfassung und Bearbeitung von Massenbewegungen in NÖ durch den geologischen Landesdienst über einen Zeitraum von mehr als 50 Jahren bietet die Möglichkeit, einen Überblick mit konkreten Zahlen zu geben.

Ausgehend von den in unserem Bundesland vorkommenden Arten der Massenbewegungen und ihrer Häufigkeit wird die Verteilung auf die einzelnen geologischen Einheiten und die Zuordnung zu bestimmten Gesteinstypen und/oder Schichtgliedern ausgewertet. Für jede geologische Einheit wird ein typisches Fallbeispiel erläutert. In der Zusammenfassung werden die Voraussetzungen und Ursachen der Schadensfälle dargestellt und die möglichen Schritte für eine präventive Beurteilung „verdächtiger“ Gebiete diskutiert.

Mit diesem Referat wird an die sehr umfassende Arbeit des ehemaligen Landesgeologen H.SCHWENK angeknüpft, die im Jahrbuch der Geol.Bundesanstalt 1992 publiziert wurde. Diese Arbeit enthält eine ausführliche, boden-felsmechanische Systematik und zahlreiche statistische Auswertungen. Das vorliegende Referat verzichtet auch im Hinblick auf den Zeitrahmen bewusst auf systematische und nomenklatorische Definitionen.

In NÖ treten nach ihrer Häufigkeit folgende Arten von Massenbewegungen auf:

- Rutschungen 90 %
- Muren und Abschwemmungen 6,5 %
- Erdfälle, Setzungen *)
- Steinschläge, Felsstürze, Bergstürze 3,5 %
- Bergzerreissungen *)

*) geringe Anzahl, keine Prozentangaben

Bei der Betrachtung der einzelnen, geologischen Einheiten von Nord nach Süd ergibt sich folgende Verteilung:

Böhmische Masse

Rutschungen 1,5%, Muren/Abschwemm.8%, Steinschl./Felsstürze 52%

In der Böhmischen Masse als nördlichster, geologischer Einheit NÖ's treten der Häufigkeit nach Steinschläge/Felsstürze gefolgt von murenartigen Ab-

schwemmungen und nur wenige Rutschungen auf. Die Steinschläge/Felsstürze ereignen sich jahreszeitlich bedingt im Frühjahr aus den natürlichen und künstlichen Felsböschungen entlang Strassen und Bahnen. Die Voraussetzungen sind die stellenweise tiefgründige Verwitterung der kristallinen Gesteine, die oftmaligen Frost-Tauwechsel oder Starkniederschläge und das im Bezug auf die Schutzobjekte stellenweise „ungünstig“ verlaufende Trennflächengefüge.

Fallbeispiel Bergsturz Ispeldorf

Molassezone und Tertiärbecken

Rutschungen 16%, Muren/Abschwemm. 5%

Die südlich anschließende Molassezone und die Tertiärbecken sind trotz der geringen Reliefenergie Bereiche oft tiefgreifender, großer Rutschungen, seltener von Muren und/oder Abschwemmungen. Voraussetzungen dafür sind die vorherrschenden, tonig-schluffigen Sedimente mit ihrer meist mächtigen, lehmigen Verwitterungsüberlagerung und oft tief liegenden Sickerwasserhorizonten. Muren/Abschwemmungen treten bevorzugt in den Löß- und Lehmlagerungen der Tertiärbecken (vor allem Weinviertel) auf.

Fallbeispiel Rutschung Stephanshart

Flyschzone

Rutschungen 42%, Muren/Abschwemm. 20%, Steinschl. /Felsstürze 4,5%

Die Flyschzone ist, wie schon der Name sagt, die Typlokalität für Rutschungen, gefolgt von Muren/Abschwemmungen. Auch hier sind es vor allem die an Tonmergeln reichen Schichtfolgen, die mit ihrer mächtigen Verwitterungsüberlagerung und druckhaften Sickerwasserhorizonten ideale Voraussetzungen bilden.

Fallbeispiel Rutschung Scheibbs

Klippenzonen

Rutschungen 20%, Muren/Abschwemm. 5%

Auch die südlich anschließenden Klippenzonen (Grestener- und Hauptklippenzone) sind trotz ihrer geringen Flächenausdehnung bevorzugte Bereiche für Rutschungen, die ebenfalls in den tonig-mergeligen Gesteinen der Klippenhülle (vor allem Buntmergelserie) und deren Verwitterungsprodukten auftreten.

Fallbeispiel Rutschung Waidhofen/Ybbs

Kalkalpen

Rutschungen 14%, Muren/Abschwemm. 50%, Steinschl./Felsstürze 36%

Im Gegensatz dazu treten in den Kalkalpen weniger Rutschungen aber mehr Muren/Abschwemmungen und wesentlich häufiger Steinschläge/Felsstürze auf. Bei den Rutschungen sind wieder die vorwiegend tonreichen Gesteinsserien wie Werfener-, Lunzer Schichten, Mergel der Unterkreide usw. beteiligt. In ihrem unteren Abschnitt gehen diese Rutschungen sehr oft in murenartige Schutt- und Schlammströme über. Eine bereits mehrmals in NÖ aufgetretene Schadensform sind Rutschungen von mächtigen Hangschuttkörpern die auf tonigen, wasserstauenden Gesteinen bzw. deren Verwitterungsmaterialien auflagen.

Die wesentlich steileren Geländeformen der Kalkalpen bilden natürlich die Voraussetzungen für zahlreiche Steinschlag-Felssturzereignisse, die hier weniger durch tiefgründige Verwitterung als durch intensive, tektonische Beanspruchung der Gesteine begünstigt werden.

Die wenigen, in NÖ bekannten Erdfälle konzentrieren sich auf die Kalkalpen und hier auf die Gips führenden Werfener und Opponitzer Schichten. Die in den vergangenen Jahren immer wieder in den Medien behandelten Erdfälle/Setzungen in Maria Enzersdorf und Gießhübl sind allerdings auf alte Bergbauhöhlräume zurückzuführen.

In den Kalkalpen treten auch die wenigen, in NÖ bekannten Bergzerreissungen auf, wo große, eher starre Karbonatkörper auf weichen Unterlagen abgleiten. Beispiele dafür sind die Westflanke der Reisalpe und der Nordabfall des Ortes Annaberg.

Fallbeispiel Felsstürze Ofenloch

Grauwackenzone

Rutschungen 0,5%

Die Grauwackenzone tritt wahrscheinlich auf Grund ihrer geringen Ausdehnung in NÖ nur mit wenigen Rutschungen in Erscheinung, die jedoch wiederum an Phyllite, Tonschiefer, tonige Sandsteine usw. sowie deren tonreiche Verwitterungsprodukte gebunden sind.

Zentralzone

Rutschungen 6%, Muren/Abschwemm. 12%, Steinschl./Felsstürze 9%

Unter dem Begriff Zentralzone werden die Bereiche Semmering, Wechsel und Bucklige Welt zusammengefaßt. Auch in diesen Regionen sind es die tiefgründig verwitterten Ausgangsgesteine wie Phyllite, Glimmerschiefer, Paragneise aber auch Tonschiefer die vor allem die Voraussetzungen für das Auftreten von Muren und Abschwemmungen, etwas weniger häufig von Rutschungen bilden. Als Bei-

spiel sind die zahlreichen Muren und Rutschungen in der Buckligen Welt durch die Unwetter im August 1999 anzuführen. Auch beim Bau der Südautobahn in dieser Region wurden großräumige Massenbewegungen ausgelöst, an deren Sanierung man stellenweise heute noch arbeitet.

Bedingt durch die Gips führenden Keuperschiefer können im Semmeringgebiet auch Erdfälle und Nachbrüche von Hohlräumen des ehemaligen Gipsbergbaues im Haidbachgraben auftreten. Auch die seit vielen Jahrzehnten bearbeitete Rutschung Bärenwirt an der Semmering-Bundesstrasse spielt sich in diesen Gesteinen ab.

Fallbeispiel Degenhang A 2

Zusammenfassung

Die Ursachen für einen hohen Prozentanteil aller Massenbewegungen in NÖ sind anthropogene Eingriffe in den Untergrund wie Strassen- und Wegebau, Hochbau, Planierungen, Rodungen, Materialentnahmen usw. im Zusammenspiel mit kurzzeitiger, starker Wasserzufuhr durch Regen, Naßschnee oder Hagel. Ein konkreter, auslösender Schwellenwert des Niederschlages für Massenbewegungen wird diskutiert.

Viele Schadensfälle können bei genauer Aufnahme der in den fraglichen Bereichen vorhandenen geologischen, hydrogeologischen und morphologischen Verhältnisse und der oft gegebenen, natürlichen Anzeichen von vorne herein vermieden oder zumindest in ihren Auswirkungen vermindert werden.

Vortragender

Wirkl.Hofrat Dr.Peter Gottschling

Leiter des Geologischen Dienstes d.Amtes der NÖ Landesregierung i.R.

Hauptstraße 17

3001 Mauerbach,

mail: peter.gottschling@plus.at

B 31 – Ybbstal Straße – „Ofenloch“:

Steinschlag- und Felssturzgefährdung –

Risikoevaluierung und Konzept einer

Gesamtsanierung der BehonMess

Dr. Christian Schober

1. Einleitung

Die B 31 – YBBSTAL STRASSE verläuft im Abschnitt Km 7,8 bis Km 9,5 direkt westlich des Flussbettes der Ybbs, wobei die Fahrbahn sowohl im nördlichen Abschnitt bis zur Querung des Ofenbaches als auch südlich hiervon im „Ofenloch“ und der folgenden südlichsten Strecke entlang künstlich hergestellter Hangan-schnitte verläuft (welche Ende der 60er und anfangs der 70er Jahre während des Straßenausbaues hergestellt wurden). In der Folge ereigneten sich mehrfach Steinschlag- und Felssturzereignisse (deren umfangreichstes ein Felssturz von 300 m³ im Jahre 1993 war), sodass fortlaufend Felssicherungsmaßnahmen durch den Straßenerhalter durchzuführen waren. Um für den gesamten Bereich eine Sanierung unter Wahrung wirtschaftlicher Aspekte für die Zukunft zu erreichen, wurde eine Studie unter Berücksichtigung aller technischen Möglichkeiten – von der lokalen Felssicherung bis zum durchgehenden Tunnelbauwerk – erstellt.

2. Geologischer Überblick und Gebirgstrennflächengefüge

Der Projektbereich gehört den **oberostalpinen NÖRDLICHEN KALKALPEN** an, wobei der gegenständliche Straßenabschnitt nahe dem Nordrand der sogenannten „Lunzer Decke“ situiert ist. Der regionale Bau dieser Decke wird durch eine WSW-ENE bis SW-NE streichende Verfaltung charakterisiert, wobei der Kern dieser Großstruktur durch die „Ofenbergantiklinale“ (Lokalität: Ofenberg, Gipfelhöhe 735 m ü.N.N., süd-westlich des „Ofenloches“ gelegen) aufgebaut wird. Das auftretende Gesteinsinventar des untersuchten Areales ist in folgender Tabelle aufgelistet (für die gegenständlichen Fragestellungen sind auch die im Hangenden des anstehenden Felsens anstehenden Lockergesteine – Hangschutt / Schuttkegel, [Felssturz-] Blockwerk, vereinzelt Großblöcke – von Bedeutung):

BEZEICHNUNG	BESCHREIBUNG
Lunzer Schichten (Karn)	Feinkörnige Sandsteine
Reifflinger Schichten (Anis – Ladin - Karn)	Graue bis dunkelbraungraue geschichtete, teils wellig-knollige Kalke, bereichsweise hornsteinführend
Steinalmkalk- und –dolomit, Wettersteinkalk (Anis – Ladin - Karn)	Gebankte, hell- bis mittelgraue Kalke und Dolomite; lokal auch massig
Gutensteiner Kalk und –dolomit (Anis)	Graue, dunkel- und hellgraubraune, lokal schwärzliche Kalke und Dolomite

Das Gebirgstrennflächen wird großteils durch die Schichtung der Sedimentgesteine dominiert, entsprechend der Talanlage bilden die tektonisch angelegten Trennflächen (Klüftung, Harnischflächen, lokal Zerrüttungszonen) überwiegend hangparallele, teils um die Vertikale pendelnde sowie +/- senkrecht hierzu stehende Diskontinuitäten. Entsprechend der auftretenden Gesteinsabfolgen wurden die möglichen (aufgrund der Geometrie von Ausbruchsrisen sowie von bereits abgestürzten und abgelagerten Steinen und Blöcken) Kluffkörpergeometrien und –kubaturen bestimmt.

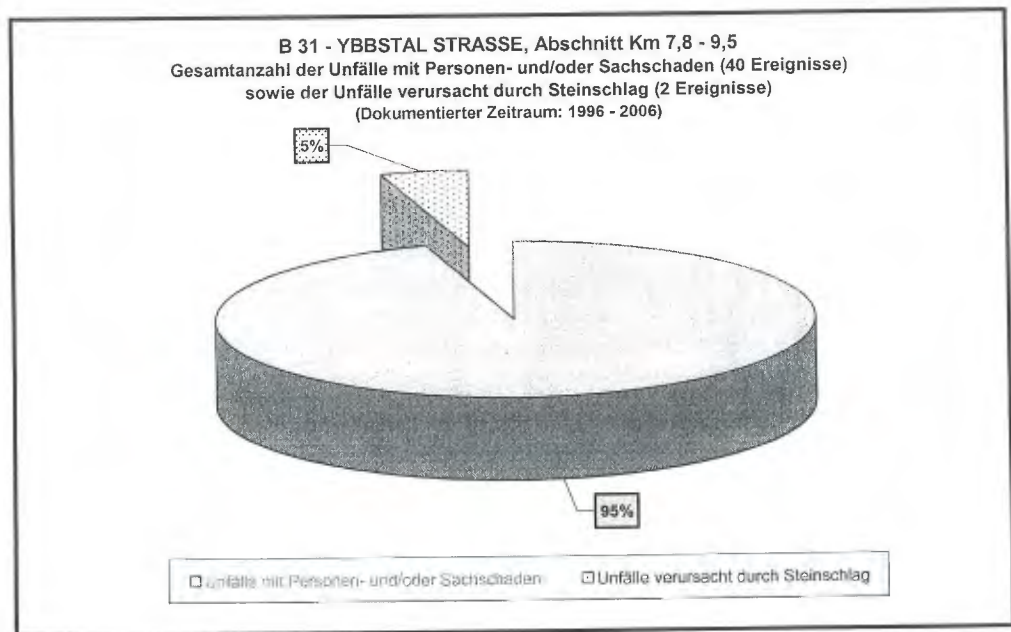
3. Steinschlag- und Felssturzgefährdung – Risikoevaluierung

Auf Basis der Geländeuntersuchungen wurde das Gefährdungspotential durch Stein- (Einzelsteinkubatur $\leq 0,1 \text{ m}^3$) und Blockschlag ($\leq 1 \text{ m}^3$) sowie Felssturzereignisse ($\geq 1 \text{ m}^3$) unter Bewertung der Kriterien *Wandhöhe* und *Neigung*, *Potential an möglichen Steinen und Blöcken in Abhängigkeit des Kluffkörpergebäudes* sowie der *Situierung der Anlagen der B 31 in Bezug zu den möglichen Sturzbahnen* beurteilt. Hieraus ergab sich für mehrere Straßenabschnitte eine hohe Gefährdung durch Stein-, lokal auch Blockschlag. Unter Berücksichtigung der zahlreichen bereits vorhandenen Sicherungsmaßnahmen erfolgte eine das geogene Gefährdungspotential überlagernde Risikoevaluierung, welche zu einer Eingrenzung der Bereiche mit „hoher Gefährdung“ führte:

BEREICH	STRASSENANLAGEN	VERKEHRSTEILNEHMER
Km 7,800 – Km 8,235		
Km 8,235 – Km 8,520 (unterer Abschnitt)		
Km 8,235 – Km 8,520 (oberer Abschnitt)		
Km 8,520 – Km 8,800		
Km 8,800 – Km 9,213		
Km 9,213 – Km 9,500		

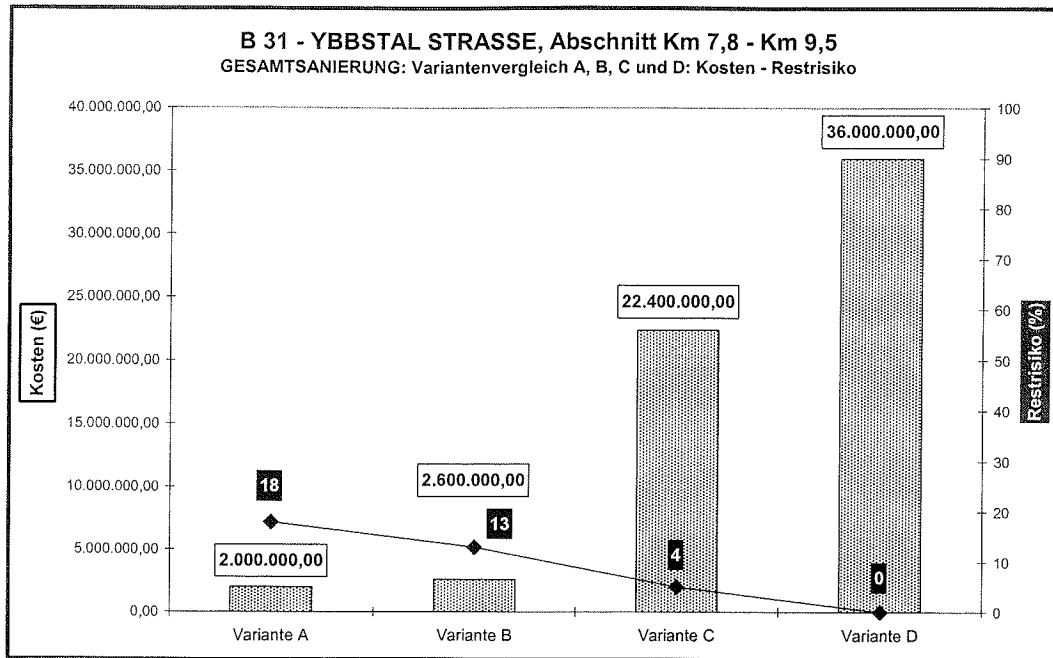
Anmerkung: Risiko: ■ hoch; ■ mittel; ■ gering

Im Zuge der geologisch-geotechnischen Beurteilung des Abschnittes Km 7,8 bis Km 9,5 der B 31 – YBBSTAL STRASSE hinsichtlich einer Gesamtanierung betreffend die Gefährdung der Straßenbenützer und –anlagen durch Steinschlagereignisse war auch das Risiko in Bezug zu den Streckenabschnitten sowie der Verkehrsdichte zu bewerten. Zur Feststellung des Unfallgeschehens innerhalb des gegenständlichen Projektbereiches wurden die einschlägigen Daten bei den zuständigen Polizeiinspektionen erhoben und im Zuge des vorliegenden Gutachtens ausgewertet, wobei der Bewertungszeitraum elf Jahre (1996 – 2006) betrug. Während zwar häufig Spuren von Steinschlag auf der Fahrbahn (Straßenmeisterei) entfernt werden konnten, ereigneten sich im gegenständlichen Zeitraum nur zwei Unfälle, welche durch Steinschlag verursacht wurden:



4. Konzept einer Gesamtanierung

Auftragsgemäß wurden einerseits im Zuge der zusammenfassenden Beurteilung Teilabschnitte der Gesamtstrecke dem jeweils gegebenen Risiko zugeordnet und dem entsprechend einer Sanierungspriorität zugewiesen. Andererseits wurden fünf Varianten möglicher Sanierungsmodelle untersucht (wobei eine – Errichtung eines Steinbruches im Abschnitt Km 8,7 – 9,2 – schon im Zuge der Geländearbeiten verworfen wurde), deren jeweiliges Restrisiko sowie die Gesamtherstellungskosten (für die Varianten A und B unter Miteinbeziehung bereits bestehender Steinschlagschutz- und Hangsicherungsbauwerke) in folgendem Diagramm dargestellt sind:



Variante A: Allgemeine Steinschlagsicherungen (Gesamtbereich)

Variante B: Allgemeine Steinschlagsicherungen (Gesamtbereich) mit "Galerieerweiterung Nord"

Variante C: Allgemeine Steinschlagsicherungen (Abschnitt Km 7,800 – Km 8,235) mit Tunnel

Variante D: Tunnel – lang

Vortragender

Dr.Christian Schober

Büro für Angewandte Geologie und Sprengtechnik

Babenham 42

A-5221 Lochen

mail: schoberrocks@Eunet.at

Wildbachverbauung und Massenbewegungen im Mostviertel

WHR Dipl.-Ing. Johann Grafinger

WLV als Bundesdienststelle:

Der Forsttechnische Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung besteht seit dem Jahre 1884 (123 Jahre!) als Bundesdienststelle. Sie gehört in das BMLFUW (BM Josef Pröll), die Forstsektion (SC Mannsberger) und die Abteilung IV/5, Wildbach- und Lawinenverbauung (MR Maria Patek) an. In den einzelnen Bundesländern gibt es eine Untergliederung in die jeweiligen Sektionen (7) und Gebietsbauleitungen (28). Insgesamt sind dort im technischen und Verwaltungsbereich rd. 500 Mitarbeiter beschäftigt. Die Ausführung selbst wird durch KV-entlohnte Mitarbeiter (rd. 1.000) mit den jeweiligen Partieführern bewältigt.

In unseren vorwiegenden Tätigkeitsbereichen: Wildbach-, Lawinenverbauung, Erosionsschutzmaßnahmen (Muren, Steinschlag, Rutschungen), Betreuung der Einzugsgebiete und Flächenwirtschaftliche Maßnahmen werden österreichweit im Jahr rd. € 120 Mio. eingesetzt. Dies grundsätzlich über Antrag der für die Sicherheit zuständigen Gemeinde und auf Grundlage des Wasserbautenförderungsgesetzes (WBFG). In dieser sog. Konkurrenzgebarung beteiligen sich der Bund durchschnittlich mit 60%, die Länder mit 18% und die Interessenten (Gemeinden, Straßenverwaltungen) mit 22%.

Besonders hoher Stellenwert wird auf die Weitergabe der gesammelten Erfahrung und auf die Aus- und Weiterbildung gelegt. Eine Schlüsselstelle haben dabei „unsere Gefahrenzonenpläne“, welche nach dem Forstgesetz (FG 1975) für alle Gemeinden flächendeckend durch unsere Dienststellen zu erstellen sind.

Massenbewegungen im Mostviertel:

Aufgrund unserer lückenlosen Aufzeichnungen muss eine eklatante Häufung der Massenbewegungen in den vergangenen 20 Jahren festgestellt werden. Dieser Tusch wurde im Juni 1986 durch den Abgang der Schnabelbergmure in Waidhofen an der Ybbs eingeleitet. Seit damals gibt es mehrmals im Jahr Schäden, die bei weitem nicht mehr alle saniert werden können. Eine laufende Dringlichkeitsreihung wurde unerlässlich!

Im Vortrag werde ich versuchen die Abhängigkeit von der Geologie, dem Niederschlag und den anthropogenen Einflüssen darzustellen. Dies wird in einer geographischen Darstellung erfolgen. Ebenfalls wird die zeitliche Entwicklung und der verbundenen finanziellen Aufwendungen durch unsere Dienststelle aufgezeigt werden.

Bewusst offen lassen möchte ich die Fragen: Wie wird es weitergehen, was kann man dagegen tun – und wer soll das alles bewältigen Denn genau dies ist ja die Fragestellung der 2. NÖ-GEOTAGE hier in Langenlois!

Vortragender:

WHR Dipl.-Ing. Johann Grafinger

Gebietsbauleiter

p.A. Wildbach- u. Lawinenverbauung

Gebietsbauleitung Südwestliches Niederösterreich

Josef-Adlmansederstraße 4

3390 Melk

tel.: +43 2752 52614

fax: +43 2752 52614-22

mail: sektion.wnb@wlv.bmlf.gv.at

„Hot-Spots“ im Mostviertel

Stand: Jänner 2007

Gefahren	Kristallin	Molasse	Flysch	Klippenzone	Kalk	Anmerkungen
Wildbäche	Grabeneinschnitte	Seitengräben	Überall!	Sehr kritisch	Überall!	WLV
Murabgänge	nicht	kaum	Übernässter Steilbereich	An vielen un-erwarteten Stellen	In Übergansbereichen Bergbaubereiche etc.	WLV mit Rückfragen
Rutschungen	vereinzelt	überall!	häufig	sehr häufig	Bei Übersteilungen	WLV
Felsstürze	selten	nicht	selten	selten	Häufig! Besonders unter Mäuern	Geologen bezeichnen!
Lawinen	nicht	nicht	nicht	nicht	In bekannten Lawineneinzugsgebieten	WLV

Überall anzutreffen sind:

- Sturmschäden
- Schneedruckschäden
- Hitze- und Kälteschäden
- Verstärkte Schneeschmelze

Alle prognostizierten Wetterwarnungen können bereits im Vorfeld mit den Experten der WLV relativiert werden

D.I. Johann GRAFINGER
Mobile: 06664/5353413

Sicherheitsraster für Behörden

Stand: Jänner 2007

Gefahren	günstig	weniger günstig	kritisch	sehr kritisch	Faktoren
Wildbäche	> 60%	40-60%	20 - 40%	00 - 20%	Bewaldung
	< 100 mm/Monat	Kristallin	Flysch, Kalk	Klippenzone	Geologie
	0 - 20	100-150 mm/Monat	> 80 mm/d, 20-30mm/2Std.	> 30mm/2 Std.	Niederschlag
Rutschungen	Kristallin	20 - 40	40 - 60	> 60	Torrentalität
	< 100 mm in 3 Tagen	Molasse	Flysch und Kalk bei anthropogener Beeinfl.	Klippenzone	Geologie
	Kristallin	100-160mm /3 Tagen	160-200mm in 3 Tagen	> 200mm in 3 Tagen	Niederschlag
Murabgänge	Molasse, Flysch	Molasse, Kalk	alle stark anthropogen beeinflussten Bereiche	Klippenzone vernäht und ant. beeinflusst	Geologie
	wenige		300-400mm in 3 Mon. und Regenperiode	>400mm in 3 Mon. und Regenperiode!	Niederschlag
	0-30Grad + >70 Grad	Kristallin, Klippenzone	Dolomit: Hangschutt unterhalb Steilhängen	Kalk: Hangschutt unterhalb Mauern	Geologie
Lawinen	Stufe 1 (gering)	seltene	häufige	Lang und häufige	Frost/Tau-Wechsel
	0-30Grad + >70 Grad	40-70 Grad	> 35 Grad	> 30 Grad	Hangneigung
	Stufe 1 (gering)	Stufe 2 (mäßig)	Stufe 3 (erheblich)	Stufe 4 - 5 (gr.-s.groß)	Lawinenwarnstufe

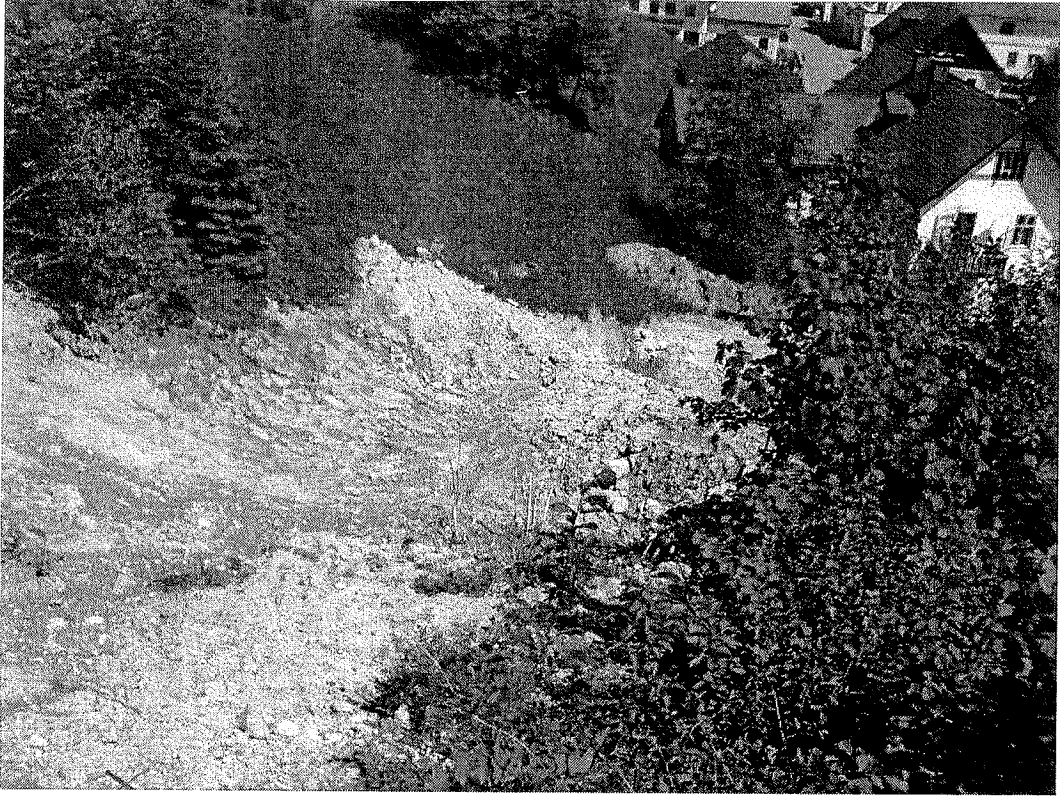
Überall zu anzutreffen sind:

- Sturmschäden
- Schneedruckschäden
- Hitze- und Kälteschäden
- Verstärkte Schneeschmelze

**!!! Ab 2 (angrenzenden) Faktoren ist die
Gefahrenstufe zutreffend !!!**

Alle prognostizierten **Wetterwarnungen** können bereits im Vorfeld mit den Experten der WL V relativiert werden

D.I. Johann GRAFINGER
Mobile: 0664/5353413







Weiterführend zum Vortrag von HR Grafinger möchte ich anhand von praktischen Beispielen – Baustellentätigkeit – das Zusammenspiel von Geologen des Landes Niederösterreich und meiner Dienststelle erläutern.

Das Mostviertel ist an den Grenzlinie der beiden Formationen Flysch und Kalk, der sogenannten Klippenzone, stark störungsanfällig. Massenbewegungen in Form großflächig angelegter Rutschungen sind hier keine Seltenheit. Die Dienststelle kann hiebei auf eine nahezu 20jährige (Baustellen)Erfahrung verweisen. Die Anfänge gestalteten sich äußerst schwierig, da keine ausreichenden Erfahrungen im Umgang mit großen Massenbewegungen vorhanden waren. Die ersten Ansätze passierten auf den Aussagen von Wümschelrutengängern, meist von der Abteilung Güterwegebau. Weiters steht der Dienststelle der „hauseigene“ Geologische Dienst in Innsbruck zur Verfügung. Aufgrund der personellen Besetzung und der Distanz zu unserer Bauleitung in Melk sind unsere fachkundigen Gutachter nur bedingt greifbar.

So wurde im Laufe der Jahre die Zusammenarbeit mit dem Geologischen Dienst des Landes Niederösterreich aufgrund seiner geographischen Nähe und der hohen Mobilität seiner Mitarbeiter intensiviert. Im Anlassfall (z.B. Hangexplosionen, Sicherung von Baugruben,etc.) entsendet dieser innerhalb von Stunden Gutachter vor Ort, um die Lage zu erkunden. Die fachliche Unterstützung durch den Geologischen Dienst des Landes NÖ erweist sich bei der Lageeinschätzung als unerlässlich. Die Massnahmen werden dann bei Bedarf mit den Erfahrungen einer ausführenden Firma und/oder den Verantwortlichen vor Ort abgestimmt. Weiters werden die Ergebnisse von Bodenaufschlüssen anhand von Schlagbohrungen, Röschen, etc. dem Geologischen Dienst zur Verfügung gestellt bzw. wird dieser von den Arbeiten informiert, um selbst eine Lageeinschätzung zu erstellen.

Die angeführten Beispiele beim Vortrag werden sich größtenteils auf den Raum Waidhofen/Ybbs beschränken und laufend aktualisiert.

Vortragender

Dipl.-Ing.Eduard Kotzmaier

Gebietsbauleiter-Stellvertreter

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung

Bauleitung Melk

Josef Adlmansederstraße 4

3390 Melk

Tel.Nr: 02752/52614-0

Mobil: 0664/8265418

eduard.kotzmaier@die-wildbach.at

Südautobahn A2 - Ankerwandsanierung Degendamm

km 71,857 bis km 72,182

Dipl.-Ing. Günther Behon

Der Bau des Wechselabschnittes der Südautobahn A2 wurde 1983 durch die damalige Sondergesellschaft ÖSAG begonnen. Es standen 2 Trassen, nämlich die so genannte „Pittental - Trasse“ und die Edlitztal - Trasse zur Auswahl. Die ÖSAG entschied sich damals für den Bau der „Pittental-Trasse“, nachdem für die Edlitztal-Trasse aufwendigere und damit teurere Brücken- und Tunnelobjekte errichtet hätten werden müssen.

Der Bereich der Südautobahn von km 71,857 bis km 72,182 wird als „Degendamm“ bezeichnet. Diesen Bereich projektierte die Ösag als Lehnendamm, wobei das Urgelände dieses Teilabschnittes eine Neigung von ca 26° aufwies. Bereits während des Baues traten erste Hangbewegungen auf, welche durch eine Vorschüttung nur kurzzeitig gestoppt werden konnten. 1985 erforderten neuerliche Hangbewegungen die Stabilisierung des Degendamms mittels Dauerfreispielanker, mit folgenden Spezifikationen:

- Abteufen von 418 Ankern mit einer Gebrauchslast von je 1.000 kN
- Verwendung von Ankerlängen mit ca. 45 - 50 m
- Einbau diverser Messeinrichtungen wie Extensometer und Inklinometer

Nach Baufertigstellung und Inbetriebnahme der Südautobahn übergab die ÖSAG den Wechselabschnitt der A2 an das Land Niederösterreich in die weitere Erhaltung und Verwaltung. Die vorhandenen Messeinrichtungen wurden natürlich ebenfalls übernommen, laufend gemessen und ausgewertet. Über die Inklinometermessungen und geodätischen Messungen konnten Dammbewegungen bis ca. 50 mm/Jahr nachgewiesen werden. Die Hangbewegungen verlangsamten sich über die Jahre gesehen kaum, eine Tendenz der Hangbewegungen konnte nicht eindeutig bestimmt bzw. prognostiziert werden.

Auch auf weiteren Abschnitten im Wechselbereich der Südautobahn A2 ergaben sich in diesem Zeitraum immer wieder Probleme bei den Dämmen und Einschnitten, welche mit Kunstobjekten aufwendig stabilisiert und damit saniert werden mussten (z.B. Königsbergtunnel).

Im Jahre 2000 stellte die Straßenmeisterei starke Rissbildungen in der Fahrbahn-
decke der A2 fest, welche zu weiteren umfangreichen Untersuchungen des

Degendammes und letztlich zur Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes führten. Die wesentlichen Grundlagen für die Ausarbeitung des geotechnischen Sanierungskonzeptes:

- Anstehender „Boden“ (kein Fels in bautechnischer Hinsicht): Hangschutt, Phyllitische Verwitterungsmassen teilweise stark zerlegt und mylonitisiert, Glimmerschiefer
- Mylonite: aufgeschlossen bis in ca. 100 m Tiefe von der Fahrbahn OK
- Reibungswinkel: $22,0^\circ$ bis $36,0^\circ$
- Restscherwinkel: In den „Schmierzonen“ abfallend bis ca. $8,5^\circ$ (Mittelwert: $18,5^\circ$)

Für das Sanierungskonzept des Degendammes untersuchten der Bodengutachter, gemeinsam mit dem Projektanten, alle nur denkbaren Baumaßnahmen und Baumethoden: zusätzliche Ankerrippen, Gegengewichtsschüttungen, Hangverdübelung mittels Großbohrpfähle, verankerte Schlitzwandscheiben bzw. Stahlbeton – Brunnen, aber auch eine Hangbrücke, eine Tunnelvariante, und die Abflachung der Trasse wurden diskutiert. Letztlich gab man einer Verdübelung des Hanges mittels Stahlbeton – Brunnen den Vorzug, um die Stabilisierung des Hanges auch für „tiefe Gleitfugen“ zu gewährleisten. Die geplante Sanierungsmethode der Hangverdübelung wurde auch durch die Inklinometermessungen unterstrichen, welche Hangbewegungen auch bis ca. 25 m – 30 m unterhalb des Dammfußes erkennen ließen. Unter Heranziehung der geometrischen Randbedingungen, der gemessenen Hangbewegungen und unter Verwendung von Parameterstudien für die Bodenkennwerte, führte die gewählte Sanierungsmethode, über verschiedenste Gleitkreismodellrechnungen, zum Nachweis der erforderlichen Standsicherheit.

Das Sanierungskonzept „Hangverdübelung“ sah 20 Stahlbeton-Brunnen, mit einem Nettodurchmesser von 6,0 m, welche bis in eine Tiefe von ca 55,0m abgeteuft werden sollten, vor. Die Tiefe der Brunnen errechnete sich aus der festgestellten Tiefe der Gleitfläche und der Länge der erforderlichen Einspannung von ungefähr $L/2$ in den standfesten nicht rutschgefährdeten Untergrund. Statisch gesehen wirken die Brunnen als eingespannter Kragarm. Die Brunnen selbst wurden halbmondförmig unterhalb des Dammfußes angeordnet.

Nach Ausschreibung und Vergabe der Bauarbeiten an die ARGE Züblin – Insond, begannen die Arbeiten für die Ankerwandsanierung im Herbst 2003. Vorgesehen war eine Bauzeit von 18 Monaten, die allerdings unterschritten werden konnte. Das Abteufen der Brunnen erfolgte in Anlehnung an die Bauweise der NÖT, mit abschnittweisem Aushub und Spritzbetonsicherung. Die Stärke der doppelt bewehrten Spritzbetonschale (AQ 50) belief sich auf ca. 20 cm, die Abschlagtiefen auf 0,75 bis 2,50 m. Zusätzlich berücksichtigte die Ausschreibung auch Nägel zur Sicherung der Spritzbetonschale, welche allerdings nur in den kritischen Bereichen, beim Durchhörtern der Störzonen bzw. nach Verbrüchen, Verwendung fanden.

In den stark mylonitisierten Bereichen der Störzonen entschloss sich die ARGE den Aushub der Brunnen nur in Teilbereichen vorzunehmen („1/3 Sektoren“), um Nachbrüche durch die sofort aufgebrachte Spritzbetonschale zu verhindern bzw. zu minimieren. Trotzdem konnten Verbrüche und Anrisse in der Spritzbetonschale nicht gänzlich verhindert werden.

Die geotechnische Betreuung der Baustelle zeichnete im Zuge der Abteufarbeiten der Brunnen, im Zusammenwirken mit der ÖBA, die geologischen Parameter und alle Vorkommnisse laufend auf, sodass während des „Großaufschlusses“ wesentliche Detaillkenntnisse gewonnen werden konnten:

- Lokalisierung zweier massiver Störzonen in Tiefen von ca. 25 m und 35 m
- Mylonite traten nicht nur in diesen Störzonen auf, sondern waren über die gesamte Aushubtiefe „verteilt“
- Kompakter Fels wurde kaum und wenn überhaupt, dann nur in Teilabschnitten angetroffen
- Schichtwasser ist zwar laufend ausgetreten, die anfallende Menge hielt sich jedoch in Grenzen und behinderte den Arbeitsfortschritt kaum
- das mit Meisel gelöste Material zerfiel durch das Hinzukommen von Wasser und Sauerstoff in feinste Fraktionen.

Die zweite, in 35 m Tiefe angetroffene Störzone, erzwang eine Umplanung des statischen Konzeptes, um den Nachweis der Standsicherheit auch nach einer möglichen „Aktivierung“ dieser tief gelegenen Gleitfläche führen zu können. Der Projektant änderte die Statik des „eingespannten Dübels“ auf das Konzept „eingespannter Kragarm mit elastischer Stützung am freien Ende“ durch eine optionale Rückhängung der Brunnenköpfe mittels Freispielanker. Nachdem die tiefere Gleitfläche zwar als latent aber nicht aktiv eingestuft wurde; entschloss man sich die Brunnenkopfanke nicht sofort, sondern erst nach eventuellem Auftreten von größeren Verformungen, in einer 2. Bauphase, herzustellen. Diese „kritische“ Auslenkung der Brunnenköpfe kann leicht beobachtet und bestimmt werden, da sich die statisch zulässige Verformung der Brunnen im „cm“ – Bereich bewegt und somit auch genügend Zeit verbleibt die Ausschreibung der 2. Bauphase rechtzeitig vornehmen zu können. Selbstverständlich berücksichtigte der Projektant alle dazu erforderlichen Zusatzmaßnahmen bereits während des Baues der Brunnen: Änderung und Verstärkung der Bewehrung, Einbau einer Anschlussbewehrung für den Ankerriegel, etc.

Wie zu erwarten war, destabilisierte sich der Degendamm durch das Abteufen der Brunnen und die Hangbewegungen nahmen in der Bauphase der Brunnen zu. Dies verursachte neuerliche Risse in der Fahrbahn, in welche das abfließende Oberflächenwasser eindrang und durch das starke Längsgefälle Teile der Fahrbahn ausspülte. Die unterspülten Fahrbahnflächen wurden mittels Bodenradar geortet, abgetragen und neu aufgebaut. Trotzdem konnte der Verkehr auf der A2 ohne nennenswerte Probleme aufrechterhalten werden.

Die messtechnische Ausrüstung in den drei so genannten „Messbrunnen“ umfasst jeweils Erddruckmessdosen in verschiedenen Horizonten (Tiefenstufen von 10 m), Inklinometer, Kettenextensometer und geodätische Lagevermessungen. Die Extensometer dienen zur Überwachung der Betonverformungen bzw. Brunnenverformung (Stauchung, Dehnung) um mit diesen Werten die Beanspruchung der „Brunnen-Dübel“ rückzurechnen. Die Inklinometerrohre wurden an der Stahlbetonbewehrung lagemäßig fixiert und einbetoniert, um das langzeitliche Biegeverhalten der Brunnen aufzuzeichnen.

Trotz der komplizierten Baumaßnahme und allen aufgetretenen Schwierigkeiten konnte das Projekt durch Zusammenwirken aller Beteiligten (Projektant, Bodengutachter, Bauausführende ARGE, ÖBA und Bauherr) zu einem erfolgreichen Abschluss gebracht werden, welches auch durch das laufende Messprogramm belegt wird. Für die bei dieser schwierigen Baumaßnahme erbrachten Leistungen darf ich mich, bei dieser Gelegenheit, im Namen der Brückenbauabteilung bei allen Beteiligten recht herzlich bedanken.

Daten/Fakten:

Brunnendurchmesser (netto, tragender Querschnitt): 6,0 m

Tiefe der Brunnen: bis 55,0m

Aushub: 32.000 m³

Eingebaute Betonkubatur: ca. 28.600 m³

Eingebaute Bewehrung: ca. 3.200 to

Gesamtbaukosten: 10,912.000€

Ausführende ARGE: Züblin Bauges.m.b.H.– Insond Spezialtiefbau Ges.m.b.H.

Projektant: ZT - Büro A. Pauser (Dipl. Ing. Beschorner)

Bodengutachter: o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Brandl

Ausschreibung, Baumanagement, Bauüberwachung: Abteilung Brückenbau (ST5)

unterstützende ÖBA: Werner – Consult

Vortragender

Dipl.-Ing.Günther Behon

p.A. Amt der NÖ Landesregierung

Gruppe Straße, Abteilung Brückenbau (ST5)

Landhausplatz; Haus 17

3109 St.Pölten

tel.: 02742-9005-14646

mail: guenther.behon@noel.gv.at

Das kombinierte geodätische 3D Messprogramm bei Massenbewegungen in Niederösterreich

**Dipl.-Ing. Michael Pregesbauer
Dipl.-Ing. Gerald Pörtl**

Einleitung

Die Abteilung Vermessung und Geoinformation des Amtes der NÖ Landesregierung setzt seit Anfang 2006 u.a. einen terrestrischen Laserscanner (TLS) zu Erfassung von Massenbewegungen ein. Ziel der Datenerfassung ist es, ein möglichst detailliertes und genaues Geländemodell der Massenbewegung für die nachfolgenden Bearbeitungen zu erhalten. Nachdem die Struktur der Daten eine starke Ähnlichkeit mit jenen aus dem Airborne Laserscanning (ALS) aufweisen, wurden die ALS-Filterstrategien entsprechend adaptiert und auf die TLS Daten erfolgreich angewendet.

Parallel zur Datenerfassung mit dem 3D terrestrischen Laserscanner erfolgt eine Beobachtung von festen, mit dem Untergrund verankerten Punkten mittels Tachymeter.

Datenaufnahme mit den 3D terrestrischen Laserscanner

Im Gegensatz zu herkömmlichen Vermessungsausrüstungen ist die Ausrüstung des terrestrischen Laserscanner wesentlich schwerer und daher im Gelände nicht transportfreundlich. Um den Arbeitsfortschritt zu steigern und um die Datenerfassung möglichst effizient zu gestalten, wurde in einer Zusammenarbeit mit dem österreichischen Bundesheer die komplette Messausrüstung in einen Pinzgauer eingebaut. Der Wechsel zwischen den Standpunkten ist dadurch in wesentlich kürzerer Zeit möglich.



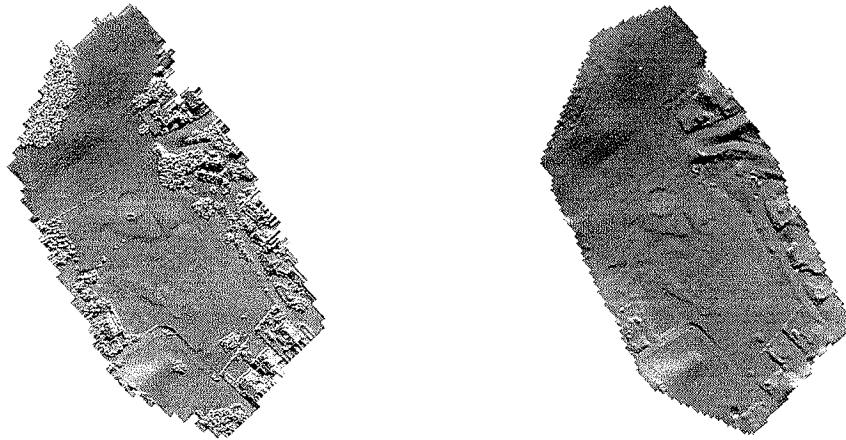
Montage der 3D Scannerausrüstung in einem Pinzgauer des Österreichischen Bundesheeres;

Die Georeferenzierung erfolgt über idente Punkte (z.B. Reflektoren), die tachymetrisch eingemessen werden. Die Reflektoren werden im Zuge einer Aufstellung durch einen Detailscan mit hoher Auflösung genau erfasst um die Transformation in das Landeskoordinatensystem mit der größt möglichen Genauigkeit zu gewährleisten.

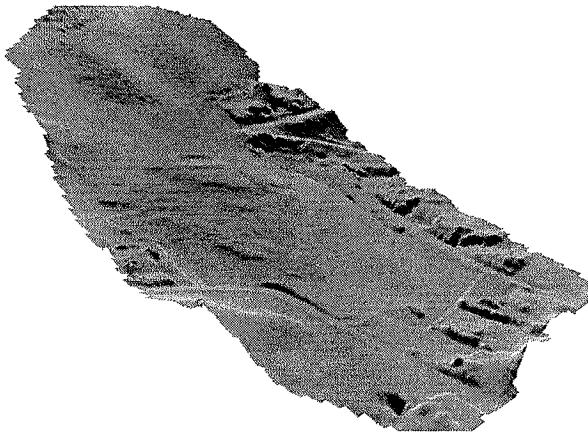
Eine weitere Möglichkeit zur Georeferenzierung besteht darin, dass die Einzelscans über Elemente mit gleicher Geometrie registriert werden. Diese Methode hat sich als besonders effizient erwiesen, sofern eine große Überlappung zwischen den einzelnen Scanpositionen gegeben ist. Die Aufnahmedauer lässt sich durch diese Vorgangsweise deutlich reduzieren.

Datenprozessierung

Ziel der Datenprozessierung ist, wie Eingangs erwähnt, die Erstellung eines digitalen Oberflächenmodells sowie eines digitalen Geländemodells. Die Filterstrategie ist sehr stark jener Filterstrategie angelehnt, die auch bei der Prozessierung von Airborne Laserscanning Daten zum Einsatz kommt. Ein wesentlicher Unterschied in der Beschaffenheit der TLS Daten gegenüber den ALS Daten besteht darin, dass die Punktdichte der TLS Daten sehr stark in Abhängigkeit vom Gerätestandpunkt variiert. Im Nahbereich des Laserscanner ist die Punktdichte extrem hoch und sie nimmt mit der Entfernung stark ab. Als vorbereitenden Schritt ist daher die Punktdichte auszudünnen. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen das digitale Oberflächenmodell sowie das digitale Höhenmodell einer Rutschung in Gresten (NÖ).



Grauschummerungsbild einer Rutschung in Gresten (NÖ), links digitales Oberflächenmodell, rechts digitales Geländemodell



Dreidimensionales Oberflächenmodell

Zusätzlich zu den 3D Scanneraufnahmen die die Grundlage für die weiteren Bearbeitungen bilden, wird die Rutschung auch durch geodätische Beobachtungs-messungen periodisch überwacht.

Vortragende

Dipl.-Ing. Michael Pregesbauer

p.A. Amt der NÖ Landesregierung
Gruppe Baudirektion,
Abteilung Vermessung (BD5)
Landhausplatz; Haus 13
3109 St.Pölten
tel. 02742-9005-13404
fax: Michael.Pregesbauer@noel.gv.at

Dipl.-Ing. Gerald Plöttl

p.A. Amt der NÖ Landesregierung
Gruppe Baudirektion,
Abteilung Vermessung (BD5)
Landhausplatz; Haus 13
3109 St.Pölten
tel.: 02742-9005-14153
fax: gerald.ploeltl@noel.gv.at

Der Einsatz von Geoinformatik im Zuge des Monitorings von Massenbewegungen

**Mag.Dr.Gert Furtmüller
Mag.Johannes Dölzlmüller**

Im Zuge der Beobachtung von Massenbewegungen bzw. der Absicherung von Infrastruktureinrichtungen vor Bedrohungen durch Massenbewegungen wird eine Vielzahl von Daten erhoben und analysiert. Typisch für diese Daten sind einerseits der räumliche Bezug zueinander sowie die Veränderung der Messwerte in Raum und Zeit. Die Integration und 3D-Modellierung geologischer und geotechnischer Daten erleichtert die Interpretation erhobener Daten. Bewegungsabläufe können mit EDV- technischer Unterstützung leicht verständlich visualisiert werden. Die projektbezogene Erstellung von Sanierungs- bzw. Beobachtungskonzepten sowie die Kontrolle von Auswirkungen umgesetzter Maßnahmen auf das Bewegungsverhalten der Massenbewegung werden dabei unterstützt.

Die anfallenden Daten sind einerseits geologische Karten und Profilen, welche auf Kartierungsergebnisse, Bohrungsinformationen und den Ergebnissen aus geophysikalischen Erkundungen beruhen. Andererseits werden Messdaten aus Geodäsie und Geophysik (Extensometer, Inklinometer) sowie hydrologische Daten (Pegelmessungen) erhoben.

Vermessungspunkte und Pegelstände besitzen einerseits eine eindeutige Kennung und eine räumliche Zuordnung (über Koordinaten) und andererseits eine Reihe von Einzelmesswerten zu den jeweiligen Messpunkten. Mit Hilfe von Zeitreihenanalyse der Beobachtungsergebnisse wird ein umfassenderes Verständnis der Bewegungsabläufe unter Einbeziehung von Faktoren wie Niederschlagsmengen ermöglicht. Bei der Zeitreihenanalyse handelt es sich um die Disziplin, die sich mit der mathematisch statistischen Analyse von Zeitreihen und der Vorhersage ihrer künftigen Entwicklung beschäftigt.

Die Ergebnisse der Zeitreihenanalyse werden in CAD- oder GIS kompatibler Form kommuniziert, können aber auch online als Web-Browser kompatible Datensets zur Verfügung gestellt werden.

Im Zuge der Dauerbeobachtung von Massenbewegungen (Kriechhängen etc.) können Methoden eingesetzt werden, welche die mittels Datenlogger aufgezeichneten Messwerte an eine Empfangsstation sendet und von dieser in regelmäßigen Abständen auf einen Server speichert. Automatisiert werden kann der Vorgang der Integration neuer Messwerte, die Auswertung ebendieser und das

Versenden von regelmäßigen Berichten über Bewegungsraten und Bewegungsrichtungen. Warn- und Schwellwerte können definiert werden, und für den Fall der Überschreitung definierter Warnwerte können Benachrichtigungen an einen definierten Personenkreis gesandt werden, welche daraufhin entsprechende Schritte nach einem definierten Alarmplan einleiten.

Aus der genauen Datenanalyse ableitbare Szenariomodelle ermöglichen zudem Massenbilanzierungen, Abschätzungen über mögliche Maximalereignisse sowie die Erstellung von Sanierungsstrategien.

Vortragende

Mag. Dr. Gert Furtmüller & Mag. Johannes Dölzlmüller

p.A. Pöyry Infra GmbH

Rainerstraße 29

A- 5020 Salzburg

mail: gert.furtmueller@poyry.com,

mail: johannes.doelzlmueeller@poyry.com



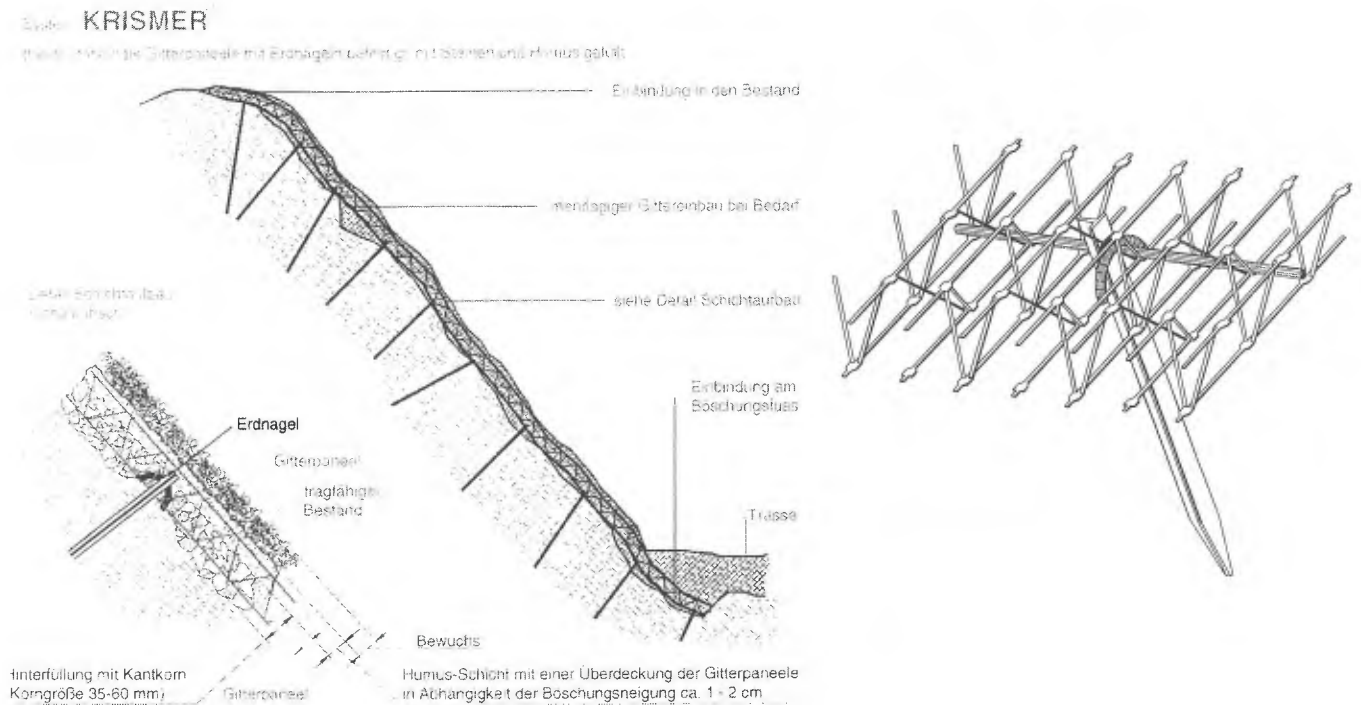
Die Bodenvernagelung ein variables statisches System mit Zukunft

Dipl.-Ing. (FH) Michael Auer

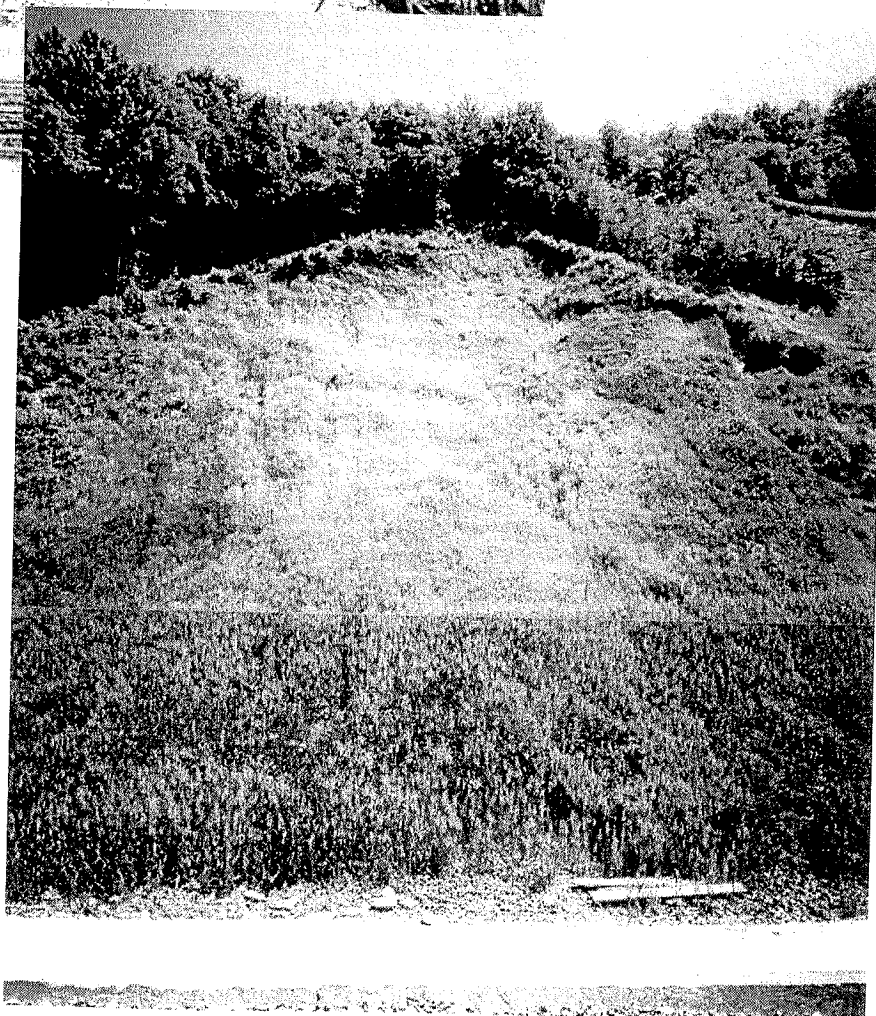
Die Firma Krismer beschäftigt sich nunmehr seit über 20 Jahren mit dem Wiederaufbau und der Rekultivierung abgerutschter Hänge, deren Stabilisierung bei gleichzeitigem Schutz vor den immer drastischeren Umwelteinflüssen.

Grundsätzlich gibt es zwei Arten von Böschungssicherung im Lockerboden:

Reiner Erosionsschutz mit System Krismer



Dreidimensionales Stahlgittersystem mit gerammten systemeigenen Bodennägeln aus T-Stahl-Profilen, T 25 – T 45, im Untergrund verankert. Keine Stabilisierung des Bodens in der Tiefe.

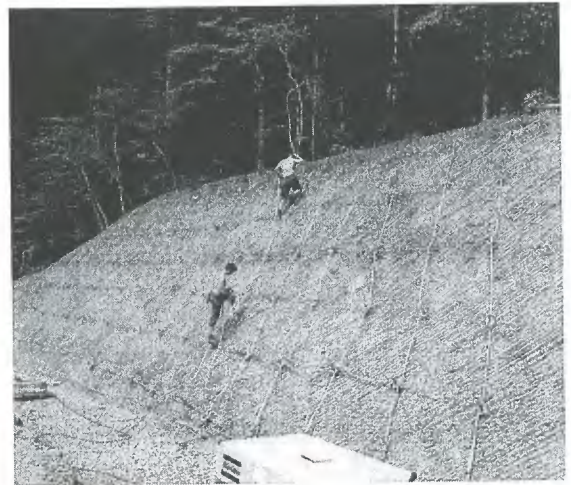
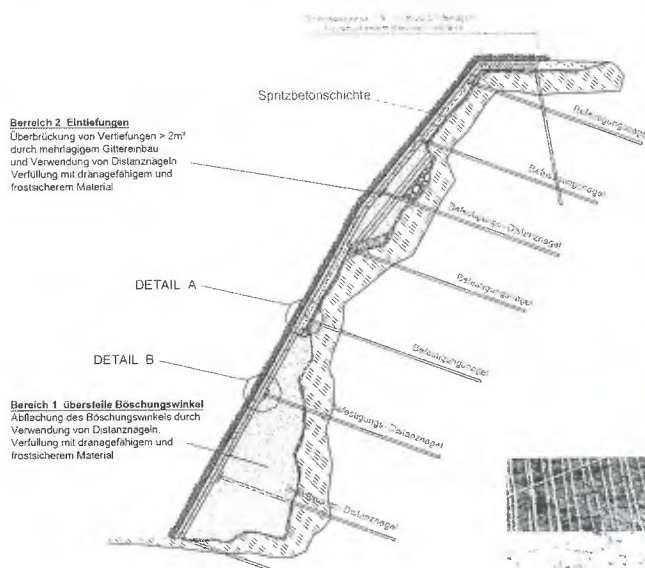


statisch tragende Maßnahmen zur Böschungssicherung mit dauerhaftem Erosionsschutz

- Statische Lösungen für die Anbindung von System Krimer an statisch tragende Bodennägel
- Platz einsparen durch steilere standsichere Böschungen
- Geringe Eingriffe in die Natur, sehr Platz sparend
- Einbringen von effektiver Flächendrainage
- Optimal bei drückendem Hangwasser
- Natürliche Oberflächengestaltung
- Grundlage zur dauerhaften Begrünung

Der effektivste Erosionsschutz ist eine dichte Grasnarbe

SCHNITT (schematisch)



Zur Realisierung der o. g. Baumassnahmen war es wichtig, ein eindeutiges statisches System für die Bodenvernagelung zu Grunde zu legen.

Grundsätzlich bietet der Bodennagel im Vergleich zu klassischen Anker eine völlig andere Form der Lastaufnahme wie auch der Lastabtragung.

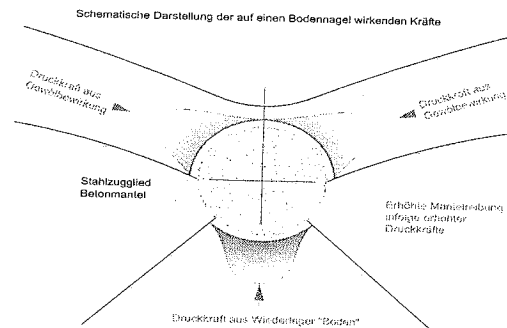
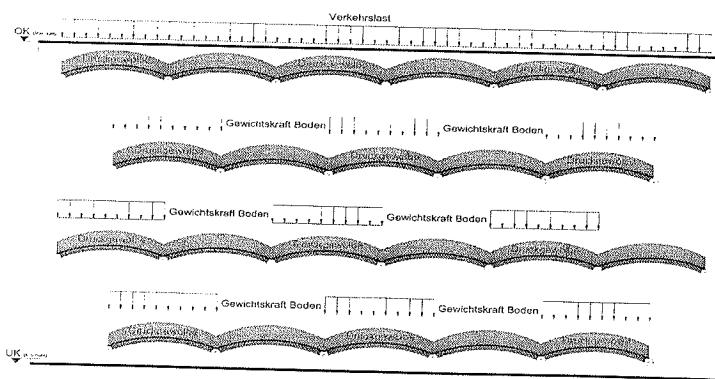
In einen Anker wird die Last in der Regel über den Kopf als Zugkraft eingeleitet und über Mantelreibung des Verpresskörpers im Baugrund abgetragen. Dazwischen befindet sich eine Freispielstrecke des Stahlzugglieds innerhalb derer der Anker vorgespannt werden kann.

Bei einem Bodennagel erfolgt die Einleitung der Last über Mantelreibung innerhalb des abrutschenden Erdkörpers entlang des das Stahlzugglied umgebenden Betonkörpers und wird wieder über Mantelreibung des Betonkörpers in den standfesten Untergrund hinter der Gleitfuge eingeleitet.

Er eignet sich nicht für die Krafteinleitung am Kopf und kann nicht vorgespannt werden.

Das wichtigste Merkmal der Bodenvernagelung ist die Begrenzung des horizontalen Abstands der Nägel zueinander:

Schematische Darstellung des Druckgewölbes bei einer Bodenvernagelung



Resümee:

Innerhalb von Baumassnahmen, in denen verformungsempfindliche Bauwerke wie Straßen, Schienenwege oder Gebäude unmittelbar durch den Böschungsbau betroffen sind, erweist sich der Einsatz von vorgespannten Ankern zur Eliminierung von Bewegungen im Baugrund als das bessere System.

Sind Verformungen der Böschungen in begrenztem Maß zulässig, wie z. B. bei Einschnittböschungen oder Abgrabungen, erweist sich das System der Bodenvernagelung als die weitaus effizientere und wirtschaftlichere Lösung. Auf Grund

ihres statischen Lastverhaltens bietet uns die Bodenvernagelung die Möglichkeit, effektiven Erosionsschutz und Bodenstabilisierung in der Tiefe miteinander zu verbinden.

Vortragender

Dipl.-Ing. (FH) Michael Auer
Firma J.Krismer Handelsgesellschaft m.b.H.
Bundesstraße 23
6063 Innsbruck-Rum
Austria



Neueste Bemessungsmethoden und Massnahmen zur Felssicherung mittels grossmaschigen Netzabdeckungen

Dipl.-Bauing.ETHZ/SIA Daniel Flum
Dipl.-Bauing.ETHZ/SIA Rudolf Ruegger

Einleitung

Das Risikopotential durch Steinschlag und kleinräumige Instabilitäten nimmt stetig zu. Die immer extremer werdenden Umwelteinflüsse sind einer der Gründe. Ein weiterer Grund liegt in der Tatsache, dass neu zu erstellende Infrastrukturbauten durch vermehrt schwierigere, geologische Formationen führen bzw. bestehende aufgrund der veränderten Verkehrssituation oder der Populationsentwicklung angepasst werden müssen. Als Reaktion darauf werden neue Methoden, Technologien und Systeme entwickelt, um wirtschaftliche und der Situation angepasste Lösungen anbieten zu können.

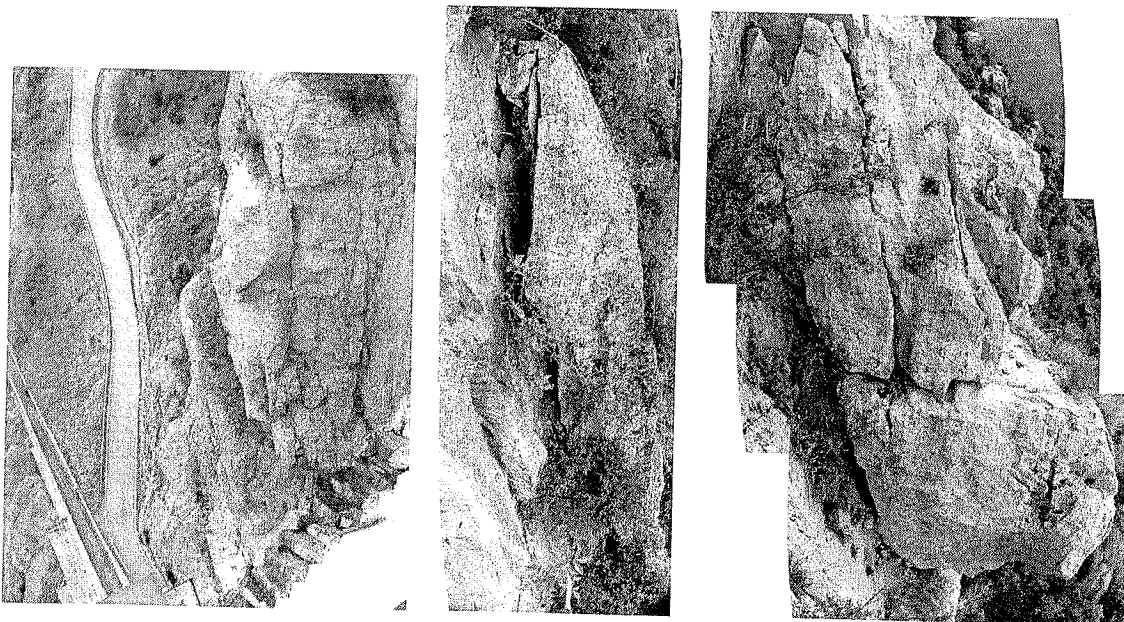


Abb. 1: Instabile Felsformationen, welche Personen und Infrastrukturbauten massgebend gefährden

Oft müssen lose Blöcke, Schichtpakete in steilen Wänden gesichert werden, welche auszubrechen oder abzugleiten drohen. Bisher wurden für solche Sicherungen oft geflochtene Diagonalseilnetze aus Drahtseilen eingesetzt, welche aus dünnen Litzen gefertigt wurden. Diese quadratischen oder rechteckigen Paneele verlangten ein starres Raster für die Befestigungspunkte und ihr Widerstand gegenüber punktuellen Einwirkungen war begrenzt. Auch stellen sich bezüglich Korrosionsschutz gewisse Probleme.

Neuartige Spiralseilnetze in der Art eines grobmaschigen Diagonaldrahtgeflechtes aus zu Seilen verdrehten Litzen aus hochfesten Stahldraht mit Durchmesser 4 mm gefertigt, bieten durch eine hohe Festigkeit sowohl als Ganzes als auch in den Knoten erhebliche Vorteile. Sie erlauben im Gegensatz zu herkömmlichen Seilnetzen die beliebige Anordnung von Befestigungen. Eine hohe Flexibilität ermöglicht die optimale Anpassung an unregelmässige Oberflächen, wie diese bei Sicherungen in Felsböschung oft vorhanden sind.

Zahlreiche Versuche wurden unter Berücksichtigung einer realen Kinematik durchgeführt, um das Systemverhalten zu analysieren, das Sicherungssystem zu optimieren und die Systemkomponenten aufeinander anzupassen. Die Ergebnisse aus den Versuchen bilden die Grundlage für die Bemessung gegen abgleitende bzw. ausbrechende Felsblöcke. Dabei sind neben der Abtragung der Kräfte über das Sicherungssystem in den stabilen Untergrund ebenfalls Überlegungen hinsichtlich möglicher Deformationen infolge der Systemelastizität unerlässlich.

Analyse möglicher Bruchkörper

Besteht die Gefahr von sich ablösenden und herunterstürzenden Bruchkörpern, gilt es zuerst den Versagensmechanismus zu verstehen und vernünftig genau zu modellieren. Dabei ist zwischen einer Rotations- und einer Translationsbewegung zu unterscheiden. Bei der Gleitbewegung ist weiter zu differenzieren, ob der Gleitkörper auf einer Gleitfläche abgleitet oder ob der Versagensmechanismus erst eintritt, wenn der Widerstand der Basis nicht mehr ausreichend ist.

Ist der Versagensmechanismus vernünftig realitätsgetreu modelliert, gilt es in einem nächsten Schritt mögliche Einwirkungen wie Auflasten, Eis-, Wasser- oder Strömungsdruck, Beschleunigungen aus Erdbeben oder Eisbildung zu diskutieren und falls relevant entsprechend einzuführen. Die Analyse beruht generell auf der Untersuchung des Grenzgleichgewichtes. Nach der Wahl des Sicherungssystems folgt dann der schwierigste Schritt: In Abhängigkeit des Tragverhaltens und der Steifigkeit der Systemkomponenten aber auch des

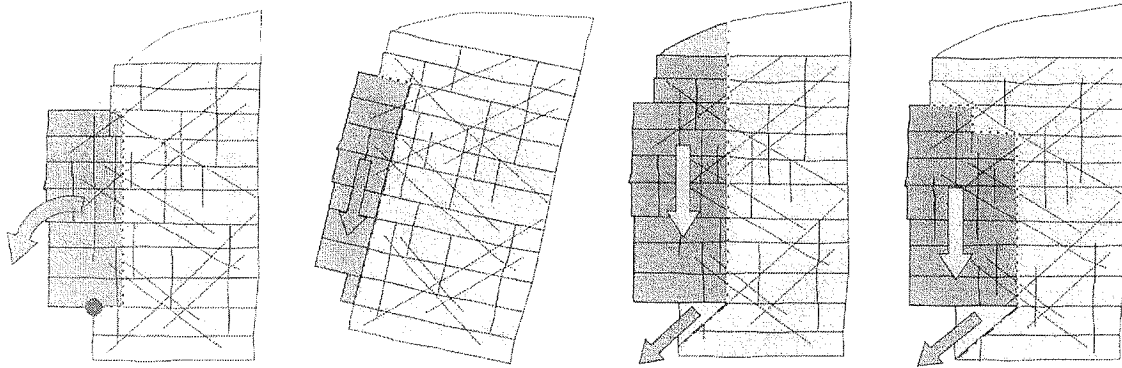


Abb. 2: Mögliche Versagensmechanismen: Kippen, Gleiten, Versagen der Basis;
Unterscheidung zwischen Gleit- und Ablöseflächen

Systems selbst sind die stabilisierend wirkenden Kraftvektoren entweder einzeln oder als Resultierende zusammengefasst korrekt einzuführen. Dabei liegt die Schwierigkeit v.a. in der Wahl der Richtung der Vektoren.

Einführung der Rückhaltekräfte auf der Basis von Modellversuchen

Bei der Sicherung von Felsblöcken handelt es sich oft um ein kleinräumiges aber dreidimensionales Problem. Wie die Kräfte von der Netzabdeckung vorwiegend seitlich und gegen oben z.B. auf das Randseil und schliesslich über die Vernagelung in den stabilen Untergrund übertragen werden, ist wesentlich abhängig von den geometrischen Verhältnissen des Blockes und der Umgebung, der Rauigkeit der Felsoberfläche, der Anordnung der Vernagelung und der Randseile und schliesslich vom Versagensmechanismus.

Eingehende Modellversuche wurden durchgeführt, um am Beispiel einer hochfesten Spiralseilnetzabdeckung in Kombination mit einer peripheren Vernagelung für unterschiedliche Formen von Bruchmechanismen zu analysieren, wie, in welcher Richtung und zu welchem Anteil die stabilisierend wirkenden Kräfte jeweils über die Netzabdeckung in das stabile Umsystem eingetragen werden. Daneben waren spezifische Versuche erforderlich, um in Abhängigkeit der effektiven Art der Beanspruchung die Widerstände der Systemkomponenten wie auch des Systems als Basis für die Tragsicherheitsnachweise zu bestimmen.

Fazit aus der Analyse des wirklichen Tragverhaltens von Netzabdeckungen

Bis anhin werden sehr einfache, oft 2-dimensionale Modelle verwendet, bei welchen die Rückhaltekraft als Resultierende oft in Nagelrichtung oder unter φ'_k zur Normalen auf die Felsoberfläche geneigt eingeführt wird. Die daraus resultierende Kraft wird dann üblicherweise unter Berücksichtigung einer Auslenkung bzw. auf der Membrantheorie basierend in eine Kraft pro Laufmeter umgerechnet, welche weiter mit der Zugfestigkeit der Geflecht- bzw. Netzab-

deckung in Relation gesetzt wird. Nach eingehender Analyse gilt es leider zu bemerken, dass das Widerstandsmodell oft weit vom realen Tragverhalten entfernt ist, die theoretischen, kinematischen Bedingungen oft nicht mit dem wirklich sich einstellenden Deformationsverhalten übereinstimmt, und die Systemsicherheit oft überschätzt wird.

Das Felssicherungssystem SPIDER® aus einem hochfesten Spiralseilnetz in Kombination mit einer adäquaten Vernagelung

Das Felssicherungssystem SPIDER® besteht aus einem grossmaschigen, hochfesten Spiralseilnetz mit einer Zugfestigkeit von 220 kN/m, einer adäquaten Vernagelung, Systemkrallplatten und Randseilen. Es dient vorwiegend der Sicherung von instabilen Felsbereichen und zur Ertüchtigung von alten, den lokalen Anforderungen nicht mehr genügenden Böschungs- und Felssicherungssystemen. Das System lässt sich basierend auf den Erkenntnissen aus realitätsnahen Modellversuchen bemessen und somit wirtschaftlich auf die projektspezifischen Besonderheiten anpassen. Dem Korrosionsschutz wird zudem spezielle Beachtung geschenkt. Zahlreiche ausgeführte Projekte bestätigen die Praxis- und Funktionstauglichkeit.

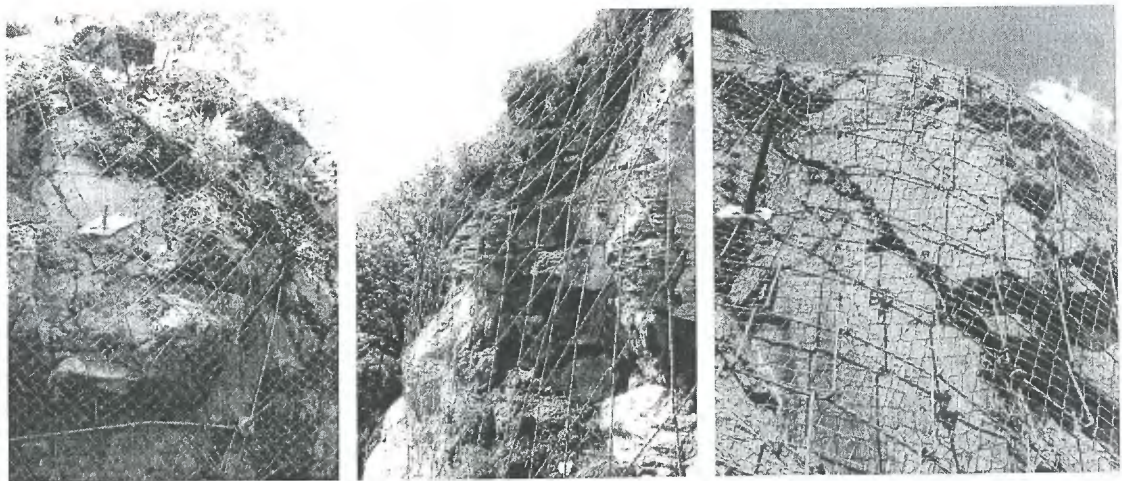


Abb. 3: Das Felssicherungssystem SPIDER®, angepasst auf die lokalen Bedingungen

Vortragende

Dipl.-Bauing.ETHZ/SIA Daniel Flum

Technical Department

p.A. Firma Fatzer AG, Geobruigg Schutzsysteme,

Hofstrasse 55

CH-8590 Romanshorn



Dipl.Bauing.ETHZ/SIA Rudolf Rügger

p.A. Rügger Systeme AG

Ingenieurlösungen in der Geotechnik,

Vonwilstrasse 9

CH-9000 St. Gallen

Talsperre Muldenberg Verankerung einer Schwergewichtsmauer

Ing. Kurt Kogler

Die Talsperre Muldenberg liegt im oberen Vogtland in Sachsen. Sie wurde in den Jahren 1920 bis 1925 gebaut.

Sie ist eine Schwergewichtsstaumauer und die längste Bruchsteinmauer Deutschlands.

Der ursprüngliche Zweck der Stauanlage bestand in der Trinkwasserversorgung und der Energiegewinnung. Während die Wasserkraftnutzung aufgegeben wurde, dient die Talsperre Muldenberg noch heute der Trinkwasserversorgung, der Niedrigwassererhöhung der Mulde, sowie dem Hochwasserschutz.

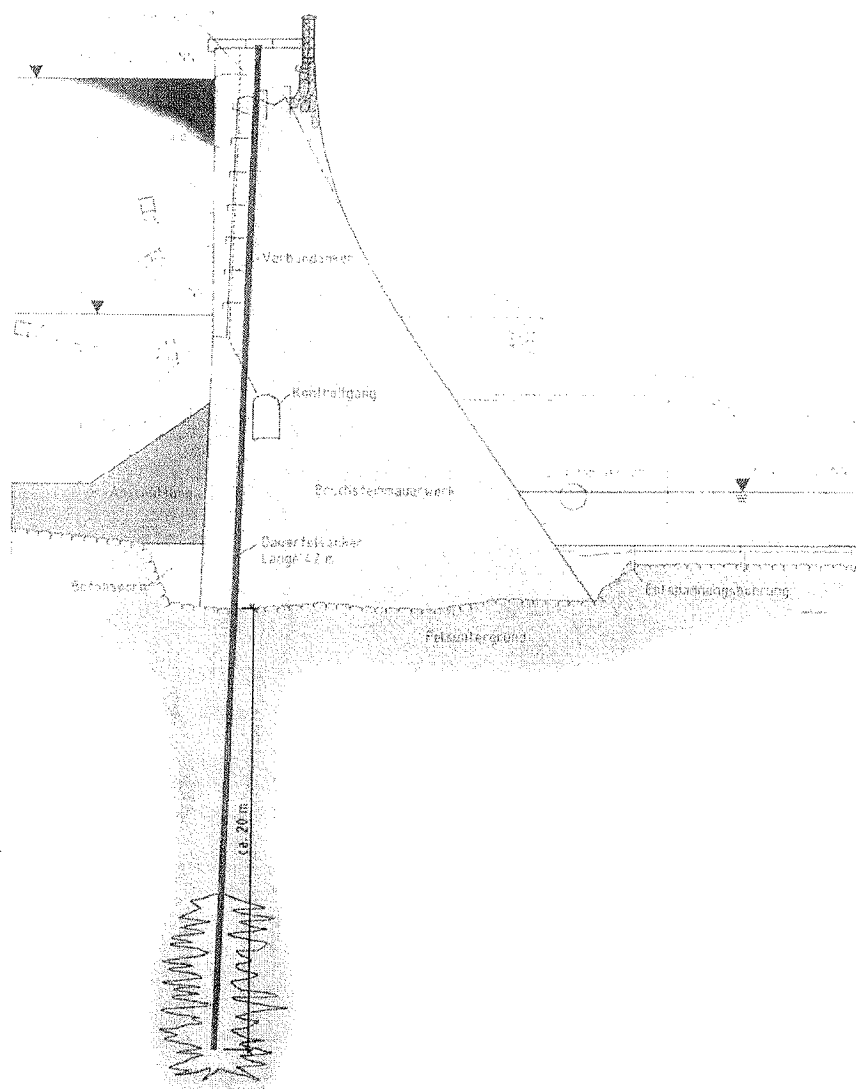
Das Absperrbauwerk hat eine gekrümmte Achse und ist 476m lang, die Kronenbreite beträgt 4m. Die Krone liegt etwa 21m über der Talsohle. Als Hochwasserentlastung dient ein Kronenüberfall mit 20 Wehrfeldern in der Staumauermitte mit etwa 65m Länge.

Da im Gebiet des Staubeckens mit gelegentlichen Erdbeben zu rechnen ist wird die Standsicherheit der Staumauer im Zuge einer umfassenden Sanierung im Bereich des Hochwasserüberfalls durch den Einbau von 19 Felsankern erhöht. Die Anker mit einer Gebrauchslast von 2500kn werden von der Krone der Mauer aus, mit einer Neigung von 2 Grad gegen die Vertikale eingebaut und im Felsuntergrund verankert.

Der Untergrund der Staumauer besteht aus hellgrünlichgrauen Schluffphylitten mit eingelagerten Quarziten. Typisch sind die Einlagerungen von Metabasiten und quartizischen Schiefen.

Das Bruchsteinmauerwerk der Sperre besteht aus Andalusitglimmerschiefer und Grauwackenquarzit.

Schnitt der Staumauer mit Lage der Ankerbohrungen



Zur Herstellung der Ankerbohrungen werden zunächst Präzisionsbohrungen im Kernbohrverfahren bis in eine Tiefe von 43m hergestellt. Durch die Neigung können die Bohrungen in geringem Abstand am Kontrollgang vorbeigeführt werden. Zur Sicherstellung der vorgegebenen Neigung des Bohrgestänges wurde die Bohrung am Bohransatzpunkt über ein Führungsstandrohr fixiert. Aufgrund der schwierigen geologischen Verhältnisse ergaben sich hohe Anforderungen an Bohrwerkzeug, Geräteausrüstung und Personal. Im Mauerwerk musste eine Formation aus Grauwackenquarzit, verlegt in Zementmörtel durchörtert werden. Im Felsuntergrund wurde teilweise sehr kompakter Quarz angetroffen.

Nach Fertigstellung der Bohrung wird der Bohrlochverlauf mittels Inklinometermessung überprüft. Die zulässige Abweichung beträgt 1% der Bohrlänge.

Das Bruchsteinmauerwerk und der Felsuntergrund werden aus den Präzisionsbohrungen heraus, durch Injektionsarbeiten vergütet.

Im Felsuntergrund erfolgt die Verpressung mittels Doppelpacker in 3m Abschnitten. Damit wird die Kraftschlüssige Verbindung offener Fugen und Klüfte für die spätere Einleitung der Ankerkräfte erreicht. Im Bruchsteinmauerwerk wird der Bohrkanal drucklos aufgefüllt um offene Fugen zu schließen und den Bohrkanal für den Ankereinbau zu sichern.

Für die Einpressarbeiten kommt eine Injektionseinheit aus Vormischer mit Mess- und Dosiereinheit, Vorratsbehälter mit Rührwerk und zwei hydraulisch gesteuerte Injektionspumpen mit automatischer Aufzeichnung der Injektionsdaten zum Einsatz.

Nach der Injektion wird die erhärtete Zementsuspension mittels Flügelmessel aufgebohrt.

Mittels Imlochhammer mit Pilotdorn werden die Bohrkanäle auf den erforderlichen Durchmesser von 245mm aufgeweitet. Das Bohrgut wird mittels Luftspülung zum Bohrlochmund gefördert und über eine Absauganlage in auf der Mauerkrone stehende Mulden geleitet.

Zur Überprüfung des Injektionserfolges werden Wasserabpressversuche durchgeführt. Diese werden über den gesamten Bohrlochverlauf in 3m-Abständen mittels Doppelpacker ausgeführt. Sowohl im Fels als auch im Mauerwerk werden die Prüfkriterien teilweise nicht erreicht, sodass die Bohrungen in diesem Bereich erneut verpresst und wieder aufgebohrt werden müssen.

Die Fertigung der 7-litzigen Daueranker erfolgt im Werk Salzburg. Die Haftstrecke ist primärinjiziert. Nach dem Aushärten der Primärinjektion werden die 43m langen Anker mit einem Hebebalken auf den LKW geladen und geschlungen. Auf der Baustelle werden die Anker wieder entschlungen und mittels Hebebalken auf einem dafür vorbereiteten Platz eben und bodenfrei aufgelegt.

Für den Einbau werden die 3 7-litzigen Einzelanker zu einem 21-litzigen Anker zusammengefügt. Am Übergang der starren Haftstrecke zur flexiblen Freispielstrecke wird ein Knickschutz montiert, der die vorinjizierte Haftstrecke beim Anheben schützt. Die Dywidag Daueranker sind vom Deutschen Institut für Bau-technik zugelassen.

Mit einem 500 Tonnen Mobilkran und einer Hakenhöhe von 120m werden die Anker vom Lagerplatz über die Sperrkrone geschwenkt und anschließend langsam in das Bohrloch bis auf die vorgesehene Tiefe abgesenkt. Am Ende des Absenkvorgangs wird der Anker an der Sperrkrone abgefangen.

Im teilweise mit Wasser gefüllten Bohrloch erfolgt die eigentliche kraftschlüssige Injektion der Haftstrecke von unten nach oben aufsteigend. Durch die bereits im

Werk vorinjizierte Haftstrecke des Ankers entfällt die Verbundinjektion auf der Baustelle in großer Tiefe.

Am Ankerkopf werden die 3 7-litzigen Bündel zu 21 Litzen zusammengefügt. Nach der Teilerhärtung des Injektionsguts wird mit der Montage der Ankerkopfkomponenten begonnen. Zuvor wird die Schablone zum Anschluss Kopfdichtrohr-Ankerlattrohr entfernt. Anschließend werden die restlichen Hohlräume verfüllt. 3 Anker werden als Messanker mit hydraulischer Druckmessdose ausgebildet um die Ankerkraft permanent ablesen zu können.

Nach Aushärten des Injektionsguts wird der Anker gespannt, mit einer geeichten hydraulischen Spannpressen die Eignungs- bzw. Abnahmeprüfung durchgeführt. Die maximale Prüflast beträgt dabei 3750 kn das entspricht etwa 375 Tonnen. Abschließend wird der Anker auf eine Gebrauchslast von 70% festgelegt.

Im Jahr 2006 nach Abschluss aller Sanierungsarbeiten erfolgte ein Nachspannen der Anker mit endgültiger Festlegung auf eine Gebrauchslast von 2500 kn.

Vortragender

Ing. Kurt Kogler

Geschäftsführer

p.A. INSOND Spezialtiefbau GmbH.

Ungargasse 64

1030 Wien

Tel. Nr.: 01 / 877 35 88 - 0

Fax Nr.: 01 / 877 66 29 - 11

e-mail: kurt.kogler@insond.com

office@insond.com

The logo for INSOND, featuring the word "INSOND" in a bold, black, sans-serif font. The letters are set against a light gray, textured rectangular background.

„Außergewöhnliche Lösungen des Spezialtiefbaus bei Hangsicherungen“

Dipl.-Ing. Michael Flor

Dr. Robert Thurner

Autobahnbau in Österreich: A2 Packabschnitt

Im Zuge der Verbreiterung und des Vollausbaus der A2 Südbahn im Abschnitt Mooskirchen – Wolfsberg (Packabschnitt) waren zufolge des stark kuppigen Geländes entsprechend tiefe Einschnitte und hohe Brückenobjekte erforderlich.

Ausgeführt wurde, unter anderem, ein Böschungssicherungssystem mittels Spritzbeton, Fertigteilrippen und Dauerankern. Die Herstellung erfolgte hierbei abschnittsweise mit Aushubschritten von ca. 2 – 3m, wobei nach Herstellung der Anker entsprechende Rippen in Spritzbetonbauweise als Unterlage für die Fertigteile hergestellt wurden. Danach erfolgte das Einstellen der Fertigteile, welche dann mittels Vorspannanker gegen den Spritzbeton und somit gegen den Hang rückverankert wurden.

Neben solchen Ankerwänden waren auch aufwendige Rückverankerungen für Brückenpfeiler erforderlich. Bemerkenswert war hier, dass Ankerlängen von bis zu 75m erreicht wurden und die Gebrauchslast der Anker bis zu 1200 kN betrug. Unter anderem wurden die Widerlager der Twimbergbrücke (eine der höchsten Autobahnbrücken Europas) gesichert.

Bei den Ankerarbeiten wurden laufend begleitende geotechnische Messungen in Form von Extensometern, und Inklinometern und Ankerkraftmessdosen durchgeführt.

Bauherr: Autobahn und Schnellstraßen Finanzierungs AG, Wien

Auftraggeber: HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft m.b.H., Perg

Steiner – Bau GesmbH, St. Paul

Massivbau GesmbH, Wolfsberg

Bodengutachter: Garber und Dalmatiner, Graz

Leistung: 3.000 m³ Spritzbeton

45.000 m Daueranker

20.000 m Bodennägel (Typ IBO)

Ausführungszeit:

Dezember 2004 – September 2006

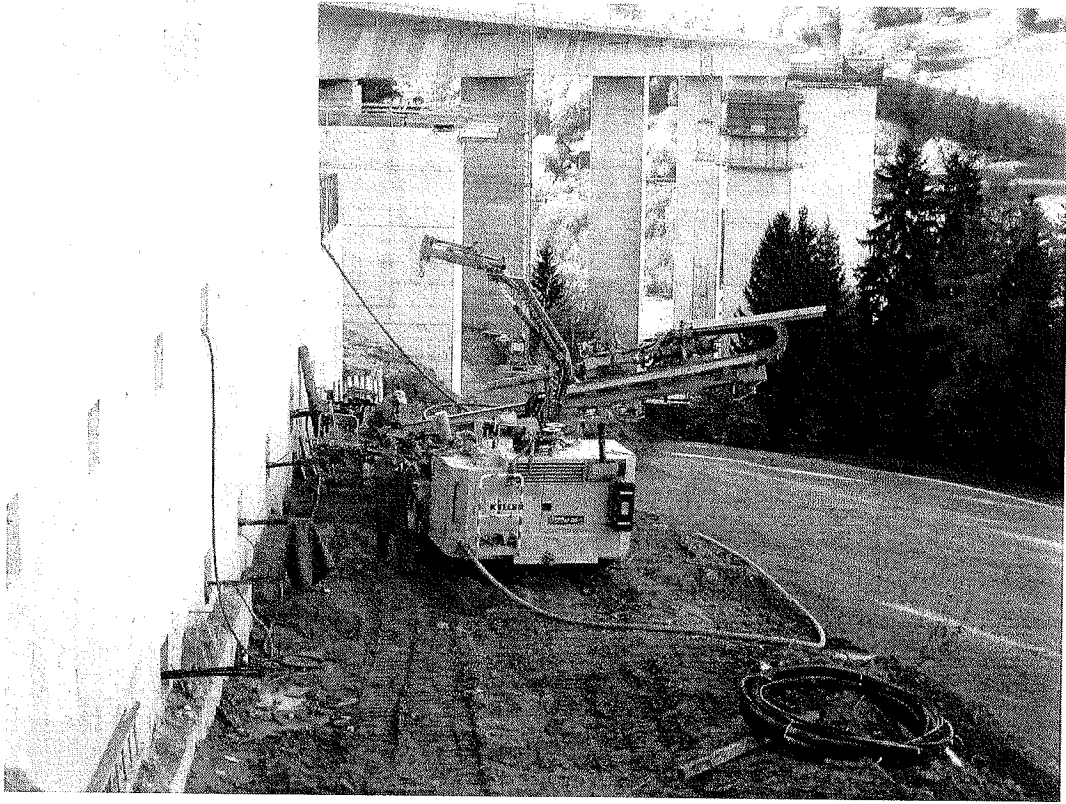


Abb.: Pack Twimbergbrücke

Alpenhof Hintertux

Im Zuge einer Hotelenerweiterung war zur Errichtung eines dreigeschossigen Kellers, ein 17 m tiefer Hanganschnitt notwendig. Die erforderliche Hangsicherung wurde mittels einer, auf vier Ebenen, rückverankerten DSV Wand hergestellt. Die DSV-Herstellung erfolgte vom ursprünglichen Geländeniveau aus. Danach wurde von den jeweiligen Teilaushubebenen die Rückverankerung hergestellt. Die DSV Säulen wurden überschnitten hergestellt. Spritzbeton Gurte auf den einzelnen Anker niveaus ermöglichten eine gleichmäßige Lasteinleitung der Ankerkräfte in den Untergrund. Während der DSV Arbeiten wurden die Bohrarbeiten durch Inklinometermessungen kontrolliert. Zur frühzeitigen Erkennung von möglichen Hangbewegungen wurden in den DSV-Säulen Inklinometerrohre eingebaut und regelmäßig vermessen. Großes Augenmerk wurde auf die eng bemessene Bauzeit gelegt. Die Sicherungs- und Aushubarbeiten (ca. 18.000m³) mussten in der Nebensaison zwischen April und September 2006 durchgeführt werden.

Bauherr: Fam. Klaus Dengg, 6294 Hintertux

Auftraggeber: w.o.

Geotechnische Betreuung und ÖBA: GEOGNOS Bertle, 6780 Schruns

Leistung: 1.700 m² DSV Baugrubensicherung
4.000 m Bauzeitanker

Ausführungszeit:

April 2006 – September 2006



Abb.: Alpenhof Hintertux

Wien, Gersthoferstrasse 98-100

Baugrubensicherung mit Soilcrete®, WGL Ankern und vernagelter Spritzbetonwand

Im achtzehnten Wiener Gemeindebezirk werden auf einem etwa 2.500 m² großen Grundstück in Hanglage drei Wohnbauten errichtet. Zur Sicherung der Baugrube wurde Fa. Keller Grundbau beauftragt. Aufgrund der räumlichen Gegebenheiten und vielfältiger Ansprüche kamen fünf Baugrubensicherungsverfahren zur Anwendung:

- DSV (Soilcrete) zur direkten Unterfangung der direkten Nachbarbebauung
- Soilcrete M zur Sicherung des Anrainergeländes
- WGL Anker (wiedergewinnbare Litzenanker).
- Spritzbetonsicherung,
- Vernagelung im Bereich der Böschungssicherung auf Eigengrund.

Die Untergrundverhältnisse wurden im Vorfeld durch Schürfe aufgeschlossen und ergaben den für diesen Stadtteil typischen orangen, schluffigen Feinsand. Diese Geologie ließ den Einsatz aller erwähnten Tiefbauverfahren zu.

Aufgrund der vorliegenden Hanglage (Höhendifferenz 24m auf 100m), sowie der Schmalheit des Baugrunds kam der Baustellenlogistik besondere Aufmerksamkeit zu, da es die Baustelleneinrichtung, die Beschickung der Baustelle, die freie Zugänglichkeit der Produktionsbereiche und den weiterlaufenden Aushub bei einer Grundstücksbreite von weniger als 12m zu koordinieren galt

Sowohl die Soilcrete®- als auch die Spritzbeton- und Vernagelungsarbeiten stellten technisch wie logistisch hohe Anforderungen an das gesamte Baustellenpersonal. Durch das Erfüllen der geforderten Funktionen der jeweiligen Maßnahmen konnte Keller Grundbau einmal mehr unter Beweis stellen, durch die Kombination unterschiedlicher Bauverfahren für die Lösung komplexer Aufgabenstellungen zu sorgen.

Bauherr: Fa SÜBA

Auftraggeber: ARGE Gersthoferstrasse 100 (Pongratz / Mandlbauer).

Geotechnisches Gutachten: Dr. Würger

Leistung: 200 m² DSV Baugrubensicherung
1100 m² Spritzbetonsicherung
2400 lfm Nägel
1000 lfm SC-M
300 lfm WGL Anker

Ausführungszeit:

Sept. 2006 – September 2007



Abb.: Gersthofstraße

Vortragende

Dipl.-Ing. Michael Flor

p.A. Firma KELLER GRUNDBAU

Mariahilferstraße 127a

1151 Wien

tel: +43 1 892 35 26

fax: +43 1 892 37 11

mail: M.Flor@kellergrundbau.at



Dr. Robert Thurner

p.A. Firma KELLER GRUNDBAU

Mariahilferstraße 127a

1151 Wien

tel: +43 1 892 35 26

fax: +43 1 892 37 11

mail: R.Thurner@kellergrundbau.at

Rutschungsanierung B90 – Doppelkehre Nassfeld

Dipl.-Ing.Dr.techn. Roman Marte

Dipl.-Ing. Richard Gutsche

Kurzfassung des Beitrages:

Im Bereich der Doppelkehre der Nassfeld - Bundesstraße B 90 in Kärnten liegt ein instabiler Hangabschnitt vor, der bereits seit 1994 messtechnisch mittels geodätischer und Inklinometer-Messungen beobachtet wird. Durch die Inklinometermessungen wurden Gleitzonen bis in Tiefen von ca. 17,5 m festgestellt, auf welchen die instabile Hangmasse mit einer Kubatur von rund 650.000 m³ mit mittleren jährlichen Raten von ca. 6 cm abgleitete.

Die Ingenieurgemeinschaft Garber, Dalmatiner & Partner wurde vom Amt der Kärntner Landesregierung mit der Projektierung und im Weiteren mit der geotechnischen Bauaufsicht der Sicherungsmaßnahmen betraut.

Für die Sicherung des Rutschhanges im Bereich der Doppelkehre wurden mittels Dauerfreispielanker rückverankerte, plattenförmige Betonelemente hergestellt und zusätzlich begleitende Entwässerungsmaßnahmen ausgeführt. Die stabilisierende Wirkungsweise dieser Methode beruht darauf, dass durch eine Vielzahl von plattenförmigen Betonelementen (talseitig, bergseitig sowie im Bereich der Doppelkehre selbst), welche auf der Hangoberfläche aufgelegt und durch (dauerhaft korrosionsgeschützte) Freispiel-Litzenanker nieder- bzw. bergwärts vorgespannt wurden, dem Kriechdruck entgegenwirkende Kräfte in den Rutschhang eingeleitet werden.

Die Ausführung der Spezialtiefbauarbeiten erfolgte durch die Fa. PORR Technobau und Umwelt AG - Abteilung Grundbau in den Jahren 2005/06. Dabei wurden in Summe ca. 230 Stück Dauer-Freispielanker mit Längen bis zu ca. 40 m eingebaut. Insbesondere die Bohrarbeiten stellten aufgrund der heterogenen und teilweise schwierigen Geologie hohe Ansprüche an Gerät und Mannschaft.

Die Sicherheitsfestlegung sowie die rechnerische Nachweisführung erfolgte derart, dass aufgrund der sehr großen Rutschmasse eine Erhöhung der rechnerischen Standsicherheit des im Grenzgleichgewicht befindlichen Hanges auf ~ 1,10 erfolgte. Neben klassischen Standsicherheitsuntersuchungen erfolgte eine rechnerische Beurteilung der zukünftig zu erwartenden Kriechgeschwindigkeit des Hanges nach dem Einbau der Stütz- bzw. Sicherungsmittel.



Abb.: Ankerbohrarbeiten an den vorab hergestellten Betonelementen

Im gegenständlichen Beitrag erfolgt eine kurze Präsentation der rechnerischen Ansätze für die Auslegung der Stützmittel, die Kurzbeschreibung der Auslegung und Ergebnisse der begleitenden Messtechnik als wesentlichem Bestandteil der Sicherungsmaßnahmen sowie ein Bericht über die eigentliche Bauausführung.

Vortragende:

Dipl.-Ing.Dr.techn. Roman Marte
Garber, Dalmatiner & Partner ZT-OEG,
Fischer-Villa-Strasse 2
5411 Oberalm, Salzburg
mail: r.marte@gdp.at



Dipl.-Ing. Richard Gutsche
Prokurist
PORR Technobau und Umwelt AG
Abt. Grundbau
Absberggasse 47
1103 Wien
mail: richard.gutsche@porr.at



Hangsicherung und Fundierung VS Bad Pirawarth

Ing. Bernhard Mold

1. Einleitung:

Bad Pirawarth ist eine kleine Gemeinde im östlichen Weinviertel ca. 25km nördlich von Wien direkt an der B7 gelegen.

Im Jahre 2002 begannen Überlegungen hinsichtlich einer umfangreichen Sanierung der Volksschule inklusive eines neu zu errichtenden Turnsaales. Da die Errichtung des Turnsaales aufgrund der Platzverhältnisse nur mit zusätzlichen Spezialtiefbau-maßnahmen zu bewerkstelligen war, wurde die Firma PORR Grundbau mit der Ausarbeitung eines Konzeptes für die Hangsicherung und Fundierung des Turnsaales beauftragt.

2. Geologische Verhältnisse:

Bad Pirawarth selbst liegt im Bereich des inneralpinen Tertiärs. Bei den anstehenden Böden im Bereich des Turnsaales handelt es sich um Sedimente, zum überwiegenden Teil Löß und Lößlehm. Der hinter der Volksschule liegende Hang wies im ursprünglichen Zustand Neigungen zwischen 30 und 38° auf. Um ausreichend Platz für den Turnsaal zu schaffen wurde der Hang bis zu maximal 58° versteilt, die maximale Sicherungshöhe betrug etwa 18,0m. Die Techniken, mit denen diese Hangsicherung bewerkstelligt wurde, sollen hier nun im Näheren beschrieben werden.

3. Baudurchführung:

3.1. Bodenvernagelung mit System Tecco®:

Der obere, ca. 10,50m hohe Teil der Hangsicherung wurde als Nagelwand ausgeführt. Bei denen Nägeln handelte es sich um IBO 30/11 mit Längen von 6,0m versetzt in einem Raster von 2,0m. Aus optischen Gründen und um eine spätere Be-grünung zu ermöglichen wurde anstelle von Spritzbeton ein Kunststoffgewebe verlegt, über welches ein Maschengewebe aus verzinktem Stahldraht gespannt wurde. Das Kunststoffgewebe verhindert ein Erodieren des Bodens an der Oberfläche und erleichtert das Anwachsen des Bewuchses, das

Stahlgitter übernimmt die statische Komponente der Methode. Die sogenannten Krallplatten an den Nagelköpfen verfügt über ein Format, das speziell an das Gitter angepasst ist. Rund umlaufend wurde zur Sicherung der Randbereiche ein Stahlseil verlegt, welches ebenfalls durch die Kopfausbildung der Nägel straff gespannt wurde. Insgesamt wurden etwa 670,00 m² Böschungsfäche mit dieser Methode gesichert.

3.2. Verankerte aufgelöste Bohrpfahlwand:

Als unterer Teil der Sicherung war eine aufgelöste Bohrpfahlwand mit einer maximalen Höhe von etwa 6,50m vorgesehen. Der Pfahldurchmesser betrug 90cm in einem Abstand von 2,50m. Die Pfahltiefe wurde mit etwa 14,0m errechnet. Der Zwischenraum wurde mit einer drainierten und gewölbten Spritz-betonschale mit einer Stärke von etwa 20,0cm gesichert. 2 Pfähle wurden mit Inklinometern ausgestattet, um horizontale Verschiebungen registrieren zu können. Die Pfahlwand wurde in Abhängigkeit von der Höhe mit einem oder zwei in Ortbeton hergestellten Ankerbalken in den Abmessung 55,0 x 40,0cm versehen. Die Aussparungen für das Durchfädeln der Verrohrung wurden bereits vorab versetzt. Bei den 70 Stück Anker handelte es sich um Litzendaueranker in Längen von bis zu 30,0m und aufzunehmenden Kräften von bis zu 350kN. Um eine ausreichende Tragsicherheit zu gewährleisten wurden die Anker längenmäßig gestaffelt und auch in vertikaler Richtung um 5° gespreizt. Die Haftstreckenlänge wurde mit 6,0m berechnet. Zur laufenden Kontrolle der Kräfte wurden 6 Stück der Anker mit einem Kraftmessteller versehen, um etwaige Veränderungen an den Ankerkräften rasch feststellen zu können.

3.3. SOB-Tieffundierung:

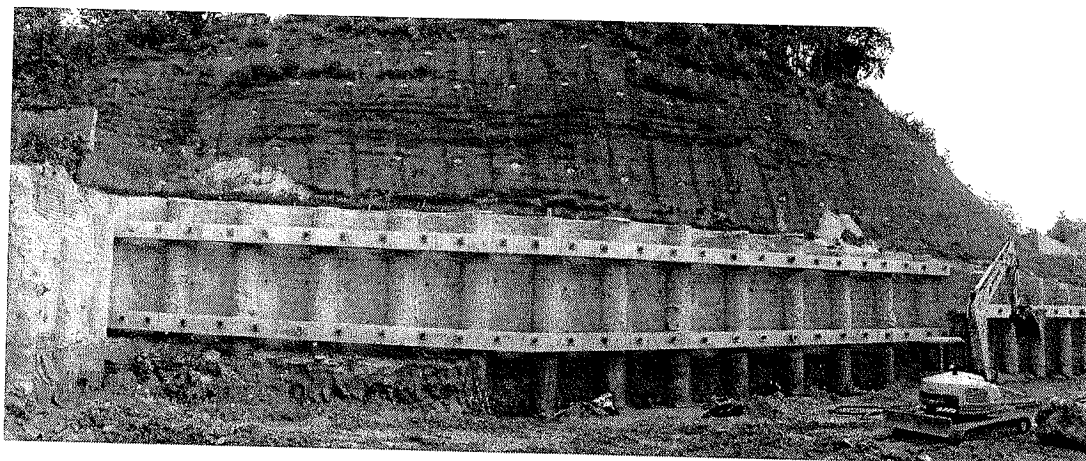
Zur Ableitung der Vertikalkräfte der Turnhalle in den tragfähigen Boden wurden 66 Stück SOB-Pfähle DN 42cm gebohrt. Die Pfahllängen betragen in Abhängigkeit von den Lasten und der Tiefe der tragfähigen Schicht 8,0m – 14,0m. Die Pfahlkopf-bewehrung wurde in die Bodenplattenarmierung mit eingebunden.

Abschließend kann gesagt werden, dass das Interessante an der Baustelle Bad Pirawarth das Zusammentreffen und kombinieren vieler Techniken des Spezialtiefbaues auf engem Raum war. Durch die gute Zusammenarbeit des Planers, der Gemeinde Bad Pirawarth, des Architekten und der ausführenden Baufirma konnten die Arbeiten zur Zufriedenheit aller Beteiligten durchgeführt werden.

4. Zusammenstellung der Massen:

Gitter mit Kunststoffgewebe:	667,90 m ²
Bodenvernagelung:	1000,00 m
Bohrpfähle DN 90cm:	295,20 m
Ankerbalken 55/40 cm:	89,75 m

Anker bis 350kN:	1.926,00 m
Spritzbeton d=20,0cm:	220,51 m ²
SOB-Pfähle DN 42cm:	725,00 m
Bauzeit: April – Juli 2004	



Vortragender

Ing. Bernhard Mold

PORR Technobau und Umwelt AG –

Abt. Grundbau

Absberggasse 47

1103 Wien

mail: bernhard.mold@porr.at



Geologische Voraussetzungen für die Gewinnung tiefer geothermaler Energie in Österreich

Godfrid Wessely¹ &
Eva Wegerer²

Einleitung

Die Nutzung geothermaler Energie steht in Zusammenhang mit den geologischen Formationsbedingungen, dem entsprechenden Temperaturniveau, thermischen Formationseigenschaften, hydraulischen Parametern und Schüttungsmengen. Die geologischen und hydrologischen Voraussetzungen in Österreich bedingen hauptsächlich hydrothermale Nutzung. Derzeit steht die balneologische Nutzung und Fernwärmeerzeugung im Vordergrund, zusätzliche Stromproduktion erfolgt an den Standorten Altheim und Bad Blumau. Hydrothermales Potential bieten hauptsächlich der Untergrund und das Neogen des Wiener Beckens, der Molasseuntergrund, das Steirische Becken und das Kalkalpin. In geologische Einheiten, wo mangels entsprechender Aquifere keine hydrothermale Nutzung möglich ist, wie beispielsweise in der Böhmisches Masse oder in tiefliegenden anderen Einheiten besteht in Zukunft die Möglichkeit der Anwendung von HDR bzw. DHM-Verfahren.

Geothermale Reservoirs in Österreich

Der **Untergrund des Wiener Beckens** enthält nach der Mächtigkeit der kalkalpinen karbonatischen Speichergesteine und ihrer Tiefenlage (3000 m bis > 7000 m), das höchste geothermale Potential Ostösterreichs. Der Leopoldsdorfer Bruch teilt die Region in eine Hoch- und Tiefscholle. Erstere kennzeichnet starke Hydrodynamik mit Ausbildung von Zirkulationssystemen. Damit gehen Anomaliebildungen, geringere Salinität an Hochzonen (Oberlaa), Thermalquellenaustritte an den Beckenrändern (Baden, Bad Vöslau) einher. Die Hochscholle sollte balneologischer Nutzung vorbehalten bleiben. Die Tiefscholle ist gekennzeichnet durch z.T. extremen Tiefgang, wenig oder keine Hydrodynamik, hohe Salinitäten und sollte das bevorzugte Objekt geothermaler Nutzung darstellen sowohl für die direkte Wärmenutzung für Heizzwecke als auch für die Stromproduktion. Geothermales Potential bieten einerseits die Speichergesteinseigenschaften der mittleren und hohen kalkalpinen Decken der Tiefscholle, als auch die tieferen Kalkalpendecken, deren Dolomitmörper in mäßiger Tiefenlage der Hochscholle unter dem Wiener Stadtgebiet durchstreichen und auf der Tiefscholle durch die

KW-Explorationsgebiete Aderklaa, Strasshof, Schönkirchen und Prottes ziehen. Für Aussagen über das geothermale Potential des unterostalpin-tatriden Untergrundes ist die vorliegende Datenmenge nicht ausreichend.

Im **Neogen des Wiener Beckens** stellen das Aderklaaer Konglomerat sowie tiefliegende mächtige Sande des Baden oder Karpat mögliche potentielle Speichergesteine dar. Durch die tiefe Subsidenzlage, vor allem des Aderklaaer Konglomerats ist mit einer dementsprechend hohen Temperatur zu rechnen. Der Nachteil eines abgesenkten Druckes infolge der langjährigen Förderung von Kohlenwasserstoffen im zentralen Wiener Becken ist durch den Vorteil relativ niedriger Salinitäten gemindert. Für das geothermische Potential der klastischen Ablagerungen des Neogens ist die Koinzidenz von Senkungszone und Schüttungsfächern von Sandmaterial maßgeblich.

Das **Steirische Becken** stellt ein Gebiet mit intensiver geothermischer Nutzung dar. Im südöstlichen Steirischen Becken bedingt die Mantelhochlage des Pannonischen Beckens erhöhten Wärmefluss. In diesem Zusammenhang steht das Auftreten von Thermalquellen, die durch Kohlenwasserstoff-Bohrungen erschlossen wurden (z.B. Bad Waltersdorf, Bad Blumau, Loipersdorf). Die hydrothermalen Aquifere liegen hauptsächlich in paläozoischen (devonischen) Karbonaten des Grazer Paläozoikums. Speichergesteinseigenschaften besitzen auch sandig-kiesige Horizonte des Tertiärs.

Im **Untergrund der Oberösterreichischen Molasse** stellt der autochthone Malm in einigen Abschnitten ein bereits praktisch erfasstes Potential dar. Die Tiefenlage und die in bestimmten Bereichen auftretende erhöhte Wärmestromdichte liefert im Zusammenhang mit den Speichergesteinseigenschaften und der hohen Ergiebigkeit der Karsthohlräume und Klüfte der Malmkalke und -dolomite erhöhtes geothermisches Potential, das auch Voraussetzungen für die Stromerzeugung bietet. Ein bisher nicht in die Überlegungen einbezogenes Sedimentationsgebiet ist jenes der autochthonen Oberkreide im Raum Steyr, das unter der Tertiärmolasse einen mächtigen Schüttungssaum bildet, der vom Rand der Böhmisches Masse stammt und gegen die marinen Mergelsedimente nach SW ausspitzt.

Im **Untergrund der Niederösterreichischen Molasse** stellen Deltasedimente des Doggers, die in abgesenkten Positionen von Halbgräben eines synsedimentären tektonischen Riftsystems große Mächtigkeit erlangen (Gebiet Stockerau), sowie Karbonate des Malm mit Riffkörpern in mäßiger Tiefenlage aber lokal großen Schüttungen bei geringer Mineralisierung (Hochzone von Altenmarkt i.T.) Speichergesteine für die hydrothermale Nutzung dar.

Unter günstigen Bedingungen können auch **Tertiärsedimente der Molasse** Hoffnungszonen sowohl im Vorland der alpinen Überschiebungen, als auch unterhalb derselben sein. Bemerkenswert ist eine thermische Anomalie in der 2821m tiefen Bohrung Dornbirn 1 in der alpin deformierten Tertiärmolasse Vorarlbergs, in der Wasser mit 136°C angetroffen wurde.

Die **kalkalpinen Gesteinkomplexe und das subalpine Stockwerk** sind hinsichtlich des geothermalen Potentials unterschiedlich zu betrachten. Der subalpine mesozoische Sedimentmantel bietet durch größere Tiefenlage und geringere hydrologische Konvektion ein besseres Wärmeangebot, jedoch geringere Speichergesteinseigenschaften. Tiefenbedingt ist großteils die Porosität sandiger Speichergesteine verloren gegangen. Mögliches Speichergesteinspotential bieten hier die Malmkarbonate. Im Gegensatz zum subalpinen Stockwerk sind die kalkalpinen Gesteinskomplexe durch hohe Speicherkapazität aufgrund der Klüftigkeit und Verkarstungsfähigkeit der triassischen Plattformkarbonate (Wettersteinkalk und -dolomit, Hauptdolomit, Dachsteinkalk und -dolomit, Steinalmkalk) und hohe Mobilität der Wässer mit unterschiedlichen Temperatur-Bedingungen und Chemismen gekennzeichnet. Kluffporosität bedingt eine verstärkte Wasserzirkulation, wodurch Kaltwasser bis in große Tiefen vordringen kann und das Temperaturniveau stark gedrückt werden kann. Der Wert von 40°C in 4000m Tiefe in der Bohrung Berndorf 1 ist ein Beispiel für extremes Zirkulationsgeschehen. Im Gegensatz dazu sind die Mitteltriasstrukturen in den Bohrungen Urmansau 1 und Vordersee 1 Beispiele für geringen Austausch mit Oberflächenwasser, zeigen jedoch auch geringe Temperaturgradienten. Tiefliegende Kalkalpenspeicher sind nach seismischen Informationen im Raum Tirol anzunehmen. Die Situation, dass unter der Ötztalmasse überschobene Kalkalpenkörper extrem tief reichen, gäbe Anlass zu einer Planung einer übertiefen wissenschaftlichen Erkundungsbohrung als EU-Projekt.

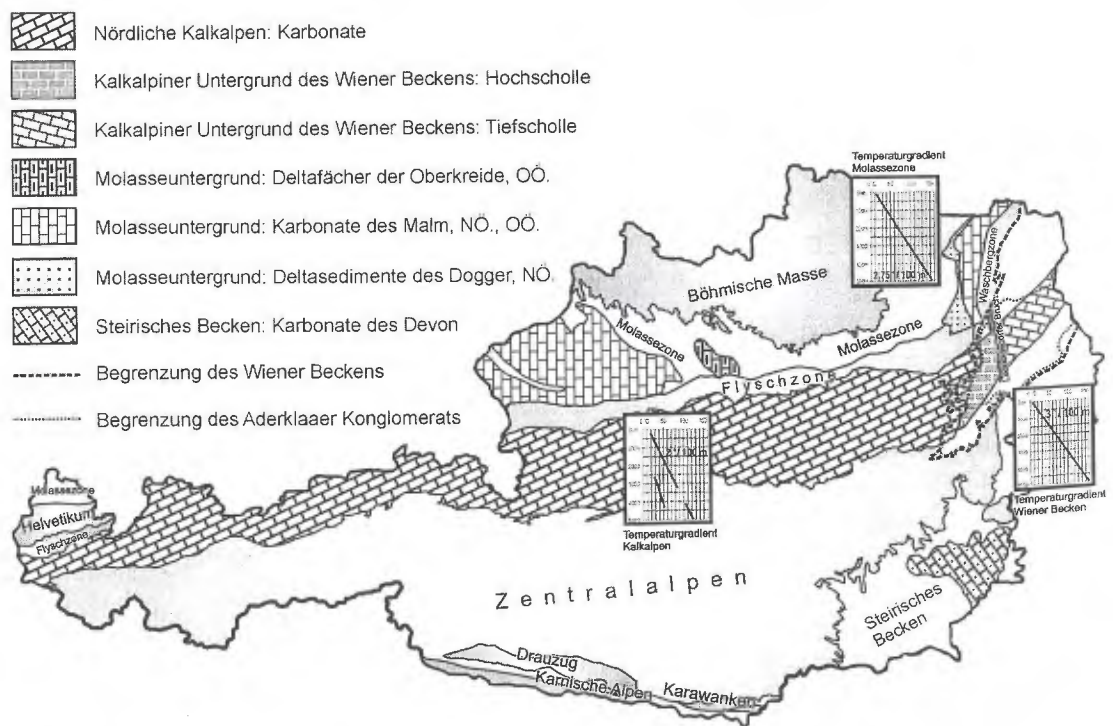


Abbildung: Geothermale Hoffungsgebiete in Österreich

Stand der Quantifizierung des geothermalen Potentials

Eine quantitative Erfassung des Energiepotentials der angeführten Hoffungsgebiete wird Aufgabe weiterer Forschung sein. Für den Untergrund des Wiener Beckens liegen Teilergebnisse vor, die aber noch praktischer Eichung bedürfen. In der Oberösterreichischen Molasse und im Steirischen Becken existiert eine solche bereits in Form etlicher Geothermiebohrungen. Ihre Ergebnisse regen zur Ausdehnung der Gewinnung geothermaler Energie auf weitere, erfolgversprechende Gebiete an. Die Abschätzung des Potentials im kalkalpinen Raum ist zufolge der bisher spärlichen Tiefenaufschlüsse noch eher lokalbezogen. Räumliche Abgrenzung der einzelnen Porositätskörper, Dichtezonen sowie eine Auslotung möglichst tief liegender kalkalpiner Gesteinseinheiten bedingen intensive strukturell-fazielle Interpretation geologischer, möglichst auch bestehender seismischer Daten. Hier könnte sich geothermale Forschung mit eventueller künftiger kalkalpeninterner Kohlenwasserstoffexploration treffen.

Vortragende

¹ **Prof. Dr. Godfrid Wessely**
Siebenbrunnengasse 29/1, A 1050 Wien

² **Dipl.-Ing. Dr. mont. Eva Wegerer**,
MBA, Lehrstuhl für Prospektion und Angewandte Sedimentologie,
Department Angewandte Geowissenschaften und Geophysik,
Montanuniversität Leoben,
Peter-Tunner-Straße 5,
A 8700 Leoben

Die Tiefengrundwasser-Entlastungszone von Bad Deutsch-Altenburg

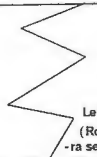
Univ.Prof.Dr.Johann Goldbrunner

In der hydrogeologischen Forschung gilt den Entlastungszonen von tiefen Zirkulationssystemen insbesondere wegen der damit verbundenen oberflächennahen hydrochemischen und thermischen Anomalien großes Interesse. Der am Ostrand des Wiener Beckens gelegene Bereich von Bad Deutsch-Altenburg stellt eine der am deutlichsten ausgeprägten Tiefengrundwasser-Entlastungszonen der Ostalpen und der sie begleitenden Becken dar.

Wesentliche geologische Voraussetzung für die Ausbildung der Entlastungszone ist die Barrierenfunktion des Basements der Tatriden, welches durch den Wolfsthaler Granit und Paragneisen gebildet wird. Darüber folgen paläozoische Schiefer und Porphyroide, die ebenfalls als Stauer fungieren. Die im Hangenden über permoskytischen Quarziten folgenden verkarsteten mitteltriadischen Kalke und Dolomite bilden die Hauptmasse der Berge im Nordosten und Osten von Bad Deutsch-Altenburg. Die Karbonate des Kirchenberges von Bad Deutsch-Altenburg reichen keilförmig bis etwa zur Strommitte der Donau und werden zum Teil von ebenfalls stark verkarsteten Leithakalken überlagert. Die Überlagerung dieses Körpers durch die Sand-Kiese der Donau bewirkt den hydraulischen Anschluss des Systems an die Donau.

Die geologischen und hydraulischen Voraussetzungen für den Aufstieg von Tiefengrundwässern aus tieferen Bereichen des Wiener Beckens im Raum von Bad Deutsch-Altenburg lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- der strukturbedingte Anstieg des Beckens zur kristallinen Schwellenzone der Tatriden (hydraulische Barriere),

	Geologische Einheit	Hydrogeologische Funktion
Quartär	Sand - Kiese der Donau	seichtliegendes Grundwasser, Vermischungszone Karst-thermales Tiefengrundwasser
Neogen	Becken-  Randfazies	Hauptquifer für thermales Tiefengrundwasser Aufstieg von Thermalwässern aus dem tieferen Untergrund
	Leithakalk (Rotlignifere und -rasen, Schillbänke)	die mesozoischen Kalke und Dolomite sind mit den direkt aufliegenden Leithakalken als eine karsthydrologische Einheit zu betrachten
Mesozoikum	Kalke und Dolomite (dunkle, seltener helle dolomitische Kalke und kalkige Dolomite, gebankt od. massig od. brekziös, meist stark verkarstet)	
	Quarzite	örtlich klüftig
	Paläozoische Schiefer u. Porphyroide	Basement; hydraulische Barriere
	Wolfsthaler Granitkörper	

- das Auftreten der mesozoischen und neogenen Karbonatgesteine mit sekundärer Wegigkeit (Klüftung und Verkarstung),
- das Anschneiden des Systemes (Karbonatsporn des Kirchenberges und überlagernde Leithakalke) durch die Vorflut (Donau) im Bereich eines topographischen Tiefs.

Das Aufsteigen der Thermalwässer und das Abfließen zur Donau hin lassen sich anhand von Temperaturmessungen in Bohrungen und Brunnen in Bad Deutsch-Altenburg erkennen. Für die Thermalwasser-Fördermenge von mehr als 700.000 l/d (abgesehen von direkten Übertritten in das seichtliegende Grundwasser und die Thermalwasseraustritte direkt in die Vorflut) liegt im Hinterland kein ausreichend großes Einzugsgebiet im Bereich der ausstreichenden Karbonate und Quarzite vor. Das Prinzip der "Konvektion" nach M.VEDEL (1963) - Absteigen der kalten Niederschlagswässer aus dem umgebenden Bergland, Erwärmung des Wassers in der Tiefe und Aufstieg der Wässer an abdichtenden Schichten des Untergrundes - ist hydraulisch nicht plausibel.

Aufgrund der chemischen Zusammensetzung (Chloridgehalte > 1 g/l, signifikante Jodidwerte, hohe Konzentrationen an Sulfat und Schwefelspezies) und der deutlich positiven Temperaturanomale ist eine Herkunft der Thermalwässer aus dem Wiener Becken augenscheinlich. Die hohen Jodidgehalte sind als Indikator für die Zumischung von Wässern aus den Tertiärschichten des Beckens anzusehen.

Die ca. 3,5 km WNW von Bad Deutsch-Altenburg gelegene KW-Bohrung Stopfenreuth U1 hat die Ausdehnung der Mittel-Trias-Dolomite nach Westen belegt. Die zwischen 480 m und der Endtiefe bei 639 m angetroffenen Dolomite erwiesen sich als gut durchlässig, wie die Totalen Spülungsverluste während der Bohrarbeiten zeigen.

2004/2005 wurde in 2,7 km Entfernung ENE von der Stopfenreuth U1 die Thermalwasserbohrung Engelhartstetten Thermal 1 niedergebracht. Sie durchfuhr bis zur Teufe 462 m 17 m kiesig-sandiges Quartär über Baden (bis 216 m Buliminen Rotalienzone + Verarmungszone, bis 400 m Sandschalerzone und bis 462 m Lagenidenzone). Im Gegensatz zu Stopfenreuth U1, wo die Schichten des Baden direkt über dem Mesozoikum liegen, wurde in Engelhartstetten 1 bis 615 m Aderklaaer Konglomerat über einer 24 m mächtigen Störungsbrekzie durchfahren. Als Liegendes des Tertiärs wurden schwarze Mergel- und Kalkschiefer angetroffen, die als Marientaler Schiefer angesprochen werden. In dieser Folge verblieb die Bohrung bis zu ihrer Endtiefe von 1.122 m. Die Thermalwasserführung der Engelhartstetten Thermal 1 stammt aus einer bei 600 m auftretenden Klüftzone des Aderklaaer Konglomerats und der Störungsbrekzie. In der Bohrung wurde der Abschnitt 570 – 631 m als Open Hole belassen.

Zwischen den mesozoischen Schichten von Stopfenreuth U 1 und Engelhartstetten Th 1 ist ein (wahrscheinlich WNW-ESE streichender) Bruch anzunehmen, der jedoch aus den zur Verfügung stehenden reflexionsseismischen Unterlagen nicht abgeleitet werden kann.

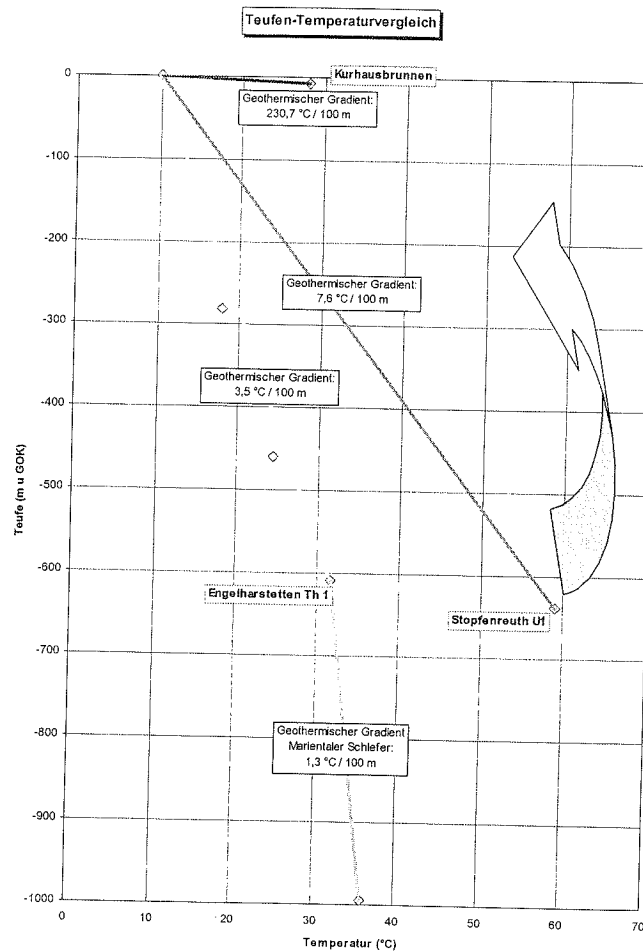
Von großem Interesse ist der Vergleich der in Stopfenreuth, Engelhartstetten und Bad Deutsch Altenburg erschlossenen Wässer:

Werte in mg/l	Stopfenreuth U1	Engelhartstetten Thermal 1	Direktionsbrunnen Bad Deutsch-Altenburg
Datum/Inhaltsstoff	12.12.1979	23.05.2005	06.02.1996
Ammonium	4,0	8,5	2,74
Natrium	1.238	1.400	656,3
Kalium	71	95	49,78
Magnesium	98	150	76,8
Calcium	454	290	305,6
Eisen	0,8	<0,01	n.b.
Chlorid	1.880	2.500	958,9
Bromid	3,7	8,5	2,98
Jodid	2,7	3,4	1,17
Sulfat	880	250	559,8
Hydrogensulfid	-	92,8	22,27
Hydrogencarbonat	864	806	754,7
Azetat	63	-	-
Summe der Elektrolyte	5.559	5.604,2	3.391,04
Titrierbarer zweiwertiger Schwefel	60	189	83,1

Die Analysen der Bohrungen Stopfenreuth und Engelhartstetten weisen bezüglich der Summe der Elektrolyte (Gesamtmineralisierung) Übereinstimmung auf; Unterschiede bestehen hinsichtlich des Natrium- und des Sulfatgehaltes. Der geringere Sulfatgehalt bei Engelhartstetten Thermal 1 ist vermutlich auf die verstärkte Umwandlung des Sulfats in Schwefelwasserstoff zurückzuführen (Summe an titrierbarem Schwefel = 189 mg/l; dieser Wert ist der weitaus höchste aller europäischen Schwefelwässer).

Deutlich wird die bruchtektonische Trennung zwischen dem System von Engelhartstetten und jenem von Stopfenreuth/Bad Deutsch Altenburg durch den Vergleich der Temperaturwerte. Die Temperaturen von Stopfenreuth U 1 und Bad Deutsch-Altenburg (Kurhausbrunnen) legen den im Diagramm gezeigten Aufstiegsfad nahe. Dieser lässt sich auch durch die hydrochemischen Daten

belegen. Stopfenreuth U1 und Kurhausbrunnen haben denselben Wassertypus, die marinen Inhaltsstoffe Jodid und Bromid sind in beiden Wässern deutlich präsent.



Vortragender

Univ.Prof.Dr.Johann E.Goldbrunner

Geschäftsführer

p.A. Firma Geoteam Ges.m.b.H.

Weizerstraße 19

8200 Gleisdorf

tel.: +43 (0) 3112 / 6515

fax: +43 (0) 3112 / 6830

mail: goldbrunner@geoteam.at

Geothermie im Verkehrswegebau

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Norbert OSTERMANN

Univ.Do. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar ADAM

NUTZBARMACHUNG der ERDWÄRME in VERKEHRSBAUTEN

Geläufig ist die Geothermie vor allem durch Nutzung der tiefen Reservoirs sowie die hydrothermale Nutzung. Diese Technologien können sinngemäß auch für Basistunnel mit hoher Überdeckung bzw. sogar zur Erzeugung elektrischer Energie herangezogen werden [1], [2]. Hierfür sind jedoch große Investitionssummen bereit zu stellen bzw. große Distanzen mittels Rohrleitungen zu überbrücken. In den letzten Jahren wurden daher auch andere Entwicklungen der Wärmegewinnung vorangetrieben, insbesondere die Verwendung unterirdischer Betonbauteile als Niedertemperatur-Absorbersysteme.

Die Erdwärmennutzung mittels erdberührter Betonbauteile und anderer statisch-konstruktiver Elemente für Verkehrsbauwerke bietet ein breites Anwendungsgebiet. Tunnel und unterirdische Stationsbauwerke verfügen über große Oberflächen, welche zum Boden- oder Felskörper in direktem Kontakt stehen und somit ein beträchtliches Volumen erschließen. Mit Hilfe dieser zur Verfügung stehenden (Beton-)Oberflächen kann Erdwärme in den Wintermonaten aus dem Boden extrahiert und überschüssige Oberflächenwärme in den Sommermonaten in den Boden eingespeist werden, womit der Boden als Wärmespeicher dient. Diese Energie steht zum Heizen und Kühlen von Gebäuden zur Verfügung. Die Installation eines solchen Erdwärmesystems an der Verkehrsinfrastruktur erlaubt es dem Infrastrukturbetreiber, ein neues Tätigkeitsfeld zu erschließen - er wird zum Tunnelwärme-Lieferanten.

Für die Betreibergesellschaft bieten sich mehrere Möglichkeiten, die gewonnene Erdwärme zu nutzen:

- Eigennutzung (Heizung und Kühlung innerhalb der Anlage)
- Nutzung zur Erhöhung der Sicherheit (Eisfreihaltung von Bahnsteigen, Treppen, etc.)
- Drittnutzung (Veräußerung von Heiz- / Kühlenergie)

Besonders innerstädtische Verkehrsbauwerke mit tiefer Einbindung in den Untergrund ermöglichen die Nutzbarmachung eines beachtlichen Wärmereservoirs. Auf Grund der großen Betonoberflächen bei Untertagebauwerken, welche zur thermischen Aktivierung des Untergrundes herangezogen werden,

sind beachtliche thermische Leistungen erzielbar. So wurde beispielsweise für die thermische Nutzung der Fundierung des geplanten Bahnhofsgebäudes Stuttgart (Projekt Stuttgart 21) eine Leistung von 671 kW abgeschätzt [3]. Die Aktivierung derartiger Energiereserven ist insbesondere im innerstädtischen Bereich interessant, da sich die Abnehmer in unmittelbarer Nähe zum Absorberbauwerk befinden. Insbesondere U-Bahn-Bauwerke mit zahlreichen Notausstiegen und Entlüftungsschächten zum Ausleiten der Wärme aus dem Untergrund hin zu den Verbrauchern eignen sich besonders gut zur Erdwärmennutzung. So wird die Technologie bei der Wiener U-Bahn-Linie U2 großmaßstäblich zur Klimatisierung (Beheizung und Kühlung) von vier neu errichteten Stationsbauwerken eingesetzt [4], [5], [6]. Diese Erdwärmeeinrichtungen werden mit der Eröffnung der neuen Stationen 2008 in Betrieb gehen.

Absorberelemente

In Verkehrsinfrastrukturbauwerken können mehrere Typen von Absorberelementen zum Einsatz kommen. Neben den klassischen Absorberelementen wie Energiepfähle, Energieschlitzwände und Energiebodenplatten, welche bei Tunnels in offener Bauweise zur Anwendung kommen, stehen nun auch Elemente für den bergmännischen Tunnelbau zur Verfügung. An den Instituten für Grundbau und Bodenmechanik sowie Eisenbahnwesen, Verkehrswirtschaft und Seilbahnen der TU Wien wurden bzw. werden zusammen mit Partnern aus der Industrie verschiedene Arten von Absorbern entwickelt [7], [8]. Mit der Entwicklung des Energievlieses in Kooperation mit der Polyfelt GmbH wurde der erste Schritt zur geothermischen Nutzung von Tunnels, die in Neuer Österreichischer Tunnelbauweise errichtet wurden, getan [6]. Die neueste Entwicklung für den bergmännischen Tunnelbau, der Energieanker, wurde in Zusammenarbeit mit der Atlas Copco MAI GmbH entwickelt und befindet sich derzeit in der Testphase [9].

AKTUELLE PILOTVERSUCHE im VERKEHRSBAUWERKEN

Energievlies Testanlage Lainzer Tunnel LT 22-Bierhäuselberg

Die Versuchsanlage „LT22-Bierhäuselberg“ besteht im Wesentlichen aus 8 Energievliesbahnen, wobei 4 Bahnen zum Energieentzug aus dem Erdreich und 4 Bahnen zum Energieeintrag in das Erdreich herangezogen werden (siehe Abb. 0.2 links). Damit kann sowohl die Verwendung des Energievlieses für Heizzwecke als auch für Kühlzwecke untersucht werden. Die Versuchsanlage lässt sich somit in 2 Abschnitte teilen, wobei die Kopplung der beiden Abschnitte durch eine Wärmepumpe erfolgt. Damit sind zwei Blöcke mit Energievliesbahnen ausgerüstet, wobei zwischen Energieentzug und Energieeintrag ein Betonierabschnitt (Block) Abstand gelassen wird, um einen thermischen Kurzschluss zu unterbinden. Für den Anschluss des Energievlieses müssen einzelne Rohrleitungen durch die Innenschale geführt werden. Diese Leitungen (Sammelleitungen) sind an eine im Tunnelinneren situierte Wärmepumpe angeschlossen,

womit der Kreislauf zwischen Energieentzug und Energieeintrag geschlossen wird. Dadurch sind bis auf eine Stromzuleitung zur Wärmepumpe keine weiteren Leitungsführungen zur bzw. von der Versuchsanlage erforderlich. Mittels Messinstrumenten wird eine ausführliche Datendokumentation während des Betriebes gewährleistet.

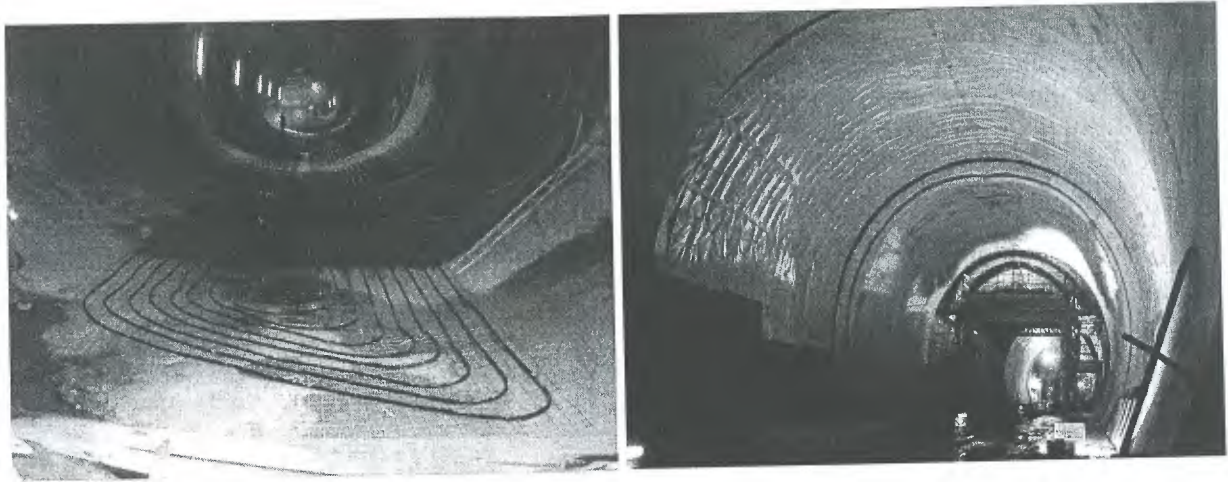


Abb. 0.1: Anwendung der Tunnelthermie® für den bergmännischen Tunnelbau. Absorberelemente in einem U-Bahntunnel (U2/2, Energiebodenplatte) und in einem Eisenbahntunnel (Lainzer Tunnel LT 22-Bierhäuselberg, Energievlies) in Wien (Foto: J. Hofinger, R. Markiewicz).

Energieanker Testanlage Lainzer Tunnel LT31 – Klimtgasse

Die Testanlage für den Energieanker wurde in einer Böschung im Baulos LT31 – Klimtgasse des Lainzer Tunnels errichtet. Das Testgelände hierfür wurde von der ÖBB Infrastruktur Bau AG zur Verfügung gestellt. Die insgesamt 21 Anker wurden ähnlich einem „Igel“ aufgefächert eingebohrt, der unterste Anker senkrecht nach unten, die darauf folgenden mit einer Neigung von 60° bzw. 30° abwärts. Der oberste Anker wurde horizontal eingebohrt. Zwischen den Ankerreihen wurden Abstände von 2 m bzw. von 4 m eingehalten, um die gegenseitige Beeinflussung der Anker im Betrieb testen zu können. Zusätzlich wurden 2 Stück 12 m lange Anker in den Boden eingebohrt und zwar in der Mitte beider Ankerfelder mit einer Neigung von 45° abwärts. In beide Bohrungen wurden Temperatursensoren in einer Tiefe von 6 bzw. 12 m versetzt, um die Bodentemperaturen als Referenzwert messen zu können bzw. die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kältefront im Boden erfassen zu können (siehe Abb. 0.2).

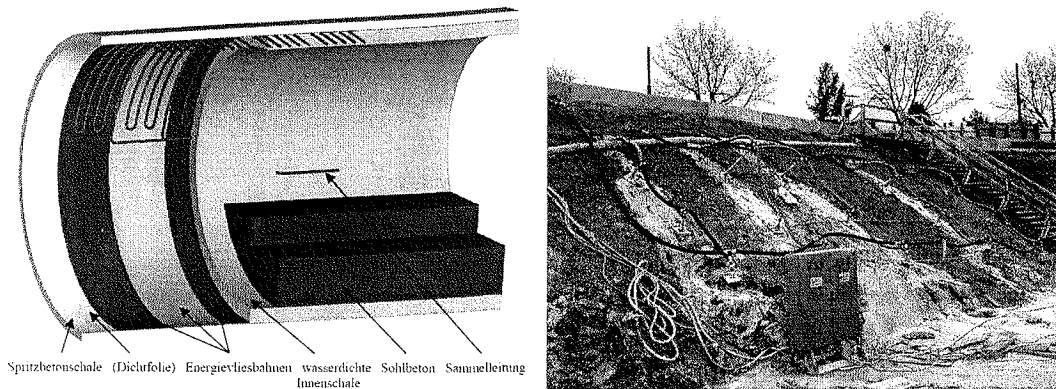


Abb. 0.2: Schema der Energievlies Testanlage im Lainzer Tunnel LT 22-Bierhäuselberg (Quelle: R. Markiewicz) und Foto der Energieanker Testanlage im Lainzer Tunnel LT 31-Klimtgasse.

Vergleich des Energieverbrauchs verschiedener Systeme

An Hand der aus den Testanlagen ermittelten Betriebsdaten kann der Energieverbrauch für die neuen Absorberbauteile miteinander verglichen werden. Es zeigt sich, dass beide Elemente im Betrieb einen günstigeren Energieverbrauch aufweisen als vergleichbare konventionelle Heizsysteme. Das Energievlies erweist sich auf Grund seiner Konfiguration vom Energieverbrauch her betrachtet als das günstigere Element für den bergmännischen Tunnel.

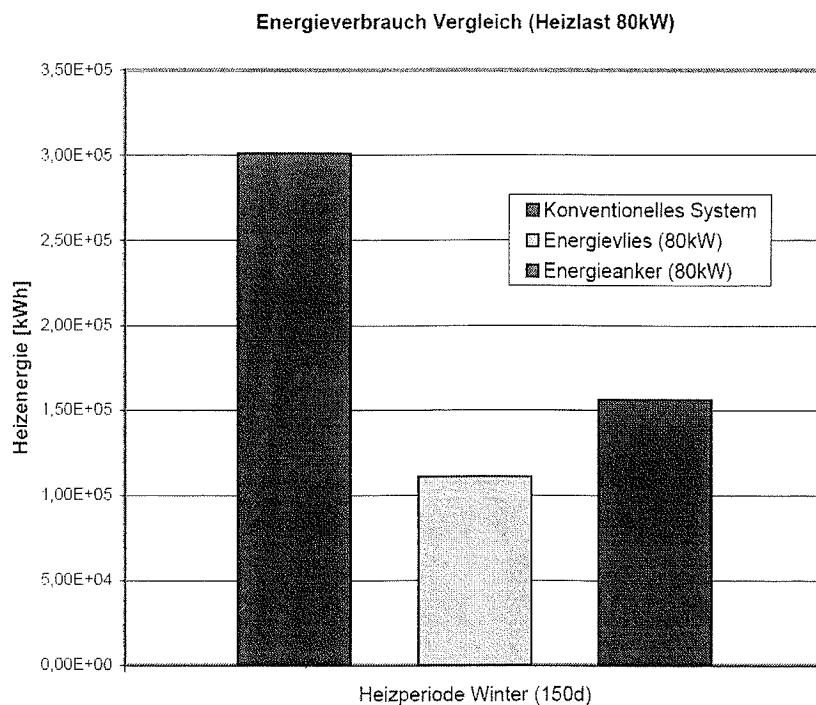


Abb. 0.3: Simulation des Energieverbrauchs verschiedener Erdwärmesysteme für den bergmännischen Tunnelbau im Vergleich.

Danksagung

Die Forschung auf dem Gebiet der Erdwärmenutzung mit Geokunststoffen (Energievlies) und Fels-/Bodenankern (Energieanker) wurde durch Mittel des Österreichischen Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie sowie den Firmen Polyfelt (heute: Tencate) und Atlas Copco MAI GmbH ermöglicht, wofür die Autoren an dieser Stelle ihren Dank aussprechen.

LITERATUR

1. Rybach, L.; Wilhelm, J.: *The geothermal potential of Swiss Alpine tunnels*. Geothermics, 2003. **32**: p. 557–568.
2. Rybach, L.: *Tunnelwärmenutzung: Grundlagen und Beispiele aus der Schweiz*. in 4. *Wiener Eisenbahnkolloquium*. 2006. Wien, Eurailpress Tetzlaff Verlag.
3. Adam, D.; Ostermann, N.: *Die Nutzung der Erdwärme bei Verkehrsinfrastrukturprojekten am Beispiel von Stuttgart 21*. Beton & Zement, 2005(3): p. 12 - 17.
4. Brandl, H.: *Energy foundations and other thermo-active ground structures*. Rankine lecture. Géotechnique, 2006. **56**(2): p. 81-122.
5. Markiewicz, R.: *Numerische und experimentelle Untersuchungen zur Nutzung von geothermischer Energie mittels erdberührter Bauteile und Neuentwicklungen für den Tunnelbau*, in *Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik*. 2004, Technische Universität Wien, Wien. p. p. 333.
6. Adam, D.; Markiewicz, R.: *Nutzung der geothermischen Energie mittels erdberührter Bauteile – Teil 3: Ausführungsbeispiele und Neuentwicklungen*. Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 2003. **148**(1).
7. Adam, D.; Markiewicz, R.: *Nutzung der geothermischen Energie mittels erdberührter Bauteile – Teil 1: Theoretische Grundlagen*. Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 2002. **147**(4).
8. Adam, D.; Markiewicz, R.: *Nutzung der geothermischen Energie mittels erdberührter Bauteile – Teil 2: Experimentelle Untersuchungen und Computersimulationen*. Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 2002. **147**(5).
9. Oberhauser, A., et al.: *Der Energieanker - Synergien bei der Nutzung eines statisch konstruktiven Bauteils*. Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 2006. **151**(4-6): p. 97-102.

Vortragende

Autoren:

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Norbert OSTERMANN

Vorstand des Institutes für Eisenbahnwesen, Seilbahnen und Verkehrswirtschaft
an der Technischen Universität Wien

Technische Universität Wien, Institut für Eisenbahnwesen, Seilbahnen und
Verkehrswirtschaft

A-1040 Wien, Karlsplatz 13

Tel. 01-58801-32300, FAX 01-58801-32399, e-mail:

norbert.ostermann@tuwien.ac.at

Univ.Do. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar ADAM

Universitätsdozent am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der
Technischen Universität Wien

Staatlich beeideter und befugter Ziviltechniker, Ingenieurkonsulent für
Bauingenieurwesen

Geotechnik Adam ZT GmbH

A-2345 Brunn am Gebirge, Wiener Straße 66-72/15/4

Tel. 02236-312244-11, FAX 02236-312244-99, e-mail:

dietmar.adam@geotechnik-adam.at

Erdwärmertiefensonden aus Sicht des Amtssachverständigen – Beispiele aus Planung, Durchführung und Dokumentation

Kurzfassung

**Mag. Dr. Thomas Ehrendorfer und
Andreas Staindl**

Seit den 1990er-Jahren nahm die Anzahl der Umwelt-Wärmepumpen zur Raumheizung und zur Brauchwassererwärmung in Niederösterreich stetig zu, wobei einerseits der ökologische Aspekt zu Zeiten intensiver Diskussion der Klimaänderung eine wichtige Rolle spielte, andererseits die Bequemlichkeit des Betriebes der Anlage (z.B. kein Öltank im Keller). Erdwärmertiefensonden nahmen hier eine besonders hervorragende Stellung ein, da sie im Gegensatz zu Wasser- Wasser-Wärmepumpen, die einen entsprechend ergiebigen Grundwasserkörper erfordern, und zu Flachkollektoren, die einen hohen Flächenverbrauch mit eingeschränkter Folgenutzung mit sich bringen, *theoretisch* überall verwendbar sind.

Vor der Wasserrechtsnovelle 2006 wurden alle Erdwärmertiefensonden in Niederösterreich im Zuge von wasserrechtlichen Bewilligungsverfahren verhandelt, was bei ca. 300-350 Verfahren pro Jahr einen beachtlichen Verwaltungsaufwand darstellte. Seit der Wasserrechtsnovelle 2006 ist es nun möglich, Erdwärmertiefensonden im Anzeigeverfahren abzuwickeln, sofern gewisse Rahmenbedingungen vorliegen.

Seit der Wasserrechtsnovelle 2006 ist die Durchführung eines Anzeigeverfahrens für Erdwärmertiefensonden möglich geworden. Die Einreichunterlagen sind nunmehr als vorgedruckte Formulare bereitgestellt, in die der Konsenswerber nur mehr die offenen Felder ausfüllen muss. Jene Maßnahmen, die früher im Zuge der wasserrechtlichen Verhandlungen als Auflagen vorgeschrieben wurden, sind in den Einreichunterlagen nunmehr als Angaben („Selbstverpflichtung“) des Konsenswerbers formuliert.

Ein Bewilligungsverfahren wird derzeit in Niederösterreich nur mehr dann durchgeführt, wenn

- 1.) im Zuge der Bohrung verkarstungsfähiger, kalkalpiner Untergrund angetroffen wird, oder
- 2.) wenn fremde Trinkwasserbrunnen innerhalb von 50 m um die Bohrpunkte liegen.

Ob diese Umstände vorliegen, ist vom Konsenswerber bzw. vom Projektanten in den Einreichunterlagen anzugeben.

Für den Amtssachverständigen sind im Wasserrechtsverfahren immer dieselben beiden Themenkomplexe zu beurteilen, nämlich die Gefährdung fremder Wasserrechte (d.i. umliegende Nutz- und Trinkwasserbrunnen, umliegende fremde Erdwärmelanlagen, etc.) sowie die Gefährdung öffentlicher Interessen (z.B. Kurzschließen verschiedener Grundwasserhorizonte durch unsachgemäß ausgebaute Bohrungen). Zur Beurteilung dieser Fragen sind ausreichende Projektunterlagen unabdingbar, wozu etwa die Angabe der umliegenden fremden Brunnen und die zu erwartenden hydrogeologischen Verhältnisse gehören. Diese Unterlagen sind vom Konsenswerber vorzulegen, und werden üblicherweise nicht vom Konsenswerber selbst, sondern vom Planungsbüro erstellt.

Die Erfahrungen der geohydrologischen Amtssachverständigen beim Amt der NÖ Landesregierung bei der Errichtung von Erdwärmetiefensonden haben bislang gezeigt, dass eine Beeinträchtigung umliegender fremder Brunnen in qualitativer Hinsicht (etwa Eintreten von Verpress-Suspension in einen nahegelegenen Brunnen) sehr selten vorkommt, und auf die Errichtungsphase der Anlage beschränkt ist. Eine Beeinträchtigung fremder Brunnen in quantitativer Hinsicht (Absenkung des Brunnenwasserspiegels) wird üblicherweise durch das Setzen von Standrohren im terrainnahen Grundwasserkörper unterbunden, wobei diese Standrohre im Zuge der Bohrlochverfüllung wieder gezogen werden. Quantitative oder qualitative Beeinträchtigungen fremder Brunnen, die über die Dauer der Errichtungsphase anhalten, sind in der Abteilung Hydrologie bislang nicht bekannt.

Bei der Errichtung von Erdwärmetiefensonden wird – je nach geologischem Umfeld - fallweise gespanntes Grundwasser angetroffen, welches u.U. auch artesisch gespannt sein kann. Eine exakte Prognose derartiger Verhältnisse ist mit den derzeit vorliegenden Karten und Unterlagen jedoch nicht möglich. In der hydrogeologischen Standortbeschreibung bzw. in den Stellungnahmen der Sachverständigen wird auf die Möglichkeit derartiger Verhältnisse hingewiesen und reagieren die Bohrfirmen üblicherweise mit dem Einsatz von Spülbohrungen.

Ebenso wird bei der Errichtung von Erdwärmetiefensonden je nach geologischem Umfeld fallweise Methangas angetroffen. Während ein derartiges Vorkommen in Sedimentgesteinen nirgends kategorisch ausgeschlossen werden kann, so wurde in Niederösterreich seichtliegendes Methangas im Zuge von Erdwärmetiefensonden bislang nur im Flyschwienerwald westlich von Wien angetroffen, sowie im Flysch- und Molasseuntergrund des Mostviertels im Bezirk Amstetten. Die bislang angetroffenen „Gasblasen“ wiesen nur geringe Volumina auf, und

waren nach wenigen Stunden „ausgeblasen“. Auch auf derartige Verhältnisse wird in der hydrogeologischen Standortbeschreibung bzw. in den Stellungnahmen der Sachverständigen hingewiesen, damit die Bohrfirmen entsprechende Sicherheitsvorkehrungen treffen können.

Die Verpressung der Bohrungen ist von größter Bedeutung für die einwandfreie Funktion der Erdwärmefiefensonde, aber auch zur Abdichtung eventuell ange-
troffener unterschiedlicher Grundwasserhorizonte. Da eine Überprüfung durch die Behörde während des Verpressvorganges bestenfalls stichprobenartig möglich ist, liegt die Hauptverantwortung einer technisch einwandfreien Vorgangsweise beim Bohrunternehmen. Aus Sicht der Amtssachverständigen sollte aus diesem Grund alles daran gesetzt werden, eine entsprechende qualitative Zertifizierung von Bohrunternehmen umzusetzen.

Vortragende:

**Mag. Dr. Thomas Ehrendorfer und
Andreas Staindl**

Funktion: Amtssachverständige Fachbereich Grundwasser

Adresse: Abteilung Hydrologie, Amt der NÖ Landesregierung, 3109 St. Pölten

tel: 02742-9005-12885

fAX: 02742-9005-13040

mail: post.wa5@noel.gv.at

Geologische, hydrogeologische und geothermische 3D-Modellierung der Hochscholle des südlichen Wiener Beckens

**G. Götzl (1), R. Berka (1), R. Faber (4), B. Salcher (3),
G. Schubert (1), S. Signorelli (5) & G. Wessely (2)**

- (1) Geologische Bundesanstalt, Wien
- (2) Konsulent (ehem. OMV AG), Wien
- (3) Universität Wien, Departement für Geodynamik und Sedimentologie
- (4) Terramath, Wien
- (5) Geowatt AG, Zürich

ABSTRAKT

Im Auftrag der Österreichischen Akademie der Wissenschaften wird an der Geologischen Bundesanstalt Wien seit dem Jahr 2004 die geothermale Überblicksstudie „THERMALP – Geothermie des Ostalpenraums durchgeführt“. Dieses Projekt dient der systematischen Aufarbeitung der geothermalen Verhältnisse im Bereich des Ostalpenkörpers und dessen angrenzenden Regionen. Aufbauend auf den durch eine mehrjährige Datenakquisition gewonnenen Erkenntnissen wurde im Rahmen eines projektspezifischen Workshops, abgehalten im Dezember 2006, ein repräsentatives Gebiet ausgewählt, welches durch ein gekoppeltes thermisch-hydraulisches Modell (3D) beschrieben werden soll.

Die Hochscholle des südlichen Wiener Beckens kann durchaus als ein für den Ostalpenraum repräsentatives Modellierungsgebiet angesehen werden, zumal sowohl beckensedimentäre als auch gebirgstektonische Abschnitte angetroffen werden. Zudem sind in dieser Region ausgeprägte, aktive Zirkulationspfade von Tiefenwässern nicht nur prinzipiell vorhanden, sondern werden zudem auch wirtschaftlich genutzt (Heilbäder Oberlaa, Baden, Bad Vöslau etc.). Die hydrogeothermalen Verhältnisse im südlichen Wiener Becken wurden erstmals durch Wessely (1993, 2006) in ihrer Gesamtheit dargestellt. Die postulierten Zirkulationspfade werden nun im Rahmen einer integrativen Modellierungsstudie im dreidimensionalen Raum kritisch überprüft. Zur sinnvollen Durchführung einer gekoppelten thermisch- hydraulischen Modellierung ist es notwendig zu einer

vollständigen hydrogeologische Bilanzierung des zu untersuchenden Gebiets zu gelangen. Aus diesem Grund umfasst das zu Grunde liegende räumliche Modell des Untergrundes hydraulische Einzugsgebiete am Ostrand der Kalkalpen. Gegen Osten hin bietet sich das Leopoldsdorfer Bruchsystem, gegen Norden und Süden hin die Deckengrenzen der Flysch- und Grauwackenzone als hydraulisch dichte Modellgrenzen an.

Die wesentliche Herausforderung an die Modellierungsgruppe besteht in der Erarbeitung eines den thermischen Simulationsanforderungen genügenden dreidimensionalen hydrogeologischen Ausgangsmodells. Geometrische Vereinfachungen des strukturellen Aufbaus des Untergrundes werden entsprechend hydraulischer und thermophysikalischer Gebirgsparameter getroffen. Zu diesem Zweck werden Messdaten aus Tiefbohrungen innerhalb des Modellierungsgebiets (vornehmlich Explorationsbohrungen der OMV AG) ausgehoben, statistisch ausgewertet und zur Klassifizierung von geologischen Horizonten herangezogen. Im Rahmen von hydrologischen Datenrecherchen, ergänzt durch Kartierungsarbeit am Alpenostrand soll eine generalisierte hydrologische Bilanzierung des Modellierungsgebiets erreicht werden. Begleitend hierzu werden die hydraulischen Randbedingungen im Bereich des Modellierungsgebiets abgeschätzt.

Der Aufbau des geometrischen Modells erfolgt mit Hilfe des Softwarepakets WinGeol© (Fa. Terramath, Wien). Als Stützstellen dienen Bohrlochdaten, seismische Linien sowie bereits publizierte geologische Karten und Schnitte. Vor allem im Bereich des Ostalpenrands wird die Erarbeitung neuer Profilschnitte durch den Kalkalpenkörper, in welchem die vornehmlichen hydraulischen Zirkulationspfade zu erwarten sind, unabdingbar sein. Nach erfolgreichem Aufbau des geometrischen 3D-Modells erfolgt dessen Überführung in ein Finite – Elemente Raster als Vorbereitung der thermischen Simulationsarbeiten, die mit Hilfe des Software Pakets FRACTure© (Fa. Geowatt AG, Zürich) durchgeführt werden. In einer ersten Annäherung wird ein rein konduktiver Wärmetransport angenommen, wobei sowohl das Oberflächenrelief, als auch die paläoklimatische Entwicklungsgeschichte berücksichtigt werden. In einem weiteren Schritt wird advektiver Wärmetransport entlang hydraulischer Leitpfade in der Modellierung berücksichtigt. Weiters wird versucht den Thermalwasseraufstieg infolge freier Konvektion (Dichteströmung) zu modellieren. Die thermische Modellierung wird im Softwarepaket FRACTure© vorgenommen.

Nach Abschluss der Modellierungsarbeiten soll ein umfassendes Thermalwassermodell der für die Hochscholle des südlichen Wiener Beckens vorliegen. Der praktische Nutzen eines derartigen Modells liegt etwa in der Bestimmung von geothermalen Reserven oder in der Überarbeitung von bestehenden Thermalwasser-, Schutz- und Schongebieten.

Exkursion zu den NÖ Geotagen 2007

Führung: WHR Dipl.-Ing. Johann Grafinger, Dipl.-Ing. Christian Amberger,
Mag. Dr. Joachim Schweigl,

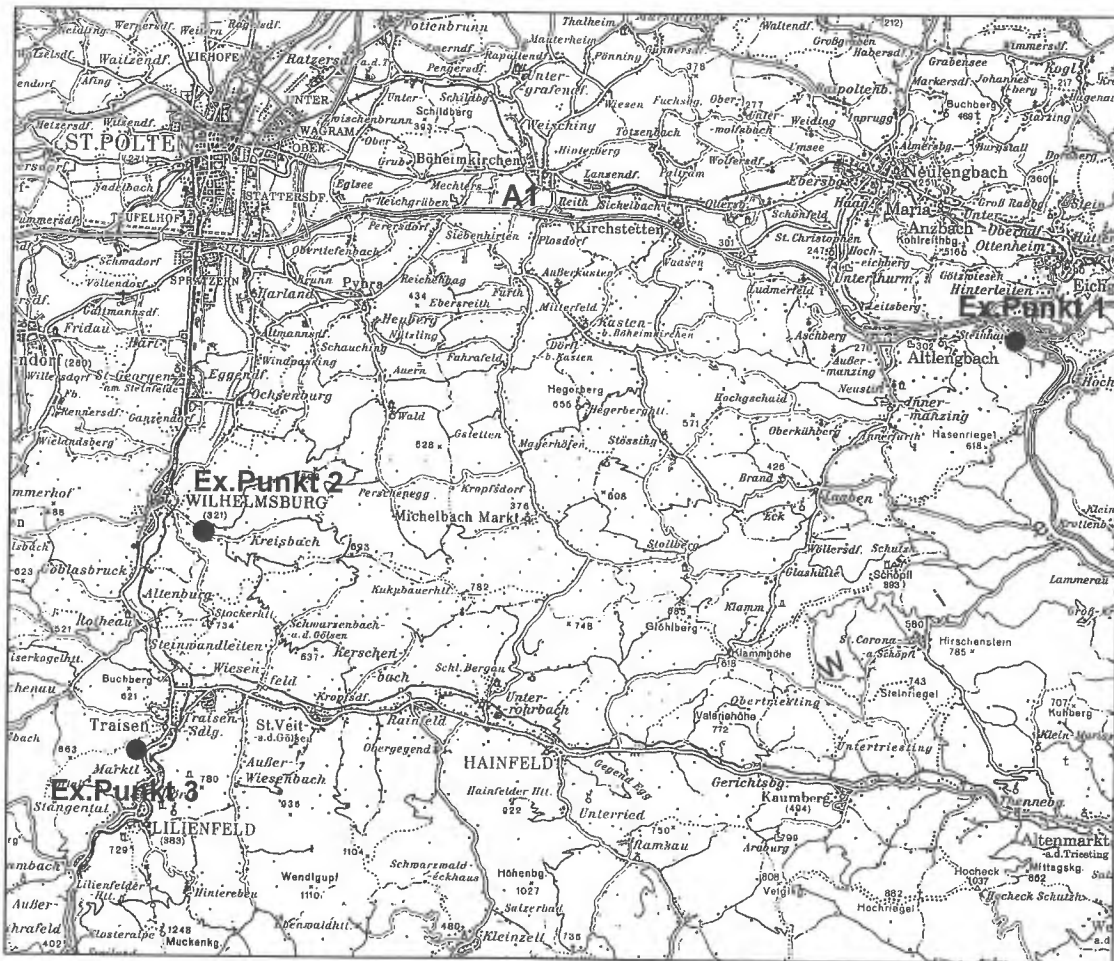
Start und Ziel: Schloss Haindorf

Exkursionspunkt 1: Projekt Götzwiesenbach, Gemeinde Attenlbach

Exkursionspunkt 2: Rutschung Daxböck, Gemeinde Wilhelmsburg

Exkursionspunkt 3: Projekt Kulmhofgraben, Gemeinde Traisen

Überblick über die Exkursionsroute am 28.07.2007



Exkursionspunkt 1: Projekt Götzwiesenbach

Gemeinde Altlenzbach, Bezirk St. Pölten Land

Hochwasserschutz Marktgemeinde Altlenzbach (Bez. St. Pölten)

Im Zuge einer kompetenzübergreifenden (Wildbach- und Lawinenverbauung – WLVB und Bundeswasserbau – ANÖL/WA3) schutzwasserbaulichen Maßnahme ist vorgesehen, für das von mehreren Hochwässern mit teil katastrophalen Schadausmaß betroffene Ortsgebiet von Altlenzbach einen dauerhaften Hochwasserschutz gegen ein 100-jährliches Ereignis (HW_{100}) zu erzielen.

Maßnahmen:

- Errichtung von 2 Hochwasserrückhaltebecken im Kompetenzbereich der WLVB
- Durchführung ergänzender Linearmaßnahmen im Kompetenzbereich ANÖL/WA3

Finanzierung (WLVB):

64% Bund, 18% Land Niederösterreich, 15% Marktgemeinde Altlenzbach, 3% Landesstrassenverwaltung.

Geologie:

Flyschzone (Wiener Sandsteinzone), nördlichste tektonische Einheit der Alpen, sie verläuft südlich der Molassezone mit wechselnder Breite von der Enns bis zur Donau bei Wien mit Ausläufern in das Weinviertel. Der Flysch wird hauptsächlich aus einer Folge von maritimen Sandsteinen, Tonen, Tonschiefern, Mergelschiefern und Mergelkalken von der Unterkreide bis zum Mitteleozän aufgebaut. Als Folge der geringen Wasserdurchlässigkeit der Flyschsedimente sind nach Niederschlägen stark anschwellende Gewässer, sowie verbreitete Nassgallen und Hangrutschungen charakteristisch.

Im Einzugsgebiet des Lenzbaches sind Greifensteiner – Altlenzbacher - Kahlenberger Schichten anzutreffen.

Klima:

Feuchtes bis sehr feuchtes subozeanisches Randalpenklima, der durchschnittliche Jahresniederschlag der Station Brand-Laaben (Seehöhe 360 m) beträgt 892 mm, der größte beobachtete Einzelniederschlag 136,0 mm.

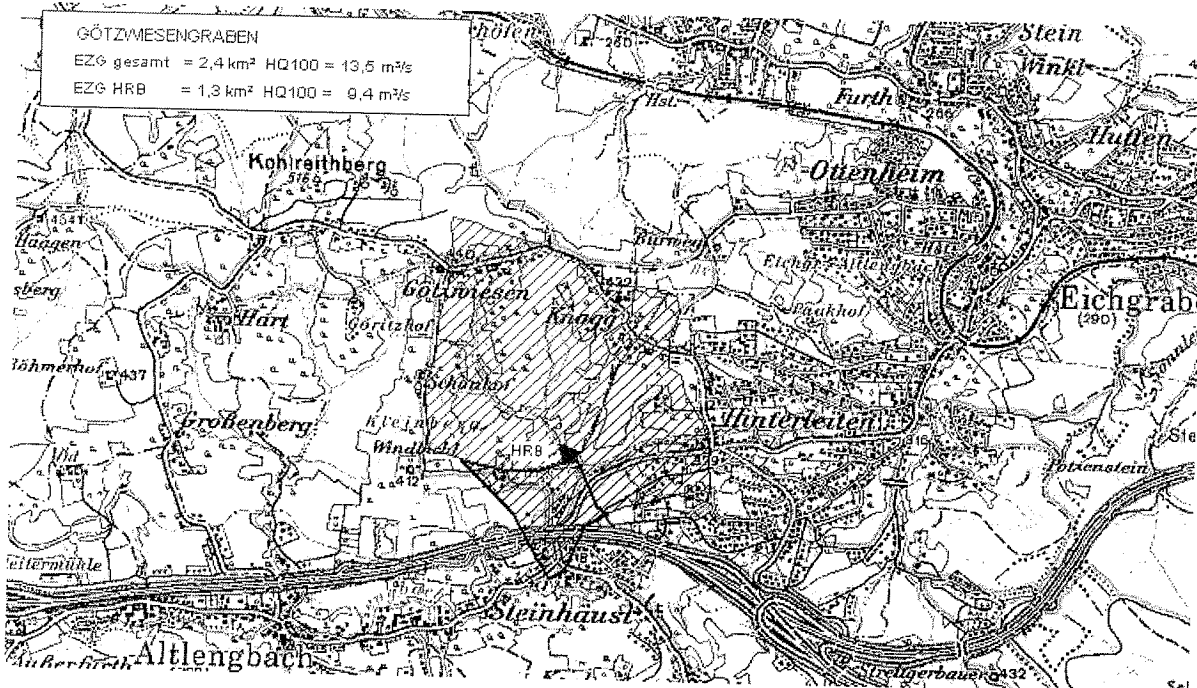
Im Zuge der Exkursion wird das im Jahr 2007 errichtete **Hochwasserrückhaltebecken Götzwiesenbach** besucht.

Kennzahlen des Rückhaltebeckens:

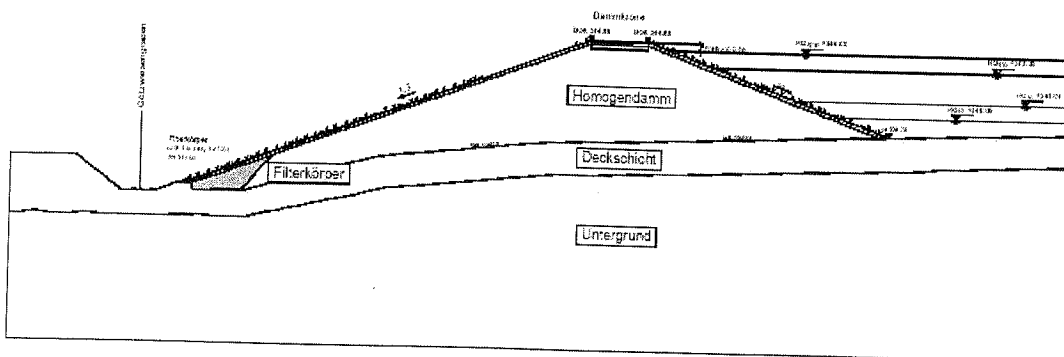
HRB GÖTZWIESENGRABEN Kosten € 930.000.— (projektiert),
Ausführung rd. € 700.000.--

Stauraum und Retention:

Dammkrone DOK	344,50 m ü.A.
Überfallkrone	343,00 m ü.A.
Grundablasssohle	336,11 m ü.A.
Dammhöhe	ca. 9m
HQ100:	Stauvolumen V = ca. 24.000 m ³
	Stauhöhe H = 7,0 m
	Retention von 9,4 m ³ /s auf 2,3 m ³ /s
HQ30:	Stauspiegel HW30 = 341,04 m ü.A.
HQ10:	Stauspiegel HW10 = 340,06 m ü.A.



Lage des Rückhaltebeckens und Einzugsgebiet



Schematischer Schnitt im Bereich der Dammaufstandsfläche.

Im Zuge der Projektierung und Bauausführung wurden umfangreiche Geotechnische und Geomorphologische Untersuchungen durchgeführt.

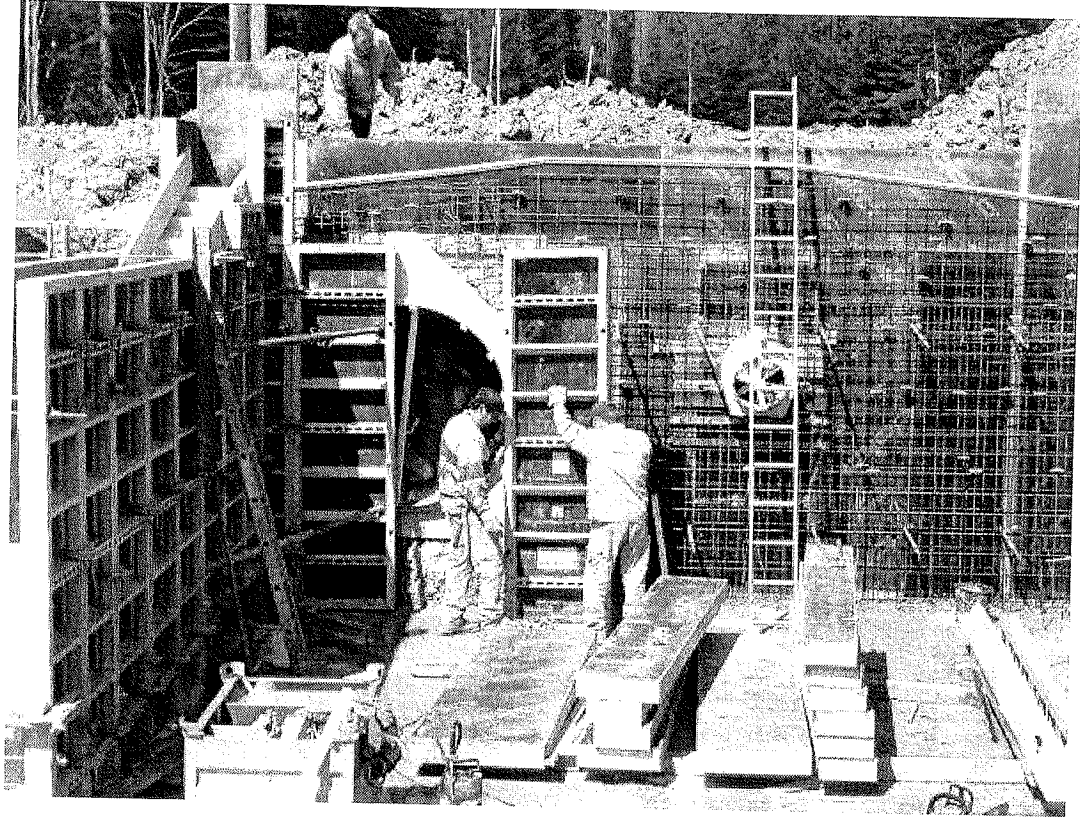
- Vorbegutachtung durch BD1 – Geologischer Dienst - *Dr. Schweigl*
- Bodenmechanisches Gutachten über die Gründung und die Herstellung des Hochwasserschutzdammes Götzwiesenbach - *Dr. Hofmann*
- Geomorphologische Untersuchungen, Stauraumkartierung, Geologische Stelle der WLV – *Dr. Angerer*
- Geotechnische Baubegleitung und Erstellung von Prüfberichten (Untergrunderkundung im Retentionsraum, Erdstatische und geohydraulische Nachweisführung, geotechnische Qualitätssicherung am eingebauten mineralischen Dammschüttmaterial, Einbau und Nullmessung der Porenwasserdruckgeber, etc.) – *Technisches Büro D.I. Kersch*

Zur Untergrunderkundung wurden insgesamt 3 Tiefbohrungen (15m) im Bereich der Dammaufstandsfläche, 8 Rammsondierungen und 6 Schurfgrabungen durchgeführt.

Bilder aus der Bauphase:



Tiefbohrung durch Fa. Reisinger Brunnenbau und Bohrtechnik.



Einschalen des Auslaufbauwerkes



Einbringen und Verdichten des Dammschüttmaterials



Einbau Bentonitmatten wasserseitig im Bereich des Einlaufbauwerkes und des Bypass.

Exkursionspunkt 2: Rutschung Daxböck

Gemeinde Wilhelmsburg, Bezirk St. Pölten Land

Geologie:

Rhenodanubischer Flysch, Altflengbachformation, Kalksandstein in Wechselagerung mit Mergelsteinen, Verwitterungslehm

Beschreibung:

Die Rutschung Daxböck ist seit Mai 1996 amtsbekannt. Dort traten die ersten deutlich sichtbaren Rotationsrutschungen mit Abrisskanten, Zugspalten, Rutschmulden und Rutschbuckeln in der Wiese auf Grundstück Nr. 1094/2 und im Wald auf Grundstück Nr. 1099 der KG Kreisbach auf. Verwaltungsmäßig wurde die Rutschung als Katastrophenschaden aufgrund einer intensiven Schneeschmelze und lang andauernden Regenfälle im Frühjahr 1996 eingestuft.

Im Zuge der starken Schneeschmelze und des Hochwassers vom August 2006 hat sich die Rutschung deutlich vergrößert. Insgesamt sind jetzt 5 ha Wiese und Wald bis hinunter zum Kreisbach betroffen, genauer gesagt die Grundstücke 1094/2, 1099, 1178/1, 1178/2 der KG Kreisbach. Die gesamte Länge der Rutschung beträgt ca. 250 m, die Breite ca. 200 m, die Höhendifferenz rund 70 m.

Auf der Wiese von Herrn Daxböck wurde im März 1996 eine Nutsondierung durchgeführt, die ergab, dass der rutschanfällige Verwitterungslehm dort eine Mächtigkeit von 8 m aufweist. Er besteht aus einem grauen weichen bis plastischen tonigem Schluff. Insgesamt konnten drei Gleithorizonte mit Sickerasserzutritt beobachtet werden, genauer gesagt in 2,5 m Tiefe, in 5 m und in 7,5 m Tiefe.

An der Oberfläche im Hang sind zahlreiche stille Zeugen, Vernässungszonen, Quellaustritte und unkontrollierte Versickerungen in den Untergrund zu beobachten. Während die Wiese eine Hangneigung von 15 bis 20° aufweist, ist der Hang zum Bach hinunter 20 bis 30° geneigt.

Die am Ufer des Kreisbaches aufgeschlossenen Kalksandsteine und Mergelsteine fallen mit 35 bis 40° nach Süden ein.

Das periodisch bewohnte Wohnhaus auf Gst. 1178/2 zeigt bereits Risse im Mauerwerk.

Gefährdung:

Wohnhaus auf Gst. 1178/2 und Aufstauung des Kreisbaches mit Überflutung der Landesstraße L5117

Exkursionspunkt 3: Projekt KULMHOFGRABEN

Gemeinde. Traisen, Bez. Lilienfeld

Unmittelbarer Anlass:

Schäden nach dem letzten großen Ereignis im Sommer 1999 (großflächige Überlutungen und Ablagerungen), hohes Alter der bestehenden Bachverbauung und hoher Instandhaltungsaufwand (häufige Räumungen des flachen Unterlaufs)

Beschreibung:

Kulmhofgraben besteht aus 4 Hauptästen (relevant 3 davon), ursprünglich 2 getrennte Abläufe (3 Hauptäste E_{relevant} und einem Ast), heute ein künstlicher, gemeinsamer Ablauf in Form einer Steinschale bzw. Betonkүнette mit Rasenbelag (Gefällereduktion) $E_{\text{relevant}} = 0,47 \text{ km}^2$, langgestrecktes, ostexponiertes Einzugsgebiet, Buchberg 621 m SH – Mündung Traisen Mühlkanal 337 m SH, Forstliches Wuchsgebiet 4.2 – Nördliche Randalpen-Ostteil, PNWG Buche mit Eiche und Hainbuche in Mischung, mittlerer Jahresniederschlag von 965 mm

Geologie: Flysch (Mergelkalke) mit Überlagerungen von lehmig-schottrigen Böden, dichte und Hangwasser stauende Böden führen großflächig zu Vernässungen und unterliegen großräumigen Massenbewegungen alte Verbauung 1933-1938 anhand zweier Projekte (Anlass: Massenbewegungen, Eintiefung im Graben, Auflandung im Unterlauf);

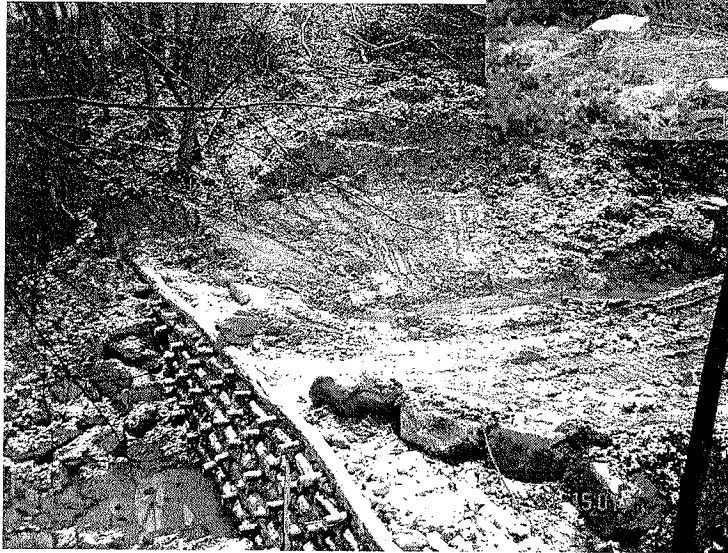
Bemessungserereignis $HQ_{100} = 5,9 \text{ m}^3/\text{s}$, (nach IHW, Verifizierung mit Kürsteiner – Faktor 9,8), $GF_{100, \text{Unterlauf}} = 1500 \text{ m}^3$

Projektsziel: Hochwasserschutz für die Siedlungs- und Verkehrsflächen

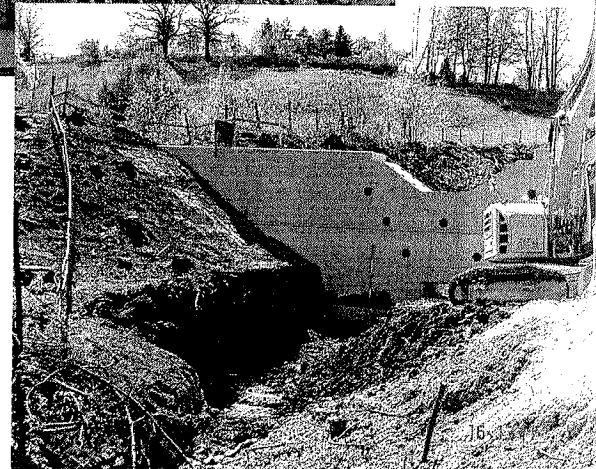
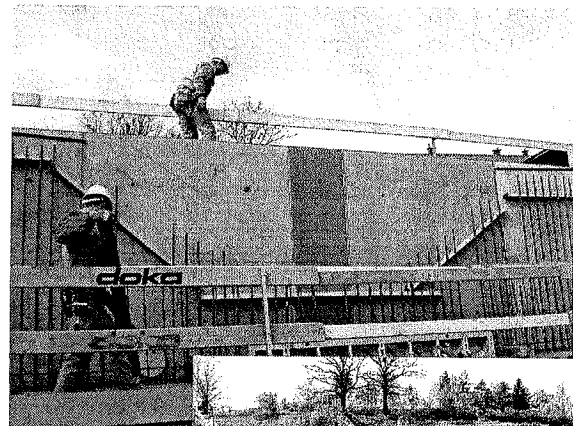
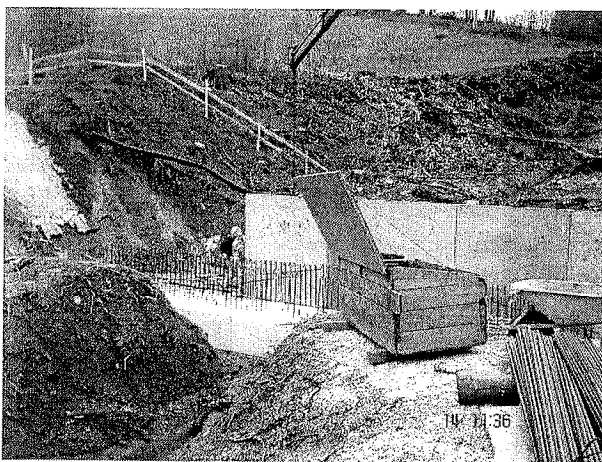
Maßnahmen:	<u>Reduktion des Geschiebeeintrags in den Unterlauf</u> (Geschiebestausperre mit einer Kubatur von 1500 m^3 , Miteinbindung der alten Sperren) <u>Schutz gegen Tiefen- und Seitenerosion im Massenbewegungsbereich</u> (Staffelung mittels doppelwandigen Steinkästen) <u>Adaptierungen des Gerinnes</u> (Begleitdämme, Neubau einer Brücke, Errichtung eines Rohrdurchlasses, Wildholzrechen, GSS) <u>Ableitung Oberflächenwässer</u> Einleitungsschächte, Asphaltwulste
Umsetzung:	2006/07
Kosten:	€ 600.000,-
Finanzierung:	60% Bund, 18% Land NÖ, 22% Gde. Traisen

Rechts: Trassenschlägerung

Unten: doppelwandige Krainerwand



Schalungsarbeiten zur Geschiebestausperre



Wir danken den Sponsoren

