

Die Standsicherheit von künstlichen Böschungen in Phylliten

von

R. SCHWINGENSCHLÖGL & G. PÜCHL

mit

23 Abbildungen

**Zentralzone
Verkehrswegebau
Phyllite
Böschungen**

Anschriften der Verfasser:

**Oberassistent Ing. Dr. phil. Rudolf Schwingenschlögl
Universität für Bodenkultur
Gregor Mendel-Straße 33
1180 Wien**

**Prof. Dipl.-Ing. G. Püchl
Ziv.-Ing. für Bauwesen
Margaretenstraße 21/1/8
1040 Wien**

Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud. Österr.	34/35	S. 43–78	Wien, 1988
--	--------------	-----------------	-------------------

Inhalt

Zusammenfassung, Summary	44
1. Einleitung	45
2. Geographische Lage und geologische Position	45
3. Gebirgsverhältnisse entlang der Trasse	47
3.1. Petrographie des Straßenuntergrundes	47
3.1.1. Tertiäre Konglomerate	47
3.1.2. Quarzite	47
3.1.3. Phyllite bis phyllitische Glimmerschiefer	48
4. Kritische Betrachtung einiger Massenbewegungen	49
5. Einschnitt E 8/9 – links	53
5.1. Ingenieurgeologische Aspekte	53
5.1.1. Petrographie und Trennflächengefüge	53
5.2. Hangmechanik	55
5.3. Wasserführung	57
5.4. Bodenmechanik des Einschnittes E 8/9 – links	57
5.4.1. Böschungssicherung	59
5.5. Folgerungen	61
6. Einschnitt E 16/17 – links	61
6.1. Ingenieurgeologische Aspekte	61
6.1.1. Petrographie und Trennflächengefüge	61
6.2. Hangmechanik	61
6.3. Wasserführung	68
6.4. Bodenmechanik des Einschnittes E 16/17 – links	68
6.4.1. Böschungsgestaltung und -sicherung	72
6.5. Folgerungen	73
7. Die Phyllite und ihre geotechnischen Eigenschaften	75
8. Literatur	76
9. Gesteins- und Gebirgsbeschreibung für baugelogeische Zwecke	78

Zusammenfassung

An einem Schnellstraßenabschnitt im Osten Österreichs werden die ingenieurgeologischen Probleme der Standsicherheit von Phyllitböschungen demonstriert. Weiters sollen die Methoden der Anpassung von Böschungen und Kunstbauten im verwitterten Phyllit, wie auch die Wahl geeigneter Stützmaßnahmen behandelt werden.

Die Böschungsherstellung war ausgerichtet auf das Verhältnis von Wirtschaftlichkeit und den geologischen Erfordernissen.

Zur optimalen Sanierung der Böschungen wurden geotechnische Meßmethoden in Verbindung mit Trennflächenanalysen herangezogen.

Ein Vergleich von geotechnischen Eigenschaften (besonders die Restscherfestigkeit) in Phylliten aus ähnlich gelagerten Fällen wird angestrebt.

Summary

Some problems in engineering geological considerations are demonstrated on a motor-highway in the Eastern Austria (Lower Austria).

The difficulties of adjustment about artificial slopes and constructive works are discussed in front of the aspect to find the qualified supporting frame in phyllitic rock masses.

Oeconomy and geological necessities were the important relation to prepare all artificial slopes in this project site, further geotechnical methods and the analysis of joint-network were included.

At last a comparison of the geotechnical properties is given (e.g. the residual shear strength) in phyllitic rocks of similar building sites.

1. Einleitung

Die Semmeringschnellstraße (S6), jene bedeutende Verkehrsverbindung vom Südautobahnknoten „Seebenstein“ in Richtung des Semmeringpasses (Übergang zwischen Niederösterreich und Steiermark), stellt eine der wichtigsten Straßen im Osten Österreichs dar.

Zunächst war im Jahre 1979 noch an eine ziemlich gestreckte Linienführung des Bauloses „Oberdanegg–Gloggnitz“ gedacht (A. FUCHS, 1980). Als aber in den Jahren 1980–1983, im Zuge der Planung für die A2-Südautobahn, ein modifizierter Straßenquerschnitt mit einer Verringerung des Abstell- und Mittelstreifens entwickelt und die Entwurfsgeschwindigkeit mit $V_E = 100$ km/h angesetzt wurde, war es möglich, eine Trasse den jeweiligen topographischen Verhältnissen optimal anzupassen (H. OISMÜLLER, 1983). Der Verlauf des Schnellstraßenstückes zeigt auch, daß auf Grund der geschickten Trassenwahl durch gering besiedelte Gebiete, wie Waldflächen und die geringe Inanspruchnahme von Kulturland, die Lärmbelästigung auf ein Minimum beschränkt werden konnte.

2. Geographische Lage und geologische Position

Das betrachtete Trassenstück befindet sich am Südrand des Wiener Beckens und folgt im wesentlichen dem breiten NE-gerichteten Tal des Schwarzaflusses. Das meist stark bewaldete Gebiet wird von der Trasse im oberen Hangdrittel (Sh. ca. 550 m) durchquert.

Die Bucklige Welt, wie dieser Landschaftsteil genannt wird, ist eine durch sanfte Kuppen (bis ~ 900 m Sh.) und relativ stark eingeschnittene Gräben gegliederte voralpine Mittelgebirgslandschaft.

Der 8 km lange Trassenabschnitt „Oberdanegg–Gloggnitz“ wird etwa 1 km nach Baulosbeginn (siehe Abb. 1) von der zur Achse spitzwinkelig verlaufenden Grenze des Semmeringquarzites und des Phyllites geschnitten. Das bedeutet, daß die restlichen 7 km Schnellstraße ausschließlich in einem Phyllitgestein zur Ausführung gelangten. Erst gegen Ende des Bauloses treten an den bergseitigen Böschungen dunkelgraue Bänderkalke auf. Charakteristisch an diesen Karbonaten war die äußerst starke Verkarstung mit auffälliger Rotlehmfüllung.

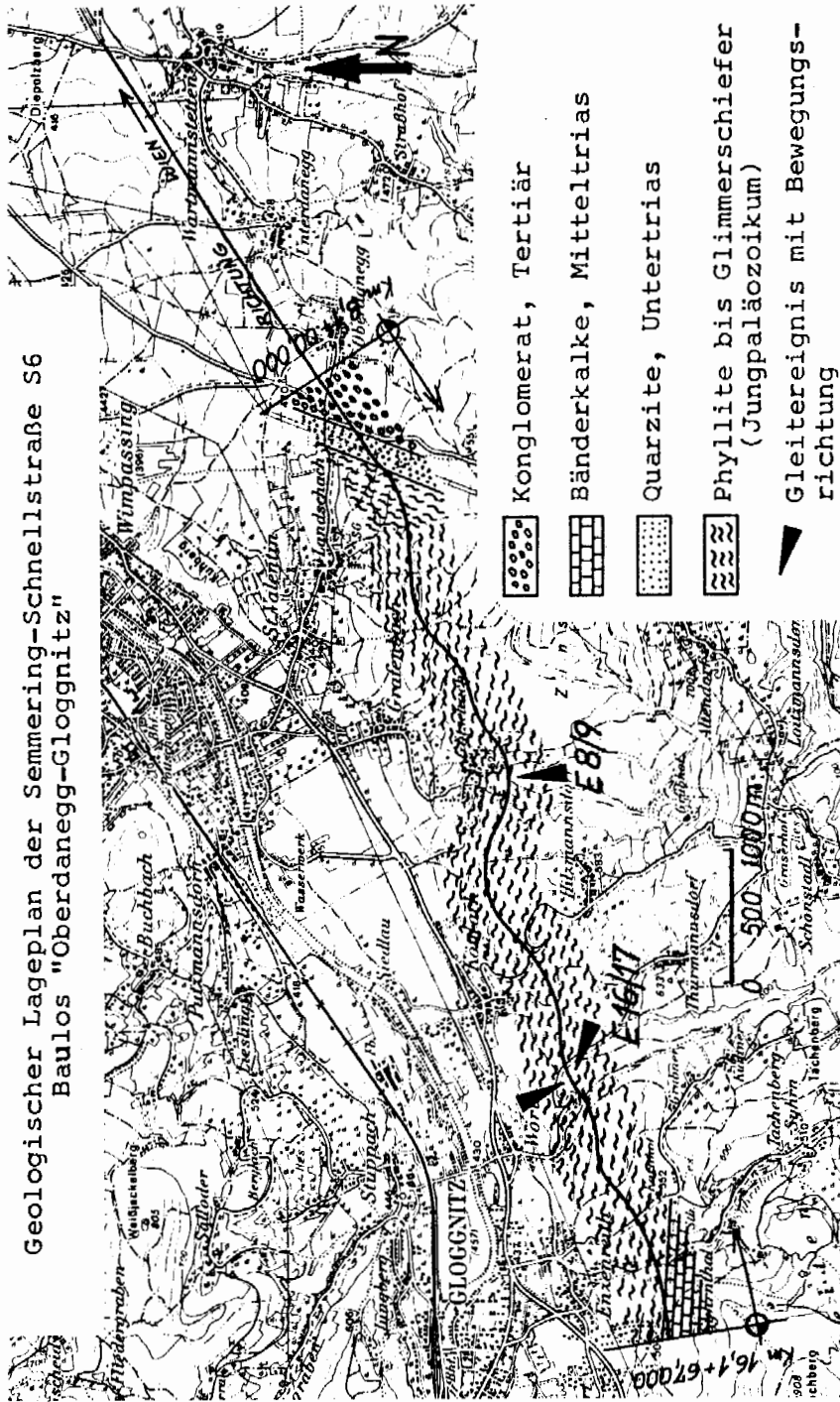


Abb. 1: Geologische Übersicht des Bauloses „Oberdanegg–Gloggnitz“.

3. Gebirgsverhältnisse entlang der Trasse

Der hier betrachtete Anteil des Kristallins der Zentralzone liegt regionalgeologisch gesehen am Südrand der Grauwackenzone bzw. der Nördlichen Kalkalpen.

Von der quartären Hochvereisung nicht mehr erreicht, erhielt dieses Gebiet eine tiefreichende Gesteinsauflockerung und eine mächtige Verwitterungsschwarte. Schon aus den Aufschlußbohrungen war zu erkennen, daß der Gesteinszersatz bis in eine Tiefe von maximal 12 m reichte. An einigen Stellen wurde sogar eine tiefgründige Auflockerung des Gebirgsverbandes – zumindest auf Grund von Testbohrungen – bis in 30 m (!) unter GOK (= Geländeoberkante) festgestellt.

Dies mag wohl mit ehemaligen Erosionsrinnen auf einer alten Landoberfläche in Zusammenhang stehen.

Betrachtet man nun die durchschnittliche, natürliche Hangneigung im Projektgebiet der S6, so liegt diese zwischen 10 und maximal 15°. Eine Ausnahme bilden natürlich die Grabeneinhänge. Die Abschnitte aus Phyllitgesteinen haben eine relativ flache Neigung, während ab der Grenze des Syhrnbach-Tales (s. Abb. 1) Richtung Westen die Hangneigung bis auf 35° ansteigt. Dies ist auf den Wechsel von Phyllit zu Karbonatgestein zurückzuführen.

Der Gesteinsbestand entlang der Trasse vom Baulosbeginn an, gliedert sich wie folgt: Tertiäre Konglomerate und Sandsteine, Quarzite, Phyllite bis phyllitische Glimmerschiefer und Kalkgesteine am Baulosende.

3.1. Petrographie des Straßenuntergrundes

3.1.1. Tertiäre Konglomerate

Es handelt sich hier um gelblich-braune, leicht rötliche, grobklastische Gesteine mit karbonatischen Komponenten und einem ebensolchen Bindemittel. Steine und Grobkies bilden mit einem lehmigen Zersatz das Verwitterungsprodukt dieses Konglomerates.

3.1.2. Quarzite

Rötlichbraune bis grünlichgraue Quarzitgesteine mit zum Teil beträchtlicher Porosität. Die Limonitlösungen sind tief in den Kornverband eingedrungen und lassen dieses Gestein nach vollständiger Verwitterung zu Quarzgrus zerfallen. Ein Gesteinsdünnschliff zeigte aber, daß innerhalb der Quarzlagen eine intensive Kornverzahnung mit einem hohen Anteil an Quarzzerreißel vorliegt. Muskowit ist akzessorisch vorhanden.

Ein rötlicher, plastisch verformbarer Quarzmylonit mit hellbraunen, schluffig-tonigen Häutchen an der Harnischfläche, war in zwei Fällen die Ursache für flachschalige Ablösungen an den 3:4 angelegten Böschungen. Der Erhaltungszustand der Quarzite reicht von frisch über angewittert bis verwittert. Eine gute Gesteinsfestigkeit und eine würfelige, quadrige, scharfkantige Schuttau Ausbildung im cm–dm-Bereich, macht diesen Gesteinstyp zum begehrten Dammschüttmaterial. P. FAUPL (1970, S. 35 ff.) nimmt an, daß die Vergroßung der Quarzite (Semmering-Quarzit) eine Folge eines ehemals höher gewesenen und heute gänzlich verwitterten Feldspatanteiles ist. Dies könnte auch hier zutreffen, zumal reliktsch noch einige Mikroklinaggregate zu erkennen

sind. Die einstmals eisenreichen Minerale gehen allerdings auf Verwitterungs- und Bodenbildungen zurück, und führen zu der jetzt auffälligen Limonitdurchtränkung des Gesteines.

3.1.3. Phyllite bis phyllitische Glimmerschiefer

Sie bilden den Hauptgesteinstypus und reichen von km 8.2 bis knapp vor das Baulosende (km 16.1). Hier macht sich ein oftmaliger Wechsel im Erhaltungszustand der Gesteine bemerkbar. Es war dies auch der große Unsicherheitsfaktor bei der Festlegung der endgültigen Böschungsneigungen. So war es beispielsweise nach dem Aushub sofort klar, daß auch in kurzen Einschnitten die künstlichen Hangneigungen kleinräumig wechseln müßten, was die ausführenden Baufirmen vor ziemliche Schwierigkeiten stellte.

In einem Schurf zur Feststellung der Ankerfähigkeit der Phyllitgesteine wurden folgende ingenieurgeologische Parameter erhoben:

Petrographie: Braune bis grünlichgraue Phyllite bis phyllitische Glimmerschiefer wie auch häufig Phyllonite, die durch ein überaus starkes, zerschertes und zerschertes Gefüge definiert werden.

Verwitterungszustand: Selten frisch, meist alle Übergänge von angewittert, verwittert bis entfestigt (s. Definitionen in R. SCHWINGENSCHLÖGL, 1988). Die entfestigten Typen wiesen auch eine talkig-schmierige Oberfläche auf, was auf den hohen Gehalt an Hellglimmer (speziell an Serizit) zurückzuführen ist.

Klüftung: Meist engständig bis zerdrückt, seltener dicht geklüftet. Daraus resultiert ein hoher Zerlegungsgrad und wegen der oft mit Phyllitzersatz (= Schluff-Ton-Material) gefüllten Klüfte, muß man diese Gesteine auch als hoch teilbeweglich ansehen.

Chlorit- und Pyritführungen bewirken eine hohe Verwitterungsunbeständigkeit. Der Chlorit ist nicht säurebeständig und kann durch die Pyritverwitterung zersetzt werden. Das Eisen des Chlorites und des Pyrites wird auf dem Oxidationswege in Limonit umgewandelt und färbt die Gesteine ockerbraun bis braun.

Gesteinsfestigkeiten: In Anlehnung an die DIN 4022 und an die übliche Hammer Schlag-Feldmethode liegen diese zwischen fest (eher selten!) und mäßig fest bis entfestigt. Die Gesteine lassen sich dann mit der Hand plastisch verformen. Zahlreiche kleine, schluffig-tonig belegte Harnische durchziehen das Gestein. Die Phyllite sind zu typischen Kleinfalten bzw. zu Knittergebilden deformiert. Manchmal auftretende Quarze (in Form von Quarzgrus-Linsen) erhöhen die Gesteinsfestigkeit nur unwesentlich, da sie stark zertrümmert und zerschert vorliegen.

Verbandsfestigkeit (nach Ch. LEMPP & O. NATAU, 1985): Diese liegt stets zwischen mäßig und gering. Sehr gute oder gute Verbandsfestigkeit ist eher die Ausnahme. Die Schieferungsrichtungen wechseln häufig und entsprechen dem ausgeprägten Faltenbau. Die Verbandsfestigkeiten sind deswegen eher schlecht, weil es sehr viele dünne, schieferungsparallele Mylonitlagen gibt. Diese sind technisch bedeutsam, denn durch das meist hangauswärts fallende Schieferungsgefüge werden auch bei geringem Wasserzutritt und übersteilter Böschung die Scherfestigkeiten auf diesen Trennflächen leicht überschritten.

Trennflächen: Durch das vielfach verrutschte Phyllitmaterial waren die Bereiche „anstehend“ und „nicht anstehend“ oft schwer zu trennen. An einigen Hangstellen konnte aber ein deutliches zweischariges Kluftsystem (NW-SE-Streichen und steil

NE-fallend und NE-SW-Streichen mit steilem NW-Fallen) ermittelt werden. In den gesünderen Phyllitanteilen lagen die Schieferungsrichtungen stets flach bis mittelsteil nach Nord bis Nordost fallend vor. Nach dem relativ hohen Quarzgehalt sind diese Gesteine bereits als Quarzphyllite anzusprechen. Sie zeigen intensive Kornverzahnung mit dazwischenliegenden Serizitlagen. Sehr häufig ist Pyrit in Scherflächen schnurartig angeordnet. Die grüne Farbe des Gesteins stammt ausschließlich vom Chlorit.

Die mikroskopische Untersuchung an einem Phyllithandstück zeigt deutlich, daß die Limonitisierung sich von Pyrit ausgehend entwickelte. Der Verwitterungsgrad wäre durch die, in den Kornverband eingedrungenen Lösungsansätze des Eisenoxides, mit verwittert anzugeben.

In vielen Einschnitten konnte der Phyllit nicht mehr als Gestein, sondern bloß als „Phyllitboden“ bezeichnet werden. In diesen Fällen handelt es sich um braune, glimmerreiche, sandig-kiesige Gesteinsrelikte mit sehr wenig Festgesteinsanteilen. Man kann diesen Bodentyp als ein schluffig-toniges Sand-Kies-Gemisch mit einigen größeren Phyllitsteinen beschreiben.

4. Kritische Betrachtung einiger Massenbewegungen

Im folgenden werden an verschiedenen Positionen des Bauloses gefügebedingte Gleitereignisse wie auch echte Rutschungen im bodenmechanischen Sinne beschrieben.

Trotz der entwässernden Stützwirkung von grobblockigen Steinsätzen am Böschungsfuß eines 15–20 m tiefen Einschnittes, kam es nach der Jahreswende 1983/84 zu einer gefügebedingten Rutschung mit einem Grundbruch, welcher zu einer kleinen Aufwölbung des Unterbauplanums am linken Fahrbahnrand (s. Abb. 2) führte. Der etwa 3–4 m mächtige Bereich ist als ein „im Verband“ nach Nord abgeglittenes Gesteinspaket anzusehen gewesen. Wie die gefügekundliche Aufnahme und Rekonstruktion ergaben, waren ausschließlich die nach NNE-zeigenden, mm-dünnen Mylonitlagen im Phyllitgestein und die übersteilte Böschung der Grund für dieses Ereignis.

Nach Zurücknahme der Ausführungsneigung von 3:4 auf weniger als 2:3 – es mußte dabei unbedingt die tiefste Gleitfläche beim Aushub bzw. der Verflachung unterschritten werden – wurde eine stabile Einschnittsböschung hergestellt.

Obwohl insgesamt gesehen das Phyllitgebirge von mittlerer Qualität war, mußte den dünnen Mylonitlagen geotechnisch die höchste Bedeutung beigemessen werden. Hier zeigte sich wieder einmal mehr, daß Einschnitte in guten Gesteinstypen nach der Theorie von L. MÜLLER (1969, S. 163 ff.) auch durch reine Spannungsumlagerungen instabil werden können. Bei einem Gedankenmodell von L. MÜLLER wird ein elastoplastisches Medium angenommen und die Erosion als ausräumender Faktor herangezogen. Treten bei Erosionsentlastung – ein sehr langsamer Vorgang – schon Neuklüfte im Böschungsschulterbereich auf, so ist beim Aushubvorgang die fast jäh Änderung des Spannungszustandes ein leicht einsehbarer Grund, daß Rutschungen durch irreversible Kluffverschiebungen und Auflockerung, also Entfestigungen, ausgelöst werden müssen.

Wie groß und welches Ausmaß diese Gleitereignisse haben können, hängt vom Gesteins- bzw. Gebirgstyp ab, sowie von der Art der neugeschaffenen freien Felsoberfläche (L. MÜLLER, 1969, S. 171 ff.). Böschungen mit 3:4-Neigungen waren in einem Gemisch aus Phyllit-Hangschutt und Phyllit-Bodenbildung meist nicht zu halten.



Abb. 2: En-bloc-Gleitung in Phylliten an der linken Böschung eines etwa 15 m tiefen Einschnittes.

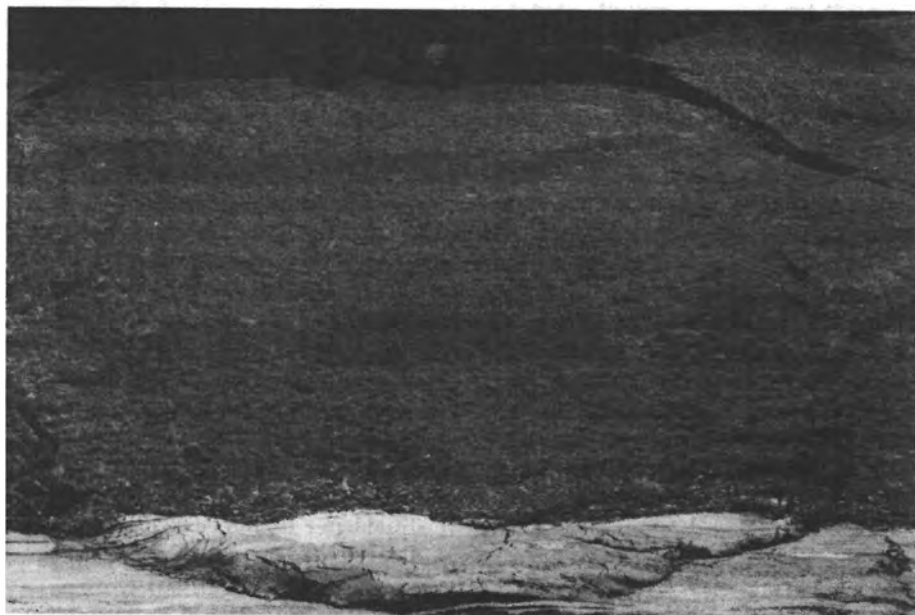


Abb. 3: Rutschung im verwitterten Phyllit (bereits als Boden zu bezeichnen), Einschnittstiefe ca. 15 m.

Wie Abb. 3 zeigt, ist bei relativ trockenem Wetter im Juli 1984 ein etwa 30 m breiter Hangteil instabil geworden und hat das fertige Planum durch einen Grundbruch bis zu 1 m aufgehoben.

Hier konnte nicht mehr mit einer Böschungsverflachung saniert werden, da das angrenzende Waldstück nicht angetastet werden durfte. Vielmehr wurde die Rutschmasse bis unter die mutmaßliche Gleitflächentiefe abgetragen, ein Reibungsteppich aus grobblockigem Karbonatgestein eingebracht und die Böschung in der ursprünglichen Neigung wieder aufgebaut (s. Abb. 4).



Abb. 4: „Reibungsteppich“ aus Karbonatblöcken für einen neuerlichen Böschungsaufbau, im gleichen Einschnitt wie bei Abb. 3.

Wie zwei unterschiedliche Bohrergebnisse die Wahl der richtigen Böschungsneigung erschweren, sei an folgendem ca. 27 m tiefen Einschnitt demonstriert:

Eine 20 m-Bohrung zeigte erst in 19 m Tiefe mehr oder weniger gesundes Phyllitgestein. Die zweite Bohrung weist hingegen eine Verwitterungsschuttüberlagerung von nur 4 m auf. Darunter stehen wohl Phyllite und Glimmerschiefer an, die engständig zerlegt, mit limonitisierten Klüften und Gesteinstellen bis zur Endteufe von 25 m es erlaubten, eine Böschungsneigung von 3:4 ($\approx 37^\circ$) zu wählen. Die talseitige Böschung wurde sogar mit 4:5 ($\approx 38,5^\circ$) ausgeführt. Die Schieferungsflächen (= sf) streichen aber hier spitzwinkelig, mit $30-40^\circ$ zur Trassenachse und fallen talwärts mit $40-60^\circ$ ein.

Die ungünstige Gefügegeometrie und der Umstand, daß die Einschnittsböschung eine hangparallele Krümmung aufweist, d.h. die Trassenachse ist talwärts nach Nor-

den ausgebaucht, führten massenmäßig zur größten Rutschung in diesem Bauolos. Die Phyllite bis Glimmerschiefer hatten insgesamt einen eher schlechten Erhaltungszustand, sie waren engständig bis zerdrückt geklüftet und wiesen eine niedrige Gesteinsfestigkeit auf, was wiederum folgert, daß die Restverbandsfestigkeit gering ist. Nach dem ersten Gleitereignis wurden Phyllitmassen milderer Qualität abgetragen und damit eine Verflachung auf ca. 1:2 ($\approx 26,5^\circ$) erzielt. Die Basis dieser Teilverflachung bildeten Phyllite bis Glimmerschiefer von ausgezeichnetem Erhaltungszustand. Da man diese gut standfeste, nun sehr flache ($\sim 1:2$)-Böschung nicht bis zum Verschnitt mit dem ursprünglichen Gelände verlängern konnte, wurde dieser gute Untergrund als Aufstandsfläche für eine neu aufzubauende Böschung verwendet.

Es zeigte sich hier sehr deutlich, daß zu steile Entwurfsböschungen sich selbst einen Gleichgewichtszustand suchen, der in diesem von Phylliten dominierten Gebiet nur von den Hartgesteinsrippen im Untergrund bestimmt wird.

Bei einem solchen Einschnitt wird wieder einmal die Frage der Böschungsstabilität infolge Bermen und eines an der Böschungsschulter verlaufenden Begleitweges offenkundig.

So fiel uns in mehreren Einschnitten auf, daß an der Innenseite (s. Abb. 5) des Begleitweges (bei Punkt 4) oder auch an der Berme (Punkt 2) des öfteren Zugrisse von unregelmäßiger, gekrümmter Art auftraten.

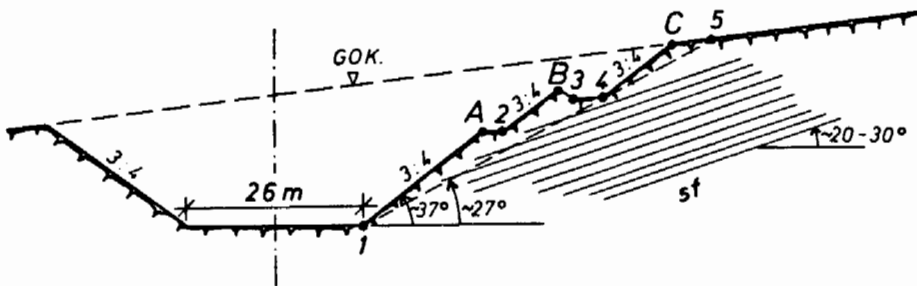


Abb. 5: Musterquerschnitt mit Berme und bergseitigem Begleitweg.

Das meist hangauswärts fallende Schieferungsgefüge mit seinen häufigen, schieferungsparallelen, dünnen Mylonitlagen verursacht eine entscheidende Schwächung der Böschungsstandsicherheit. Ein sicherlich anzusetzender Strömungsdruck, dessen Strömungslinien zum Hangfuß hin geneigt sind, beeinflusst die Scherparameter ebenfalls ungünstig, denn am Böschungsfuß ist die Spannungskonzentration am größten. Im Punkt 4 liegt durch die deutliche Einkerbung die zweitgrößte Häufung, das Zusammendrängen der σ_1 -Trajektorien vor. Wenn nun Zugrisse bei Punkt 2 oder 4 auftreten und das vorhandene schlechte Phyllitmaterial, zusammen mit einer für die Standsicherheit ungünstigen Gefügegeometrie die dabei auftretenden Zugspannungen nicht mehr aufnehmen kann, so wird der gesamte Bereich der Flächen 1-A-2-B-3-4 und 4-C-5 stark aufgelockert. Nach Überwindung der Scherfestigkeit, welche noch durch eindringendes Wasser beschleunigt wird, sowie einer gefügelockernden Wirkung durch den neuen Spannungszustand nach dem Aushub, ist die Gesamtsicherheit dieses Einschnitteiles wahrscheinlich nahe bei 1 angelangt. Eine Gleitung kann dann nur mehr eine Frage der Zeit sein.

Verbindet man die Punkte 1, 4 und 5, so erhielte man jene Böschungslinie, bei der eine kontinuierliche Spannungsverteilung vom Böschungsfuß bis zur Böschungsschulter zu erwarten wäre. Die Gerade 1-4-5 ist etwa um 10° geringer geneigt, als die gesamte, mehrfach geknickte Projektsböschung und liegt unter Punkt 2 um 4 m und unter Punkt 3 sogar um 5 m tiefer. Das war aber auch gerade jene Tiefe, die mit der Dicke bzw. Mächtigkeit der meist flachschaligen Ablösungen und en bloc-Gleitungen übereinstimmte.

Ist auch der Vorteil der Bermen unbestritten (s. H. BRANDECKER, 1971, S. 32 ff. und L. MÜLLER, 1963, S. 440 ff.), so ist bei Phylliten bzw. Phyllitböden oder deren Mischungen, die Anlage einer Berme und eines, die Kerbwirkung nochmals verstärkenden Begleitweges, bei den vorliegenden schlechten geologischen Verhältnissen nicht angeraten. Es sollte hier vielmehr nach den ersten Aushüben sehr schnell entschieden werden, ob die Gebirgsqualität und das Trennflächengefüge die Anlage von derartigen, horizontalen Wegelementen in einer Einschnittsböschung gestatten.

5. Einschnitt E 8/9 – links

Der bis ca. 25 m tiefe Einschnitt liegt in einem nach Nord zeigenden Bergrücken und wurde in der metamorphen Gesteinsserie mit mehr oder weniger tiefgründiger Verwitterungsschwarte angelegt.

5.1. Ingenieurgeologische Aspekte

5.1.1. Petrographie und Trennflächengefüge

Es stehen Phyllite bis Glimmerschiefer an, deren Quarzgehalt manchmal kleinräumig sehr stark wechselt. Im Durchschnitt sind die Gesteine als angewittert bis verwittert zu bezeichnen und sind engständig bis zerdrückt geklüftet.

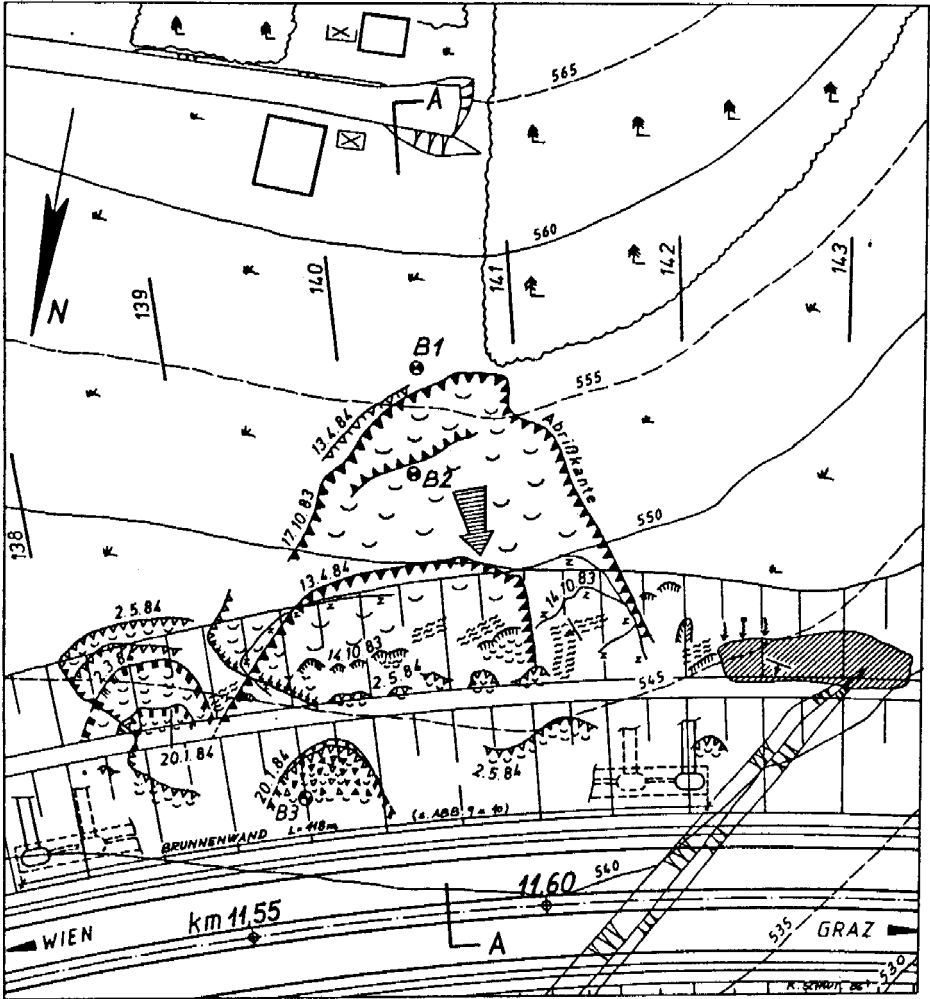
Der Restverband des Gebirges ist aufgrund des hohen Durchtrennungsgrades und in Anlehnung an L. MÜLLER (1963, S. 265 ff.) als mittelmäßig bis geringwertig zu taxieren.

Nach dem Auftreten der ersten Anbrüche in der oberen Teilböschung (s. Abb. 6), wurden alle im Gelände verfügbaren geologischen Daten aufgenommen.

Das Einfallen der mm-geschieferten Phyllite kann generell mit N bis ENE angegeben werden, d.h. in einer für die bergseitige Böschung zum Teil ungünstigen Gefügegeometrie. Es ist allerdings mit einer gewissen Unschärfe behaftet, da gesundes Gebirge hier nur in Form von „Rippen“ und „Platten“ auftritt.

Das Kluffgefüge ist durch eine NE–SW-streichende und steil NW-fallende Schar sowie durch die NW–SE-verlaufende und steil nach NE einfallende Schar bestimmt. Beide Systeme weisen einen eher lockeren Regelungsgrad auf (s. Abb. 7). Ein Durchtrennungsgrad mit $\mathcal{H} \sim 0,66-0,75$ bewirkt außerdem, daß die Restfestigkeit des Gebirges stark herabgesetzt ist und es zur Kraftübertragung nur mehr punktweise geeignet ist.

In Abb. 8 sind die geotechnisch bedeutenden Harnische eingetragen. Diese, meist schluffig-tonig belegten Rutschstreifen zeigen ein mit dem Hang gleichsinniges Einfallen, was für die Gesamtstabilität eine entscheidende Schwächung darstellte.



Legende:

- | | | | |
|--|--------------------|--|-------------------|
| | TROPFWASSER | | BEWEGUNGSRICHTUNG |
| | SICKERWASSER | | FALLZEICHEN |
| | KERNBOHRUNG | | PHYLLIT, |
| | VORWÖLBUNG | | ANSTEHEND |
| | PHYLLIT-
RIPPEN | | |
| | ZUGRISSE | | |

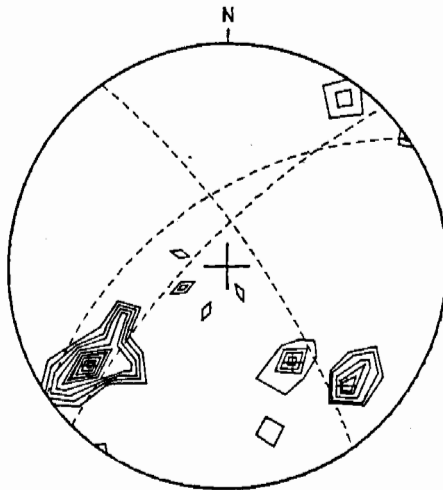
Abb. 6: Geologischer Lageplan und Rutschungs-Chronologie des Einschnittes E 8/9 – links.

Semmeringschnellstrasse S6

Einschnitt E8/9 li

Abb. 7:

Isoliniendarstellung des Kluftgefüges bei E 8/9 – links.



101 Messungen

5.2. Hangmechanik

Nach dem Auftreten weiterer Anrisse in der Böschung und im Wiesengrund oberhalb der Böschungsschulter im Frühjahr 1984 wurden im Rahmen eines Sanierungsvorschlages von Ch. VEDER (1984, S. 2) drei Kernbohrungen niedergebracht, um die Lage und den Verlauf der „Gleitfläche“ zu ermitteln. In der Bohrung B2 konnte zwischen 10,5 und 13 m Tiefe eine Scher- bzw. Zersatzzone knetbarer Konsistenz mit vielen dünnen Phyllitblättchen festgestellt werden. Das im gleichen Bohrloch eingesetzte Inklinometerrohr ließ überdies eine deutliche Bewegung in einer Tiefe von ca. 12 m (W. PRODINGER, 1985) erkennen. Die etwas tiefer liegenden Mylonite waren mechanisch nicht wirksam, wie auch in diesen Horizonten keine meßbare Bewegung am Inklinometer abzulesen war. Die Bohrungen B1 und B3 lieferten einige glänzende Harnische, die in diesem Gestein auch tieferliegende Gleitzonen annehmen ließen.

Die Lage der „Gleitfläche“ oder besser der Scherzone, von mehreren Dezimeter Mächtigkeit, wurde auch durch die Stellung der Harnische in der Böschung und in mehreren Schürfröschen ermittelt. Nach einer relativ steilen Abrißkante ($80-90^\circ$) geht die Zone geringster Scherspannung in eine offenbar mehr oder weniger hangparallele Fläche über. Es liegt hier der geometrische Typus einer Rutschung mit „gebrochener Gleitfläche“ vor (s. Abb. 8).

Eine Kreuzlinienermittlung von mechanisch wirksamen Trennflächen erbrachte eine um wenige Grade flachere Lage der Verschneidung von K_1 und den Schieferungsflächen als die Projektböschung.

Hingegen war die Schnittgerade zwischen den beiden wichtigsten Harnischstellungen steiler als die Projektsböschung. Obwohl die Harnische und die Mylonitlagen um mindestens 10° steiler als die Böschung einfallen, müssen sie doch in Verbindung mit der Kluftwasserführung als die treibenden Kräfte angesehen werden. Im Verein mit den flacher als 37° einfallenden Mylonitlagen (s. Profil A—A, Abb. 8) bestätigen sie gut das Modell einer „abgetreppten Gleitfläche“. Aber erst ein Großaufschluß in Form von mehreren Röschen zeigte, daß diese wenigen, aber flach liegenden Trennflächen die mechanisch wirksamen waren.

5.3. Wasserführung

Die erste Kartierung der Rutschungsanrisse erbrachte im Profilbereich 142—links Tropf- und Sickerwasser. Des weiteren wurden Anfang Mai 1984 zahlreiche neue Anrisse festgestellt, deren Rutschmassen feucht bis durchnäßt waren. Sonst war lediglich an den Harnischflächen ein bergfeuchter, schmieriger Schluff—Ton-Belag festzustellen. Erst die Anlage von Röschen am Böschungsfuß bei Profil 141—links erlaubte einen guten Einblick in das vorliegende Phyllitgestein. Die eigentliche Wasserführung beschränkte sich nämlich auf sehr weitläufig verstreute Quarzgruslinsen und nicht selten auf die sf-Flächen selbst.

Da nahezu alle Klüfte und auch Kluftfüllungen limonitisch verfärbt waren, konnte eine deutliche Wasserwegigkeit angenommen werden. Warum allerdings bei den Ankerbohrungen aus dem östlich benachbarten Einschnittsteil fast nie Wasser angefahren wurde, liegt in der kleinen Korngröße der Kluftfüllungen und den vielfach auftretenden, sich schneidenden, schluffig-tonig belegten Trennflächen. Nach Herstellung der Rösche bei Profil 141 (7 m tief und 4 m breit), war der Wasserzutritt so beständig, daß in den trockenen Sommerwochen 1984 der Spritzwasserwagen hier seinen Tank täglich auffüllen konnte. Die Schaffung einer größeren, freien Fläche erwies sich entwässerungswirksamer als sieben Entwässerungsbohrungen, da bei einem künstlichen Aufschluß dieser Größe wesentlich mehr potentielle Wasserwege angeschnitten werden als bei einer Bohrung, die unter Umständen gewisse Kluftverbindungen sogar verstopfen kann. Trotzdem wurde den Entwässerungsbohrungen eine gewisse entspannende Wirkung zugeschrieben und ein neuer Abtragsvorschlag ausgearbeitet.

Neuerliche Anrisse bedingten allerdings, daß die Böschung nur mehr mit einer Brunnenwand und Ankerbalken gehalten werden konnte (s. Abb. 9.).

Vielleicht wurden die Entwässerungsbohrungen auch zu hoch (7 m über dem Unterbauplanum) angesetzt, denn der „schmierende Einfluß“ des Bergwasserspiegels auf eine „Gleitzone“ war sicher noch gegeben. Erst das Absenken des Wasserspiegels, tiefer als die Gleitfläche, wäre wohl stabilisierend gewesen.

5.4. Bodenmechanik des Einschnittes E8/9—links

Die Erkundung des Untergrundes in diesem Einschnitt war 1980 durch zwei Bohrungen bis maximal 15 m Tiefe und 1982 durch zwei Bohrungen bis maximal 32 m Tiefe erfolgt. Außerdem standen noch vier Aufschlüsse durch Bohrungen in der Achse eines Brückenbauwerkes zur Verfügung. Von diesen Bohrkernen wurden an einzelnen charakteristischen Proben aus den ausgedehnten Mylonitzonen, wie auch aus den



Abb. 9: Herstellung der Brunnenwand im Einschnitt E 8/9 – links (die elliptischen Brunnen reichen von links unten bis rechts oberhalb der Bildmitte).



Abb. 10: Fertige Brunnenwand mit Ankerbalken im Einschnitt E 8/9 – links.

Verwitterungsdecken normale bodenphysikalische Klassifikationsversuche ausgeführt und die Scherparameter im Wiener Routine-Scherversuch bestimmt. Zum Vergleich konnten auch die Ergebnisse umfangreicher Bodenuntersuchungen für einen früher geplanten Talübergang, der unmittelbar westlich an den Einschnitt anschließen sollte, herangezogen werden.

Aus den Korngrößenverteilungen der untersuchten Proben ist erkennbar, daß die Kornfraktion über 2 mm mehr als 40 bis 50 % aufweist und der Feinanteil höchstens 25 % beträgt. Die Untersuchung der Zustandsgrenzen ergab, daß in den erfaßten Proben vorwiegend geringplastische Tone enthalten waren.

Eine Auswertung der ermittelten Reibungswinkel in Abhängigkeit vom Plastizitätsindex läßt eine deutliche Abnahme der Winkel bei zunehmendem Plastizitätsindex erkennen, wobei jedoch die Streuung groß ist.

5.4.1. Böschungssicherung

Die Herstellung der Einschnittsböschung war mit einer Neigung von 3:4 geplant. Überraschend setzte bei einer Abtragtiefe von etwa 10 m zwischen Profil 139 und 142 eine Hangbewegung ein, die zu starken Anrissen bis 30 m hinter die Böschungsschulter führte.

Eine sofort aufgebrachte Bermenschüttung von ca. 3 m bis 4 m am Böschungsfuß brachte die Bewegung zum Stillstand.

Mit einer konventionellen Böschungsbruchuntersuchung wurde für Gleitkreise, die durch die in der Natur festgestellten Zwangspunkte gehen, im Fall des Grenzgleichgewichtes ein Reibungswinkel von 20° rückgerechnet. In dieser Untersuchung wurde kein Wasserdruck angesetzt, weil Wasser nur entlang örtlich eng begrenzter Wegigkeit angenommen wurde. Von später im Bereich des Rutschkörpers hergestellten, dreißig Entwässerungsbohrungen lieferten nur wenige sehr geringe Wassermengen, dagegen erbrachte eine Extensometerbohrung im Profil 137 einen stärkeren, gleichmäßigen Wasserabfluß.

In einem vom Fuß der Rutschmasse aus hergestellten rd. 7 m tiefen Schurf wurde eine engständige Klüftung von Phylliten minderer Qualität, die zum größten Teil mit glänzend polierten Harnischflächen auftraten, festgestellt. Die tonigen Beläge dieser Flächen wiesen nur Dicken von weniger als 1 mm bis etwa 1 cm auf. Technisch maßgebend waren besonders Flächen, die mit 10° bis 20° talwärts (nach NW) einfallen. Bemerkenswert war auch die Ebenflächigkeit und die große Ausdehnung dieser Flächen, wie sie später auch in der Baugrube für ein Brückenobjekt an der Talseite festgestellt wurden. In den Aufschlußbohrungen waren diese Klüftbeläge nicht erkennbar gewesen.

Bedingt durch dieses System von Trennflächen haben sich aus der bereits fertiggestellten Abtragsböschung auch größere Klüftkörper gelöst. Aufgrund dessen wurde zur Böschungssicherung eine Kombination einer Vernagelung mit Stahlrohren zur Sicherung einer mehrere Meter dicken, oberflächenparallelen Zone sowie eine tiefreichende Ankerung zur Stützung eines als möglich angesehenen Gleitkörpers mit tiefliegenden Gleitflächen, vorgesehen.

Bei der Entscheidung über die Wahl der Sicherungsmaßnahme wurde davon ausgegangen, daß das gewählte Stützelement eine möglichst weitgehende Anpassung an zusätzliche Sicherungen gestatten sollte, falls sich die Untergrundverhältnisse im Zuge

des Abtrages als noch ungünstiger herausstellen sollten. Des weiteren sollte die Hangsicherung die Wiesenflächen oberhalb der Böschung nicht beanspruchen.

In der Folge wurde zwischen den Profilen 139 und 142 nur eine Vernagelung mit Stahlrohren mit 60 mm Durchmesser und Längen von 6 m bis 20 m ausgeführt. Im Zuge des nachfolgenden Abtrages traten erneut Bewegungen an der Böschung auf, wobei sich vorhandene Anrisse im Gelände oberhalb der Einschnittsböschung vergrößerten und sich progressiv hangaufwärts fortsetzten. Zu diesem Zeitpunkt ausgeführte, zusätzliche lotrechte und schräge Kernbohrungen im Bereich der Rutschung ergaben gegenüber den im Projektstadium ausgeführten Aufschlußbohrungen keine grundsätzlich neuen Erkenntnisse. Aus dem Großaufschluß des bis zum Planum vorgezogenen Schurfschlitzes war jedoch zu erkennen, daß die Gefügeverhältnisse und die weitgehende Ausbildung der Klüfte als Harnischflächen, wie sie oberhalb der Berme zuerst festgestellt und beschrieben wurden, jedenfalls auch bis zum Unterbauplanum reichten. Die notwendigen Hangstützkräfte wurden nun durch in Ankerbalken versetzte Anker und einer mit kurzen Gewölbescheiben verbundenen Brunnenreihe aufgebracht. Die mit elliptischem Querschnitt ausgeführten Brunnen binden ca. 10 m tief unter das Unterbauplanum ein (s. Abb. 10). Dabei wurde der Standsicherheitsuntersuchung ein Reibungswinkel von $\varphi = 20^\circ$ und eine Kohäsion von 20 kN/m^2 zugrundegelegt.

Die Brunnen und die in der Falllinie liegenden Ankerbalken sind im 8 m Abstand ausgeführt und in jedem Balken sechs Anker mit je 600 kN Tragkraft versetzt, die Möglichkeit zum Einbau weiterer fünf Anker je Balken ist vorgesehen (s. Abb. 11).

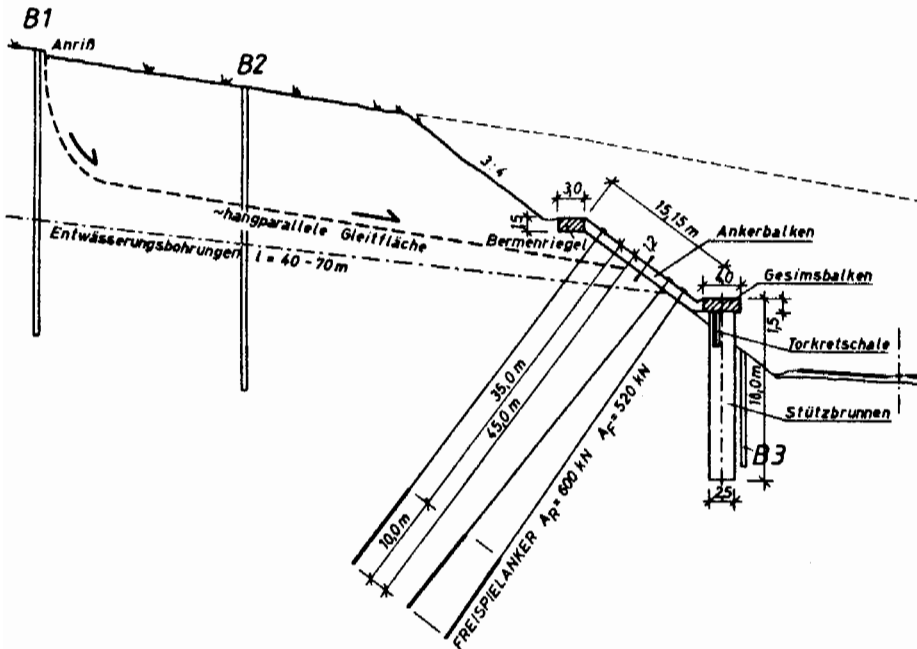


Abb. 11: Sanierungsmaßnahmen im Einschnitt E 8/9 – links (nach W. PRODINGER, 1985).

5.5. Folgerungen

Die Beurteilung der Untergrundverhältnisse in stark tektonisch beanspruchten und verwitterten Phylliten ist aufgrund von Aufschlußbohrungen alleine nicht möglich. Der für das Verhalten dieses Gebirges entscheidende Zerlegungsgrad, die Beschaffenheit (dünne Kluftbeläge) und die Erstreckung der Klüfte kann nur in begehbaren Aufschlüssen beurteilt werden. Daher sind bei tiefen Einschnitten in diesem Material diese Beurteilungen im voraus nur für begrenzte Tiefenabschnitte möglich. Dabei ist unbedingt eine gleichzeitige baugelogeische und geotechnische Erfassung der Verhältnisse notwendig. Eine wirtschaftliche Hangsicherung bei derartig tiefen Einschnitten, deren geplante Böschungsgeometrie eingehalten werden soll, muß eine schrittweise Anpassung an die sich mit der Abtragtiefe ändernden Untergrundverhältnisse ermöglichen. Auch die Anwendung verschiedener Sicherungsmethoden ist so vorzusehen, daß sich diese ergänzen können und daß bei deren Ausführung die zusätzliche, spätere Einbringung von Stützkräften, falls erforderlich, möglich ist.

6. Einschnitt E 16/17 –links

Der betrachtete Einschnitt befindet sich in einem nach NW abfallenden Rücken, ca. 700 m SE der Ortschaft Wörth. Der Hangteil liegt zwischen den Profilen 44 und 52 (s. Abb. 12).

6.1. Ingenieurgeologische Aspekte

6.1.1. Petrographie und Trennflächengefüge

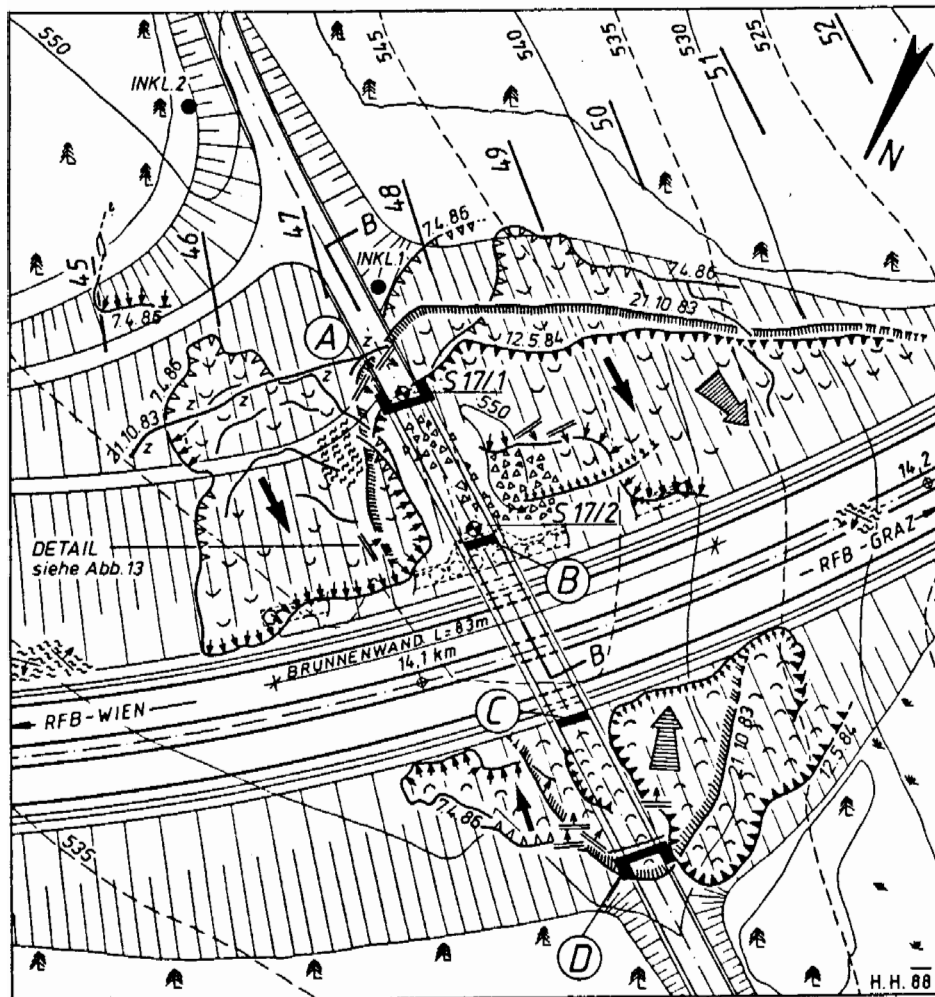
In der Hauptmasse besteht auch dieser Trassenabschnitt aus Phyllit bis phyllitischem Glimmerschiefer. Für diese Gesteine gilt im wesentlichen der gleiche Erhaltungszustand wie der für den Einschnitt E 8/9 –links.

Die Besonderheit des Einschnittes liegt aber in einer ausgeprägten, flach nach SW einfallenden Grenzfläche in der bergseitigen Böschung an der ein auffälliger Gesteinswechsel vorlag (s. Abb. 13). Es handelt sich hier um einen völlig zerriebenen, grünlich-grauen, plastisch verformbaren Phyllitzersatz mit eingelagerten, gerundeten Quarzen in Kieskorngroße.

Die generelle Lage der Schieferungsflächen kann mit einem mittelsteilen Einfallen nach Norden angegeben werden. Die Klüfte sind auch bei diesem Einschnitt deutlich zweischarig angelegt: Die eine Schar streicht NNW–SSE, steil WSW fallend, die andere streicht um E–W und fällt steil nach S ein. Die Klüfte sind nur schwach geöffnet, meist limonitisiert und oft gewellt oder gekrümmt, was einen gewissen „Verzahnungseffekt“ bei Beanspruchung von Scherkräften darstellen kann. Insgesamt ist das angegriffene Gebirge als teilbeweglich und überaus pyrithaltig anzusprechen.

6.2. Hangmechanik

Obwohl an beiden Böschungen Rutschungen auftraten, wird aus aktuellen Gründen im folgenden nur die linke Einschnittseite beleuchtet.



Legende:

Harnisch mit
Gleitstriemung

12. 5. 1984

Abrisskante
VorwölbungPhyllitrippe
Fallzeichen
Blockwerk, grob

7. 4. 1986

Zugrisse
Kernbohrung
Bewegungsrichtung
(21. 10. 1983)

Abb. 12: Geologischer Lageplan und Rutschungs-Chronologie des Einschnittes E 16/17 – links.

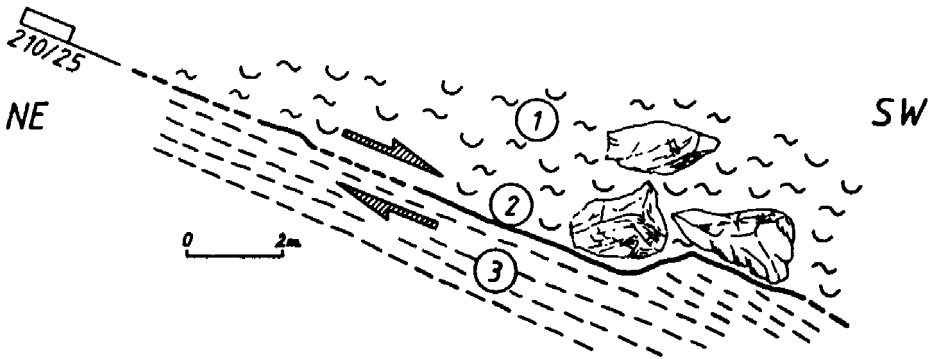


Abb. 13: Grenzfläche im bergseitigen Böschungsteil.

- 1 braune Phyllite, verwittert-entfestigt, engständig geklüftet, mittlere Gesteins- und Verbandsfestigkeit, sf nicht ausgeprägt (z.T. noch Gesteinsblöcke in der Rutschmasse)
- 2 pelitische Grenzfläche (Mylonit) mit gerundeten, zerriebenen Quarzen
- 3 grünblauer, pyrithaltiger Phyllit, stark chloritführend, sf im mm-Bereich, angewittert-verwittert, engständig geklüftet, mittlere Gesteins-, aber mindere Verbandsfestigkeit, zahlreiche Scherrisse aufweisend.

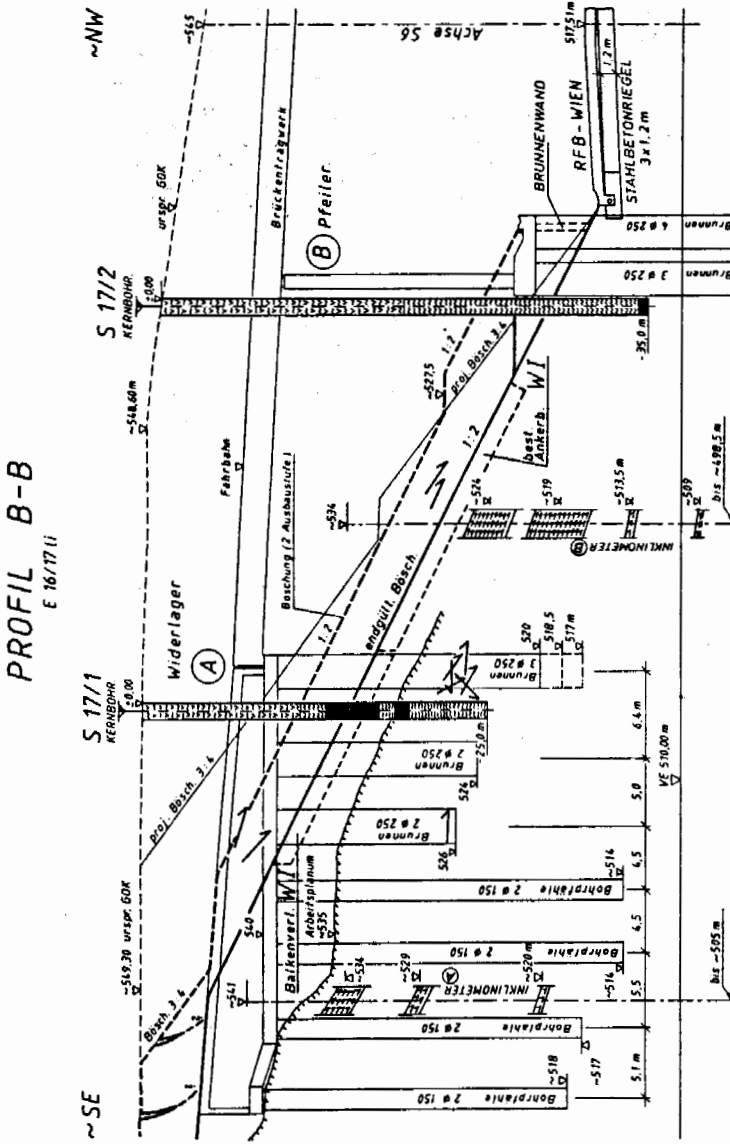
Aus den Geländeaufnahmen vom Oktober 1983 ging bereits deutlich hervor, daß die nach SW einfallende Grenzfläche und die im Lageplan (s. Abb. 12) eingezeichneten Harnische die Ursache für die Massenbewegung darstellten. Natürlich ist auch hier die übersteilte Projektsböschung als mitauslösender Faktor zu nennen. Wie im Schnitt B-B (= Abb. 14) in beiden Bohrungen zu erkennen ist, liegt gerade in diesem Einschnitteil eine sich zur Achse hin vertiefende Überlagerungszone vor.

Ausgeprägte Mylonitzonen finden sich in den Bohrungen S 17/1 erst in der unteren Hälfte, hingegen liefert die Erkundung S 17/2 sogar in 35 m unter GOK eine deutliche Zersatzzone.

Addiert man die Bewegungsrichtungen der vier wichtigen, eingemessenen Harnische, so erhält man eine Resultierende, die nach WNW gerichtet ist. In der Tat zeigten auch etwas später vorgenommene Vermessungen des Pfeilers (B) (s. Abb. 14) Verdrehungen, die ebenfalls auf eine Richtung nach ca. 300° hindeuteten. Nach Ermittlung der Schnittgeraden von mechanisch wirksamen Trennflächen zeigte sich, daß es mindestens drei Richtungen gab (Abb. 15), welche um 10 bis 20° flacher als die Projektsböschung einfallen. Es muß allerdings zugegeben werden, daß erst nach erfolgter Rutschung diese wichtigen Trennflächen freilagen und diese aus Bohrungen wohl kaum abzulesen gewesen wären! Die Bewegungsanalyse zeigte klar die tatsächliche Rutschrichtung an und diese hatte für die Sanierungsmaßnahmen größte Bedeutung.

Die Harnische, welche in den Brunnen, die für die Widerlagergründung (A) (s. Abb. 14) abgeteuft wurden, auftraten, erbrachten einige bedeutsame Gleitstriemungen. Da einige Harnische auch zwei Generationen von Gleitstriemungsrichtungen aufwiesen, ist eine mehrphasige Bewegungsabfolge in diesem Hangteil durchaus anzunehmen.

Die Petrographie der Harnischbeläge ist ähnlich der des Einschnittes E 8/9 – links: Es sind meist stark tonige, gering schluffige, 0,5 bis 1 mm dünne Häutchen, hellgrau-



Legende :






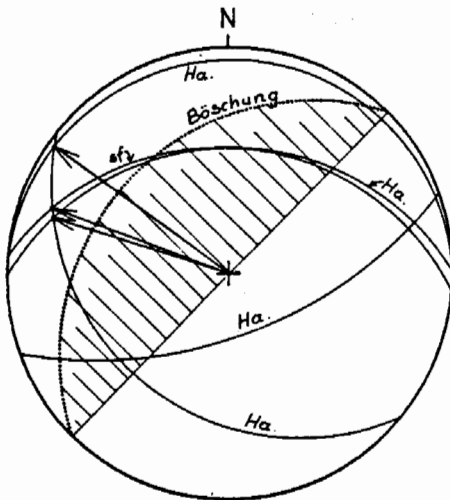
-  Hangschutt, Überlagerung
-  Phyllit + Glimmerschiefer
-  Harnisch mit Gleitstriemung
-  Mylonit, geotechnisch bedeutend
-  Scherzone mit Bewegungsrichtung (Neigung idealisiert)

Abb. 14: Profildarstellung (B-B) des Einschnittes E 16/17 – links.

S6 Oberdanegg-Gloggnitz

E16/17=S17
Kreuzlinienermittlung



6 Messungen

— mech. wirks. Trennflächen
(Harnische)

Abb. 15: Kreuzlinienermittlung der mechanisch wirksamen Trennflächen im Einschnitt E 16/17 – links.

*) Für die Tonmineralanalysen der Gesteinsproben bedanke ich mich bei meinem Kollegen Herrn Dozent Dr. H. W. MÜLLER.

braun und feucht, unter welchen rostigbraune, zersetzte Phyllite anstehen.

Von diesen geotechnisch wirksamen, pelitischen Harnischbelägen wurden Proben entnommen und auf ihren Gesamtmineralbestand wie auch auf die Tonmineralverteilung in der Fraktion $< 2 \mu$ untersucht. Der Schichtsilikatanteil*) schwankt zwischen 55 und 82 %. In der Tonmineralverteilung dominiert der Illit mit Werten von 51 bis 57 %, gefolgt von Montmorillonit zwischen 37 und 47 %. Da im Einschnitt E 16/17 – links durch die enorme Gebirgszerlegung und den hohen Feinkornanteil das Gebirge nicht mehr als Gestein, sondern als Boden anzusprechen ist, kann der relativ hohe Anteil von Smektit und Illit, in Verbindung mit dem als mittelplastisch geltenden Mylonitmaterial, auch bei geringstem Feuchtigkeitszutritt bereits zu einem eklatanten Abfall der Scherparameter führen. Auch wenn die Scherversuche an tonigen Mylonitlagen den vielleicht noch akzeptablen Wert von $\varphi = 20^\circ$ ergeben, der Hang sich aber trotzdem deutlich bewegt, so kann der Grund dafür nur in der Einregelung von Glimmerschüppchen bzw. von Tonmineralen in der Harnischfläche liegen! Auch die Anlage von völlig neuen Klüften bzw. Harnischen wird in diesem phyllitischen Bodenmaterial möglich sein.

Die oberste Abrißfläche an der östlichen Einschnittschulter trat im Mai 1985 an der Begleitböschung, bei Profil 45 auf. Es handelt sich hier um einen ca. 30 cm breiten Spalt im Waldboden (s. Abb. 12), der nach 4 m Länge zu null ausdünt und steil nach Westen eintaucht.

Bringt man diesen Anriß mit jener Inklinometermessung (INKL 2)

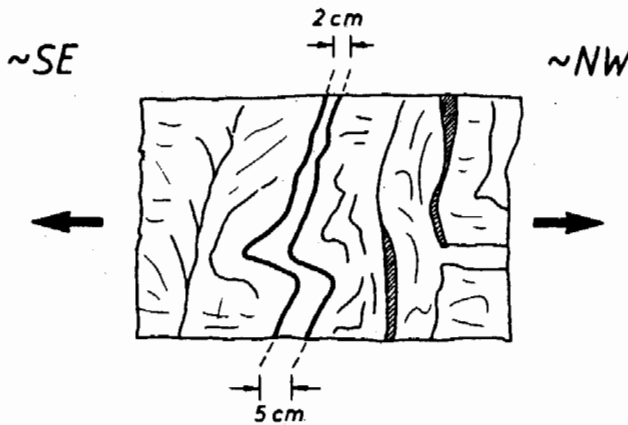


Abb. 16:
Offene Kluft im abgewinkelten Teil der Brunnenwand im Brunnen „a“ bei Pfeiler © in 35 m Tiefe unter GOK.

in Beziehung, wo noch in 21 m Tiefe unter GOK eine Bewegung festgestellt wurde, so ist es durchaus möglich, daß die Hangauflockerung schon sehr weit nach Osten zurückgegriffen hat. Das Maß der Hangbewegung und womöglich des gesamten Spornes, in dem der Einschnitt erfolgte, kann vielleicht aus einer Brunnenwandaufnahme im Fundationsbereich des Pfeilers © (s. Abb. 14) abgeleitet werden. In diesem Brunnen war eine 2 bis 5 cm weit geöffnete Kluft in einer Tiefe von 35 m UGOK zu beobachten, welche an den Kluftwänden Limonit führte. Diese wichtige Beobachtung könnte einen Hinweis für eine Massenbewegung des nordwestlichen Einschnittbereiches in Richtung Tal darstellen.

Das Ausweichen des Gebirges in Richtung NW entspricht recht gut dem resultierenden Bewegungsvektor aus den Harnischen im Böschungsteil E 16/17—links. Offenbar handelt es sich bei dieser Kluftöffnung um die Auswirkungen einer schnellen Erosionsentlastung durch Zubringerbäche des Schwarzaflusses, bei der die im Gebirge verbliebenen Horizontalspannungen nun den Hang nach NW zum „Kriechen“ bringen. Die Einschnittausführung war, wie auch bei allen anderen Einschnitten dieser Trasse, nur der auslösende Impuls. Später entstanden eben in Verbindung mit entsprechend kleinen Restscherfestigkeiten des Gebirges und den vorhandenen, geotechnisch ungünstigen Mylonitlagen regelrechte Rutschungen.

Das „Gleitflächensystem“ wird wohl die Summe von mehreren, annähernd ebenflächigen Harnischen sein und sich in jenem Abschnitt konzentrieren, wo kein Gebirge, sondern ein Boden vorliegt.

In den beiden, sofort nach den ersten Rutschungen, applizierten Inklinometern (A) + (B) ließen sich in der Berme und beim Widerlager jeweils drei ausgeprägte Scherzonen (s. Abb. 14) feststellen. Eine vierte Bewegungszone wird im Bermeninklinometer in einer Tiefe von ca. 15 m unter Böschungsoberfläche vermutet. Die Neigung der Scherzonen im Querschnitt wurde aufgrund der beobachteten Harnischströmungen und Mylonitlagen geschätzt und dürfte sich vielleicht noch um $\pm 10^\circ$ verändern. Konstruiert man nun durch die einzelnen Scherzonen verschieden tief liegende Gleitflächen, so ist zu erkennen, daß die Bohrpfahl- und Brunnentiefen ausreichen, um den gewünschten Verdübelungseffekt herbeizuführen.

Einer eventuell auftretenden starken NW-Bewegung des linken Einschnittteiles wird durch einen unter den Fahrbahnen liegenden, V-förmigen Stahlbetonriegel be-

gegnet. Dieser stützt sich (s. Abb. 17) auf Brunnen beidseits des Pfeilers © (s. Abb. 14) ab.

Der Frage einer möglichen, nach NW ausgreifenden Hangbewegung beider Einschnittböschungen wird nur durch ständige Inklinometerkontrollen und geodätische Präzisionsmessungen beizukommen sein.

6.3. Wasserführung

Außer vereinzelt, kleinflächigen Naßstellen war der Hang nicht besonders wasserführend. Beim Aushub für die Brunnengründungen in beiden Böschungsteilen ist der Wasserzutritt meist aus den tektonisch vergrusteten Quarzkauern erfolgt.

Geringe Sicker- und starke Tropfwässer waren häufig an Myloniten mit Quarzzerreißel gebunden. Schieferungsflächen waren selten wasserwegig.

Die offensichtlich geringe Hangwassermenge bedingte keine Entwässerungsbohrungen in die abgerutschten Hangteile, sondern der Einschnittsteil (li) wurde Ende 1985 von einem südwestlich gelegenen Entwässerungsgraben aus, mit zwei ca. 150 m langen, leicht ansteigenden Bohrungen angestochen. Diese beiden lieferten bis zur Mitte des Jahres 1986 noch immer ziemlich konstant zwischen 0,015 und 0,03 l/s.

Die Hangwässer aus den Böschungen fehlten zwar, dafür waren fast in jedem künstlichen Aufschluß Sickerwässer anzutreffen. Auch wenn keine mechanisch wirksamen Trennflächen vorlagen, genügte schon diese geringe, aber ständige Bewässerung, um ein so schlechtes Gebirge insgesamt zu benetzen und den Kriech- bzw. Rutschprozeß aufrecht zu erhalten.

6.4. Bodenmechanik des Einschnittes E 16/17 – links

Der bis 35 m tiefe und etwa 450 m lange Einschnitt liegt ca. 150 m nördlich eines entsprechenden Einschnittes einer früher geplanten „Bergtrasse – 1980“. Für dieses Erdbauwerk wurden fünf Aufschlußbohrungen bis maximal 36 m Tiefe abgeteuft. Dabei wurden bis zur Endteufe auch mehrere Meter mächtige, schluffige Mylonit-schichten mit begleitenden Sand–Kies-Anteilen aufgeschlossen. Zur Beurteilung der Untergrundverhältnisse standen auch die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen aus zahlreichen Bohrungen für einen vorher geplanten, unmittelbar anschließenden Talübergang „Wörth“ zur Verfügung. Dieser Talübergang wurde später nicht ausgeführt, sondern aus Kostengründen als Dammstrecke konzipiert.

Im Zuge der Erkundung der „Hangtrasse – 1982“ wurden im Einschnitt nur zwei Bohrungen bis 25 m Tiefe niedergebracht. Für die im Bereich der größten Einschnitttiefe geplante Brücke S 17 standen vier 35 m-Bohrungen zur Verfügung.

Aus den Mylonitabschnitten dieser Bohrungen entnommene Proben lassen diese überwiegend als gemischtkörnige Böden erkennen (mit Feinanteilen zwischen 10 und 40 % und einzelnen feinkörnigen Proben mit Werten von 50 bis 70 %). Die Kieskomponenten schwanken zwischen 30 und 70 % und die Sandfraktion zwischen 20 und 50 % (siehe Abb. 18).

Die Bestimmung der Zustandsgrenzen ergab, daß in den untersuchten Proben hauptsächlich gering- und mittelplastische Tone enthalten sind, wobei in den Proben aus den Trassenbohrungen die geringplastischen und in jenen aus den Objektsbohrungen die mittelplastischen Tone überwiegen (Abb. 19).

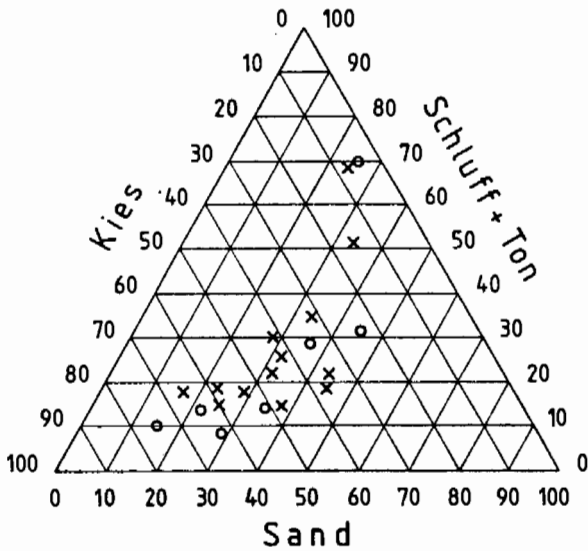
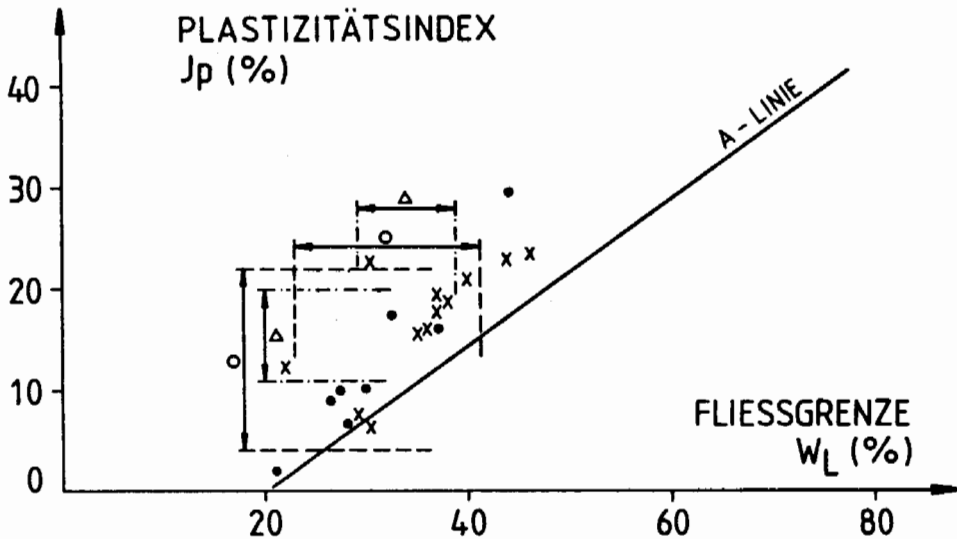


Abb. 18:
Dreistoffdiagramm des Mylonit-
materials im Einschnitt E 16/17-
links.
x ... Objekt S 17
o ... Trassenbohrungen



LEGENDE

- EINSCHNITT BEI S 17
- x OBJEKT BEI S 17
- Δ MYLONITE OSTHANG
- MISCHBÖDEN (ÜBERLAGERUNG)
- ↑ GEBEN DEN SCHWANKUNGSBEREICH AN

Abb. 19: Plastizitätsdiagramm

Die entsprechenden Werte für den ursprünglich projektierten Talübergang „Wörth“ liegen überwiegend im Bereich geringplastischer Tone.

Die mit Wiener Routinescherversuchen ermittelten Reibungswinkel schwanken zwischen 32 und 22° (bestimmt am Anteil < 2 mm), wobei sich für die Werte aus den Bohrungen für das Objekt S 17 eine stärkere Abnahme der Winkel mit zunehmendem Plastizitätsindex zeigt, als für die Proben aus den Trassenbohrungen (Abb. 20). Die

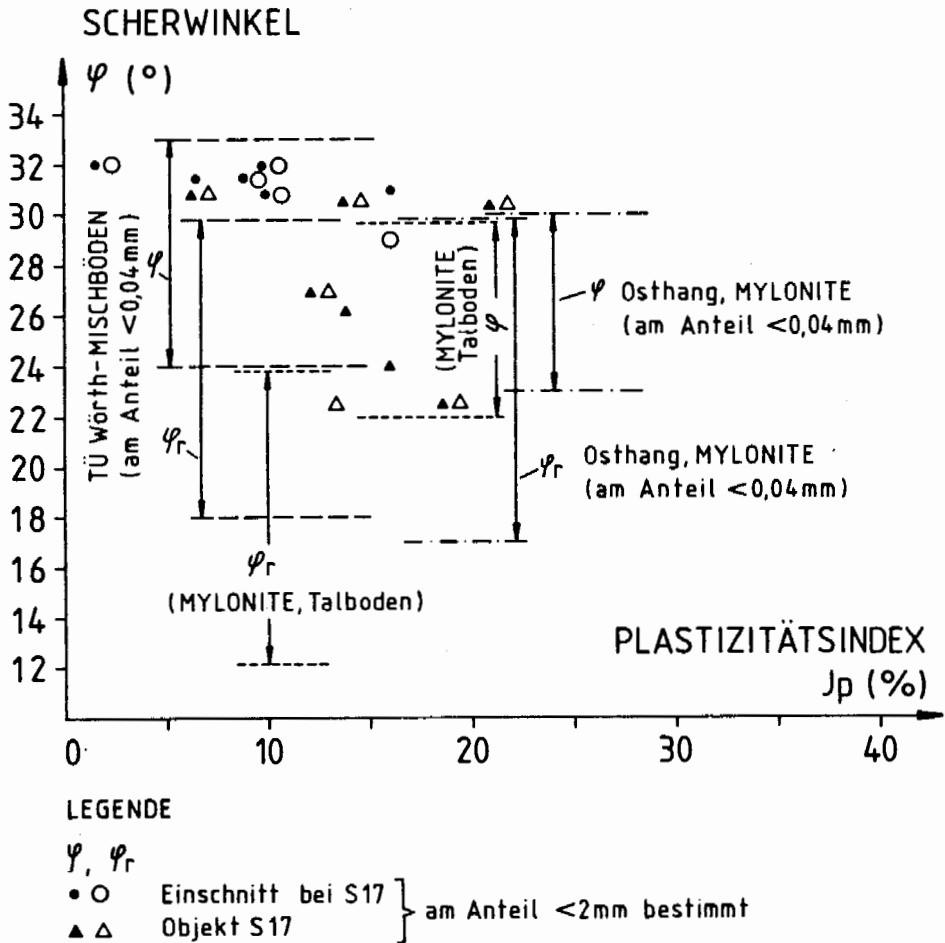


Abb. 20: Beziehung zwischen Scherwinkel (φ) und dem Plastizitätsindex I_p .

Mittelwerte der beim „Talübergang“ bestimmten Reibungswinkel (bestimmt am Anteil $< 2,0$ mm und auch $< 0,4$ mm) liegen auch in dem oben angegebenen Schwankungsbereich, wobei jedoch vereinzelt Restscherwinkel mit 12° erhalten wurden. Die Abhängigkeit der Reibungswinkel vom Feinanteil der Proben ist nur schwach ausgeprägt (Abb. 21).

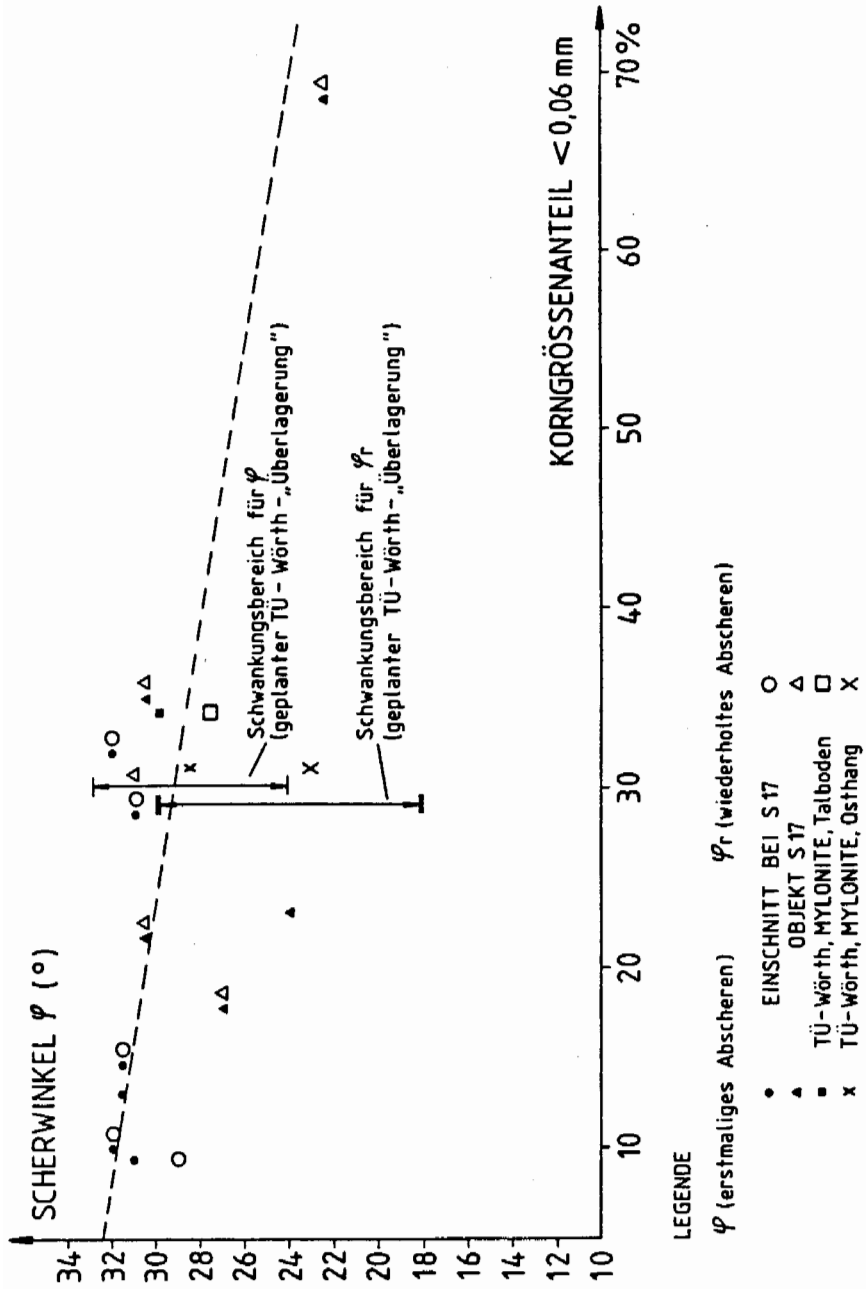


Abb. 21: Reibungswinkel in Abhängigkeit vom Feinanteil < 0,06 mm.

6.4.1. Böschungsgestaltung und -sicherung

Die in den stichprobenartigen Aufschlüssen für die „Trasse–1982“ angetroffenen Untergrundverhältnisse entsprachen jenen, die bei den sehr ausführlichen Untersuchungen für die „Trasse–1980“ festgestellt worden waren. Es wurden daher die auch schon für die „Trasse–1980“ vorgesehenen Böschungsneigungen von 3:4 aus Wirtschaftlichkeitsgründen gewählt, wobei ein höheres Risiko für die Standsicherheit (Steinstützkörper, Nagelungen, Ankerungen und Verflachungen) einkalkuliert wurde.

Im Zuge des Abtrages, der im Bereich der größten Einschnittstiefe zwischen Profil 45 und 49 ansetzte, traten bereits nach einem ca. 10 m tiefen Voraushub an der Böschungsschulter zwischen Profil 47 und 48 Anrisse auf, die sich im Zuge des fortschreitenden Abtrages Richtung Westen erweiterten. Gleichzeitig wurden in diesem Böschungsverein sehr feste Gesteinsbereiche angetroffen, die nur mit Lockerungssprengungen lösbar waren. Da keine Anzeichen für eine Ausweitung der Rutschung gegeben war, die Böschungsoberkante überdies rasch nach NW absank, wurden aufgrund positiver Erfahrungen mit großräumigem Materialaustausch bei Rutschungen in benachbarten Einschnitten die Abtragsarbeiten weiter fortgesetzt (s. Abb. 12).

An der Böschungfläche trat örtlich begrenzt Sickerwasser zutage, für dessen Abfluß Filterschichten mit Drainagerohren beim Materialaustausch vorgesehen waren. Entwässerungsbohrungen wurden wegen des unbekanntten Verlaufes der begrenzten Wasserwegigkeiten und weil in zwei Aufschlußbohrungen außer oberflächennahen Ausschwitzungen kein Wasser angetroffen wurde, zunächst nicht vorgesehen.

Da eine Verschiebung der Lage des Brücken-Objektes S 17 nicht möglich war, wurde wegen der tiefliegenden, sandig-schluffigen Mylonitschichten am bergseitigen Böschungsfuß eine Sicherung durch eine Brunnenwand (Durchmesser 2,5 m und Achsenabstand 6,5 m) mit bis zu 5 m Höhe und 10 m Einbindung unter das Unterbauplanum ausgeführt. Gleichzeitig wurde die Böschung in diesem Bereich auf 1:2 verflacht. Der Berechnung der Brunnenwand lag ein Winkel φ von 23° zugrunde (s. auch Abb. 14).

Anschließend wurde die Gründung der Brücke S 17 auf Brunnen gleichen Durchmessers ausgeführt, die beim bergseitigen Widerlager etwa 18 m und beim bergseitigen Pfeiler 15 m Tiefe erreichten. Für die Berechnung der Pfeilerbrunnen war die Wirksamkeit eines Fließdruckes auf bis zu 6 m Tiefe mit einem Reibungswinkel von $\varphi = 25^\circ$ anzusetzen. Die Standsicherheitsberechnungen der Brunnen erfolgten nach der Erddrucktheorie, wobei 0,4 bis 0,5 des Erdwiderstandes als wirksam angenommen wurden. Geodätische Kontrollmessungen an den Brunnenköpfen sowie während der Herstellung des Brückenunterbaues und der Tragwerke ließen bis zu dessen Fertigstellung keine Bewegungen erkennen. Gleichzeitig wurde die Bodenauswechslung der Rutschmasse oberhalb der Brunnenreihe (s. Abb. 14) durchgeführt, jedoch vor Wintereinbruch 1985 nicht abgeschlossen.

Nach einer winterbedingten Arbeitspause von drei Monaten wurden am bergseitigen Widerlager und am Pfeiler (B) (s. Abb. 14) Verschiebungen und Verdrehungen festgestellt. Auch in der westlich anschließenden Böschung waren wieder Bewegungen aufgetreten. Daraufhin wurden sofort in die Brunnenwand am Böschungsfuß und in das Widerlager (A) (s. Abb. 14) insgesamt vierzehn Anker mit 1000 kN Tragkraft versetzt. Die zur Beobachtung der aufgetretenen Hangbewegungen angeordneten Inklinometer ließen ausgeprägte Gleitflächen etwa in 7 m und 13 m unter Gelände erkennen (s. Inklinometer zwischen Widerlager (A) und Pfeiler (B)). Außer-

dem wurden die Brunnen des bergseitigen Pfeilers mit zwei unter der Straße verlegten Betonriegeln (s. Abb. 17) auf neu hergestellte Brunnen am talseitigen Böschungsfuß abgestützt. Gleichzeitig betonierte man an der bergseitigen Böschung beiderseits des Objektes je zwei Ankerbalken mit je sieben Ankern von 1000 kN Tragfähigkeit. Nach Abschluß dieser Arbeiten konnten nach geodätischen Kontrollen am Brückenbauwerk keine und in den Inklinometerbohrungen beim Widerlager (A) nur mehr Kriechbewegungen festgestellt werden.

Im folgenden Winter 1985/86 kam es trotz des stabilisierten Böschungsbereiches beim Widerlager (A) zunächst zu kleineren Rutschungen, verbunden mit sich schnell ausbreitenden Bodenaufweichungen. Da durch diese Rutschungen auch eine Vergrößerung des Hangschubes auf das Widerlager (A) und den Pfeiler (B) zu erwarten war, wurde im Sommer 1986 die zweite Ausbaustufe der Hangsicherung in den vorhin genannten Bereichen realisiert. Diese umfaßte zusätzliche, lotrechte und einen horizontalen Ankerbalken (s. Abb. 17), Steinstützkörper am Böschungsfuß und eine großräumige Bodenauswechslung auf der NE-Seite (Richtungsfahrbahn Wien) des Widerlagers. In diesen Abschnitten waren seither trotz des folgenden, extrem niederschlagreichen Winters und des Frühjahres 1987 keine nennenswerten Bewegungen oder Kraftumlagerungen in den Ankern zu beobachten gewesen.

6.5. Folgerungen

Im Gegensatz zu den Untergrundverhältnissen im Einschnitt E 8/9—links war im Einschnitt E 16/17—links das Vorhandensein geringmächtiger, sandig-schluffiger Mylonitschichten in tieferen Bereichen bekannt. Bekannt war jedoch auch aus den Bohrungen, daß darüber und dazwischen festes Phyllitgestein ansteht. Es kann jedoch aus wenigen Bohrungen allein nicht auf die Lage und Ausdehnung dieser Gebirgsverhältnisse geschlossen werden. Dazu sind die Ergebnisse aus Großaufschlüssen notwendig. Da die kurz nach der Einschnittsöffnung entstandene Rutschung nur gering ins Gelände zurückgriff, wurde der Abtrag zunächst fortgesetzt und eine Böschungsfußsicherung durch eine Brunnenwand vorgenommen. Eine erst später beobachtete, tiefere Gleitfläche, die die Brunnenwand jedoch nicht unterlief, erforderte die zusätzliche Eintragung von Ankerkräften am Böschungsfuß und in der Böschung zu beiden Seiten der Brücke (s. Abb. 22 und 23).

Die in diesem Einschnitt erforderlichen Sicherungsmaßnahmen konnten in wirtschaftlicher Weise erst aufgrund der Beurteilung der Untergrundverhältnisse im Zuge des Abtrages und kaum durch die Aufschlußbohrungen erfolgen. Hätte das Projekt eine ausreichend flache Böschungsneigung vorgesehen, welche die Notwendigkeit zusätzlicher Sicherungen ausschließt, so wäre dadurch bei 35 m Einschnittstiefe ein unverhältnismäßig großer Verlust an Grundflächen und auch ein um ca. 50 % vergrößertes Abtragungsvolumen entstanden.

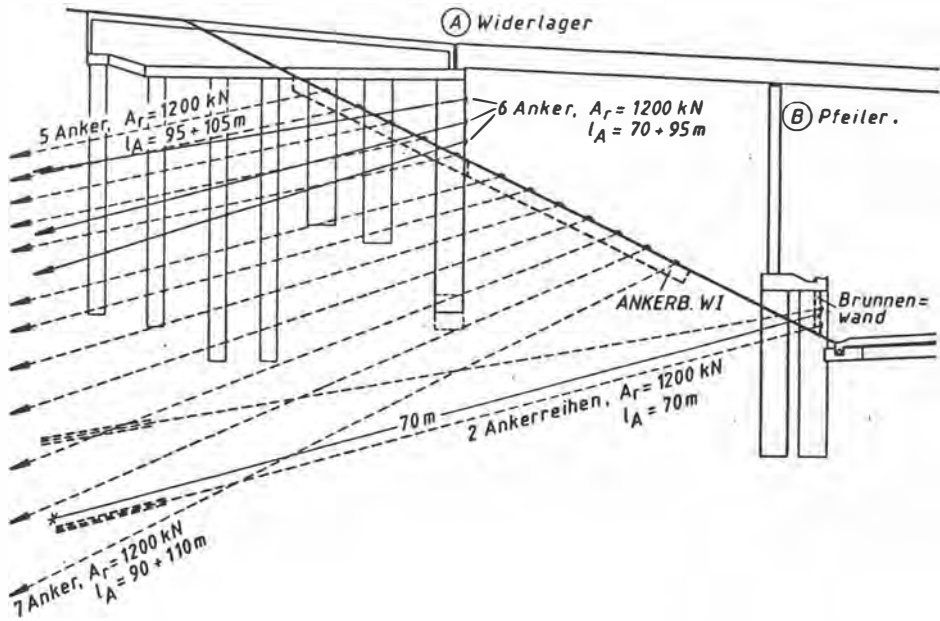


Abb. 22: Anordnung und Richtung der ursprünglichen und zusätzlichen Ankerbalken bzw. Anker in Einschnitt E 16/17 – links.



Abb. 23: Endgültige Böschungsherstellung mit allen Sanierungsmaßnahmen im Einschnitt E 16/17 – links.

7. Die Phyllite und ihre geotechnischen Eigenschaften

Bei der Bestimmung von Gebirgskennwerten für den Standsicherheitsnachweis einer Felsböschung sind neben dem Erhaltungszustand der Gesteine besonders die Trennflächen und deren Eigenschaften von entscheidender Bedeutung.

Gelangen hierbei ingenieurgeologische Methoden zur Anwendung, so wird zunächst die Geländebeschreibung der Gesteine sowie eine Dünnschliffuntersuchung herangezogen. Verwitterungsstadien wie auch die Klassifizierung von Verbandsfestigkeiten des Phyllitgebirges sind ebenfalls nur qualitativ zu erfassen.

Die Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteines sowie eine Untersuchung der Scherparameter von Trennflächenfüllungen aber ergeben bereits einen ersten Anhaltswert über die Gebirgsfestigkeit. Es muß in diesem Zusammenhang übrigens zugegeben werden, daß eine rein qualitative und manchmal äußerst subjektive Beurteilung der Böschungsstandfestigkeit durch den Baugeologen eher von geringem praktischen Wert ist. Deshalb rückt man heute von dieser Betrachtungsweise ab und wendet sich mehr den semi-quantitativen Bewertungen zu. So ist beispielsweise die Methode der „Vereinfachten Berechnung“ (nach E.v. ESCHENBACH & K.J. KLENGEL, 1975) für eine Gleichgewichtsanalyse einer Felsböschung durchaus verwendbar. Sie ähnelt in gewisser Weise der Methode des Bodenmechanikers, nämlich der sog. „semi-empirischen“ Berechnung. Hier wie dort werden für die Berechnung bestimmte Vereinfachungen getroffen und meßbare Beobachtungen miteinbezogen.

Aber auch die Mineralogie der Gesteine und das Material in den Trennflächen gilt es zu berücksichtigen. So ist auch ein Kriech- oder Staudruck sehr wohl vom Anteil schwellfähiger Tonminerale abhängig, wie H. PRINZ (1982, S. 268) dies sehr deutlich ausführt.

Um die Scherfestigkeit von Hängen zu ermitteln, sind nach H. BRANDL (1982, S. 127) nur die Scherversuche zulässig und nicht mineralogische Parameter. Sicherlich ist der Tonmineralanteil wohl quantitativ bestimmbar, aber nicht direkt in eine Formel „einzubauen“, doch die Menge an schwellfähigen Schichtsilikaten muß in die Betrachtung miteinbezogen werden. M. BEURER & H. PRINZ (1977) geben beispielsweise an, daß der Abfall der Scherfestigkeit bei Auftreten von Montmorillonit-hältigen Tonlagen in Harnischen oder Schieferungsflächen zwischen $1/3$ und $2/3 \varphi$ betragen kann. Das bedeutet, daß in manchen Gesteinen der langsame Verlust der Scherfestigkeit viele Jahre andauern und so zur Ausbildung des progressiven Bruches führen kann.

Ein beredtes Beispiel, wie eine erhöhte Montmorillonit- und Illitführung eklatant die Restscherfestigkeit beeinflussen, zeigen G. RIEDMÜLLER & B. SCHWAIGHOFER (1986) an einer Felsgleitung in phyllitischen Gesteinen. Wie wichtig neben den bodenmechanischen auch die geologischen bzw. mineralogischen Kennwerte sind, unterstreicht K.D. HÖWING (1984, S. 40 ff.) in einer ausführlichen Arbeit über das Kriechverhalten gefüllter Gesteinstrennflächen. Besonders erwähnenswert ist die Beziehung zwischen dem Tongehalt und der exponentiellen Abnahme des Restreibungswinkels ($\tan \varphi = 0,74 \cdot e^{-1,68T}$), die schon A.W. SKEMPTON (1964) postuliert hatte. HÖWING hat diese Korrelation durch Versuchsserien bestätigen können und auch eine weitere exponentielle Beziehung zwischen der Kriechgeschwindigkeit und dem Tongehalt gefunden. Tonig belegte Gesteinstrennflächen führen dabei zu einem signifikanten Anstieg des Verformungsgeschehens.

So hat man eine sehr elegante Möglichkeit schon aus der Kenntnis des tonigen Anteils an Harnischbelägen etwa, und unter Hinzunahme des Prozentsatzes von allenfalls vorhandenen schwellfähigen Tonmineralen, schon auf dem Wege ingenieurgeologischer Methoden den Restreibungswinkel abzuschätzen.

Einen nicht zu vernachlässigenden Faktor bei der geotechnischen Bewertung von Phyllitgesteinen stellen die unverwitterten oder nur angewittert auftretenden Gesteinslagen oder -rippen dar. Sicherlich wird sich eine „Gleitfläche“ auf sf-parallelen Myloniten und pelitisch gefüllten Trennflächen eher ausbilden, sie muß aber mitunter auch, gezwungen durch die Kinematik des rutschenden bzw. kriechenden Körpers, festes Gestein durchschneiden. H. PETZNY hat 1967 Gleitflächenlagen im Gneis untersucht und dabei den Anteil der Felsscherfestigkeit jener Felsschnitte miteinbezogen, die an der Gleitfläche mit durchschnitten werden. Die Bildung von kreiszylindrischen Gleitflächen wird also durch die Kluftkörperschnitte wesentlich erschwert und es müßte so zur Kombination von mehreren Trennflächenlagen und Gesteinsscherflächen kommen. Die Gesamtscherfestigkeit des Gebirges steigt an!

Sehr ausgiebig mit den Phylliteigenschaften setzte man sich beim Bau der Europa-Brücke in Tirol auseinander. In Großscherversuchen wurden für die Fundierung der Pfeiler auf verschiedenen Mylonitlagen Quarzphyllitkörper abgeschert. Auch hier ist das Trennflächeninventar bei der Versuchsanordnung berücksichtigt worden. A. FUCHS (1966) hat über die geotechnische Untersuchung dieser Gesteine berichtet.

Grauwacken-Phyllite an der Tauernautobahn im Abschnitt Werfen-Eben wurden bei den geotechnischen Analysen nach ihrem Verwitterungszustand und ihrer Klüftigkeit gegliedert. Die dabei von N. AYADIN & F. PACHER (1982) angegebenen Scherparameter – parallel den sf-Flächen ermittelt – zeigen sehr schön den Abfall der Festigkeitseigenschaften von quarzitischen Phylliten bis hin zu schluffig-sandigen Kluffüllungen mit phyllitischem Edukt.

8. Literatur

- AYADIN, A. und PACHER, F. (1982): Beispiele für eine anpassungsfähige Hangsicherung und deren halbempirische Dimensionierung. – *Rock Mech.*, Suppl. 12, 147–161, 12 Abb., Wien (Springer).
- BEURER, M. und PRINZ, H. (1977): Entlastungsbruch als Ursache von Rutschungen an Böschungen. – Paderborn, 137–158, 14 Abb., Essen (DGEG).
- BRANDECKER, H. (1971): Die Gestaltung von Böschungen in Lockermassen und in Fels. – *Forschungsges. Straßenwesen Österr.*, Ing. Arch. Ver., 1971 (B), 1–59, 45 Abb., Wien.
- BRANDL, H. (1982): Sicherung von Felsböschungen und Fundierung in diesen. – *Rock Mech.*, Suppl. 12, 123–145, 24 Abb., Wien (Springer).
- ESCHENBACH, E. v. und KLENGEL, K.J. (1975): Möglichkeiten zur Beurteilung der Standfestigkeit von Felsböschungen und ihre praktische Bedeutung (Teil 1 und 2). – *Die Straße*, 15/10–11, 420–426 und 473–478, 21 Abb., Berlin (DDR).
- FAUPL, P. (1970): Zur Geologie des NW-Abschnittes des Wechselgebietes zwischen Trattenbach (NÖ) und Fröschnitz (Stmk.) – Österreich. – *Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud.*, 19, 27–90, Wien.
- FUCHS, A. (1966): Geologie der Europa-Brücke. – *Felsmech. u. Ing.-Geol.*, IV, 317–331, 8 Abb., 1 Taf., Wien (Springer).

- (1980): Geologisches Gutachten, S 6, Semmering-Schnellstraße, Abschnitt „Oberdanegg–Gloggnitz“. – Unveröff. Gutachten i. A. des Amtes der NÖ Landesregierung B/2-F, 14 S., 11 Beil.
- HÖWING, K.D. (1984): Das Kriechverhalten gefüllter Gesteinstrennflächen und dessen Auswirkung auf die Langzeitstabilität von Felsböschungen. – Bochumer geol. u. geotechn. Arb., 13, 163 S., 66 Abb., 15 Tab., Bochum.
- LEMPPE, Ch. und NATAU, O. (1985): Mechanische Eigenschaften von Störungen und Verwitterungszonen im Granitgebirge und deren genetische Charakterisierung. – 174–193, 13 Abb. [In:] HEITFELD, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen. – VIII + 695 S., 397 Abb., Berlin (Springer).
- MÜLLER, L. (1969): Geomechanische Auswirkungen von Abtragungsvorgängen. – Geol. Rundschau, 59(1), 163–178, 11 Abb., Stuttgart.
- (1963): Der Felsbau. Erster Band. – XXIV + 624 S., 307 Abb. 22 Taf., Stuttgart (Enke).
- OISMÜLLER, H. (1983): Anwendung der neuen Planungsphilosophie im Straßenbau bei der S 6 – Semmering-Schnellstraße. – 2 S. [In:] BUNDESMINISTERIUM FÜR BAUTEN UND TECHNIK (Hrsg.): Österreichs Autobahnen. – 208 S., zahlr. Abb. u. Tab., Wien (Forum-Verl.).
- PETZNY, H. (1967): Über die Stabilität von Felshängen. – Felsmech. u. Ing.-Geol., Suppl. III, 37–57, 15 Abb., Wien (Springer).
- PRINZ, H. (1982): Abriß der Ingenieurgeologie. – XVI + 419 S., 252 Abb., 50 Tab., Stuttgart (Enke).
- PRODINGER, W. (1985): Sicherung eines Einschnittes mit baubegleitenden Messungen im stark verwitterten Phyllit. – Vortragsfolge des 1. Chr. VEDER-Kolloquiums, 13 S., 6 Abb., Graz.
- RIEDMÜLLER, G. und SCHWAIGHOFER, B. (1986): Baugeologische Untersuchungen einer Felsgleitung an der Südautobahn A2. – Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud. Österr., 33, 199–205, 2 Abb., 1 Tab., 1 Beil., Wien.
- SCHWINGENSCHLÖGL, R. (1988): Die Geologie der Gründungsfläche des Donaukraftwerkes Greifenstein. – Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud. 34/35, 1–42, 14 Abb., 5 Fototaf., 8 Beil., 4 Ktn., Wien.
- SKEMPTON, A.W. (1964): Long-term stability of clay slopes. – Geotechnique, 14, 75–102, Paris.
- VEDER, Ch. (1984): Sanierung der Rutschung „Göttschach“ (Prof. 138–142) und Sicherung des Böschungsfußes. – Unveröff. Besprechungsbehef, 4 S. 9 Abb. Graz.

9. Gesteins- und Gebirgsbeschreibung für baueologische Zwecke

VERWITTERUNG (Gestein)

Unverwittert oder frisch: Noch keine Verwitterungserscheinungen sichtbar. Leichte bräunliche Verfärbung an den Trennflächen. Mit dem Hammer nur schwer spaltbar. Schlagklang: hell. Gesteinsfarbe: kräftig. Die Minerale glänzen und sind rein.

Angewittert: Das Gestein hat limonitisch belegte Klüfte. Die braunen Eisenoxidlösungen sind jedoch nicht tief eingedrungen. Die Entfestigung an den Trennflächen beginnt. Das Gestein bricht bei stärkerem Schlag. Schlagklang: hell bis dumpf.

Verwittert: Das Gestein ist teilweise entfestigt, aber der ursprüngliche Gesteinsverband liegt noch vor. Es kann mit dem Hammer leicht zerbrochen werden, teils sind auch mit der Hand Kanten abzubrechen. Die Limonitisierung ist in den Kornverband eingedrungen. Der Schlagklang ist eindeutig dumpf, die Gesteinsfarbe ist matt, und die Minerale haben eine stumpfe Farbe.

Zersetzt: Das Gestein hat keine mineralische Bindung und die Eigenschaften eines Lockergesteins. Es reagiert mit plastischer Verformung beim Drücken mit den Fingern und hat pastenartige, mylonitische Konsistenz.

Tonige Umwandlungen treten auf. Kann bereits als Boden (im geotechnischen Sinne) bezeichnet werden.

KLÜFTUNG (Gebirge)

mittlerer Kluftabstand

massig	> 300 cm
sehr weitständig	300 – 100 cm
weitständig (= dicht)	100 – 30 cm
mittelständig	30 – 10 cm
engständig	10 – 1 cm
zerdrückt	< 1 cm

**GESTEINSFESTIGKEIT (= GF)
bzw. KORNBINDUNG**

sehr fest	GF 1 = a) mit dem Hammer sehr schwer spaltbar
fest	GF 2 = b) mit dem Hammer gut spaltbar
mäßig fest	GF 3 = c) mit dem Hammer sehr gut spaltbar Kanten mit Fingern abzubrechen
entfestigt	GF 4 = d) Gestein mit den Fin- gern zerdrückbar.

KORNBINDUNG bzw. GESTEINSFESTIGKEIT (nach DIN 4022)

- a) sehr gute Felsprobe mit Stahl Nagel oder Messerspitze nicht ritzbar
- b) gute Felsprobe mit Stahl Nagel oder Messerspitze schwer ritzbar.
- c) mäßige Felsprobe mit Stahl Nagel oder Messerspitze leicht ritzbar
- d) schlechte Abreiben von Gesteinsteilchen mit den Fingern leicht möglich

VERBANDSFESTIGKEIT (VB) (Gebirge) (Als Funktion des Trennflächengefüges !)

sehr gut

VB 1 = $\mathcal{H} = 0$, Trennflächen selten und nicht großflächig durchlaufend, sehr gute Kluftkörperverteilung, geschlossene Klüfte, zur Kraftübertragung von Normal- (= N)kräften und Scher- (= S)kräften ohne Teilbewegung der Kluftkörper geeignet.

gut

VB 2 = $\mathcal{H} = 0,5$ bis $0,25$, Trennflächen fallweise ungünstig orientiert, selten großflächig durchlaufende Klüfte, gute Verzahnung der Kluftkörper, selten offene Klüfte, zur Kraftübertragung von N und S abschnittsweise, mit geringer Teilbeweglichkeit der Kluftkörper, geeignet.

mäßig

VB 3 = $\mathcal{H} = 0,5$ bis $0,67$, Trennflächen ungünstig orientiert, häufig großflächig durchlaufende Klüfte, mäßige Kluftkörperverzahnung, zahlreiche offene Klüfte (jedoch ohne Beläge), zur Kraftübertragung von N und S mit deutlicher Teilbeweglichkeit der Kluftkörper geeignet.

schlecht

= gering

VB 4 = $\mathcal{H} = 1$, Trennflächen ungünstig orientiert, mit deutlichen Kluftflächenbelägen, Klüftung meist nicht mehr sichtbar, keine Verzahnung der Kluftkörper, lockeres, loses Haufwerk. Vollständig durchgerissenes Gebirge, zur Kraftübertragung von N und S nur mehr mit hoher Teilbewegung der Kluftkörper geeignet.

(nach Ch. LEMPP & O. NATAU, 1985, sowie eigenen Vorstellungen)

R. SCHWI '87