Geotechnische Probleme im Kanton Graubünden und Sarganserland

Vorträge, gehalten an der Sommertagung vom
22./23. Juni 1973 in Flims

Problèmes géotechniques dans les Grisons et le Pays de Sargans

Conférences présentées lors de la réunion d'été
les 22/23 juin 1973 à Flims

No. 86

Überreicht durch die Offert par la
Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik
Société suisse de mécanique des sols et des roches

Inhaltsverzeichnis
Table des matières

H. Fuhr
Der Ausbau der Bündner Hauptstrassen . . 1

E. Weber und Dr. M. Kobel
Geologische Grundlagen für die Erd- und Felsmechanik der Strassenabschnitte Thusis–Davos 3

A. Schatzmann
Spezielle Probleme beim Bau der Schinstrasse 7

E. Bass
Projekt und Bauvorgang Landwasser-Tunnel . 11

F. Bucher
Stabilitätsfragen beim Anschluss Sufers (N13) 12

W. Stampf
Die Fundation der Pregordabrücke 16

G. Mugglin
Dammschüttung in den St.-Moritzer-See im Zuge des Baues der neuen Engadinerstrasse 19

Ch. Schaerer
L'aménagement hydroélectrique de Sarganserland – Quelques problèmes géotechniques . . 23

Dr. L. Otta
Verankerte Elementwände, Beispiele aus Graubünden 28

Geotechnische Probleme im Kanton Graubünden und Sarganserland

Vorträge, gehalten an der Sommertagung vom
22./23. Juni 1973 in Flims

Problèmes géotechniques dans les Grisons et le Pays de Sargans

Conférences présentées lors de la réunion d'été
les 22/23 juin 1973 à Flims

Nr. 86

Überreicht durch die Offert par la
Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik
Société suisse de mécanique des sols et des roches

SCHWEIZERISCHE GESELLSCHAFT FÜR BODEN- UND FELSMECHANIK
SOCIÉTÉ SUISSE DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES

Sommertagung vom 22./23. Juni 1973 in Flims
Session d'été du 22/23 juin 1973 à Flims

H. Fuhr, Kantons-Oberingenieur, Chur

Der Ausbau des Bündner Hauptstrassennetzes

Herr Regierungsrat Dr. G.G. Casaulta hat mich beauftragt, Ihnen seine Grüsse zu überbringen. Empfangen Sie auch den Willkommensgruss meiner Mitarbeiter und auch den meinigen. Es ist uns eine besondere Ehre, dass Sie Flims zum Tagungsort Ihrer Gesellschaft gewählt haben*.
Graubünden hat eine Oberfläche von rund 7000 km², und damit nimmt unser Kanton einen Sechstel der Oberfläche der gesamten Schweiz ein. Das Hauptstrassennetz hat eine Länge von etwa 500 km. Dasjenige der Schweiz, dessen Ausbau von der Eidgenossenschaft mit Mitteln bedacht wird, ist etwa 2000 km lang und gliedert sich in Tal- und Alpenstrassen. Unser Kanton besitzt somit einen Viertel des gesamten schweizerischen Hauptstrassennetzes oder die Hälfte aller Alpenstrassen.

Die Verkehrsentwicklung auf unserem Hauptstrassennetz entspricht derjenigen, die wir seit den fünfziger Jahren auf dem gesamten Netz unseres Landes miterlebt haben (Abb. 2). Die Probleme, die sich überall stellen, sind auch die unseren.



Abb. 1. N13, Soazza–Mesocco, Pregordabrücke. Übersicht über die Baustelle, talabwärts gesehen, im Hintergrund die Dresbrücke und das Dorf Soazza

Berechnet man nach Prof. Korte die zulässige Belastung des bestehenden Strassennetzes unter Berücksichtigung der tatsächlichen Verhältnisse, so sieht man, dass in Kürze grosse Strecken des Hauptstrassennetzes unseres Kantons die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit erreicht haben. Prof. C. Hidber hat ja für das Jahr 2000 eine Verdreifachung des Strassen- und Bahnverkehrs in Aussicht gestellt. Berechnungen, die von unserem Amte gemacht wurden, führen zu einem gleichen Ergebnis. Am Beispiel der Prättigauer-, der Engadinerstrasse und der Strasse zwischen Reichenau und Thusis werden wir in den Jahren 1970 und 1975 aufgrund der Strassenverhältnisse und des prognostizierten Verkehrs unerfreuliche Verkehrsverhältnisse erleben.

Fürden verkehrssicheren Ausbau des Hauptstrassennetzes des Kantons Graubünden bis zum Jahre 1985 wird auf der Preisbasis 1970 eine Summe von über zwei Mia Franken benötigt. Eine solche Investition ist weder seitens der Eidgenossenschaft noch seitens des Kantons möglich. Mit einem Aufwand von etwa 45 Mio Franken pro Jahr für den Ausbau der Hauptstrassen würde im Jahre 1985 die in Abbildung 3 gezeigte Situation entstehen. Voraussetzung hiefür sind jedoch vermehrte Mittel für den Ausbau der Hauptstrassen sowohl auf eidgenössischer als auch auf kantonaler Ebene.

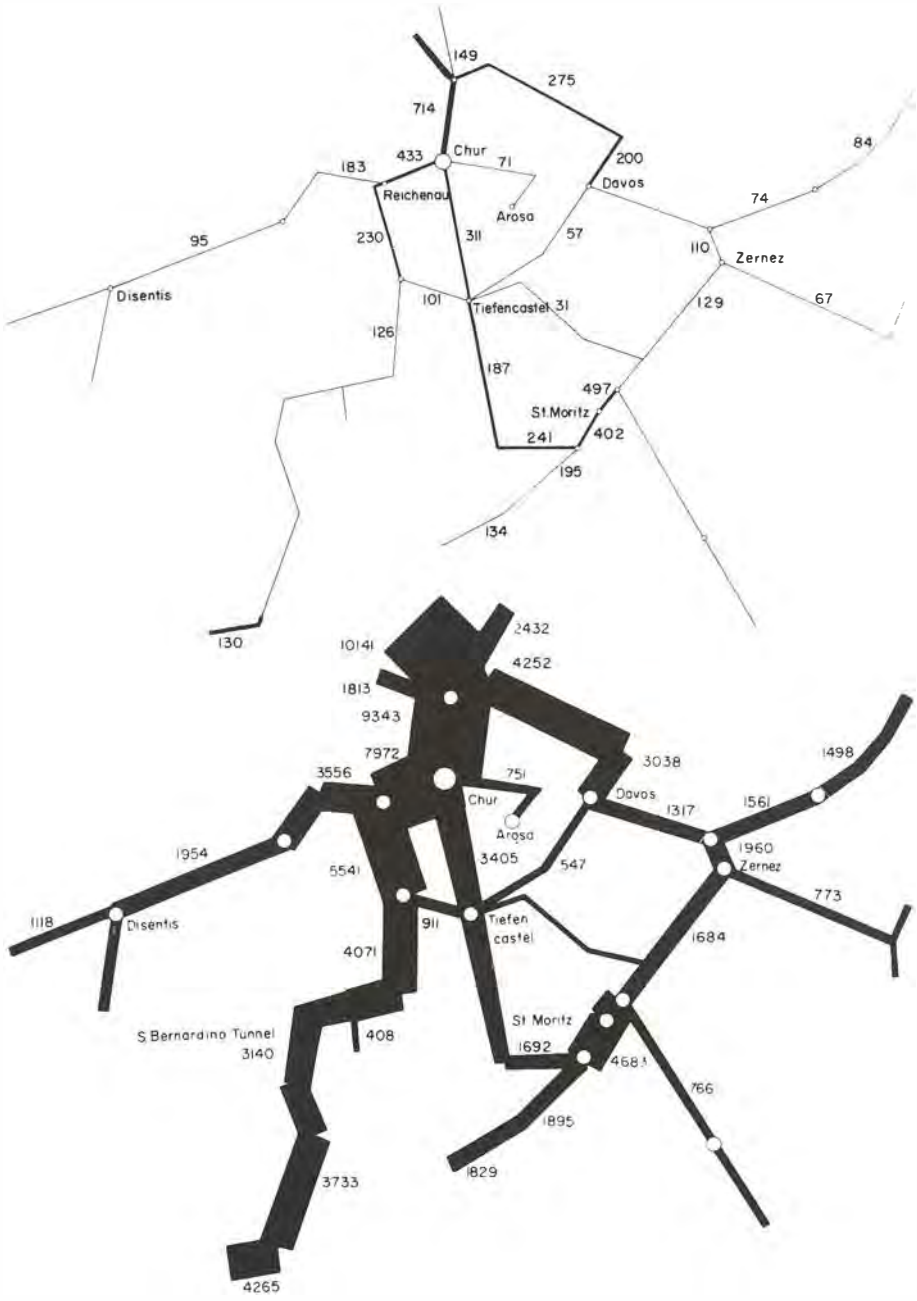


Abb. 2. Durchschnittlicher Tagesverkehr aller Fahrzeuge im Kanton Graubünden, oben 1948/49, unten 1970

Von 1963 bis zum Jahre 1973 hat der Kanton Graubünden etwa 1,3 Mia Franken in den Ausbau seiner Strassen (National-, Haupt- und Verbindungsstrassen einschliesslich Bundesgelder) gesteckt. Es sind, aneinandergereiht gedacht, gegen 17 km an Strassentunnel, gegen 8 km an Lawinen- und Steinschlaggalerien und gegen 14 km an neuen Brücken entstanden.

Bei der Erstellung all dieser Anlagen wurde der Kanton laufend mit Fragen der Felsmechanik und der Fundation in Lockergesteinen konfrontiert. Aus der Praxis, die in den folgenden Beiträgen von berufener Seite näher erörtert wird, mögen die Abbildung 1 und das Titelbild einen Eindruck von den Problemen geben, mit denen wir uns auseinandersetzen mussten. Es sind dies Probleme aus dem Tunnelbau in verschiedenen Gesteinsarten inkl. Lockergesteinen, dem Brückenbau, dem Traversieren rutschgefährlicher Hänge und ähnlichem mehr.

Mein Dank geht an die Professoren und Institute der ETH, an die EMPA, an die Ingenieurbüros, an meine Mitarbeiter und an die Unternehmungen, die alle mitgeholfen haben, die wohlgelungenen Bauwerke zu gestalten.

* Dieser und die folgenden acht Beiträge (bis Seite 677) wurden an der Sommertagung 1973 der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik am 22. Juni 1973 in Flims unter dem Titel «Geotechnische Probleme im Kanton Graubünden und im Sarganserland» vorgetragen.

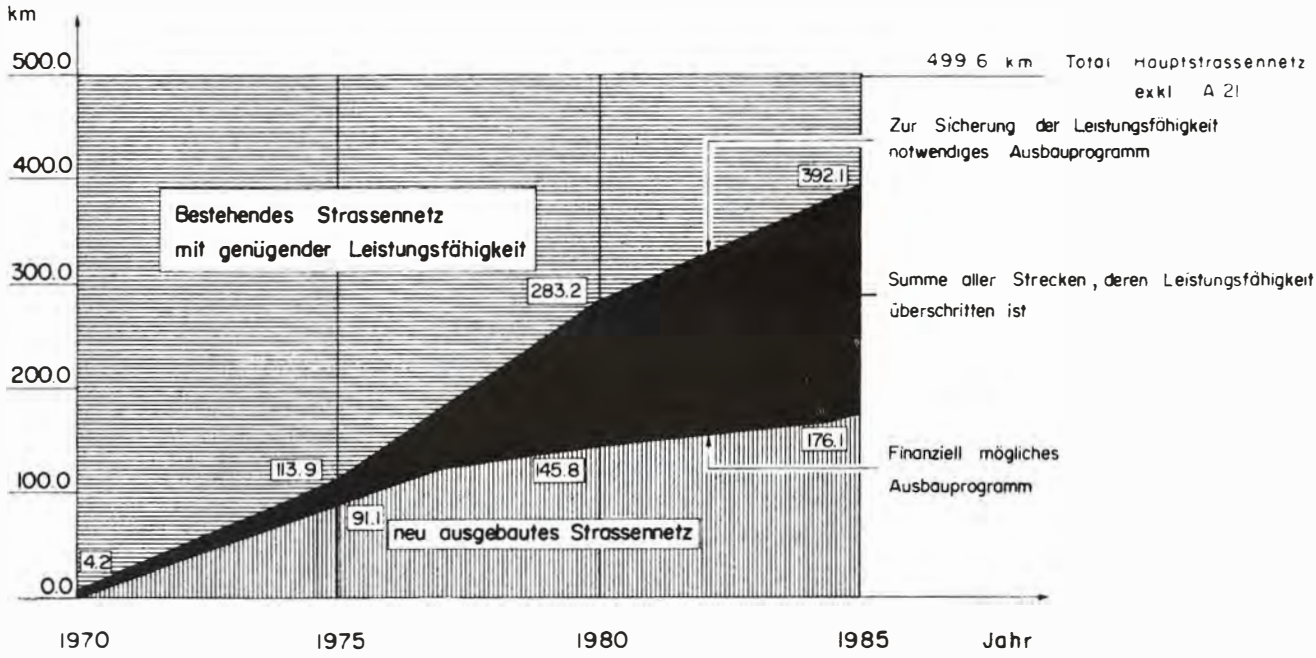


Abb. 3. Leistungsfähigkeit des Hauptstrassennetzes in Relation zum Ausbau und zur Verkehrszunahme. Finanziell mögliches Ausbauprogramm mit etwa 45 Mio Franken/Jahr, Verkehrszunahme proportional zur Zunahme 1960–1970

Dr. M. Kobel, Büro für technische Geologie
E. Weber, Maienfeld

Geologische Grundlagen

für die Erd- und Felsmechanik der Strassenabschnitte Thusis–Davos

1. Geologisch-geotechnische Übersicht

Die Albula-Landwasser-Talung von Thusis bis Davos kann nach topografisch-talgeschichtlichen und geologisch-geotechnischen Gesichtspunkten in drei charakteristische Abschnitte unterteilt werden:

- die Schynschlucht von Sils im Domleschg bis Tiefencastel,
- das Talbecken von Surava bis Filisur,
- die Schluchtstrecke des Landwassers von Filisur bis in die Landschaft Davos.

Im Talabschnitt des Schyn, wozu geologisch auch noch die Talenge bis Tiefencastel gehört, durchbricht die Albula in einer stark in den Felsuntergrund eingetieften Schluchtstrecke die penninischen Deckenelemente mit ihren unterschiedlichen Felsformationen aus Bündnerschiefern, Flysch, Sandkalken und Schiefern des Jura sowie Schiefern, Dolomit, Rauhwacken und Gips der Trias.
Der flache Talboden von Surava bis Filisur besteht aus Seeablagerungen, die von jüngeren Flussschottern überdeckt sind. Von beiden Talhängen stossen Bachschuttkegel bis in die Talmitte vor, und auf der rechten, nördlichen Talseite zwischen Tiefencastel und Surava stösst die gewaltige und sehr komplex zusammengesetzte Brienzer Rutschmasse direkt an den gegenüberliegenden Talhang. Der Fels der Talhänge besteht aus Kalken, Sandkalken, Schiefern, Dolomit, Rauhwacken und Gips der mittelostalpinen Aela-Decke und der oberostalpinen Silvretta-Decke, der höchsten tektonischen Einheit Mittelbündens.

Die erst in geologisch jüngster Vergangenheit entstandene Schlucht des Landwassers zwischen Davos-Glaris und Filisur ist eingeschnitten in die Triassedimente Silvretta-Decke.
Die Höhenlage des alten Talbodens, wie er vor der Eintiefung der Landwasserschlucht bestanden hat, ist heute noch erkennbar an den zahlreichen Schotterterrassen, auf denen auch die Dörfer Alvaneu, Schmitten und Wiesen liegen. Über diese Terrassen führt die heutige Hauptstrasse.
In den Schluchtstrecken des Schyn und des Landwassers, wo hauptsächlich Felsuntergrund vorliegt, stellen sich beim Tunnelbau und bei Fundationen vorwiegend felsmechanische Probleme, doch sind, insbesondere im Schyn, zur Querung von Rutschgebieten und steilen Moränenhängen bodenmechanische Fragen ebenfalls von erstrangiger Bedeutung.
Ein gesondertes bodenmechanisches Experimentierfeld stellt die Brienzer Rutschmasse dar, bei der vor allem die starke Inhomogenität der Zusammensetzung und des aktiven Bewegungszustands Fragen aufwirft.
Ein bodenmechanisch wenig problematisches Strassenteilstück ist dasjenige auf dem alluvialen Talboden zwischen Surava und Filisur.

2. Abschnitt Thusis–Tiefencastel Ost

Der alte, mittelalterliche und noch heute als Wanderpfad benützbare Weg durch den Schyn führt auf der rechten, nördlichen Talflanke von Scharans im Domleschg nach Muldain. Im 19. Jahrhundert wurde die linksseitige Schynstrasse erstellt, indem sich die rechte,

felsigere Talflanke für einen Strassenbau ohne lange Tunnels und umfangreichen Felsabbau nicht eignete. Dass mit dieser Verlegung des Schynweges von der sonnigen, trockenen und felsigen rechten Talflanke auf die schattige, feuchte, aber allgemein weniger felsige linke Talflanke auch Nachteile und Probleme auftauchten, zeigte sich in jüngster Vergangenheit deutlich, als man den Ausbau der linksseitigen Schynstrasse zwischen Sils im Domleschg und der Soliserbrücke in Angriff nahm. Die Schwierigkeiten liegen nicht bei den beiden Tunnels von Passmal und Solis, sondern bei den offenen Strecken im steilen, feuchten Waldhang, insbesondere auf der Hangtraverse zwischen dem Freihof und Passmal; doch wird auch das letzte Wort über den Hang zwischen der Station Solis und der neuen Soliserbrücke noch nicht gesprochen sein.

Der Felsuntergrund zwischen Sils und der Station Solis besteht beidseits der Albula aus Bündnerschiefern und Flysch der penninischen Adula-Decke. Die Bündnerschiefer sind eine zum Teil zyklische Abfolge von Tonschiefern, Kalktonschiefern und Sandkalken sowie den sehr harten Viamala-Kieselkalken. Da die Adula-Bündnerschiefer einer relativ tiefen Einheit innerhalb des alpintektonischen Deckenbaus angehören, sind sie schwach metamorphisiert. Ihr sedimentäres Gefüge wurde mehr oder weniger stark umkristallisiert, und in geringem Masse kam es auch zu Mineralneubildung.

Diese leichte Metamorphose und die zum Teil intensive Verfältelung der Schichtserien, die während der unter hohem Überlagerungsdruck und ziemlich hoher Temperatur erfolgten alpintektonischen Dislokation entstanden sind, bewirkten allgemein eine Erhöhung der Verbandsfestigkeit des Gebirges. Die Adula-Bündnerschiefer sind deshalb, sofern nicht junge, unverheilte Klüfte den Gesteinsverband ungünstig beeinflussen, ein für Tunnelbauten und Fundationen gutes, standfestes Gebirge.

Ein vollständiges Profil durch die ganze Bündnerschieferserie und den Adula-Flysch sowie über deren Verhalten im Untertagbau wird der Druckstollenabschnitt Solis–Scharans der Kraftwerke Albula-Domleschg des EWZ ergeben.

Im über 1 km langen Solistunnel waren die Bündnerschiefer wie auch der angrenzende Flysch der Adula-Decke durchwegs sehr gut standfest. Da der Solistunnel im Minimum knapp 20 m Abstand vom Bahntunnel der RhB hat, mussten die Ausbreitung der Sprengerschütterungen und deren Auswirkung auf den Bahntunnel besonders beachtet werden. Hierzu wurden im Bahntunnel an den kritischen Punkten Erschütterungsrezeptoren aufgestellt und die Ausschläge auf einem Schreibgerät registriert.

Zwischen dem Freihof und Passmal ist die linke Schluchtflanke des Schyn von einem teilweise aktiven Rutschgebiet bedeckt. Die Rutschmasse besteht aus tonreichem, stark durchnässtem und zerfallenem Bündnerschiefermaterial, in dem grössere, versackte Felspakete liegen. Das Rutschgebiet reicht bis zur Albula hinab, doch sind die aktiven Bewegungszonen kanalisiert in Runsen zwischen versackten, aber stabilen Felsrippen. Im Caseler Tobel ist die neue Schynstrasse im Jahre 1968 stark beschädigt worden, so dass umfangreiche Sanierungsmassnahmen getroffen werden mussten, die auf ein Auffangen der ins Gleiten gekommenen Masse mittels einer zwischen zwei Felsrippen eingespannten Bogenmauer sowie auf eine Entwässerung der Rutschmasse abzielten. Während die erste Massnahme vermutlich zur eingetretenen Beruhigung des Rutsches beigetragen hat, erbrachte der Entwässerungsstollen nicht das gewünschte Resultat, da dem sehr wenig durchlässigen Rutschmaterial praktisch kein Wasser entzogen werden kann.

Beim Bau der RhB wurde die Gefährlichkeit des Rutschgebietes beim Caseler Tobel noch rechtzeitig, «in letzter Minute», erkannt und das offen geplante Trassee in einen Tunnel in den stabilen Fels verlegt.

Westlich der Station Solis tritt das Strassentrassee aus dem guten Fels des Solistunnels in anfänglich kompakte und relativ trockene Moräne und Gehängeschutt ein. Die letzten 50 m der bergmännischen Strecke des Solistunnels liegen bereits in diesem Material. Die bodenmechanischen Probleme dieser Lockergesteins-Tunnelstrecke wurden eingehend studiert, und deren Ergebnisse sind publiziert von R. Hegland in «Strasse und Verkehr» 6/71.

Östlich der Station Solis wird die Stabilität des hier bedeutend feuchteren Moränen- und Gehängeschuttes sehr zweifelhaft, bestehen doch im Gelände bis hinunter an die Albula Anzeichen für – zumindest zeitweises – Bodenkriechen. Die Lockergesteinsbedeckung ist hier sehr mächtig. Ausserdem haben die zahlreichen – auch für den neuen Druckstollen des EWZ, Abschnitt Solis aufwärts – ausgeführten Sondierungen den Beweis für eine alte, mit Schottermaterial verstopfte Flussrinne erbracht, die im Tobel westlich der Zentrale Solis des Heidseewerks von der heutigen Schluchtrinne südwärts ausbiegt, etwa unter der Zentrale Solis durchführt und talabwärts des südlichen Brückenkopfes der neuen Soliser Strassenbrücke wieder in die jetzige Schlucht einmündet.

Wegen der ungünstigen Lockergesteinsverhältnisse zwischen der Station Solis und der jetzt ausgeführten neuen Soliser Brücke bestand der Projektvorschlag, die Strasse direkt vom Ostportal des Solistunnels über die Albula zu führen mit beidseitigen Brückenwiderlagern auf standfestem Flyschfels. Die nunmehr ausgeführte neue Strassenbrücke hat den Vorteil, dass sie bedeutend kürzer ist, als ein weiter westlich liegendes Brükkenbauwerk geworden wäre. Ihre Widerlager ruhen südlich auf grobbankigem Triasdolomit und nördlich auf Liaskieselkalk der Gelbhorn-Decke.

Die Gelbhorn-Decke besteht zwischen Solis und Tiefencastel aus Dolomit, Tonschiefern, Rauhwacken und Gips der Trias, den harten, bankigen Kieselkalken des Lias, den Kalk- und Tonschiefern der Nisellas-Serie (Dogger), den Schiefern, Quarziten und Brekzien der Nivagl-Serie (Malm und untere Kreide) sowie den Sandkalk- und Kalktonschiefern des Flysches. Die Gesteine der Gelbhorn-Decke bilden den Felsuntergrund zwischen den Soliser Brücken und Tiefencastel Ost. Die Gelbhorn-Decke hat die Form einer nach Norden geschlossenen, liegenden Falte. Der Kern dieser Falte besteht aus der Trias. Diese Trias zieht von den Soliser Brücken über Alvaschein zum ehemaligen Gipsbergwerk und tangiert dabei noch die östliche Portalregion des Alvascheintunnels, wo auf etwa 80 m Länge gipsführende Rauhwacke, verquetschte Dolomitlinsen und die rötlichen Quartenschiefer angetroffen wurden.

Zu etwa drei Vierteln seiner Länge liegt der 927 m lange Alvascheintunnel in den Kalk- und Tonschiefern der Nisellas-Serie, dem Dogger des liegenden Schenkels der Gelbhorn-Deckfalte. Die äusserlich den Bündnerschiefern und dem Flysch der Adula-Decke ähnliche Nisellas-Serie, früher auch Schynschiefer genannt, ist im Gegensatz zu den Bündnerschiefern kaum metamorphisiert und weist allgemein geringere Verbandsfestigkeit sowie die Tendenz zu rasch eintretenden Schichtablösungen und -aufblätterungen bei Luft-

und Feuchtigkeitszutritt auf. Zwischen Niesellas-Serie und Trias liegt der harte, bankige Liaskieselkalk, der im Alvascheintunnel auf eine Länge von etwa 140 m durchörtert wurde. Zwischen der Soliser Brücke und dem Westportal des Alvascheintunnels quert das neue Strassentrassee auf einer Länge von rund 700 m den mässig steilen Moränenhang von Val. Da Zweifel an der Stabilität der nach seismischen Ermittlungen bis über 40 m mächtigen Moränenbedeckung geäussert wurden, obschon bis heute weder bei der RhB noch bei der alten Strasse, die beide diesen Hang ebenfalls queren, sichere Anzeichen für tiefgreifende Rutschtendenzen feststellbar waren, wurden hier umfangreiche bodenmechanische Untersuchungen vorgenommen.
Vom Ostportal des Alvascheintunnels führt das neue Strassentrassee mehrheitlich auf Lockermaterial und in Hanglage zum Westportal des 911 m langen Tunnels der Nordumfahrung von Tiefencastel.
Der Tiefencasteler Tunnel wird, wie der Alvascheintunnel, in den Sedimenten der Gelbhorn-Decke liegen. Etwa in der Mitte des Tunnels wird der tektonisch zwischen jüngere Sedimente eingeschuppte Triasgipszug von Tiefencastel zu durchörtern sein, der an der Tiefencasteler Bahnhofstrasse westlich der Albulabrücke ansteht.

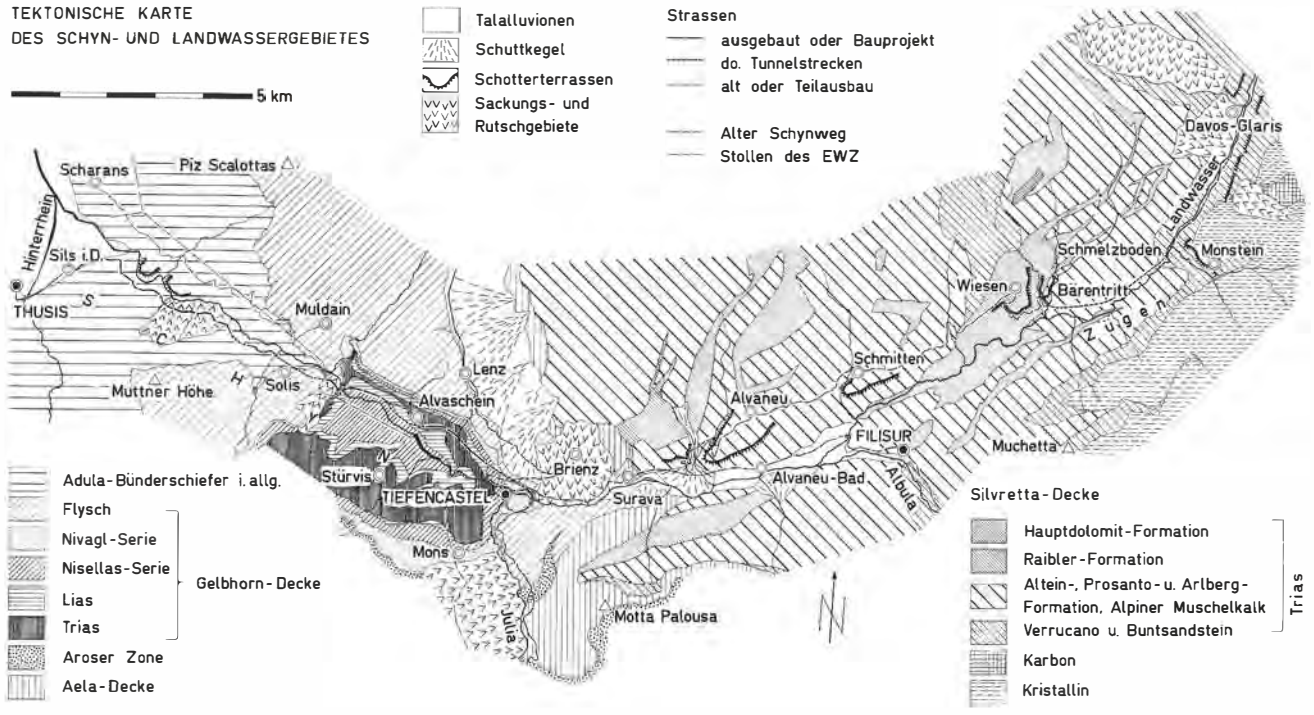
3. Abschnitt Tiefencastel Ost–Filisur

Vom Ostportal des Tiefencasteler Tunnels wird die Verbindung zur Julierstrasse in weitem Bogen die Albula überbrücken und südlich Tiefencastel, bei der ersten Kurve, in die heutige Julierstrasse einmünden. Diese Linienführung tangiert nördlich der Albula die Brienzer Rutschmasse. Insbesondere wird die vorgesehene grosse Anschüttung für den Anschluss der Strasse nach Surava auf die Brienzer Rutschmasse zu liegen kommen. Die Pfeiler der 430 m langen Albulabrücke kommen in Fels, Moräne und Schotter der Albula zu stehen und dürften die Brienzer Rutschmasse nicht mehr anschneiden.
Von der heutigen Strasse Tiefencastel–Surava wie auch von jeder neuen Linienführung nördlich der Albula muss die Brienzer Rutschmasse auf einer Länge von mehr als 1,5 km gequert werden. Die Brienzer Rutschmasse ist von äusserst heterogener Zusammensetzung und Bewegungsaktivität. Der grösste Teil der Rutschmasse besteht aus altem Bergsturzmaterial. Das Dorf Brienz dagegen steht auf versacktem und völlig zerrüttetem Fels, und östlich von Brienz liegt über der alten Hauptrutschmasse noch eine jüngere Bergsturzrutschmasse, die zurzeit die grössten Verschiebungen aufweist. Über die Untergrenze der Brienzer Rutschmasse sowie über – sicher vorhandene – interne Gleitflächen ist immer noch wenig bekannt. In Gang gehalten wird die Rutschung durch wasserzügige Gleithorizonte und die stetige Erosion der Albula. Die Bewegungsaktivität ist im oberen Teil der Rutschmasse generell grösser als im unteren, wo Strasse und Bahntrassee liegen. Es kommen aber auch, besonders im Bereich des Dorfes Brienz, grosse lokale Bewegungsunterschiede in Betrag und Richtung vor. Wasserzügige Mulden, wie sie auch im unteren Teil der Rutschmasse vorkommen und von der Strasse gequert werden müssen, sind als labiler zu beurteilen als die dazwischenliegenden Buckel. Schüttungen zur Ausgleichung des Strassentrassees in Muldenlage sind deshalb besonders kritisch.

Eine Strassentrassierung südlich der Albula zur Umgehung des Brienzer Rutsches müsste den steilen, bewaldeten Hang zwischen Tiefencastel/Cumpagna und Surava/Gravas traversieren. Dieser schattige Hang ist teilweise stark feucht, und die Stabilität des tonreichen Gehängeschuttes wie auch der einzelnen Felsköpfe aus Flyschschiefern der Gelbhorn-Decke ist als ungewiss zu beurteilen.
Von Surava bis Filisur verläuft die Albulastrasse grösstenteils im Talgrund ohne besondere geotechnische Probleme.

4. Abschnitt Filisur–Davos

Die Landwasserstrasse steigt nach Surava am nördlichen Talhang zur Terrasse von Alvaneu an und quert dabei Lockergesteinsabschnitte: Bachschutt, Schotter



und Moräne wie auch Kalk- und Dolomitfels der Silvretta-Decke. Lockergestein und Felsuntergrund sind stabil. Von Alvaneu verläuft die heutige Strasse grösstenteils auf stabilem Gehängeschutt, Moräne oder Schottern über die Terrassen von Schmitten und Wiesen. In steileren Hanglagen und bei der Querung von Tobeln bestehen Felsanschnitte in bankigem Kalk und Dolomit. Von Wiesen windet sich die Strasse über einen Schottersporn hinunter zum Bärentritt in der Zügenschlucht, wo der Anschluss an den etwa 2,8 km langen Landwassertunnel erfolgt.

Eine Strassentrassierung in der Landwasserschlucht zwischen Filisur und Bärentritt hätte sowohl rechts wie links des Flusses Fels und steile Gehängeschutthalden mit Steinschlag und Lawinencouloirs zu passieren. Der Fels besteht aus bankigen bis plattigen Dolomiten der Mitteltrias, aber auch aus Schiefern und Rauhwacken, zum Teil mit Gips der Raibler Formation.

Zwischen Wiesen-Station und der Landwasserbrücke der Rhätischen Bahn bei Filisur liegt der Flusslauf des Landwassers genau in einer Mulde der Rauhwacken und Gips führenden Raibler Formation. Die Gesteinsschichten streichen etwa parallel zu den Talflanken und fallen steil in die südöstliche Talflanke ein. Tunnelbauten in diesem Abschnitt hätten somit mehrheitlich mit mittelmässigem bis ungünstigem Fels zu rechnen, und auch offene Strecken würden bezüglich der Fundation von Stützmauern, besonders in der Rauhwacke und bei hangparallel einfallenden Felsschichten, grössere Abklärungen benötigen.

Auf der Strecke zwischen Bärentritt und Schmelzboden, der Schluchtstrecke der alten Zügenstrasse, wurde am 25. Januar 1973 der nahezu 2,8 km lange Landwassertunnel der neuen Zügenstrasse durchschlagen.

Das Projekt zum Ausbau der Zügenstrasse umfasste ursprünglich mehrere Varianten. Gemeinsam war allen Varianten ein Tunnel auf der rechten Schluchtseite vom Bärentritt bis Brombenz mit etwa 1,4 km Länge. Von Brombenz bis zum Schmelzboden sah die erste Variante einen weiteren 1,4 km langen Tunnel ebenfalls auf der rechten Schluchtseite vor. Beide Tunnels wären bei Brombenz mit einer kurzen Galerie verbunden worden. Die zweite Variante sah bei Brombenz eine längere offene Strecke vor bis etwa zur alten Landwasserbrücke, wo ebenfalls der Fluss überquert worden wäre. Anschliessend sollte die Strasse linksseitig in einem Tunnel bis Schmelzboden führen. Die dritte Variante schliesslich hätte das Landwasser, ähnlich der Bahn, bei Brombenz gequert, um anschliessend in einen 1,15 km langen, linksseitigen Tunnel einzutreten. Von diesen drei Varianten wurde bald der ersten Lösung der Vorzug gegeben, doch wurde die offene Galerie bei Brombenz ausgemerzt, indem die Tunnelachse etwas weiter in den Berg hineingerückt und die beiden Landwassertunnels zum heutigen durchgehenden Tunnel verbunden wurden.

Der Landwassertunnel durchörterte vom Bärentritt aufwärts zuerst eine normale stratigrafische Gesteinsserie aus Altein-Dolomit, tafeligen Prosanto-Schichten und Arlberg-Dolomit. Etwa bei Tunnelmeter 660 wurde die vermutete Einspiessung von Arlberg-Kalk ohne Schwierigkeiten durchfahren, und es folgte anschliessend wieder Arlberg-Dolomit. Die prognostizierte verfaltete Überschiebungsfläche dieses Arlberg-Dolomits auf Altein-Dolomit von etwa Tunnelmeter 860 bis 885 erforderte Stahleinbau, doch wurde anschliessend wieder vorwiegend guter, standfester und kompakter Fels angetroffen, der bis kurz vor dem Lüftungsbauwerk Brombenz anhielt, wo das Auftreten mehrerer Scherflächen Stahleinbau erforderte. Das Schichtstreichen wurde im Abschnitt Bärentritt–Brombenz anfänglich unter mittlerem Winkel, dann zunehmend spitz bis tunnelparallel aufgefahren; das Schichtfallen war mässig bis steil talwärts gerichtet.

Ganz anders als im günstigen Abschnitt Bärentritt–Brombenz war das Verhalten des Tunnelgebirges im Abschnitt Schmelzboden–Brombenz, der fallend vom Schmelzboden aus vorgetrieben wurde. In diesem Tunnelabschnitt liegt eine normalstratigrafische Sedimentserie vor, die mässig steil nach Süden bis Südwesten einfällt und dabei den Tunnel unter günstigem Winkel schneidet. Hatte man für den allgemein als spröde bekannten ostalpinen Verrucano und Buntsandstein noch mit mässigen Ausbruchsverhältnissen gerechnet, so ergaben Arlberg-Kalk und Arlberg-Dolomit durchweg ungünstigere Verhältnisse als erwartet. Die tektonischen Scherflächen und Klüfte wie auch die Schichtflächen waren grossenteils mit bis mehrere Zentimeter dicken Lehmlagen bedeckt, wodurch die Verbandsfestigkeit ausserordentlich reduziert wurde. Bei den Lehmfüllungen handelt es sich ausschliesslich um Glaziallehm, der längs steilstehenden Klüften eingeschwemmt und mit zirkulierendem Bergwasser auf Scher- und Schichtflächen verteilt wurde. Das Vorkommen der Lehmbeläge war völlig unabhängig von der jeweiligen Höhe der Felsüberdeckung über dem Tunnel. Das Vorkommen der Lehmlagen im oberen Abschnitt der Zügenschlucht hängt damit zusammen, dass hier – in der Stossrichtung – die klufterweiternde Wirkung des eiszeitlichen Gletschers besonders gross war und dass die Einschwemmung von Glaziallehm durch die tektonisch angelegten, von Eis und subglazialem Schmelzwasser erweiterten steilstehenden Klüfte begünstigt wurde.

Im Lüftungsbauwerk Brombenz wurden zur Untersuchung der Felsdeformationen, insbesondere bei den Verschneidungen des breiten, flachen Kalottengewölbes der Ausstellbucht des Tunnels mit den drei rechtwinklig zur Tunnelachse stehenden Lüftungskavernen zahlreiche Messbolzen versetzt, die vom Institut für Strassen- und Untertagbau der ETHZ kontrolliert und ausgewertet werden, wozu geologische Strukturgrundlagen der Diskontinuitätsflächen des Gebirges im Massstab 1:100 angefertigt wurden.

Vom Schmelzboden aufwärts Richtung Davos wird der aus Lockergestein bestehende Talgrund zusehends breiter, und zwischen Frauenkirch und Davos-Platz liegen unter den jungen Flussschottern mächtige Seebodenlehme. Die Landwasserstrasse, die zum Teil ausgebaut ist, quert in diesem letzten Abschnitt vor allem Moräne, Schotter und Schuttkegel von Seitenbächen. Die grosse Felssackung am rechten Talhang südlich von Davos-Glaris wird vom Strassenzug nicht tangiert.

5. Schlussbemerkungen

Der Strassenzug der A 63 und A 62 zwischen Thusis und Davos ist auf seiner ganzen Länge zufolge der stark wechselnden geologischen Untergrundverhältnisse ein lohnendes Objekt für die angewandte Boden- und Felsmechanik. Gerade die noch nicht oder erst teilweise ausgebauten Abschnitte: Nordumfahrung Tiefencastel, Querung des Brienzer Rutsches, Landwasser-Schluchtstrecke Filisur–Wiesen-Station–Bärentritt, aber auch alte Sorgenkinder wie das Rutschgebiet beim Caseler Tobel im Schyn sehen wir als prädestinierte Objekte für die Zusammenarbeit von projektierendem Ingenieur, Fels- und Bodenmechaniker sowie beratendem Geologen an.

A. Schatzmann, dipl. Ing. ETH, Elektro-Watt
Ingenieurunternehmung AG, Zürich

Spezielle Probleme beim Bau der Schinstrasse

Die Strassenverbindung zwischen Thusis und Tiefencastel durch die Schinschlucht ist Bestandteil des Anschlusses des Engadins an die N13.
Durch die geologischen Verhältnisse im Bereiche dieses Strassenzuges sind dem Strassenbauingenieur eine Reihe interessanter Probleme gestellt, für deren Lösung der Geologe als sein wertvollster Partner auftritt. Bei den nachstehenden Ausführungen wird demzufolge das Schwergewicht auf *geologische Gegebenheiten* gelegt.
Von der insgesamt rund 12 km messenden Strecke sind bis heute etwa 8,5 km ausgebaut. Gegenwärtig, rund vier Jahre nach dem hundertjährigen Bestehen dieser Strassenverbindung, sind die letzten Kilometer im Abschnitt zwischen Solis-Ponte und Tiefencastel im Bau. Darüber möchte ich kurz berichten.
Dem Strassenbauingenieur waren in diesem Abschnitt grundsätzlich zwei Varianten für die Linienführung geboten, eine Variante entlang der linken Talseite, welche je nach Axlage mehrere kleinere oder einen langen Tunnel bedingt hätte, und eine zweite Variante auf der rechten Talseite mit vorwiegend offener Linienführung. Nach dem Entscheid, die neue *Strassenaxe entlang der rechten Talseite* zu führen, wurde, um dem projektierenden Ingenieur möglichst aufschlussreiche Unterlagen über die Untergrundverhältnisse zur Verfügung stellen zu können, die volle Aufmerksamkeit der Hangpartie zwischen der Kiesgrube bei Solis-Ponte und Davos-Ses gewidmet. Der Hang wird in den geologisch-geotechnischen Berichten von Dr. Zulauf vom kantonalen Strassenbaulabor als fluvioglaziale Moräneablagerung bezeichnet, worin zwischen einem *«allochthonen»,* durch Verfrachtung von ortsfremdem Material, und einem «autochthonen», an Ort und Stelle entstandenen Typ, unterschieden wird. Beim ersteren ist der Materialaufbau zur Hauptsache sandig-kiesig, mit starken Verunreinigungen und mit Grobgeröll-, Blockgeröll-, Silt- und Tonfraktionen. Auch sind lehmige Lagen und Nester sowie siltige, verhärtete Schotterlagen vorhanden. Die Grosszahl der Komponenten ist mässig bis gut oder sehr gut gerundet, es sind allerdings auch eckige Komponenten darin enthalten. Die allgemein braune bis beigebraune Verwitterungsfarbe lässt auf den «oxidierten» Zustand deuten. Die Kohäsion wird im Mittel von 0,05 bis 0,2 kg/cm², stellenweise sogar bis 0,4 kg/cm², angegeben.
Im *«autochthonen» Typ* erkennt man vorwiegend Bruchstücke aus den Formationen der Adula-Decke (Flysch und Bündnerschiefer) sowie der Gelbhornzone (Dolomite, Rhät- und Liaskalke, Ton- und Kalkschiefer der Nisellasserie; Kieselkalke, Marmore und Breccien aus der Nivaiglserie sowie Mergelkalke, Sandkalke aus dem Flysch). Die siltig-sandige Fraktion überwiegt die kiesige, Blockmaterial ist ebenfalls vorhanden. Die Komponenten sind vorwiegend eckig, die Fremdkomponenten jedoch gut gerundet. Das Feinmaterial ist nicht oder nur schwach «oxydiert» und die Farbe ist deshalb grau bis grauschwarz.
Der Geologe ist der Auffassung, dass es sich beim «autochthonen» Typ nicht unbedingt um einen nicht oxydierten Teil des «allochthonen» Typs handelt. Es macht den Anschein, als ob der «autochthone» Typ als Einschwemmung von hauptsächlich aus Gehängeschutt bestandenen Seitenmoränen anzugeben wäre. Beide Typen sind schicht- und linsenartig in- und übereinander gelagert. Die totale Mächtigkeit ist beträchtlich und beträgt örtlich bis 45 m, im Mittel 10 bis 30 m. Das mittlere Raumgewicht wird mit etwa 2,1 t/m³ und der *k*-Wert zwischen 10^{0} bis 10^{-4} stark variabel angegeben.



Abb. 1. Bereich oberhalb der verlegten Kantonsstrasse mit sumpfartigem Charakter infolge unterirdisch fliessender Gewässer



Abb. 2. Überwachsener Rutschtrichter im Hang oberhalb der Kantonsstrasse

Aus der Sicht des Geologen sollen in dieser Hangpartie leichte Symptome einer Kriechtendenz vorhanden sein:

- Aktualgeologische Vorgänge äussern sich in jahreszeitlich bedingten Solifluktionen, vorwiegend in den nach Süden gerichteten Steilpartien.
- Die Moräne ist gut gelagert, weist jedoch eine auf das Frühjahr konzentrierte Durchnässung auf, die bei steiler Geländeform zu Kriechbewegungen führt.

Aufgrund dieser Feststellung wurde in der fraglichen Hangpartie durch seismische Untersuchungen versucht, die Mächtigkeit der Moräneüberdeckung zu ermitteln. Die Ergebnisse lassen die Tiefe der Felslinie zwischen 5 bis 30 m vermuten.

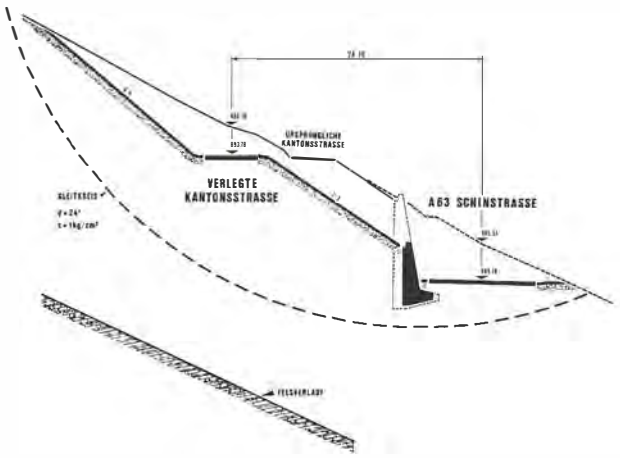


Abb. 3. Charakteristisches Querprofil bei km 9.320

Bezüglich der *hydrologischen Verhältnisse* wird in den erwähnten Berichten vermutet, dass das versikkernde Niederschlagswasser durch die oberen Gehängeschuttablagerungen in die Moräne gelangt, wodurch es ab und zu an die Oberfläche stösst und Geländemulden intensiver durchnässt als eventuell vorhandene Rippen. Die spezielle Wasserzügigkeit gewisser Partien ist durch die ausgeführten Sondierschlitze, worin sich ein Wasserstand in einer bestimmten Tiefe ab OKT einzustellen pflegte, bestätigt worden. In diesen Zonen ist mit relativ starkem und voraussichtlich permanentem Wassergehalt zu rechnen. Diese intensive Durchwässerung mit sumpfartigem Charakter und Sumpfflorabestand (Abb. 1) ist nicht etwa der topographisch günstigen Muldenform zuzuschreiben, sie ist vielmehr eine Folge unterirdisch fliessender Gewässer (Abb. 2). Das zur Diskussion stehende Gebiet gehört übrigens in eines der niederschlagsärmsten Gebiete des Kantons, zudem wäre die südwestlich gerichtete Hanglage für eine klimatisch bedingte Austrocknung des Bodens geradezu prädestiniert.

Der Geologe hat als aktualgeologische *Oberflächenerscheinungen* bezeichnet:

- die unruhige, jedoch gerichtete, kleinbucklige Geländeoberfläche, die besonders in den Durchwässerungszonen sichtbar wird;
- eigentliche Fliesswülste;
- Rutschflächen und Rutschtrichter mit Anrissrändern und Erosionsflächen;
- jahreszeitlich bedingte Solifluktionserscheinungen oberflächlicher Natur.

Die erwähnten seismischen Untersuchungen sowie die Sondierschlitze wurden ergänzt durch Rammsondierungen, die auf ein Material mit grosser mittlerer Steifezahl zwischen 200 und 500 kg/cm² schliessen lassen. Sämtliche diese geschilderten Oberflächenbeobachtungen seien jedoch als oberflächliche Rutschbewegungen zu betrachten. Im Hang selbst wurden keine tiefgründigen Kriech- oder Rutschbewegungen festgestellt. Die Projektierung der neuen Strassenaxe konnte somit beginnen.

Durch das Ergebnis der Submission wurde die Frage der *Hangstabilität* erneut in den Vordergrund gerückt (Abb. 3). Der Vorschlag mit einer Verlegung der bestehenden Kantonsstrasse in den Hang hinein und mit einem Böschungsabtrag bis OK des bergseitigen Stras-



Abb. 4. Übersicht über die Hanganschnitte im Bereiche des Bauloses 104 (Foto Crameri)

senrandes der neu zu erstellenden Axe wurde aufgrund eingehender Stabilitätsberechnungen gutgeheissen. Je nach Annahme über die zulässige Neigung des Böschungsabtrages kann somit streckenweise auf den Bau bergseitiger Stützmauern verzichtet werden. Für die Berechnungen mussten über die Grösse der Kohäsion und über den Winkel der inneren Reibung Annahmen getroffen werden. Durch die Berechnung verschiedener Fälle mit extremen Wertangaben sind die wahrscheinlichsten Grössen eingegabelt. Für C = 0,3 kg/cm² und $\varphi = 27°$ resultiert eine Sicherheit von etwa 1,3 (Abb. 4). Die eigentlichen Bauarbeiten in der fraglichen Hangpartie wurden entsprechend dem soeben beschriebenen Vorschlag im Herbst 1972 begonnen. Die zu erstellende dreispurige Rampe mit 8% Steigung wurde von unten, kurz nach der grossen Solisbrücke, in Angriff genommen. An den Hanganschnitten musste man bald erkennen, dass auf etwa 150 bis 200 m der Strassenkörper durchgehend auf eine Schicht nicht oxydiertem, graublauem, verschwemmtem Moränematerial unbekannter Mächtigkeit abgestellt werden muss. Das Material ist sehr stark durchnässt und mit rund 11 bis 12% Wassergehalt nahezu wassergesättigt. Aufgrund der hohen Kohäsion und des geringen M_E-Wertes ist mit grossen Setzungen zu rechnen. Im oberen Teil des geöffneten Hanganschnittes, der mit einem flachen Böschungswinkel und nur in geringer Höhe erfolgte, sind kurz darauf Rutscherscheinungen aufgetreten, deren Anrissstellen sich konstant bergwärts verschieben und eine immer grösser werdende Zunge interessieren.
Aufgrund dieser Erkenntnisse und vor dem Anschnitt der steiler werdenden Hangpartie wurden hintereinander *Sondierschlitze* und ausgedehnte *Sondierbohrungen* gemacht. Jeder dieser zusätzlichen Aufschlüsse

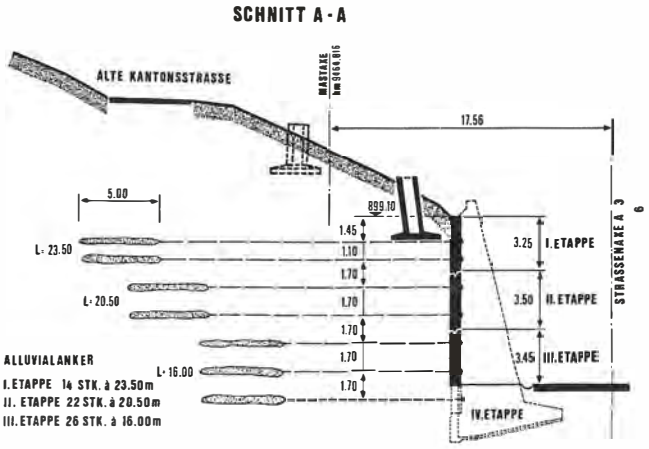


Abb. 5. Sicherung des EWZ-Eckmastes bei km 9.465

hat etwa dasselbe Ergebnis gezeigt. Die gesamte erbohrte Hangpartie ruht auf einer mehr oder minder mächtigen Schicht des erwähnten graublauen, nicht oxydierten Materials. Die Tiefe der Schicht variiert im Bereiche des Steilhanges zwischen 7 und 12 m. In einzelnen Bohrungen wird sie sogar mehrmals in verschiedenen Tiefen angetroffen.
Aufgrund der Bohrergebnisse wird das Vorhandensein eines durchgehenden, den gesamten Hang gefährdenden Gleithorizontes in Abrede gestellt. Der unregelmässige Verlauf der erbohrten Schichten bietet eher



Abb. 6. Anrissstelle oberhalb der verlegten Kantonsstrasse

eine Erklärung für die lokalen, als oberflächlich bezeichneten Rutscherscheinungen. Gemäss Aussage des Geologen betragen die Werte für die Kohäsion C = 1,0 kg/cm², für den Winkel der inneren Reibung $\varphi = 24°$.
Für die Erstellung des Bauvorhabens im heute gut aufgeschlossenen Hang wird

- im unteren, flachen Teil der Strassenkoffer von etwa 0,80 auf 1,20 m erhöht und durch eine Glasvliesmatte von der Unterlage getrennt;
- im Teil, der in Bewegung ist, versucht, durch eine grosszügige, bergseitige Entwässerung das Wasser abzuleiten, bevor es die mechanischen Eigenschaften des Materials verändern kann;
- durch etappenweises Vorgehen ein Eindringen von Wasser in den Baugrund mit entsprechender Entspannung und Konsistenzveränderung verhindert.

Im Bereiche des *Eckmastes der Hochspannungsleitung* wird ein spezieller Bauvorgang verlangt. Der auf vier Einzelfundamenten fundierte Mast steht dicht bei der Krone der rund 10 m hohen Stützmauer. Zur Sicherung des Mastes wird etappenweise vorgegangen, indem Ortsbetonriegel in das Moränenmaterial hinein (Abb. 5) mit Alluvialanker verankert werden (Abb. 6). Rutscherscheinungen sind im Bereiche des tiefgreifenden Hanganschnittes oberhalb der verlegten Kantonsstrasse an mehreren Stellen zu bezeichnen. Es sind dadurch einzelne Rutschharnischflächen im Lockergestein sichtbar geworden (Abb. 7). Aufgrund der Annahme, dass einzelne Rutschungen auf Oberflächenwasser, welches bis auf die obere Grenze des undurchlässigen, nicht oxydierten Materials zurückzuführen sind, wird versucht, durch ein bergseitig der Rutschzone zu erstellendes Grabensystem das Wasser abzufangen und die Bewegungen in Stillstand zu bringen (Abb. 8). Das derart gefasste Wasser wird in der Fallinie im Hanganschnitt der Strassenentwässerung zugeführt. Diese Sanierungsmassnahmen sind gegenwärtig im Gange. Es ist deshalb verfrüht, über deren Erfolg etwas zu berichten.



Abb. 7. Rutschzone im Hanganschnitt bergseits der verlegten Kantonsstrasse

Verlässt man die soeben beschriebene Hangpartie in Richtung Osten, so verschwindet die Strasse in dem 930 m langen *Alvascheintunnel,* der mit einer konstanten Steigung von 2,9 %, etwa parallel zum bestehenden Tunnel der RHB, unter der Felsnase von Alvaschein hindurchführt. Mit dem Vortrieb des Tunnels werden nach der Prognose des Geologen von Westen nach Osten Tonschiefer und Tonphyllite der Nisellasserie, Rhätschiefer, Sericitschiefer, Triasdolomite und Rauhwacke durchörtert (Abb. 9). Der Tunnelausbruch erfolgt vom Ostportal aus im fallenden Vortrieb und ist zurzeit zur Hälfte ausgeführt. In Übereinstimmung mit der geologischen Prognose blieb die Wasserführung des Gebirges bis anhin gering, so dass für den fallenden Vortrieb keine besonderen Schwierigkeiten entstanden. Beim Ostportal wurde die gipshaltige Rauhwacke im Teilausbruch aufgefahren, in den übrigen Strecken konnte man im Vollausbruch vorgehen.



Abb. 8. Erstellung eines Entwässerungsgrabens der Y-Entwässerung bergseits der verlegten Kantonsstrasse



Abb. 9. Alvascheintunnel, Voreinschnitt Ost mit Trafostation

E. Bass, dipl. Ing., Chef der Sektion Bauleitung des kantonalen Tiefbauamtes, Chur

Projekt und Bauvorgang Landwassertunnel

Für Verkehrsnetze aller Art stellen die Alpen ein grosses Hindernis dar. Durch die Struktur des Gebirges ist das vorhandene Verkehrsnetz auf einzelne wenige Gebirgsübergänge angewiesen. Auf diese Gebirgsübergänge richten sich naturgemäss ganze Netzteile aus, so dass es zu hohen Verkehrsfrequenzen auf diesen Strassen kommt. Die unerwartet rasche und intensive Zunahme des Verkehrs in den letzten Jahrzehnten sowie die sich abzeichnende Vollmotorisierung führten zu umfangreichen Strassenneu- und -ausbauten in unseren Alpentälern.
Nach fünf Jahren Betrieb hat der Bernhardintunnel seine Bedeutung für den Kanton Graubünden bewiesen. Obwohl nach der Fertigstellung der Nationalstrasse der Fernverkehr sowie ein wesentlicher Teil des internationalen Transitverkehrs in unserem Kanton von der N13 übernommen wird, hat diese Strasse ihre grösste Bedeutung als Fremdenverkehrsstrasse. Für den Kanton Graubünden, der zum grössten Teil vom Fremdenverkehr lebt, ist der Anschluss seines Hauptstrassennetzes an die Via Rätica von grösster Bedeutung. So wurde in den letzten Jahren mit dem Ausbau der Querverbindung Thusis–Davos begonnen. Trotzdem die Zügenstrasse nicht nur dem Fremdenverkehr dient, sondern auch eine wichtige Verbindung zwischen Räumen des Kantons ist, ist diese im schweizerischen Hauptstrassennetz enthaltene Strasse infolge der grossen Lawinengefährdung im Winter zwischen Bärentritt und Schmelzboden oft für den Verkehr gesperrt. Aber auch in der Zeit, wo diese 3,6 m breite Hauptstrasse dem Verkehr offen steht, waren grosse Verkehrseinschränkungen zu beachten. Gerade beim Ausbau von stark frequentierten Querverbindungen in Talengen und Schluchten, wie dies im Landwasser der Fall ist, bildet oft die Erstellung eines Tunnels die wirtschaftlichste Lösung.

Projekt

Da nach dem Ausbau der Strecke Bärentritt–Schmelzboden eine grosse Verkehrszunahme zu erwarten ist, wurde die Neuanlage für 1000 PW-Einheiten pro Stunde dimensioniert und die Ausbaugeschwindigkeit auf 60 km/h festgelegt. Als Trassierungselemente wurden Radien und Klothoiden laut den VSS-Normalien angewendet.

Normalprofil

Doppelgewölbe mit zwischenliegender Isolation. Die Fahrbahnbreite beträgt 7 m mit beidseitiger Seitenfreiheit von je 1 m. Tunnellänge: 2790 m, Ausbruch 64,2 m², Typ. I.

Geologie

Der anstehende Fels im Bereiche des Landwassertunnels besteht ausschliesslich aus Sedimenten der Silvrettadecke. Die spezielle Geologie wurde im Vortrag von Herrn Weber genannt.

Tunnelventilation

Als Lüftungssystem wurde eine Längslüftung gewählt mit einer in der Tunnelmitte gelegenen Zentrale, wo die Luft aus beiden Tunnelhälften abgesaugt wird. Für die Absaugung der totalen Luftmenge von 520 m³ pro Sekunde sind vier Axialventilatoren mit einer Spitzenleistung von je 150 kW vorgesehen. Um auch bei Störungen durch meteorologische Einflüsse oder Kolbenwirkung der Fahrzeuge eine gleichmässige Absaugung aus beiden Tunnelhälften sicherzustellen, werden zusätzlich 36 Strahlventilatoren paarweise im Tunnelgewölbe montiert.

Elektromechanische Einrichtungen

Die Beleuchtung des Tunnels erfolgt mit Quecksilberdampf-Hochdrucklampen. Die Eingangsbeleuchtungen werden in Funktion der Aussenhelligkeit in drei Stufen im Maximum auf 870 Lux geschaltet, um dann auf eine Länge von etwa 130 m auf 40 Lux abzunehmen, was der normalen Tagesbetriebsbeleuchtung entspricht. Die Nachtbeleuchtung beträgt auf der ganzen Länge 20 Lux.
Die Verkehrssteuerung erfolgt durch dreiflammige Signallampen an den Portalen sowie im Tunnelinnern. Die Brandbekämpfung wird durch automatische Feuermelder sowie mit der Aufstellung von Feuerlöschkästen sichergestellt. Für den Unfalldienst in den Ausstellbuchten, wo auch die Fluchtstollen abgehen, sind SOS-Telefone aufgestellt.

Bau

Nach der Genehmigung des Projektes durch die eidgenössischen Instanzen und der Vergebung der Arbeiten durch die Kantonsregierung wurde an beiden Tunnelportalen Schmelzboden und Bärentritt im Juli 1970 mit dem Vortrieb begonnen. Die daran beteiligten Bauunternehmungen sind: Schmelzboden, das Konsortium Zschokke AG/Lazzarini AG und im Bärentritt die Firma Prader AG. Der Ausschreibung lagen sechs Ausbruchmethoden zugrunde. Diese Art der Ausschreibung erlaubte der offerierenden Unternehmung, unabhängig der Geologie, die effektiven Kosten der einzelnen verlangten Ausbruchmethoden zu offerieren. Die Ausbruchsmethoden waren wie folgt beschrieben:

Ausbruchmethode 1: Vollausbruch, Fels standfest, Einsatz von Ankern und Spritzbeton zwecks Kopfschutz, Beton des äusseren Ringes 25 cm stark. Die nachfolgenden Ausbruchmethoden 2 bis 6 mussten sämtliche als Zuschläge zur Ausbruchmethode 1 offeriert werden.

Ausbruchmethode 2: Vollausbruch, Einsatz von Ankern, Netzen, Spritzbeton, leichter Stahleinbau und Verzugsbleche, Beton 25 cm.

Ausbruchmethode 3: Vollausbruch, Einbaubögen, Verzugsbleche, Betonstärke 45 cm.

Ausbruchmethode 4: Kalottenausbruch ohne Firststollen oder mit Firststollen mit nachfolgender Ablieferung, sonst wie Ausbruchmethode 3.

Ausbruchmethode 5 und 6: Ausbruch in der Schuttstrecke mit Sohlgewölbe.

Die geologische Prognose sah vor, 62% der Tunnelstrecke in der Methode 1, 20% in der Methode 2 und



Abb. 1. Kalotteneinbau mit DIE 16, vor dem Absenken mit Betonriegeln unterfangen



Abb. 2. Kaverne Brombenz, Einbau von WK-Blechen
(Fotos L. Crameri)

18% in der Methode 3 aufzufahren. Demgegenüber stellen sich die effektiv ausgeführten Ausbruchmethoden wie folgt: Methode 1, 35%; Methode 3, 51%; Methode 4, 14%. Es ist noch zu bemerken, dass die Ausbruchstrecke von Schmelzboden her auf etwa 1,4 km Länge durch Stahleinbaubogen gesichert werden musste (Abb. 1). Durch diese Art der Ausschreibung entstanden während der ganzen Ausbruchphase keine nennenswerten Probleme und Diskussionen. Die Sicherung der Ausstellbuchten erfolgte im Gegensatz zum Haupttunnel mittels WK-Blechen.

Ein besonderes Problem bildete die Ausbildung der Lüftungskaverne Brombenz. Wie Abbildung 2 zeigt, wurde auch hier der Einbau mit WK-Blechen ausgeführt. Ich möchte hier betonen, dass diese Methode der Felssicherung gerade in diesem speziellen Fall, wo die Schnittflächen kompliziert sind, sich sehr gut bewährt hat. Die Kaverne Brombenz war auch ein Idealfall, um gewisse Deformationsmessungen durchzuführen. Dieselben wurden über eine Zeitspanne von 7 bis 9 Monaten in Zusammenarbeit mit Prof. Grob von der ETH durchgeführt. Die ersten Messungen erfolgten an elf speziell gewählten Punkten nach dem Ausbruch. Die grössten Deformationen wurden im Schnittpunkt der Tunnelachse und der Kavernenachse mit 12 mm in der Kalotte gemessen. Diese grösste Deformation wurde ungefähr nach einer Zeitspanne von fünf Monaten festgestellt. Die zweite Messkampagne erfolgte nach der Sicherung des Tunnelausbruches mittels WK-Blechen. Die festgestellten Deformationen betrugen im Maximum $^4/_{10}$ mm in Kämpferhöhe.

Die erreichten Tagesleistungen waren bei Vollausbruch etwa 8 m pro Tag und bei Vollausbruch mit Einbau 5 m pro Tag. Der Durchschlag erfolgte Ende 1972. Im Juni 1973 waren die Auskleidung in Beton sowie die Isolationsarbeiten im Gange. Bis die elektromechanischen Installationen und die Belagsarbeiten ausgeführt sind, wird auch das Jahr 1974 verstrichen sein. Ohne unerwartete Vorkommnisse hoffen wir, den grössten im Bau befindlichen Tunnel im Rahmen des Hauptstrassenbaues auf den Winter 1974/75 dem Verkehr übergeben zu können.

Die gesamten Arbeiten belaufen sich auf 32 Mio Franken, zuzüglich der während der Bauzeit eingetretenen Teuerung, was auch dem seinerzeit aufgestellten Kostenvoranschlag entspricht.

Stabilitätsfragen beim Anschluss Sufers (N13)

Felix Bucher, dipl. Ing. ETH
Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
ETH-Zürich

Im Jahre 1962 wurde der Stausee Sufers der Kraftwerke Hinterrhein AG in Betrieb genommen. Dabei wurde der Fuss mächtiger Schuttkegel über eine Höhe von etwa 40 m unter Wasser gesetzt. Der Einfluss des Einstaus wie auch der späteren Spiegelschwankungen auf die Stabilität dieser Schuttkegel wurde in umfangreichen Untersuchungen abgeklärt, welche auch in mehreren Publikationen Niederschlag gefunden haben. Speziell

erwähnt seien die Artikel von N. Schnitter (1959) und H. Kradolfer (1963), auf welche im folgenden verschiedentlich zurückgegriffen wird.

Seit dem ersten Aufstau sind in mehr als zehn Jahren keine grösseren, vom Ufer zurückgreifenden Rutschungen eingetreten. Man darf daraus folgern, dass mit den Untersuchungen die Stabilität jedenfalls nicht in einem unzulässigen Masse überschätzt wurde. Damit ist jedoch erst die eine Abgrenzung gegeben. Die Frage, inwieweit man die vorhandene Sicherheit nicht unterschätzt hat, dürfte aber allgemein ebenso interessieren, wirkt sich doch eine gute Ausnützung der Scherfestigkeitsreserve des Bodens direkt auf die Wirtschaftlichkeit eines Bauvorhabens aus. Diese Abgrenzung ist allerdings für viele geotechnische und bodenmechanische Prognosen nicht feststellbar, weil eine entsprechende Eichung der Sicherheit gar nicht möglich ist.

Im vorliegenden Fall sind nun beim Anschluss Sufers an die N13 *Terrainverschiebungen* eingetreten, mit deren Abklärung das Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Z im Verlaufe des letzten Jahres beauftragt wurde. Die Verschiebungen erfassten einen Teil der seeseitigen Rampe, wo sich Risse im Belag, verbunden mit einer vertikalen Absetzbewegung des äusseren Teils der Rampe, einstellten. Damit ist nun eine *Eichung der Sicherheit* möglich, d.h. die Prognose kann mit den tatsächlichen Stabilitätsverhältnissen verglichen werden, wovon im folgenden die Rede sein soll.

Der uns hier interessierende Abschnitt – die Hochterrassen bei Schnitten und Properfeil – ist in Abbildung 1

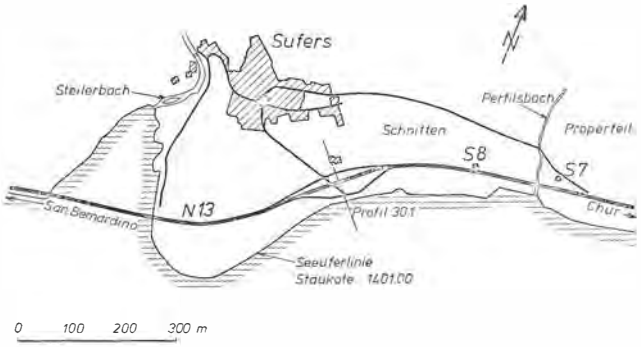


Abb. 1. Situation von Anschluss Sufers und N 13 im Abschnitt Schnitten–Properfeil

in der *Situation* dargestellt. Es geht daraus auch die Linienführung der N 13 sowie die Lage des Anschlusses Sufers hervor. Der Untergrund dieser Hochterrassen wurde in zwei Schlagbohrungen, S7 und S8, aufgeschlossen. Dabei wurden bis in grosse Tiefen sandige Kiese erbohrt. Für dieses Material wurden in den Berechnungen dann die folgenden *Bodenkennziffern* eingesetzt:

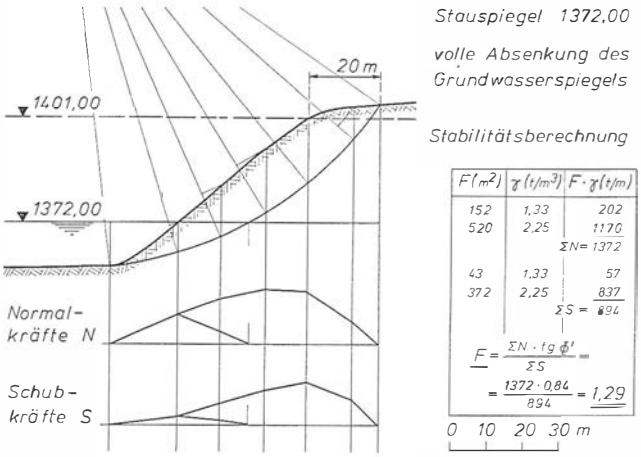


Abb. 3. Stabilitätsanalyse des Steilbordes Properfeil

Feuchtraumgewicht	$\gamma = 2{,}25$ t/m³
Raumgewicht unter Auftrieb	$\gamma' = 1{,}33$ t/m³
Porosität	$n = 23\%$
Durchlässigkeit	$k = 5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec
Scherfestigkeit	$\Phi' = 40°$, $c' = 0$

Die Durchlässigkeit wurde einerseits mit Versickerungsversuchen aus oberflächlichen Löchern sowie Wasserinfiltrationsversuchen über dem Grundwasserspiegel bzw. Absenkversuchen unter demselben in den erwähnten Bohrungen bestimmt. Mit guter Übereinstimmung der verschiedenen Versuchsarten ergaben sich k-Werte von etwa 2 bis $5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec. Den Berechnungen wurde dann $5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec zugrunde gelegt. Der Winkel der Scherfestigkeit Φ' der Kiessande wurde entsprechend den Resultaten von Vakuum-Triaxialversuchen mit 40° in Rechnung gestellt, unter Vernachlässigung eines kohäsiven Anteils aus der teilweise festgestellten Versinterung.

Ein geologisches *Querprofil* Nord–Süd des Talbeckens Sufers ist in Abbildung 2 gegeben. Neben der grossen Mächtigkeit der Schuttkegel ist vor allem auch das die Hochterrassen begrenzende Steilbord ersichtlich. Diese Steilborde – eine Folge der Erosion des Hinterrheins – weisen eine Neigung von etwa 80% auf und ihre Höhe beträgt gegen 40 m. Von den Stabilitätsuntersuchungen zeigt Abbildung 3 ein Beispiel. Der Abstand der Abrissstelle von der Uferlinie wurde hier mit 20 m angenommen, der Stauspiegel wie auch der Grundwasserspiegel sind auf das Senkungsziel (Kote 1372 m ü.M.) abgesenkt. Entsprechend den ursprünglichen

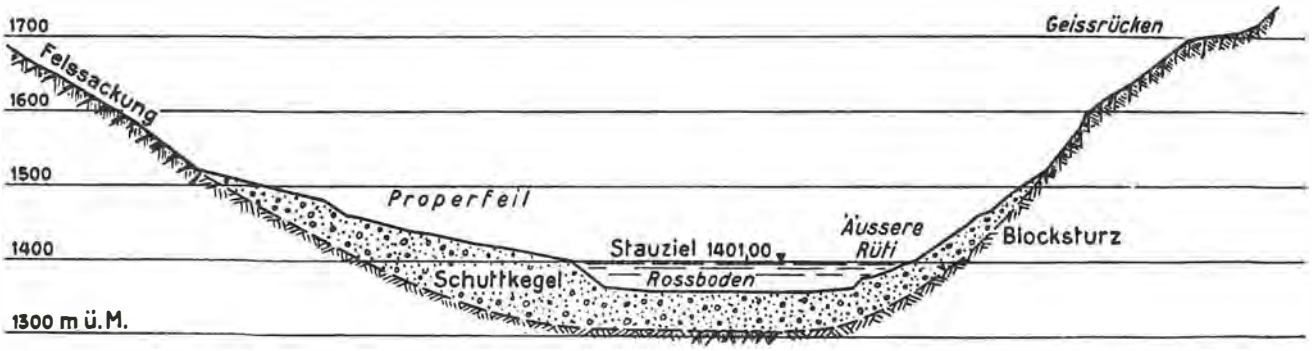


Abb. 2. Querprofil Nord–Süd durch das Talbecken von Sufers (nach N. Schnitter)

Untersuchungen wurde für die Stabilitätsanalyse das Verfahren von D. R. May verwendet. Dieses Verfahren – von D. Vischer (1963) in einem weitern Zusammenhang dargestellt – ist eine graphische Auswertung der Methode von Fellenius. Ihr hauptsächlicher Vorzug liegt in der Übersichtlichkeit der Berechnung.

In Abbildung 4 sind eine Reihe von *Stabilitätsberechnungen* bei vollkommen abgesenktem Stauspiegel zusammengestellt. In den Fällen 1 bis 4 beträgt der Abstand der Abrissteile von der Uferlinie 40 m. Fall 1 stellt einen Extremfall dar mit einem infolge Stauspiegelabsenkung unbeeinflussten Grundwasserspiegel auf der Höhe des Normalstaues (Kote 1401 m ü. M.). Die Gleitsicherheit F beträgt für diesen Fall 0,84 und wäre nur massgebend für relativ kleine Durchlässigkeiten. Setzt man die in den Versuchen ermittelte Durchlässigkeit von $5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec sowie die Absenkgeschwindigkeit von 35,7 m/Tag (Kriegsabsenkung) ein, ergibt sich im Fall 2 eine Sicherheit von 1.0. Bei Entnahme der Ausbauwassermenge mit einer Absenkgeschwindigkeit des Stauspiegels von 7,9 m/Tag beträgt die Sicherheit 1,2 (Fall 3). Für die Fälle 2 und 3 ist die Absenkung des Grundwasserspiegels in Modellversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (ETH) ermittelt worden. Die Absenkkurve ist dabei abhängig vom Parameter $k/n_s \cdot v_a$, wobei n_s (Porosität bezogen auf die sich entwässernden Poren) zu 14 % angenommen wurde. Fall 4 stellt den vollkommen drainierten Fall dar mit dem Grundwasserspiegel auf der Höhe des Stauspiegels. Für diesen Fall steigt die Sicherheit auf 1,56. Die Fälle 5 und 6 stellen die Extremfälle dar bei einem Abstand der Abrissstelle von der Uferlinie von 20 m. Die ermittelten Sicherheiten betragen 0,56 bzw. 1,29 entsprechend dem Rechenbeispiel in Abbildung 3. Auf Grund dieser Berechnungen, vor allem der Fälle 2 und 3, wurde dann die N13 mit einem minimalen Abstand von 40 m zur Seeuferlinie geführt. Sie liegt damit ausserhalb der Zone, welche entsprechend den Berechnungen bei maximaler Absenkgeschwindigkeit als labil zu betrachten ist und die bei Entnahme der Ausbauwassermenge eine Sicherheit von 1,20 aufweist.

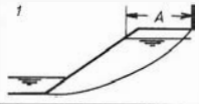
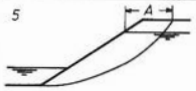
Fall	A m	$\frac{k}{n_s \cdot v_a}$	v_a m/T	k cm/sec	F
1 	40	10^{-2}	7.9	$1 \cdot 10^{-5}$	0.84
2 	40	$9 \cdot 10^{-1}$	35.7	$5 \cdot 10^{-3}$	1.0
3 	40	4	7.9	$5 \cdot 10^{-3}$	1.2
4 	40	10^{2}	7.9	$1 \cdot 10^{-1}$	1.56
5 	20	10^{-2}	7.9	$1 \cdot 10^{-5}$	0.56
6 	20	10^{2}	7.9	$1 \cdot 10^{-1}$	1.29

Abb. 4. Zusammenstellung der Stabilitätsanalysen des Steilbordes Properfeil

Nachdem nun die ursprünglichen Untersuchungen und deren Resultate dargestellt wurden, seien sie im folgenden aus der heutigen Sicht beurteilt. Bezüglich der *Durchlässigkeit der Schuttkegel* ist einmal festzuhalten, dass diese offenbar durchlässiger sind als auf Grund der Versuche angenommen wurde. Dem Bericht über die Messergebnisse beim erstmaligen Einstau des Stausees Sufers der Motor Columbus vom 21. September 1962 ist zu entnehmen, dass alle piezometrischen Niveaus der Bohrungen S7 und S8 sowohl dem ersten Anstieg als auch den im August 1962 eingetretenen leichten Schwankungen dem Stauspiegel unmittelbar folgten. Die Schotterterrassen erwiesen sich damit als durchlässiger als seinerzeit angenommen; die Durchlässigkeit dürfte statt der $5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec mindestens 10^{-2} cm/sec betragen. Die hier gemachte Beobachtung, dass man mit räumlich begrenzten Versuchen die Durchlässigkeit des Schichtkomplexes in unsern Böden z. T. stark unterschätzen kann, wird auch durch andere Untersuchungen belegt. Nur wirkt sich dieser Umstand nicht immer günstig aus, wie dies im vorliegenden Fall zutrifft.

Zum Abschätzen dieses günstigen Einflusses sind in Abbildung 5 die ermittelten Werte der *Böschungsstabilitäten* (Fälle 1 bis 6) aufgetragen in Abhängigkeit des Parameters $k/n_s \cdot v_a$. Für eine um den Faktor 2 grössere Durchlässigkeit erhöht sich die Sicherheit durch Interpolation bei Entnahme der Ausbauwassermenge auf etwa 1,3 und bei Kriegsabsenkung auf etwa 1,1 für A = 40 m, bzw. auf etwa 1,0 und 0,85 für A = 20 m.

Eine zweite Feststellung betrifft die *Absenkgeschwindigkeit des Stauspiegels*. Den Aufzeichnungen der Stauspiegelhöhen der Jahre 1971/72 ist zu entnehmen, dass für Stauspiegelschwankungen bis 3,5 m die maximale Absenkgeschwindigkeit etwa 6 m/Tag, und für Schwankungen bis 10 m etwa 3 m/Tag beträgt. Demgegenüber wurde bei der Berechnung von einer Absenkung von 7,9 m/Tag über die volle Stauraumhöhe von 29 m ausgegangen. Die kleinere tatsächliche Absenkgeschwindigkeit ermöglicht eine bessere Drainierung der Schotterterrassen. Mit der Durchlässigkeit

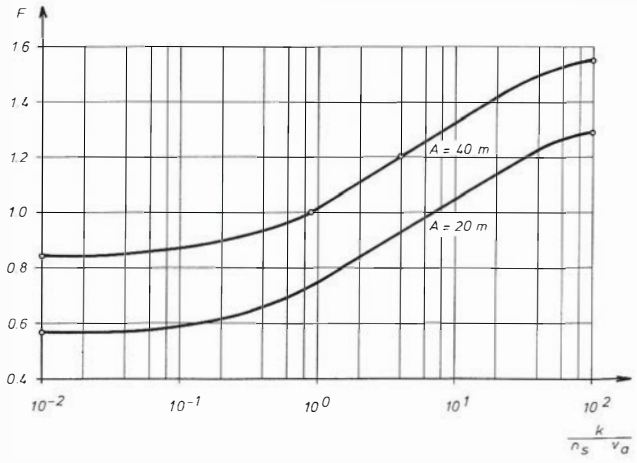


Abb. 5. Gleitsicherheit F des Steilbordes Properfeil (Fälle 1 bis 6), dargestellt in Funktion von $k/n_s \cdot v_a$ und interpoliert

von 10^{-2} cm/sec und der Absenkgeschwindigkeit von 3 m/Tag ergibt sich dann ein $k/n_s \cdot v_a$-Wert von 21, was eine ziemlich weitgehende Entwässerung der Schotterterrassen gleichzeitig mit dem Absenken des Seespiegels ergibt. Bei einer Absenkung des Seespiegels bis auf das Senkungsziel erhöht sich die Sicherheit der Ufer, interpoliert gemäss Abbildung 5, auf etwa 1,4 bei A = 40 m.

Bis anhin wurden nur die Stabilitätsverhältnisse des Steilbordes Properfeil betrachtet. Doch können die Ergebnisse grundsätzlich auf die *Verhältnisse beim Anschluss Sufers* übertragen werden. Entgegen den Folgerungen aus den Stabilitätsberechnungen wurde der Anschluss Sufers in kleinem Abstand zur Uferlinie erstellt. Zusätzlich wurden noch Lasten infolge der seeseitigen Rampe des Anschlusses aufgebracht, deren Einfluss auf die Stabilität zu berücksichtigen ist. Ein typisches Profil beim Anschluss ist zusammen mit einem untersuchten Gleitkreis in Abbildung 6 gegeben. Um einen direkten Vergleich mit dem Steilbord Properfeil zu ermöglichen, wurde die Abrissstelle auch in einem Abstand von 20 m von der Uferlinie angenommen, während der wirkliche Anriss in einem noch etwas kleineren Abstand erfolgte. In Abbildung 6 sind Berechnungen für drei verschiedene Stauspiegel gezeigt, wobei der Grundwasserspiegel immer auf demselben Niveau wie der Stauspiegel angenommen wurde. Diese Annahme entspricht dem günstigsten Zustand, der zugrunde gelegt werden kann. Die berechneten Gleitsicherheiten betragen bei Normalstau (Kote 1401 m ü. M.) 1,17, bei der maximalen Absenkung im Betrieb als Wochenspeicher (Kote 1391 m ü. M.) 1,09 und bei Absenkung auf das Senkungsziel (Kote 1372 m ü. M.) 1,15. Die Reduktion der Sicherheitsreserve im Vergleich mit dem Steilbord Properfeil beträgt damit etwa 50%. Mit der als massgebend zu betrachtenden Gleitsicherheit von 1,09 sind Geländebewegungen, wie sie eingetreten sind, ohne weiteres möglich und erklärbar. Abschliessend darf gesagt werden, dass die Stabilitätsverhältnisse der eingestauten Schuttkegel bei Sufers mit den ursprünglichen Untersuchungen weitgehend zutreffend erfasst wurden. Die Untersuchungen umfassten die Beschaffung der geologischen und bodenmechanischen Daten mittels Bohrungen und Versuchen im Feld und Labor, auf deren Grundlage dann mit einer relativ kleinen Anzahl von Gleitkreisberechnungen die Stabilität der Böschungen abgeklärt wurde. Die heute effektiv vorhandene Sicherheit ist zwar etwas höher als seinerzeit berechnet. Das angegebene Mass von 40 m für den minimalen Abstand von der Strasse zur Uferlinie ist jedoch auch heute noch durchaus vertretbar, und die eingetretenen Bewegungen beim Anschluss Sufers lassen sich mit den Berechnungen erklären. Diese Aussagen sind von einem weiteren Interesse, sind doch allgemein die konventionellen Berechnungsmethoden in der Bodenmechanik nur soweit als gültig und in ihrer Anwendung als berechtigt zu betrachten, als sie durch unsere Erfahrung überprüft werden konnten.

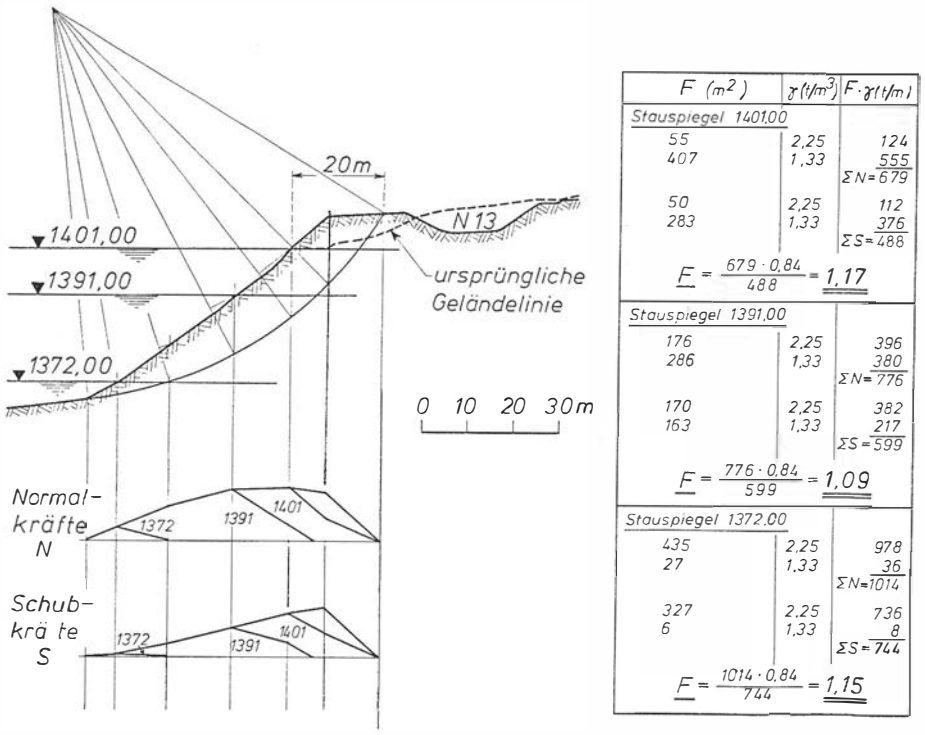
Literatur

Schnitter, N., Aus der Projektierung der Kraftwerke Hinterrhein; Stabilität der Ufer des Stausees Sufers. «Schweiz. Bauzeitung» *77,* Heft 41, S. 675–679 (1959).

Kradolfer, H., Die Strassenverlegung bei Sufers, «Strasse und Verkehr» *49,* Nr. 8, S. 494–502 (1963).

May, D.R., Application of the Swedish method of analysing the stability of earth slopes. «Transactions 2nd Congress on Large Dams», Washington D. C., 1936, Vol. IV, S. 540–543.

Vischer, D., Die Stabilitätsberechnung einer Böschung mit dem Momentenplanimeter, «Schweiz. Bauzeitung», *81,* Heft 12, S. 183–187 (1963).



F (m²)	γ (t/m³)	F·γ (t/m)
Stauspiegel 1401,00		
55	2,25	124
407	1,33	555
		ΣN = 679
50	2,25	112
283	1,33	376
		ΣS = 488
$F = \frac{679 \cdot 0,84}{488} = 1,17$		
Stauspiegel 1391,00		
176	2,25	396
286	1,33	380
		ΣN = 776
170	2,25	382
163	1,33	217
		ΣS = 599
$F = \frac{776 \cdot 0,84}{599} = 1,09$		
Stauspiegel 1372,00		
435	2,25	978
27	1,33	36
		ΣN = 1014
327	2,25	736
6	1,33	8
		ΣS = 744
$F = \frac{1014 \cdot 0,84}{744} = 1,15$		

Abb. 6.
Stabilitätsanalyse für das Profil 30.1 (Anschluss Sufers)

Die Fundationen der Pregordabrücke

W. Stampf, dipl. Ing., Chef der Sektion
Brückenbau des kantonalen Tiefbauamtes, Chur

1. Übersicht und geotechnische Voruntersuchungen

Die Pregordabrücke hat eine Totallänge von 603 m, beginnt mit ihrem nördlichen Widerlager beim Castello Mesocco und führt dem rechten Talhang entlang. Ihre Spannweiten sind durchwegs 36 m bis auf die beiden Endfelder von 30 m und einem Mittelfeld von 40 m Spannweite, dieses Mittelfeld überquert in einem schiefen Winkel die Kantonsstrasse.

Geologische Situation

Das südliche Widerlager mit den anschliessenden drei Pfeilern stehen auf Moräne, die sehr gut und stabil ist für die Fundation. Die anschliessende Partie bis hinauf zum ersten Pfeiler und dem Widerlager Nord besteht aus einer Gehängeschuttdecke mit einer Mächtigkeit von bis über 20 m. Es sind die Fundationen, die in dieser Decke liegen, die uns hier interessieren.

Voruntersuchungen der Gehängeschuttdecke

Das längs der Strassenachse geschossene seismische Profil hat auf einer Länge von etwa 430 m eine Gehängeschuttmächtigkeit von mindestens 20 m und mehr nachgewiesen. Der südliche Teil dieses Gehängeschuttes liegt nicht direkt auf Fels, sondern auf einer Auflockerungskruste der Felsoberfläche.
Da sowohl zwei Bohrungen als auch die seismischen Messungen keine Aufschlüsse über die Lagerungsverhältnisse zuliessen, sah man sich gezwungen, an zwei Stellen Sondierschächte bis in Tiefen von 10 bis 11 m zu erstellen, in denen neben der Beurteilung des Materialaufbaues und der Lagerungsverhältnisse auch das Messen der M_E- und E-Werte möglich war.

2. Materialaufbau und Kennziffern

Der Materialaufbau besteht aus einer Wechsellagerung von Mittel- bis Grobschutt, mit gelegentlichen Einlagerungen von Blöcken und grobkiesigen Lagen. Einige siltig-sandige Nester sind in untergeordnetem Ausmass ebenfalls vorhanden. Die Bruchstücke haben vor allem eckige Formen. Einschaltungen von runden Komponenten sind selten.
In den Schächten und Fundamentaushüben hat sich das Schuttmaterial als sperrig und locker gelagert erwiesen, mit grossen und vielen Hohlräumen zwischen den Schuttbruchstücken. *Eine Vorverdichtung oder Vorbelastung des Materials hat nie stattgefunden. Eine Konsolidation des Materials als Folge seines Eigengewichtes ist in Anbetracht des sperrig-eckigen Gefüges nicht möglich.* Die plattig ausgebildeten Bruchstücke liegen nicht horizontal, sondern schief aber in flacherer Neigung als die Hangneigung.
In den beiden Sondierschächten wurden in Tiefen von 11,0 m bzw. 10 m die M_E- und E-Werte gemessen. Diese Werte sind im normalen Gehängeschutt eindeutig höher als im stark von Blöcken durchsetzten Gehängeschutt. In beiden Schächten nahmen die M_E- und E-Werte mit zunehmender Belastung deutlich ab. Bei der einfachen Versuchsserie nahmen diese Werte bei der Belastung von 3,0 bis 3,5 kg/cm² in gesteigertem Masse ab.

Belastungen mit Fundamentpressungen von mehr als 3,5 kg/cm² können sich als gefährlich auswirken.
Der Winkel der inneren Reibung ist allgemein hoch, etwa 37 bis 39°. Der natürliche Böschungswinkel ist aber ebenfalls sehr gross, er ist zwischen 34 und 38° beim einen und zwischen 40 und 41° beim andern gemessenen Geländeprofil. Der Hang befindet sich somit in der Nähe des labilen Gleichgewichtes, ohne Stabilitätsreserve. Diese Untersuchungen wurden von Dr. R. Zulauf ausgeführt und sind in seinem Bericht vom 29. September 1970 zusammengefasst.

3. Folgerungen für die Fundamentausbildung

Aus Gründen der Hangstabilität müssen sämtliche Pfeiler dieser Gehängeschuttstrecke sehr tief fundiert werden.
Eine Fundation im üblichen Sinne mit tiefliegender Fundationsplatte ist wegen der geringen Tragfähigkeit des Untergrundes von vornherein ausgeschlossen, auch wäre eine Spriessung der Baugrube wirtschaftlich nicht zu verantworten.
Die Lösung ging in Richtung von Doppelzylindern aus Beton, die nach dem Marciavantiverfahren erstellt werden. Die Gleitkreisberechnung nach Fellenius ergaben für verschiedene Schachttiefen folgende Werte:

t = 5 m	s = 1,00
t = 10 m	s = 1,02
t = 15 m	s = 1,05

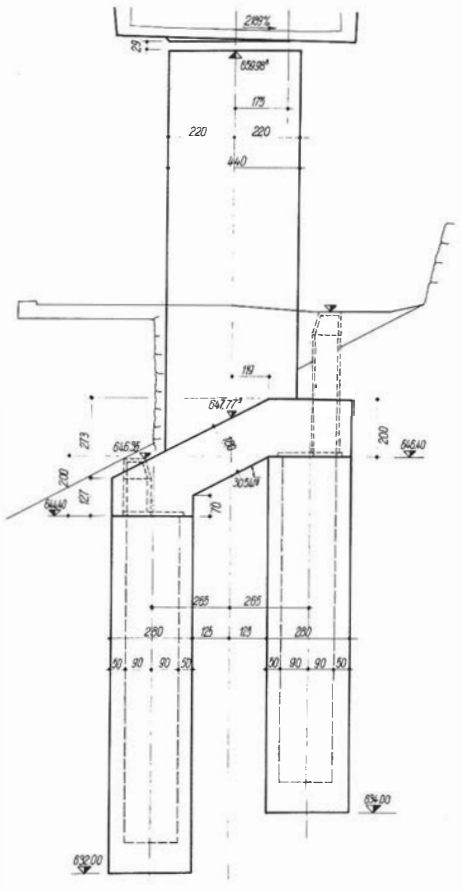


Abb. 1. Pregorda-Brücke, Stütze 11, Ansicht 1 : 200

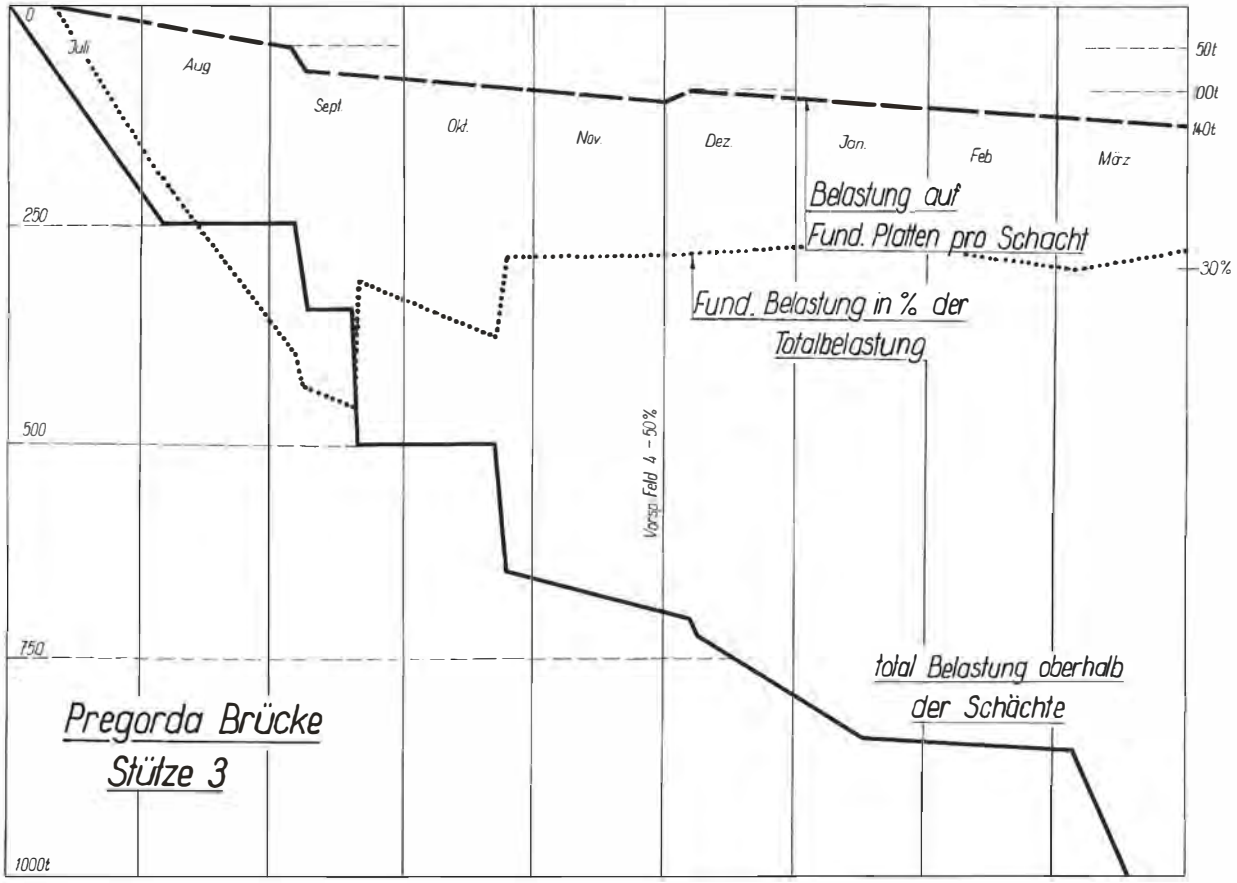


Abb. 2.

Der unendlich lange Hang hat wegen $\varnothing = \beta = 38°$ die Sicherheit $s = 1{,}0$ ohne zusätzliche Belastung der Brückenfundamente.

4. Ideen zur Gestaltung der Fundationen

1. Vorschlag

Es wurden prinzipiell Doppel-Betonhohlzylinder vorgesehen, welche die Pfeilerkraft von 1000 t auf je zwei Fundamentzwiebeln am Ende der Zylinder übertragen sollten. Von diesen Zwiebeln aus sollte das Untergrundmaterial zusätzlich strahlenförmig injiziert werden. Bei der Injektion der Prüfschächte hat sich jedoch gezeigt, dass das Injektionsgut von 0 bis 4 mm Körnung einfach im Untergrund verschwand. Eine Verbesserung des Untergrundes durch Injektion war somit ausgeschlossen.

2. Vorschlag

Prof. Huder ETH hat anstatt der Zwiebeln je zwei Pfropfen von etwa 3 m Höhe aus Magerbeton am Ende der Zylinder vorgeschlagen, die durch Mantelreibung einen Teil der Auflast auf die Decke abgeben sollten.

3. Vorschlag

Prof. Lang ETH schlug vor, statt der Magerbetonpfropfen in der Tiefe, den gesamten Zylinder als Reibungskörper auszubilden, und so den grössten Teil der Auflast durch Mantelreibung auf die Schuttdecke zu übertragen.

Die beiden letzten Vorschläge haben gemeinsam, die Auflagerlast hauptsächlich durch Reibung auf die Schuttdecke abzugeben, so dass durch die Fundamentplatte nur noch ein kleinerer Teil durch Fundamentpressung übertragen werden muss, denn mit einer Sicherheit von 1,5 auf Gefügebruch ist die zulässige Fundamentpressung nur $\sigma_{zul} = 2{,}4$ kg/cm² das heisst 3,5/1,5 = 2,4 kg/cm². Das Gewicht der Auflast des Hanges in 13 m Tiefe erzeugt die gleiche Pressung von etwa 2,6 kg/cm². Der letzte Vorschlag wurde schliesslich als Lösung gewählt.

Es war nun äusserst wichtig zu wissen, da die zulässigen Fundamentpressungen sehr klein waren, wieviel der Auflast nun wirklich durch Reibung und wieviel durch Fundamentpressung auf den Baugrund übertragen wurde. Dazu wurden bei der Stütze 3 Wand- und Fundamentplatte des Zylinders voneinander getrennt und in der Trennfuge Dynamometer eingebaut. Die Kraft in den Dynamometern war gleich der Kraft, die auf die Bodenplatte, das heisst durch Fundamentpressung übertragen wurde. Abbildung 1 zeigt die Fundamentkonstruktion mit den Doppelzylindern und Abbildung 2 zeigt das zeitliche Diagramm der Messungen. Es zeigt deutlich, dass beim ständigen Zuwachs der Auflast sich eine Fundamentbelastung von 30% der Gesamtlast einstellte.

5. Konstruktion der Fundationen

Alle Pfeiler der Schuttdecke, mit Ausnahme der Pfeiler Nr. 9 und 10 an der Strassenkreuzung wurden gemäss Abbildung 1 auf einen Querrahmen mit doppelten Betonzylindern abgestützt. Diese Betonzylinder wurden im Marciavantiverfahren hergestellt, wofür folgender Bauvorgang gilt.

1. Herstellung zweier runder Schächte vom Durchmesser $D = 2{,}80$ m

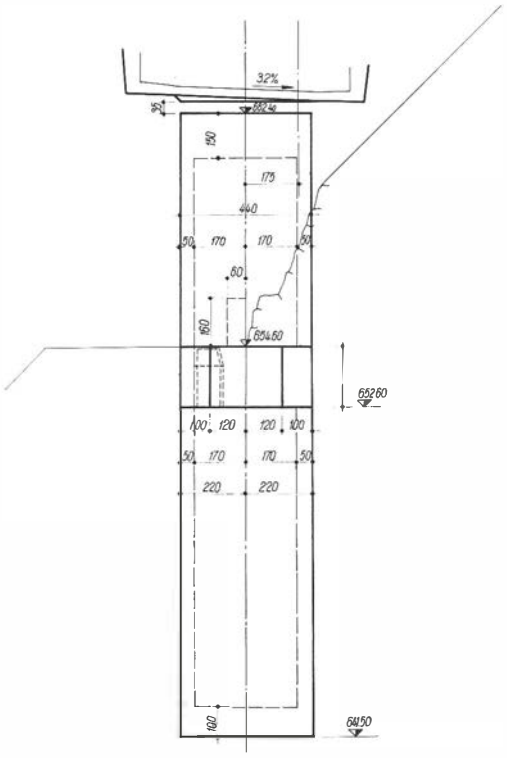


Abb. 3. Pregorda-Brücke, Stütze 10, Ansicht 1 : 200

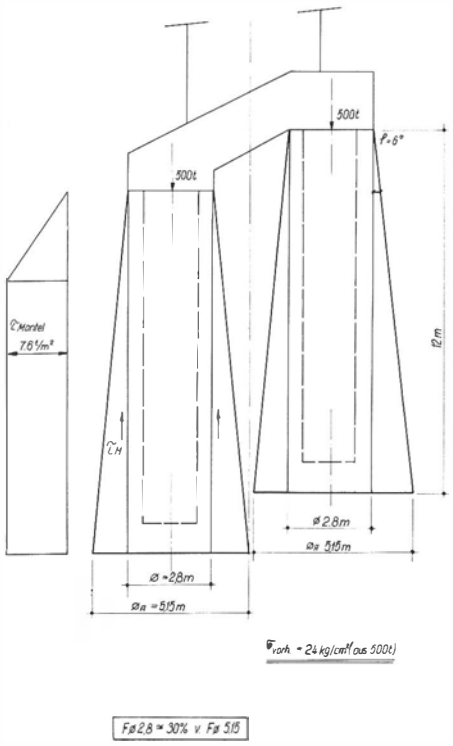


Abb. 4. Pregorda-Brücke. Alle Stützen mit Doppelschächten

- Errichten der Arbeitsbühne für beide Schächte mit Hilfe einer U-förmigen Rühlwand.
- Sukzessives Ausheben je eines Schachtes mit direktem Einbau der Linerplates.
- Bei etwa 1 m Aushubtiefe wird der Hohlraum zwischen Linerplates und Grundmaterial mit Beton ausgegossen. Bei kleinen Hohlräumen wird Beton mit einer Körnung von 0 bis 15 mm, bei grösseren Hohlräumen gewöhnlicher Beton P 250 verwendet.
- Dieser Vorgang erfolgt sukzessiv bis auf Projekttiefe Die Zylinderlänge beträgt 12,4 m.



Abb 5. Pregorda-Brücke. Aushub der Schächte bis auf eine Tiefe von rund 13 m und 4,40 m ∅ für die Fundation der Pfeiler (Foto L. Crameri)

2. Erstellen der Betonzylinder aus BH P 300.

- Armieren und Betonieren der Bodenplatte.
- Armieren und Betonieren der Zylinderwände zwischen innerer Schalung und Linerplates.
- Armieren und Betonieren des Rahmenriegels und des Pfeilerschaftes.

Der gleiche Bauvorgang wurde auch für die Pfeiler 9 und 10 gewählt. Bei diesen fällt jedoch wegen Platzmangels der Doppelzylinder weg. Dort wurde pro Pfeiler nur ein einziger Zylinder vom Durchmesser D = 4,40 m konstruiert (vgl. Abb. 3 und 5).

6. Überlegungen und Berechnungen aus den Messungen

Da 30% gemäss Abbildung 2 der Pfeilerbelastung direkt auf die Fundamentplatte übertragen wird, beträgt somit die vorhandene Fundationspressung

$$\sigma_{Fp} = \frac{0{,}30 \cdot 500}{2{,}8^2 \cdot 3{,}14/4} = 2{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

Gegen Gefügebruch besteht somit eine Sicherheit von $s = \frac{3{,}5}{2{,}4} = 1{,}5$ wenn die Gefügebruchspannung σ_{kr} = 3,5 kg/cm² beträgt.

70% der Pfeilerbelastung wird durch Mantelreibung auf einen Erdhohlkegelstumpf nach Abbildung 4 übertragen. Die Mantelreibung τ_M beträgt nach der folgenden angenommenen Übertragungsfunktion gemäss Abbildung 4 τ_M = 0,76 kg/cm².
Da Betonzylinder einerseits und Erdhohlkegelstumpf andererseits wie eine sogenannte Dübelkonstruktion zusammenwirken müssen und bei Gefügebruch beide gleichzeitig eine Grundspannung von etwa 3,5 kg/cm² erreichen würden, kann bei einem Wirkungsgrad 1 der Dübelkonstruktion gleiche Fundamentpressung angenommen werden.

Dies ergibt einen Aussendurchmesser des Erdkegelstumpfes von $\varnothing_A = 5{,}15$ m in Schachttiefe.
Auf der gesamten Fundationsfläche beider Körper wirkt in diesem Fall die Fundationspressung von

$$\sigma_{Fp} = \frac{500 \cdot 4}{5{,}15^2 \cdot 3{,}14} = 2{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

Der Winkel der Mantellinie mit der Normalen des Kegelstumpfes beträgt somit $\alpha = 6°$.

Als Fundationskontruktion wirkt somit das inhomogene Gebilde eines Hohlkegelstumpfes zusammengesetzt aus Betonhohlzylinder und Erdhohlkegelstumpf mit einem Gesamtdurchmesser von $\varnothing_A = 5{,}15$ m in Schachttiefe und einem von $\varnothing_A = 2{,}80$ m beim Rahmenriegel.
Setzungsmessungen der Pfeiler ergaben bis jetzt folgende Werte. Diese Messungen wurden zuletzt im Mai 1973 ausgeführt.

Stütze 2 = 4 mm
Stütze 3 = 26 mm
Stütze 4 = 18 mm
Stütze 5 = 22 mm
Stütze 6 = 10 mm

Für diese Stützen wirkt bis jetzt das volle Betoneigengewicht, ohne Belag. Lager und Oberbau wurden für Setzungen bis zu 6 cm berechnet.

G. Mugglin, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro
G. Mugglin AG, Zürich

Dammschüttung in den St.-Moritzer-See

im Zuge der neuen Engadinerstrasse

1. Einleitung

Die neue Engadinerstrasse führt zwischen St. Moritz-Bad und der Innschlucht längs des linken Ufers des St.-Moritzer-Sees. Vor allem bei der Einmündung der Via Grevas kommt die Fahrbahn und die Promenade in den See zu liegen. Der Seegrund hat in diesem Gebiet ungefähr folgenden geologischen Aufbau: oberster Bereich Schlamm und Faulschlamm, bis über 4 m mächtig, dann unsauberer Kies (Schotter, Stauschotter) von rund 5 m Mächtigkeit und anschliessend Moräne.
Auf Grund der Angaben über die geologischen Verhältnisse in diesem Bereich durch das Strassenbaulabor des Kantons Graubünden führte Motor Columbus eingehende Variantenstudien durch. Diese *Varianten* umfassten folgende Vorgehen:

- Entfernen des Schlammes unter der Schüttung durch Verdrängen, Pumpen, Sprengen oder Baggern;
- Erstellen einer Spundwand am Böschungsfuss, in deren Schutz die Schüttung erfolgt;
- Schlagen einer Spundwand bei der seeseitigen Böschungskrone der Promenade, Rückverankerung der Spundwand und Hinterfüllung;
- verankerte Spundwand oder Pfahlwand an der seeseitigen Böschungskrone der Strasse, Promenade auf Kragplatte;
- Brücke mit angehängter Promenade.

Das Tiefbauamt beschloss, eine Dammschüttung auszuführen und den Schüttvorgang so zu wählen, dass die Schlammschicht, die auf dem Seegrund liegt, möglichst durch das Schüttmaterial verdrängt wird.
Unser Büro erhielt den Auftrag, in Kontakt mit Herrn Professor H. J. Lang, ETHZ, diese Arbeiten zu begleiten und mit der Bauleitung des Tiefbauamtes des Kantons Graubünden zu organisieren.
Im folgenden seien der vorgesehene Bauvorgang, die Sicherheits- und Schutzmassnahmen, die Ausführung der Schüttung sowie die Kontrollen mit den Resultaten bis Mitte Juni 1973 dargelegt.

2. Vorgesehener Bauvorgang

- Von der Seite Bahnhof St. Moritz her ist die Schüttung in minimaler Breite parallel zum Ufer und an dieses angelehnt vorzutreiben, Schüttoberkante im Maximum 1 m über dem Seespiegel.
- Anschliessend ist diese Minimalschüttung auf gleicher Schütthöhe senkrecht zum Ufer in den See hinaus zu verbreitern.
- Grobes Schüttmaterial und Blöcke müssen möglichst an den Böschungsfuss geschüttet werden.
- Bei der Erstellung der Minimalschüttung und der Verbreiterung derselben müssen sich Böschungsabrutschungen einstellen, die die Schlammverdrängung bewirken und so das Aufliegen der Schüttung auf tragfähigem Untergrund gewährleisten.
- Sobald die Schüttung mit ihrer Oberfläche 1 m über dem Seespiegel projektgemäss erstellt ist und die Deformationen abgeklungen sind, wird sie mit einer Vibrowalze abgewalzt. In verschiedenen Profilen sind Setzungspegel zu versetzen.
- Die Weiterschüttung bis auf Projekthöhe erfolgt in Schichten von rund 50 cm Mächtigkeit. Diese Schichten sind zu verdichten und müssen ein Quergefälle aufweisen, damit sich die Oberfläche gut entwässern kann. Auf Grund des Verhaltens der Setzungspegel wird jeweils festgelegt, wann die nächste Schicht aufgebracht werden darf.
- Die Berme «Promenade» wird vorerst aufgefüllt bis auf Strassenhöhe.
- Eine Auflast von total 1,50 m Mächtigkeit über OK projektierte Strasse wird ebenfalls schichtweise aufgebracht unter gleichzeitiger Beobachtung der Setzungspegel. Je länger anschliessend diese Auflast liegen gelassen werden kann, desto kleiner werden die Nachsetzungen der fertigen Strasse sein.
- Abtrag der Auflast, Erstellen der Strasse, der Promenade und der profilgerechten Böschung mit Uferschutz.

3. Sicherheits- und Schutzmassnahmen

Die Methode der «Schlammverdrängung» basiert auf der Voraussetzung, dass die Schüttung teilweise abrutschen muss und so den Schlamm wegschiebt. Besonders in den zwei ersten Schüttphasen (Minimalschüttung und Verbreiterung der Minimalschüttung) sind deshalb eingehende und laufende Beobachtung und Überwachung der Schüttoberfläche und strenge Sicherheitsmassnahmen unumgänglich.
Diesbezüglich wurden folgende Weisungen erlassen, deren Einhaltung streng überwacht werden musste:

a) Für das Arbeiten auf der Schüttung:

- Das Tragen von Schwimmwesten ist obligatorisch (u. a. Trax- und Bulldozerführer, Chauffeure, Einweisposten);
- es muss ein Ruderboot als Rettungsboot bereitgestellt werden, ausgerüstet mit einem Rettungsring mit Leine und Schwimmwesten;
- auf der Schüttung muss eine Rettungsstange bereitgestellt werden;
- dort, wo nicht geschüttet wird, muss die Schüttkante in genügendem Abstand markiert werden;
- die Lastwagen dürfen das Material nur auf die Schüttungsoberfläche abladen und müssen immer einen Sicherheitsabstand zum Schüttrand einhalten;
- die Schüttung muss nach Arbeitsschluss bei der Einfahrt vorschriftsgemäss abgesperrt werden. An mehreren Orten ist eine Tafel «Betreten der Baustelle verboten» anzubringen. Es ist darauf zu achten, dass Spaziergänger die Schüttung nicht betreten, da eine stete Abbruchgefahr der Böschung besteht.

b) Für den Schutz von der Seeseite her lauteten die Weisungen wie folgt:

- Um das Anlegen von Booten an der labilen Böschung zu verhindern, werden Bojen gesetzt, die durch Absperrleinen miteinander verbunden werden,
- Um die Verschmutzung des Sees zu verhindern, besonders durch Holz, Kork usw. aus Abbruchmaterial. wird das Deponiegebiet seeseitig mit Ölwehrschläuchen abgesperrt.

4. Ausführung und Kontrollen der Hauptschüttung bis inklusive Auflast

a) Ausführung der Schüttung

Am 14. April 1971 wurde mit der systematischen Schüttung begonnen. Die Schüttung ins Wasser wurde am 8. Juli beendet und die Schüttung über Wasser nach der Sommerpause Mitte August begonnen. Anfangs September war diese Schüttung beendet, und in der zweiten Oktoberhälfte wurde die Auflast eingebracht.

Als Schüttmaterialien wurden zugelassen:

- Kiesig-sandiges Aushubmaterial, nicht bindig, ohne organische Bestandteile wie Torf, Humus usw.;
- Felsabtrag;
- Abbruchmaterial, das weder Asphaltresten noch organische Bestandteile wie Holz, Kork usw. enthalten darf.

Es wurden folgende Kubaturen eingebaut:

Vor dem Beginn der geordneten Schüttung	ca. 30 000 m³
Schüttung ins Wasser	ca. 20 000 m³
Schüttung über Wasser	ca. 20 000 m³
Auflast	ca. 10 000 m³
Also total	ca. 80 000 m³

Der Arbeitsablauf entsprach im Prinzip dem vorgesehenen Bauvorgang, wobei sich naturgemäss die einzelnen Vorgänge zum Teil überschnitten.
Ende Oktober 1971 war die Auflast fertig aufgebracht. Beim Vortreiben der Schüttung in den See erfolgten die erwarteten Deponieabbrüche. So verschwand die Schüttung, die vom 19. bis 23. April zwischen den Profilen 1 und 2 eingebracht wurde über das folgende Wochenende im See.
Schwierigkeiten ergaben sich, wenn unbekannte, in den See mündende Leitungen zugeschüttet wurden, die dann die Schüttung durchnässten und aufweichten. Sie mussten gesucht, gefasst und provisorisch durch die Schüttung in den See geleitet werden.

b) Kontrollen

Profilkontrolle

In fünf Profilen wurden Aufnahmen gemacht, und zwar der ursprüngliche Zustand und der Zustand Frühjahr 1972, das heisst nach der Schüttung inklusive Auflast. Diese Aufnahmen wurden mittels Rammsonde vom Eise des zugefrorenen St.-Moritzer-Sees aus aufgenommen, und es wurde versucht, auch ungefähr die Schlammdicke zu ermitteln. Aus diesen Aufnahmen können folgende Schlüsse gezogen werden:

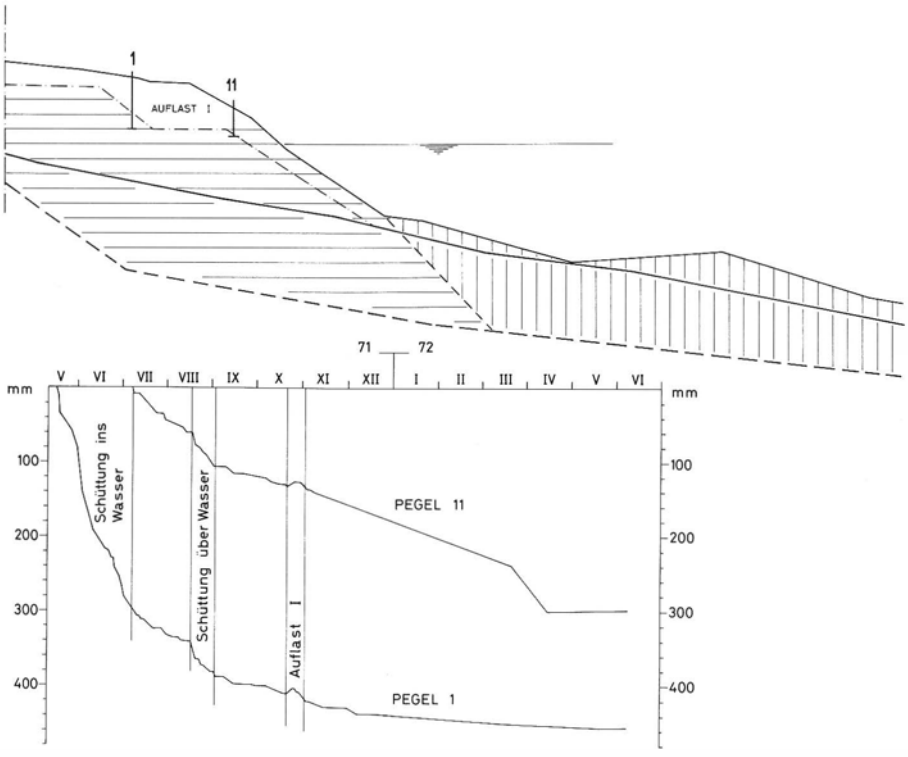


Abb. 1. Verlauf der Setzungen im Profil 1 bei Hauptschüttung

– Die Schüttung ist für das Projekt 1971, mit Ausnahme des Profils 2, genügend weit in den See hinausgetrieben;
– die seeseitige Böschung hat sich zum Teil steiler als 2:3 eingestellt;
– die Schüttoberfläche weist das für die Entwässerung notwendige Quergefälle auf;
– durch den Schüttvorgang wurde Schlamm verdrängt und seeseits aufgestaut (besonders in den Profilen 1 bis 3).

Verhalten der Setzungspegel (Abb. 1)

In den Profilen 1 und 2 zeigten sich die grössten Setzungen: dort reicht die Schüttung auch am weitesten in den See hinaus. Die Pegel 1 und 11 liegen im Profil 1. Während der Schüttung ins Wasser (bis 8. Juli 1972) verlaufen die Setzungen ungefähr gleichmässig. In der Zwischenzeit, bis zum Beginn der Schüttung über Wasser, zeigt sich ein gewisses Abklingen der Setzungen. Während der Schüttung über Wasser beschleunigen sich die Setzungen wieder, um nach deren Beendigung wieder abzuklingen. Dasselbe wiederholt sich noch einmal beim Schütten der Auflast I.
Die Verhältnisse im Profil 2 sind ungefähr gleich. Die zum Teil sehr beträchtlichen Setzungen der Pegel, besonders in der ersten Phase während der Schüttung ins Wasser, lassen darauf schliessen, dass die Schlammverdrängung stattgefunden hat.

Schüttmaterial

Die Kornverteilungskurven für das Material aus zwei Stellen der Schüttung sowie von drei Gewinnungsstellen wurden durch das kantonale Labor ermittelt. Bei allen Proben handelt es sich um GM-Material mit durchwegs sehr tiefer Plastizität.

Sondierbohrungen

Kontrollbohrungen wurden in vier Profilen angeordnet, und zwar in den Profilen 0 bis 4. Profil 0 zeigt als einziges einen Silt- und Faulschlammeinschluss von rund 1 m Mächtigkeit. Profil 1 weist eine Schlammverdrängung von 6 m auf! Im Profil 2 wurden 2 m, im Profil 4 1 m Schlamm verdrängt. Auch diese Resultate weisen darauf hin, dass, bis auf einzelne Einschlüsse, der anstehende Schlamm unter der Schüttung verdrängt wurde.

c) Folgerungen

Diese verschiedenen Kontrollen haben gezeigt, dass die Schüttmethode «Schlammverdrängung» bei systematischem Vorgehen erfolgreich durchführbar ist.
Auf Grund des Verlaufs der Setzungskurven wird Ende Juni 1972 festgehalten, dass aus Stabilitätsgründen die Auflast entfernt werden darf, dass aber bei längerem Belassen die sicher zu erwartenden Nachsetzungen kleiner sein würden. Gleichzeitig mit dem Abtrag der Auflast muss die Schüttung profilgerecht fertiggestellt werden. Um weitere Kontrollen zu ermöglichen, müssen die alten Setzungspegel, die bei dieser Arbeit sicher untergehen werden, durch neue ersetzt werden.

5. Ausführung und Kontrolle der Nacharbeiten

a) Ausführung der Nacharbeiten

Ende Juni 1972 wurde die Auflast zur Abtragung freigegeben. Anfangs Juli wurde, entgegen unseren Anweisungen, das Auflastmaterial über die Böschung in den See gestossen, da die irrtümliche Meinung bestand, die Schüttung müsse wegen einer Projektänderung verbreitert werden. Wie vorauszusehen war, fielen alle alten Pegel aus. Im Laufe des Herbsts setzte sich diese angehängte Anschüttung bis 1 m, da ihr Fuss nicht mehr den Schlamm verdrängen konnte, sondern nur auf ihm auflag. Zwischen den Profilen 1 und 2 zeigten sich im September Risse längs der Schüttnaht. Deshalb wurde beschlossen, auf die Promenade zwischen den Profilen 1 und 2 die Auflast II von rund 1 m Mächtigkeit aufzubringen und ein neues Pegelnetz zu versetzen. In den Profilen 0 bis 4 wurden die Pegel 0 bis 4 am Fahrbahnrand, die Pegel 20 bis 24 an der seeseitigen Schüttkante und die Pegel 11 bis 14 in der Auflast II zwischen den Profilen 1 und 2 gesetzt und ab 22. Dezember 1972 unter Kontrolle genommen.

b) Kontrollen

Profilkontrollen

Im Frühjahr 1973 wurde in den Profilen 0 bis 4 der im Juli 1972 beim Abstossen der Auflast hergestellte Zu-

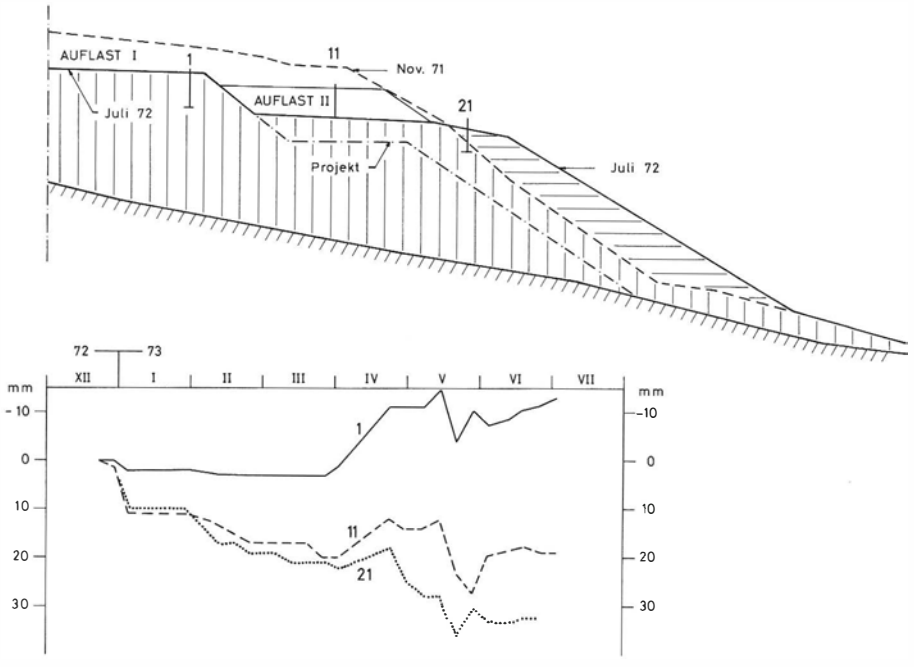


Abb. 2. Profil 1 für die Nacharbeiten, Verlauf der Setzungen

stand aufgenommen, und zwar wieder mittels Rammsonde vom Eise des zugefrorenen Sees aus. Ebenfalls ist die am 20. Dezember 1972 fertiggestellte Auflast II in den Profilen 1 und 2 zu erkennen (Abb. 2).

Verhalten der Setzungspegel

Zuerst seien die Setzungen in den einzelnen Schnitten dargestellt:

Profil 1 (Abb. 2)

Die Auflast I ist abgestossen; die neue Anschüttung liegt auf der Böschung der alten Schüttung und dem Schlamme auf. Pegel 1 am Fahrbahnrand ist nach der Auftauperiode und dem Ansteigen des Seespiegels um rund 40 cm um rund 10 mm gestiegen. Der Pegel 11 am Rande der Auflast II setzte sich um 20 mm, Setzung klingt ab. Der Pegel 21 (Schüttrand) setzte sich nach der Auftauperiode 20 mm, Setzung klingt ab.
Zum Schluss seien die Pegelsetzungen in Schnitten parallel zu der Strassenaxe verglichen:

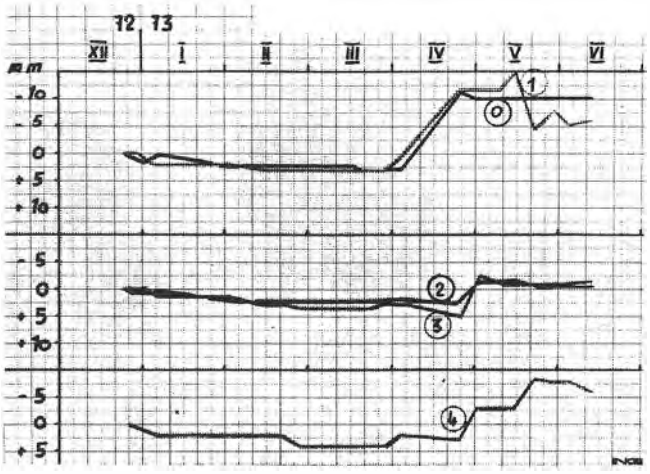


Abb. 3. Verlauf der Pegel 0 bis 4

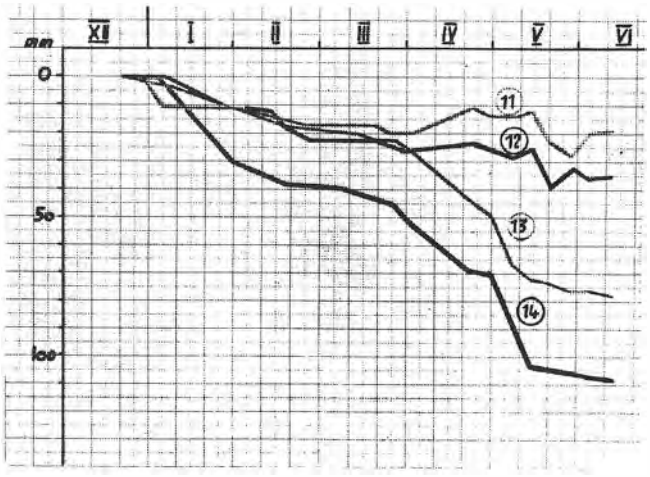


Abb. 4. Verlauf der Pegel 11 bis 14

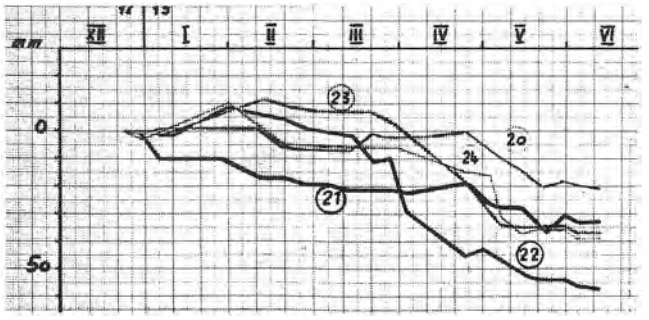


Abb. 5. Verlauf der Pegel 20 bis 24

Pegel 0 bis 4 (Abb. 3)

Diese am seeseitigen Strassenrand liegenden Pegel zeigen, dass die alte Schüttung praktisch konsolidiert ist und durch die Anschüttung des Auflastmaterials I seeseitig nicht mehr gestört wurde. Die Hebung einiger Pegel um rund 10 mm könnte die Folge der Seespiegelerhöhung um 40 cm sein, wurde doch dadurch infolge Zunahme des Auftriebs die Belastung des Untergrunds durch die Dammschüttung verringert. In den Profilen 0, 1 und 4, die diese Anhebungen verzeichnen, zeigten die Sondierbohrungen unter dem Schüttmaterial eine Schicht von rund 1 m Faulschlamm (Profil 0), vertorfter Lehm und Sand (Profil 1) und kiesig siltiger Sand und Moränelehm (Profil 4), also eine elastische Schicht, während in den Profilen 2 und 3 die Schüttung direkt auf Grundmoräne aufliegt.

Pegel 11 bis 14 (Abb. 4)

Diese Pegel liegen in der kritischen Zone zwischen Profil 1 und 2, wo sich die Anschüttung schon vor dem Setzen der Pegel um 0,8 bis 1 m gesenkt hatte und wo deshalb die Auflast II angeordnet worden war. Die grösste Setzung weist der in Profil 2 liegende Pegel 14 auf (rund 100 mm). Das Setzungsmass nimmt kontinuierlich gegen das Profil 1 hin ab bis zu Pegel 11 in diesem Profil mit einer Setzung von 25 mm.

Pegel 20 bis 24 (Abb. 5)

Auch aus dieser Zusammenstellung der Pegel an der Schüttkante in den einzelnen Profilen sieht man, dass die grösste Setzung im Profil 2 bei Pegel 22 auftritt und zwar mit 55 mm. Nach beiden Seiten klingen die Setzungsmasse ab, nämlich in Richtung St.-Moritz-Bad Profil 1 (Pegel 21) mit 40 mm und Profil 0 (Pegel 20) mit 20 mm und in Richtung Bahnhof Profil 3 (Pegel 23) und Profil 4 (Pegel 24) mit 40 mm. Alle Setzungen scheinen abzuklingen.

c) Folgerungen

Die Kontrollen haben ergeben, dass der alte Schüttkörper im Strassenbereich durch die unprogrammgemässe Anschüttung des Auflastmaterials nicht gestört wurde, im Bereich der Promenade jedoch neue Nachsetzungen durchmachte infolge der neuen, angehängten Anschüttung, die den Schlamm nicht mehr verdrängen konnte, nicht zuletzt weil sie aus einer Höhe von mehreren Metern ins Wasser eingebracht wurde. Diese Anschüttung wirkte in diesem seeseitigen Bereich wie eine Auflast.
Durch die Auflast II zwischen den Profilen 1 und 2 konnten die Setzungen an dieser kritischen Stelle beschleunigt werden. Falls die Setzungen bis Ende Juni 1973 weiter abklingen, wird mit dem definitiven Herstellen der Promenade und des Böschungsschutzes begonnen werden können.
Dieses Beispiel der Seeschüttung St. Moritz zeigt deutlich, dass durch die Wahl eines geeigneten Bauvorgangs, der jedoch eine intensive Überwachung der Ausführung erfordert, eine für den Bauherrn kostensparende Lösung realisiert werden kann.

Ch. Schaerer, ing. dipl. EPFZ/SIA, chef de section IGB, Zurich

L'aménagement hydroélectrique du Sarganserland

Quelques problèmes géotechniques

L'aménagement du Sarganserland (NOK 75%, SAK 25%) est situé dans le Calfeisental, partie méridionale du canton de Saint-Gall. Les installations turbinent les eaux de la Tamina et de la Seez ainsi que cinq de ses affluents du Weisstannental, en deux paliers, entre les cotes 1335 et 510 m sur mer.

Le palier supérieur, avec un bassin versant de 96,7 km² est prévu pour fournir de l'énergie de pointe et peut de ce fait être exploité en combiné pompe – turbine entre Gigerwald et Mapragg. Il comprend le barrage-voûte et le bassin de Gigerwald (retenue à la cote 1335,0 volume utile 33,4 Mio m³), galerie sous pression, chambre d'équilibre, puits incliné et centrale de Mapragg combinée avec le barrage-poids du bassin de compensation. Chute brute de 483 m, 3 unités verticales Francis, Q_{tot} = 75 m³, puissance installée 280 MW, alternateurs – moteurs et pompes pour un débit total de 36 à 25 m³/h.

Le palier inférieur utilise les apports du palier supérieur et, en plus, ceux du bassin-versant intermédiaire de 62,4 km². Les installations, commandées automatiquement depuis la centrale de Mapragg, sont dimensionnées pour un débit max. de Q = 30 m³/s. La centrale de Sarelli avec 2 unités verticales Francis a une puissance installée de 90 MW. Restitution des eaux dans le Rhin à la cote 510 m sur mer.

L'exploitation est conçue en tandem avec les centrales nucléaires; production annuelle 526 mio kWh, dont 60% en été, 40% en hiver; consommation des pompes: 342 mio kWh.

La géologie de la vallée de Calfeisen est relativement simple: calcaires schisteux recouverts sur les pentes d'éboulis et de dépôts alluvionnaires ainsi que de moraines. Nous retenons 3 problèmes géotechniques qui se sont présentés dans la phase du projet des ouvrages, à savoir:

1. stabilité des versants pour la construction du barrage de Gigerwald et de la prise d'eau,
2. stabilité du versant rive droite du bassin de compensation de Mapragg,
3. fondation et fouille pour la Centrale de Sarelli.

1. Gigerwald

La pente naturelle des éboulis de pente sur le versant rive gauche, est de 36°. La construction de la prise d'eau, intégrée dans la fondation du barrage-voûte, conduit localement à un raidissement du talus à 38° en moyenne, sur une hauteur de 110 m en chiffres ronds. Baignant dans la retenue future, ce talus sera soumis aux effets des variations du plan d'eau. Sa stabilité doit être assurée de façon permanente, un éventuel glissement menaçerait d'obstruer la prise d'eau.

Sur la rive droite, l'étude porte sur la stabilité de la pente du terrain après excavation pour fonder le barrage. Il s'agit donc d'une situation provisoire (2 ans) et sans l'effet de la retenue.

Trois échantillons des matériaux caractéristiques ont été examinés au laboratoire. Ce sont des éboulis de pente et, dans la partie inférieure rive droite, des dépôts alluvionnaires. Leur granulométrie ne varie que fort peu (fig. 1). Les courbes Proctor (fraction inférieure à 10 mm) par contre, sont manifestement différentes.

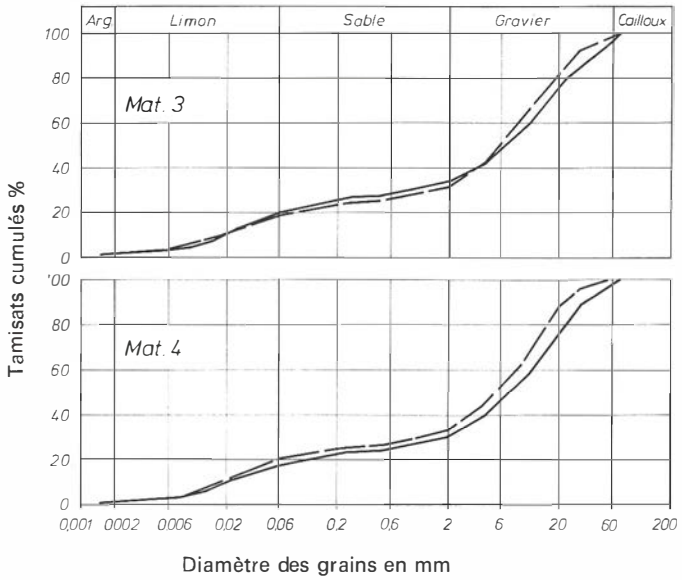


Fig. 1. Granulométrie de 2 échantillons examinés, écrasement des grains au cours du compactage et des essais triaxiaux

Gigerwald. Granulométrie des matériaux avant (————) et après (– – – –) l'essai triaxial

L'échantillon prélevé sur la rive gauche (2) présente des caractéristiques de compactage inattendues pour un tel matériau: γ_d = 2,16 t/m³, S = 59% (fig. 2). Les éboulis rive droite ont une légère plasticité (w_L = 30,4%; I_p = 9,4%), ce sont des graves argileuses (GC–CL) alors que les deux autres matériaux sont des graves limoneuses (GC–ML). Les composantes grossières sont massives à schisteuse avec les arêtes vives ou légèrement arrondies.

La *résistance au cisaillement* de chacun des matériaux a été examinée dans l'appareil triaxial ⌀ 25 cm (F = 500 cm²) avec la granulométrie complète ($\varnothing_{max}$ = 70 mm) et une mise en place par vibration.

Les résultats sont représentés à la figure 2 et compilés au tableau 1 ci-dessous.

Tableau 1. Résultats des essais de laboratoire

Mat	γ t/m³	⌀ °	c kg/cm²	k (⌀ < 10 mm) cm/s	k (granul.compl.) cm/s
1	2,28	38,5	1,2	$8{,}10^{-6}$	$1{,}4 \cdot 10^{-2}$
2	2,24	37	1,4	$2{,}10^{-5}$	$\sim 1{,}0 \cdot 10^{-2}$
3	2,25	38,5	1,6	$1{,}10^{-5}$	$1{,}0 \cdot 10^{-2}$

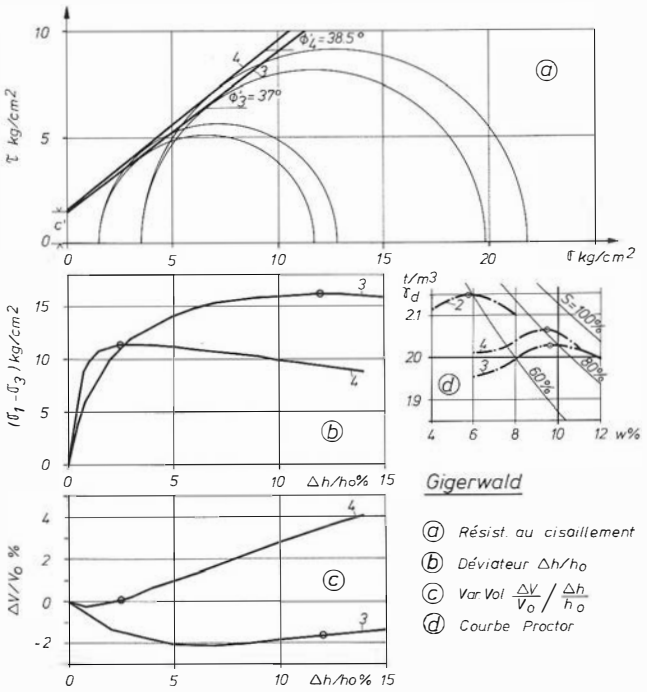


Fig. 2. Courbes Proctor et résultats de l'essai de cisaillement triaxial

Concernant le *terme de cohésion c,* relevons qu'il s'agit pour les trois matériaux du phénomène d'interclavage (interlocking, Verzahnungskohäsion). L'examen visuel des échantillons après l'essai triaxial a révélé que la fraction «gravier» et «cailloux» était fracturée suite au compactage et à l'écrasement pendant l'essai triaxial. Les granulométries (fig. 1) renseignent sur cet effet.

La perméabilité a été déterminée d'une part sur des échantillons de 8 cm de diamètre avec les grains inférieurs à 10 mm compactés selon Proctor et, d'autre part, sur des échantillons de 25 cm de diamètre avec granulométrie complète. L'écart est de l'ordre de 10^{-3}.

Les recommandations suivantes résultent des investigations:

Pour les calculs de stabilité, il convient d'introduire les valeurs des coefficients caractéristiques de

$\Phi' = 38°; c' = 0$ pour la rive gauche
$\Phi' = 38°; c' = 0{,}5$ kg/cm² pour la rive droite
$k = 1{,}10^{-2}$ cm/s et $\gamma = 2{,}25$ t/m³

Les valeurs de la perméabilité k et de la densité apparente γ sont à vérifier sur place.

Le talus *rive droite,* de nature temporaire, peut être dressé à 45°; une protection contre les chutes de pierres est indispensable.

Pour la *rive gauche,* le coefficient de sécurité devrait être de l'ordre de 1,25 à 1,3, compte tenu des effets de la retenue.

2. Mapragg. Stabilité du versant rive droite du bassin de compensation

L'exploitation du palier supérieur Gigerwald–Mapragg comme aménagement d'accumulation par pompage (Pumpspeicherbetrieb) provoque des oscillations du plan d'eau de l'ordre de 13 m selon un rythme hebdomadaire, entre les cotes 865 et 852 m sur mer, auxquelles se superposent des variations quotidiennes plus petites.

Le flanc droit de la vallée de la Tamina est constitué par des dépôts alluvionnaires (Stauschotter). La pente du talus est proche de la limite et les futures variations du plan d'eau rendent la stabilité encore plus précaire, menaçant en particulier la route de Vättis. L'étude entreprise au stade du projet devait élucider les trois questions suivantes:

1. Les variations du plan d'eau sont-elles à même de provoquer des glissements du talus?
2. Si oui, quelle est l'ampleur prévisible de ces mouvements et où se trouvent les parties les plus affectées?
3. Quelles mesures confortatives peuvent être prises pour éviter de tels désordres?



Fig. 3. Situation du bassin de compensation de Mapragg avec les 4 saignées de reconnaissance et la zone à recouvrir avec un tapis drainant

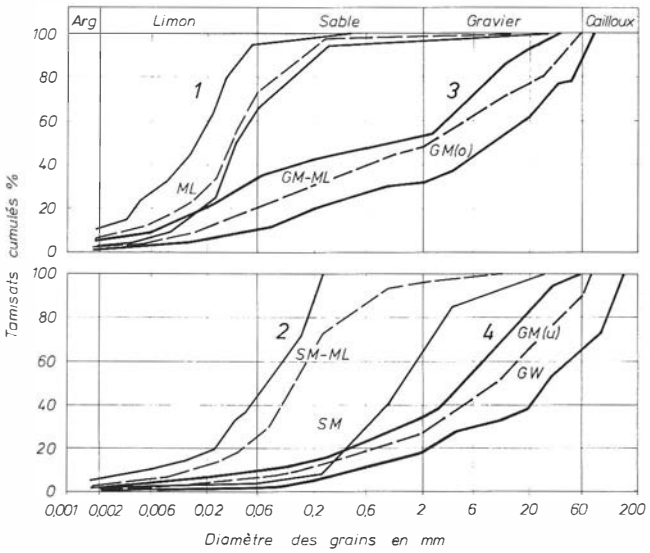


Fig. 4. Granulométries des divers échantillons examinés, groupés en 4 matériaux-type

1 ML: Limon avec grave

2 SM–ML: Sable limoneux avec gravier (beaucoup de fines)

3 { GM–ML: Grave limoneuse (avec beaucoup de fines)
{ $GM_{(o)}$: Grave limoneuse (avec peu de fines, partie supérieure)

4 { $GM_{(u)}$: Grave limoneuse (avec peu de fines, partie inférieure)
{ GW: Gravier propre

La situation (fig. 3) montre l'emplacement des 4 saignées de reconnaissance, de 0,5 à 2,5 m de profondeur, ouvertes en escalier, pour prélever 34 échantillons examinés au laboratoire et effectuer 26 essais de densité apparente et 17 essais de perméabilité sur place.

L'hétérogénéité des dépôts alluvionnaires, – qui vont de limons argileux (ML–CL) aux graves grossières (GW ou GP) – apparaît clairement dans leur granulométrie (fig. 4).

Le matériau en place est en grande partie très compact. La densité apparente humide moyenne est de l'ordre de 2,23 t/m³ (1,72–2,45). La moyenne des essais de perméabilité «in situ» est de l'ordre de $k = 10^{-3}$ cm/s ($5{,}10^{-2}$–$2{,}10^{-4}$) avec des parties pratiquement étanches. Des venues d'eau n'ont été observées que dans la saignée «C».

Le prélèvement des échantillons s'est fait de façon systématique. De ce fait, l'examen des courbes granulométriques a permi d'établir la répartition des divers types de sol. Les limons sables et graves alluvionnaires se présentent environ avec une fréquence de l'ordre de $^1/_8$; $^1/_8$; $^6/_8$.

L'étude de la résistance au cisaillement dans l'état actuel (série A) et après la mise en eau (série B) s'est faite dans l'appareil triaxial sur les quatre types de matériaux caractéristiques. Les éprouvettes de 10 cm de diamètre avec grains inférieurs à 10 mm ont été compactés selon Proctor.

La série A: teneur en eau naturelle, compactage à la densité apparente naturelle (valeurs rapportées à la fraction inférieure à 10 mm).

La série B: teneur en eau quelques pour cent supérieure à l'optimum Proctor standard; compactage jusque dans le domaine de saturation de S = 75 à 90%.

Les courbes Proctor des quatre matériaux-type ainsi que les points correspondants à l'état des éprouvettes avant l'essai triaxial sont représentés dans les figures 5 et 6.

Trois types d'essais furent réalisés dans l'appareil triaxial, à savoir:

– *Essai – B* c'est-à-dire mesure de l'accroissement de la pression intersticielle $\triangle u$ lorsque la pression de consolidation σ_3 croit de $\triangle \sigma$ = 0,5 kg/cm², B étant défini comme $B = \frac{\triangle u}{\triangle \sigma_3}$.
– Essai de *consolidation* jusqu'à σ_3 = 6 kg/cm² avec mesure volumique de l'eau expulsée.
– *Essai de cisaillement consolidé – non drainé,* mesure de $\triangle h$ et $\triangle V$ sous $\sigma' - \sigma'_3$ (déviateur).

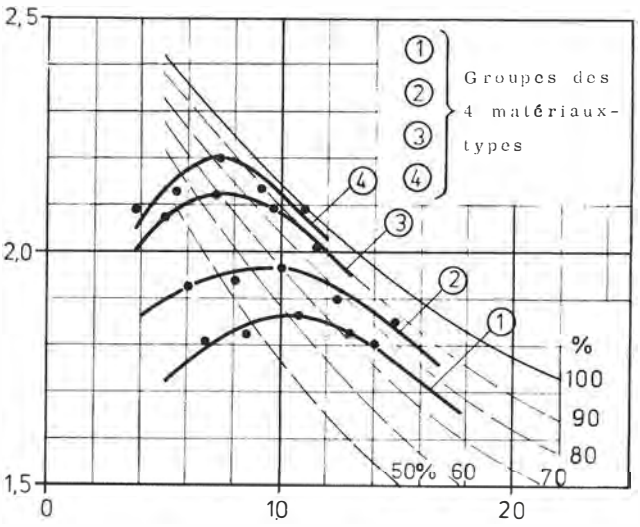


Fig. 5. Courbes Proctor des 4 matériaux-type

Densité sèche γ_d en t/m³
Teneur en eau w en %

Poids du piston	2490 g
Poids du moule	2055 g
Hauteur de chute	30,5 cm
Nombre de coup par couche	25
Nombre de couches	3
Moule cylindrique	⌀ 10 cm, h = 11,45 cm
Volume de l'éprouvette pesée	900 cm³

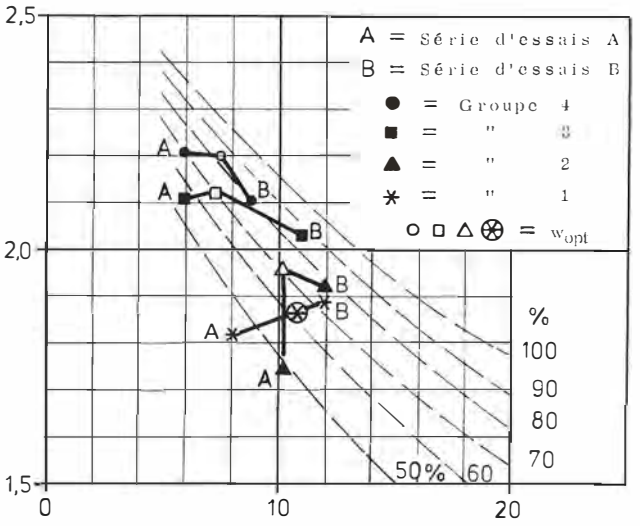


Fig. 6. Etat des éprouvettes pour les essais triaxiaux
Densité sèche γ_d en t/m³
Teneur en eau w en %

Les résultats suivants ont été obtenus: selon la préparation des éprouvettes et le type de matériau, le coefficient B varie de 0 à 0,1 et de 0,2 à 0,7 pour le mat. 1, resp. de 0,1 à 0,25 et atteint 0,8 pour le matériau 4.

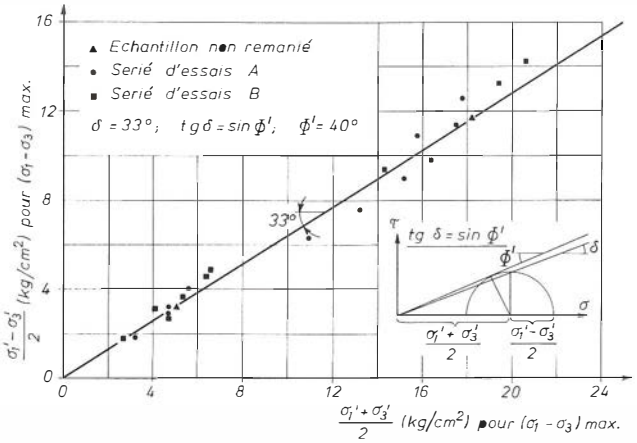


Fig. 7. Détermination de l'angle de cisaillement Φ' (contraintes efficaces)

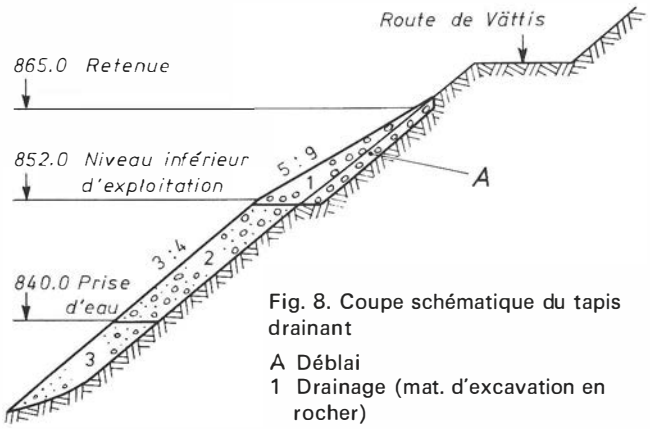


Fig. 8. Coupe schématique du tapis drainant

A Déblai
1 Drainage (mat. d'excavation en rocher)
2 Drainage et surcharge (matériau d'excavation en rocher) ou seulement surcharge
3 Surcharge (mat. dépôts alluvionnaires)

Sur le diagramme (fig. 7), sont reportés en termes de contraintes efficaces: en abcisse, le centre de cercle de Mohr à la rupture $\frac{(\sigma_1'+\sigma_3')}{2}$ pour $(\sigma_1'-\sigma_3')_{max}$ en ordonnée le déviateur $\frac{(\sigma_1'-\sigma'_3)}{2}$ pour $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{max}$

Cette représentation permet de définir l'angle δ et, avec la relation tg δ = sin Φ', la valeur de l'angle Φ' = 40° pour c' = 0.

La vérification par le calcul de la stabilité du versant s'est faite d'après Janbu pour deux profils caractéristiques (saignées A et C) en introduisant les valeurs suivantes pour les coefficients déterminants des dépôts alluvionnaires (Stauschotter):

Densité apparente humide	γ	= 2,20 t/m³
Angle de cisaillement efficace	Φ'	= 40°
Cohésion efficace	c'	= 0
Perméabilité (moyenne)	k	= 10^{-3} à 10^{-4} cm/s

On a examiné la géométrie actuelle du talus et celle après renforcement par un tapis drainant, en tenant compte d'un courant de percolation suite à la mise en eau et un abaissement rapide.

L'épaisseur du tapis drainant a été déterminée selon le critère que la stabilité du talus, dans les conditions défavorables de charge, après la mise en place du tapis drainant, devrait présenter au moins le même degré de sécurité que le talus naturel avant les travaux.

En conclusions:

- Le versant rive droite, avant la mise en eau, est à la limite de l'équilibre. La mise en eau et l'abaissement rapide du niveau de retenue provoquent des glissements.
- Tout le versant, constitué par des dépôts alluvionnaires (Stauschotter), est à considérer comme instable. La masse peut être estimée à 0,5 mio m³, la surface de glissement la plus probable passant à 5 à 10 m de profondeur.
- Les mesures confortatives indispensables consistent en un tapis drainant et une surcharge au pied du talus (fig. 8), avec une pente de 5 : 9 dans la partie située entre les niveaux d'exploitation et 3 : 4 dans la partie au-dessous de la cote 852,0 m sur mer.

Les zones 1 et 2 (fig. 8) doivent, au point de vue du matériau, garantir un bon drainage; la zone 3 doit avant tout constituer un contrepoids.

Nous avons été appelés à examiner au stade d'exécution les déblais de la galerie d'amenée Gigerwald–Mapragg, creusés par une fraiseuse dans le calcaire, en vue de leur utilisation pour le tapis drainant, zone 1 (fig. 8).

Il s'agit, selon le mode de tamisage, d'une «grave propre (GW)» ou d'une «grave limoneuse avec peu de fines (GM)». Les éléments de plus de 10 mm sont oblongs, en partie fragiles.

L'aspect fin du matériau a trompé quant à sa perméabilité. Sa granulométrie est représentée à la figure 9. Elle présente la particularité, que par suite du processus d'extraction, les grains supérieurs à 1 mm sont recouverts d'une couche de poussière fine.

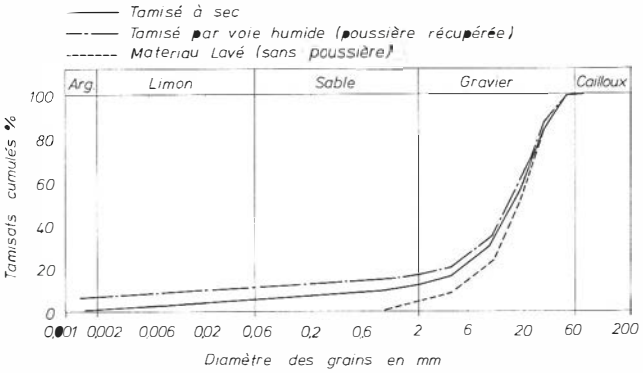


Fig. 9. Granulométrie des déblais de galerie creusée par fraiseuse dans le calcaire

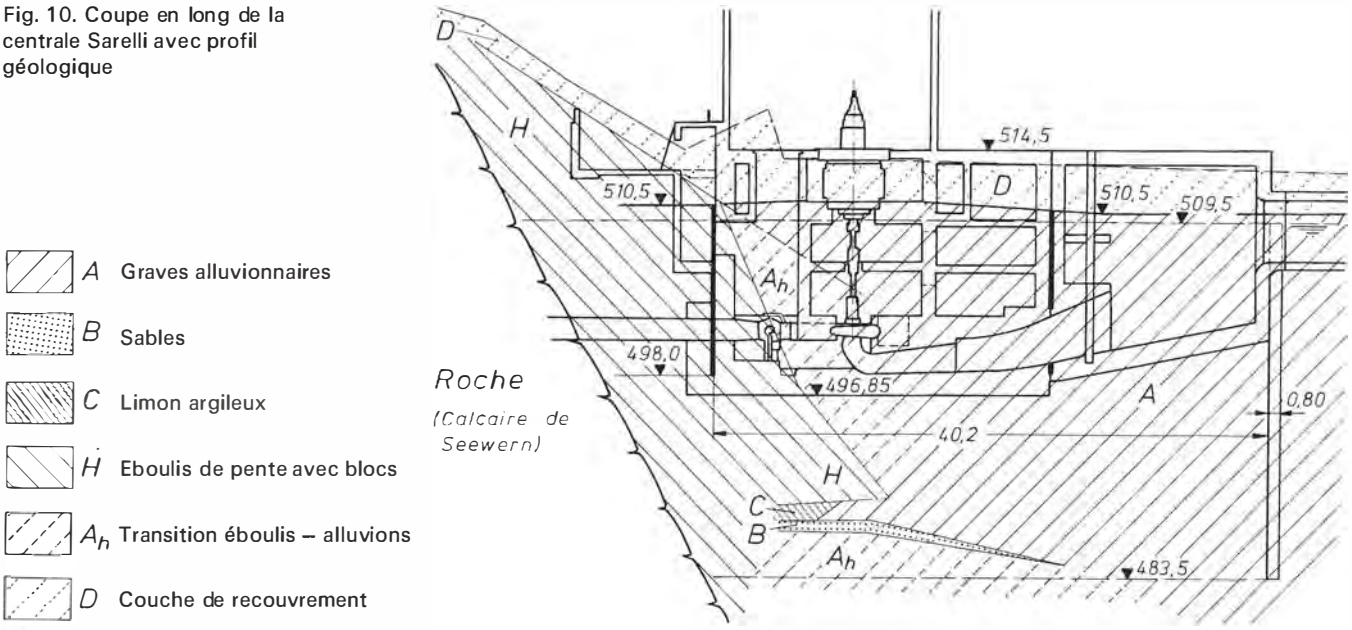
La perméabilité du matériau, non lavé, compacté est de l'ordre de $k = 2 \cdot 10^{-1}$ cm/s. L'élimination des particules inférieures à 5 mm triple la perméabilité.

La résistance au gel est satisfaisante.

3. Sarelli, fondation et fouille pour la centrale

14 sondages ont été exécutés pour obtenir les données géologiques et géotechniques nécessaires à l'ingénieur pour fixer l'implantation de la centrale de Sarelli

Fig. 10. Coupe en long de la centrale Sarelli avec profil géologique



et définir le type de fondation approprié au site, au pied de la paroi de rocher. Au total 59 échantillons ont été prélevés puis examinés au laboratoire et 61 essais ponctuels de perméabilité exécutés in situ. L'analyse sommaire des renseignements fournis par les sondages au cours de leur exécution a permi de centrer trois problèmes principaux de génie civil qui se posent ici, à savoir:

- le rabattement de la nappe aquifère,
- l'enceinte de la fouille,
- la connection de la conduite forcée à la centrale.

Le sous-sol est composé d'alluvions fluvio-lacustres et, au pied de la paroi de rocher même, d'éboulis avec une zone de transition entre ces deux dépôts. Les alluvions du Rhin sont en grande partie des graviers sableux propres de compacité moyenne dans les couches supérieures et très perméable. Ils deviennent plus sableux et très compacts en profondeur. Un sédiment lacustre avec une lentille argilleuse (*C* dans le profil fig. 10) a été rencontré entre 24 et 26,5 m de profondeur dans le sondage 10. Une analyse au carbone C_{14} est en cours sur un morceau de bois fossile. Ce résultat renseignera sur les dates et la durée de sédimentation des 25 derniers mètres de la vallée du Rhin.

Les éboulis de pente sont des graviers sableux à limoneux avec intercalations argileuses et blocs. Les composantes grossières sont anguleuses.

Les essais ont donné les valeurs moyennes suivantes compilées au tableau 2, pour les coefficients des diverses couches du sous-sol.

La nappe phréatique dépend du Rhin; elle se trouve à environs 5 m sous le niveau du terrain. Les essais de perméabilité ponctuels dans les sondages présentent une grande dispersion comme le renseigne la figure 11. On constate cependant que la perméabilité a tendance à diminuer (1 à 2 puissances de 10) en profondeur, avec une valeur de env. $k = 5 \cdot 10^{-2}$ cm/s à 30 m.

Deux solutions ont été étudiées pour la fouille, l'une talutée avec paroi étanche, l'autre avec paroi moulée dans le sol de 26 m de profondeur, retenue par les

Tableau 2. Résultats des essais de laboratoire

Matériau		w %	γ t/m³	γ_s t/m³	w_L %	w_p %	I_p %	∅ selon Dhawan	USCS
A Alluvions	grossière	7,2	2 34	2,74	—	—	—	39	GW / GP
	sableuse							38	GM
B Sable	fin	20,6	2,06	2,74	—	—	—	31	*SM* / SP
	peu de gravier							35	ML / SM–ML
	beaucoup de gravier							36	SM–SC
C Dépôt lacustre	fin	31,8	1,94	2,78	34,9	21,4	13,5	24	CL
	avec gravier							28	
H Eboulis	maigre	4,9	2,44	2,75	21,2	14,3	6,8	38	GM / GC / GW
	gras	12,7	2,06					34	GM–ML / GM–CL
A_h *Mat.*	zone de transition	—	—	2,74	—	—	—	39	GM / GP

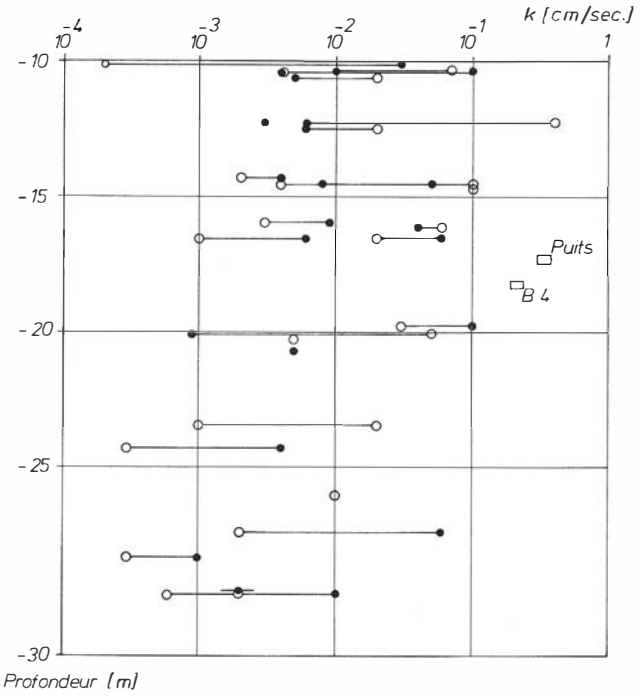


Fig. 11. Résultats des essais de perméabilité effectués sur place

ancrages. Cette dernière variante est plus économique, en particulier en ce qui concerne les pompages et les volumes à excaver.
L'exhaure est prévu par deux puits qui seront utilisés en fin de travaux pour les pompes de relevage de la centrale. Les dimensions de la fouille sont renseignées à la figure 10.
La prolongation de la paroi moulée dans le sol jusqu'au rocher permet de raccorder la conduite forcée à la centrale sans difficultés.
En établissant le bilan des forces pour l'ouvrage terminé, on constate que la construction est plus légère que le poids des excavations. Il n'y aura donc pas de tassements.
Le succès de cette construction, comme dans tous les travaux de génie civil, dépendra dans une large mesure de la qualité de son exécution.
Pour conclure nous tenons à remercier le maître d'œuvre et tout ses collaborateurs ainsi que ceux de notre Institut qui ont fourni les éléments de cet exposé.

Verankerte Elementwände in Graubünden

Dr. L. Otta, dipl. Ing., c/o Stump Bohr AG, Zürich

Im Beitrag wird über eine unkonventionelle Bauweise von verankerten Baugruben- und Hangsicherungen berichtet, die als verankerte Elementwände bezeichnet werden. Es hat sich gezeigt, dass diese Baumethode in bezug auf Baukosten, Lärm und Ausführungszeit oft grosse Vorteile bietet. Es wird über den Bauvorgang und einige ausgeführte Baustellen berichtet. Schliesslich werden die Annahmen und Grundsätze der statischen und erdbaumechanischen Berechnungen beschrieben.

1. Allgemeine Erläuterungen über die Elementwand

Die verankerte Elementwand ist im Prinzip eine Unterfangungswand, bei der die Erddrücke durch Verankerungen übernommen werden. Anhand der Abbildung 1 wird der typische Bauvorgang bei einer verankerten Elementwand beschrieben.

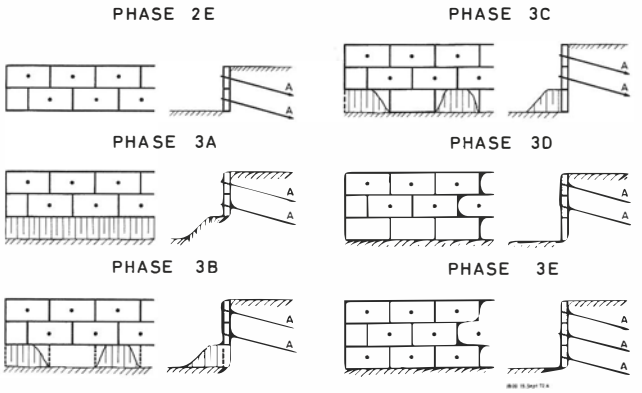


Abb. 1. Typischer Bauvorgang bei einer verankerten Elementwand

Sobald eine bereits erstellte Elementreihe verankert und vorgespannt ist, wird die Baugrube um eine Elementhöhe tiefer ausgegraben, wobei bei der Wand eine zweckmässige Böschung behalten wird. Darauf wird mit dem Trax auf die Länge jedes zweiten oder dritten Elements die Böschung abgegraben und das Element erstellt. Nachher werden die zwischenliegenden Elemente gefertigt. Der horizontale und vertikale Verbund der Elemente wird durch Überlappen der Stahleinlagen erreicht.
Nachdem die ganze Elementreihe ausgeführt ist, werden Ankerbohrungen erstellt, die Anker eingebracht, injiziert und nachher vorgespannt. Der bereits beschriebene Bauvorgang kann sich bei der Herstellung der nächsten Reihe wiederholen.
Die ersten verankerten Elementwände wurden in Basel im Jahre 1965 mit Duplex-Ankern ausgeführt. Seitdem hat sich diese Bauweise in einigen Gebieten der Schweiz derart ausgebreitet, zum Beispiel in Basel, Brugg, Zürich, Chur, Genf, Vevey, dass zurzeit jährlich In der Schweiz rund 13 000 m² verankerter Elementwände erstellt werden. Durch die Tochtergesellschaften der Firma Stump Bohr AG wurde diese Bauweise auch erfolgreich in anderen Ländern eingeleitet, wie zum Beispiel in Spanien, Deutschland und Venezuela.
Die zeitlichen Vorteile dieser Bauweise liegen darin, dass vor dem eigentlichen Aushub keine Ramm- oder Bohrarbeiten mit speziellen Geräten unternommen werden müssen. Bei genügend grosser Baugrube hängt der Baufortschritt nur von der Anzahl der Elemente, die täglich ausgeführt werden können, ab. Besonders vor-

teilhaft ist diese Bauweise in Fällen, wo die Elementwand nicht nur für eine Baugrubensicherung dient, sondern wo diese gleichzeitig auch als Bauwerkteil benützt werden kann.
Arbeitstechnischer und wirtschaftlicher Vorteil erscheint in Fällen, wo grössere Felsblöcke vorkommen, zum Beispiel beim Hangschutt oder Moräne, wie dies im Kanton Graubünden häufig der Fall ist und wo mit anderen Verfahren viele und teurere Meisselstunden verrechnet werden. Bei dem Elementwandverfahren können ohne Schwierigkeiten solche Hindernisse durch Sprengen in der Baugrube bewältigt werden. Verankerte Elementwände kann man nicht ohne weitere vorbereitende Massnahmen in lockergelagertem Boden oder unter dem Grundwasserspiegel ausführen.

2. Beispiele aus Graubünden und Konstruktionsdetails

a) Sanierung des Cavagliasco-Tunnels (Abb. 2)

Eine der ältesten Elementwände in Graubünden ist die im Jahre 1968 erstellte, permanent verankerte Elementwand, die zur Beseitigung des Cavagliasco-Tunnels an der Berninabahn diente. Dieser Tunnel war durch den Kriechdruck des Hangschuttes so deformiert, dass er betriebsunfähig wurde. Die Verankerung musste in diesem Fall den vollen Kriechdruck übernehmen. Die Elementwand wurde von der Firma Prader & Co. in Chur unter der Bauleitung vom Ingenieurbüro Fanzun in Chur erstellt.
Die Rhätische Bahn verfolgt ständig das Verhalten der Wand und der Anker durch Vermessungen und Nachkontrollen der Vorspannkraft. Nach den Ergebnissen, die uns zur Verfügung gestellt worden sind, zeigt sich, dass die Verschiebung der verankerten Wand bisher 4 mm betrug, wobei das Terrain links und rechts von dieser Wand sich zirka um das Dreifache bewegt hat.

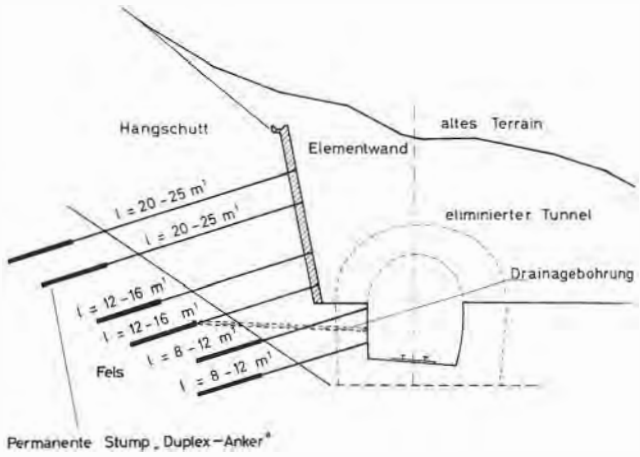


Abb. 2. Eliminierung des Cavagliascotunnels der Berninabahn durch verankerte Elementwand

b) Hangsicherung für Neubau des Frauenspitals Fontana in Chur (Abb. 3)

Für die Hang- und Baugrubensicherung des neuen Gebäudes für das Kantonsspital in Chur wurde eine permanent verankerte Elementwand ausgeführt. Der Vorschlag wurde in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro Liesch ausgearbeitet und die Wand wurde von der Bauunternehmung Zindel in Chur erstellt. Die Baustelle befindet sich auf einem alten Hangschuttkegel unterhalb des bestehenden alten Spitals. Der Baugrund besteht aus unregelmässig gelagertem Hangschuttmaterial von Silt bis zu mehreren Kubikmeter grossen Felsbrocken, in deren Umgebung auch kleinere Hohlräume gefunden wurden. Die Aushubtiefe betrug etwa 16 m, wobei für die Wand Elementgrössen von 3,25 × 1,90 m gewählt wurden.

Um die Gefahr von Rissbildung an dem alten Gebäude zu verringern, wurde mit 1,2fach erhöhtem aktivem Erddruck gerechnet. Mit dem Zweck, genaue Aussagen über das Verhalten des Erdreichs während des Aushubs zu bekommen, wurden hinter der Wand zwei Bohrungen ausgeführt, in die ein vierkantiges Messrohr versetzt wurde, dessen Bewegungen geodätisch und mittels eines Neigungsmessers erfasst wurden (Abb. 3). Auf diese Art war es möglich, noch vor dem Aushubbeginn eine Nullmessung auszuführen und die Bewegung des Erdreichs während der Aushubarbeiten und dem Erstellen der Elementwände zu verfolgen. Zusätzlich zu dieser Messung wurde noch die Vorspannkraft einiger Anker periodisch kontrolliert. Zusammenfassend kann ausgesagt werden, dass keine Vertikalbewegungen festgestellt wurden. Hingegen zeigte die mit dem Neigungsmesser gemessene Verformung des Erdreichs ziemlich überraschende Ergebnisse, wie aus dem Bild zu entnehmen ist. Die rückwärtige Verschiebung der Wand ist wahrscheinlich auf grössere Vorspannkräfte und eventuelle Hohlräume zurückzuführen. Die geodätisch verfolgten Verschiebungen der Wandkrone betrugen 1,1 cm. Am alten Gebäude konnten keine Risse festgestellt werden. Die Ankerköpfe sind noch zugänglich, werden ständig kontrolliert und erst nach einer gewissen Zeit einbetoniert. Die Arbeitskraft für diese Duplex-Anker, Durchmesser 32 mm, betrug 45 Tonnen.

c) Arosa, permanent verankerte Elementwände (Abb. 4)

Der dritte Fall behandelt eine permanent verankerte Elementwand in Arosa. Auch bei dieser Wand muss der Erddruck von der Verankerung übernommen werden.

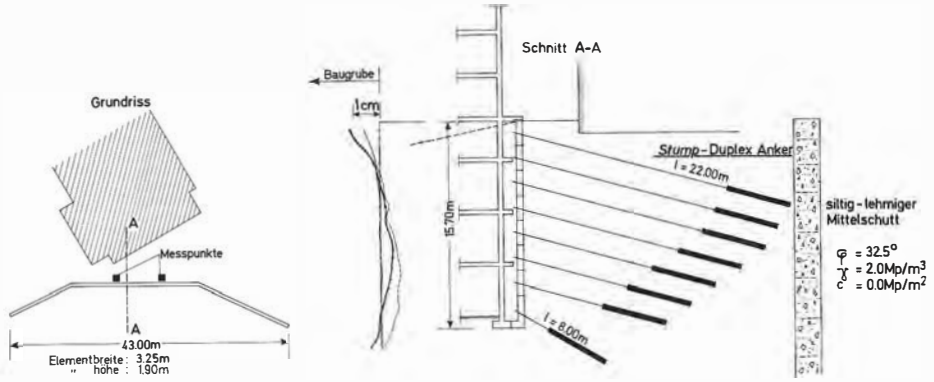


Abb. 3.
Frauenspital Fontana in Chur: Situation, Schnitt und gemessene Verschiebungen

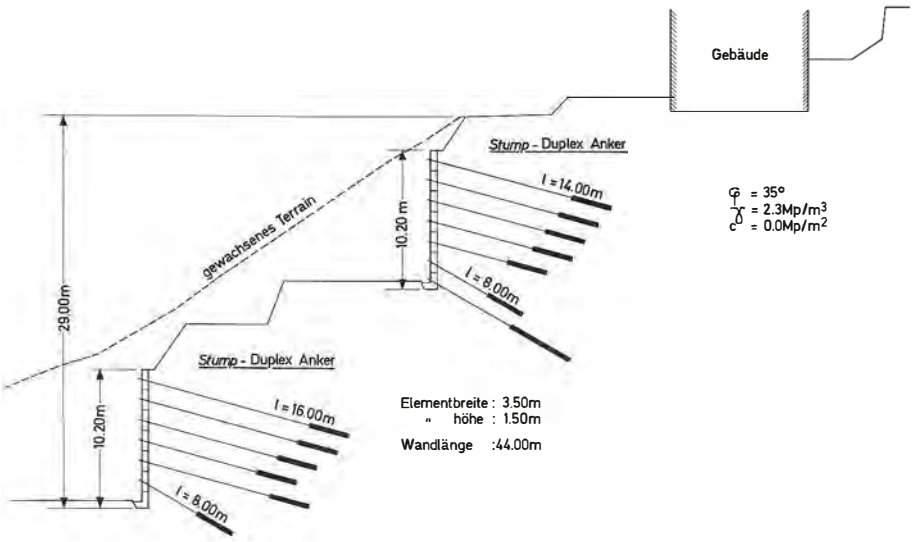


Abb. 4.
Arosa: Hangsicherung mit permanent verankerten Elementwänden

Die Arbeiten wurden von der Arbeitsgemeinschaft Th. Bertschinger AG und G. Lazzarini & Co. AG ausgeführt. Nachdem die obere Elementwand ausgeführt war, hat man Setzungen und Bewegungen der Wand beobachtet. Die Baustelle, wie übrigens der grösste Teil von Arosa, befindet sich in einem Hang, wo durch Zerfall von Serpentingebirge alte Abstürze entstanden sind. Heute wird in diesem Gebiet eine Kriechbewegung von rund 0,5 cm pro Jahr gemessen. Bis zum Vollaushub der Baugrube wurden in der Mitte der oberen Wand grösste Bewegungen in der Grössenordnung von 8 cm in horizontaler Richtung und 5 cm in vertikaler Richtung gemessen.
Die Krone der unteren Wand bewegte sich horizontal 7 cm. Das oberhalb der Hangsicherung liegende Gebäude hat sich ungefähr um die Hälfte der Wandkronenbewegung verschoben, weist aber keine Risse auf.

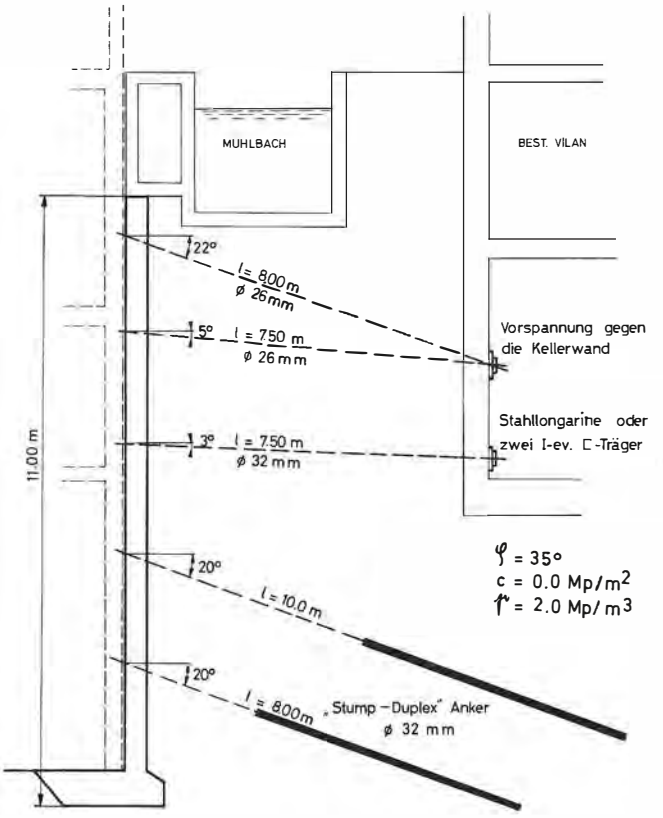


Abb. 5. Chur: Baugrubenumschliessung für Neubau Vilan

Diese Bewegungen sind auf die durch Hangwassersikkerungen aufgeweichten und verwitterten Schichten im Boden und auf das Kriechen des ganzen Hangs zurückzuführen.
Nachdem die Elementwand in ihrer ganzen Höhe erstellt und verankert war und die waagrechten Drainagebohrungen bis 30 m Länge ausgeführt worden waren, sind die Verschiebungen abgeklungen, so dass die vorgesehene Überbauung ausgeführt werden konnte.

d) Vilan, Chur – Baugrubenumschliessung (Abb. 5)

Für die Erweiterung des Gebäudes von Vilan wurde teilweise unter dem Mühlebach eine Baugrube erstellt, deren Sohle tiefer lag als die Fundamente des bestehenden Gebäudes. Zusammen mit dem Ingenieurbüro Jenatsch und Hegland wurde das Projekt der temporär verankerten Wand ausgeführt. Die Elementwand wurde von der Bauunternehmung Zindel erstellt.
Bei der Ausführung hat sich besonders die Anpassungsmöglichkeit der Elementwand bei der Erstellung der Verbindungsdurchstösse zum alten Gebäude gezeigt. Der Boden besteht aus kiesigen Ablagerungen mit grobem Geröll.

e) Konstruktionsdetails
zum Herstellungsvorgang der Elementwand:

- Eine weitere Elementreihe wird in Angriff genommen, wobei alle darüberliegenden Anker schon vorgespannt sind. Jedes dritte Element wird mit dem Trax ausgehoben (Abb. 6).
- Die freigelegte Bodenoberfläche kann gleich nach der Handaushubbereinigung mit einem Bindemittel bespritzt werden (Abb. 6, links).
- Die Armierung wird eingelegt und für die richtige Überlappung der Armierung gesorgt (Abb. 7).
- Die seitliche Schalung wird angebracht und das Element ausbetoniert. Es ist vorteilhaft, in der ganzen Baugrube die gleichen Ausmasse der Elemente zu behalten, wobei die Anzahl der Anker in einem Element entsprechend dem wirkenden Erddruck variieren kann. Der obere, schräge Teil der Schalung dient nicht nur zum Einbringen der Betonmischung, sondern der entstehende Betonkeil kann, mit zusätzlicher Armierung versehen, nachher die Konsole für die Auflagerung der Decken bilden. Soweit die Konsole nicht erwünscht ist, wird diese gleich nach dem Erhärten des Betons abgespitzt. Beide Fälle sind auch auf Abbildung 6 gut sichtbar.

Abb. 6.
Aushubvorgang bei der Erstellung einer weiteren Elementreihe



Bei allen besprochenen Beispielen wurden Duplex-Anker verwendet, die bei dem permanenten Einbau auf der ganzen Zuggliedlänge einen Korrosionsschutz ermöglichen, der auch nach dem Einbau kontrollierbar ist. Die grössere freie Länge des Zuggliedes bei dem Duplex-System ergibt zudem bei möglichen Kriechbewegungen, die an den Hängen Graubündens sehr oft vorkommen, bedeutend kleinere Spannungsdifferenzen als bei Monoankern.



Abb. 7. Einlegen der Armierung

3. Generelle Berechnungsgrundlagen

Im weiteren wird kurz auf die erdbaumechanischen und statischen Berechnungen der verankerten Elementwand eingegangen.
Normalerweise wird zuerst die Summe des aktiven Erddruckes aus allen Bodenschichten berechnet. Im Fall, dass sich neben der Elementwand ein bestehendes Gebäude befindet, was sehr oft auftritt, wird mit einem erhöhten, aktiven Erddruck gerechnet, um die Bewegungen im Erdreich klein zu halten.
Die Voraussetzung, damit es im Boden zu einem aktiven Erddruck kommen kann, ist die Aktivisierung des Erddruckes entlang einer kritischen Gleitfläche durch eine kleine horizontale Bewegung, wobei die Annahme des Reibungswinkels δ zwischen der Wand und dem

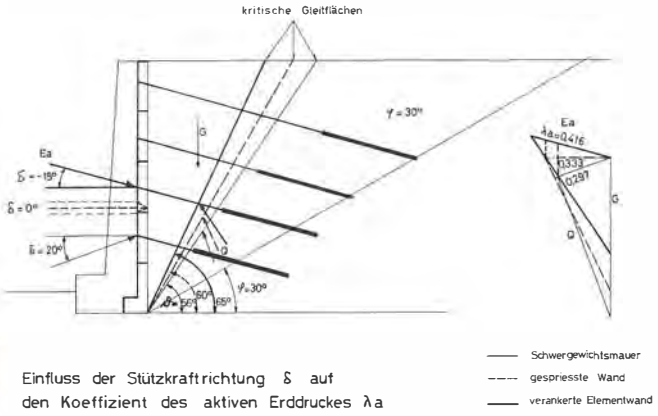


Abb. 8. Einfluss der möglichen Wandreibung auf den Erddruckbeiwert

Boden die Grösse des aktiven Erddruckes beeinflusst (Abb. 8).
Die Annahme von diesem Winkel δ ist nicht nur abhängig von einer möglichen Reibung zwischen der Wand und dem Boden, sondern vielmehr von der Richtung

der Resultierenden der Stützung der Wand im Kraftspiel an der kritischen Gleitfläche.
Bei andern Typen von gestützten oder von verankerten Wänden ist die Übertragung der Vertikalkräfte durch die Fundation oder Einspannung im Boden in den meisten Fällen gewährleistet.
Eine unverschiebliche, vertikale Konstruktion erzwingt bei dieser Bewegung das Vorhandensein der positiven Reibung δ zwischen der Wand und dem Boden. Bei einer Elementwand ist das nicht der Fall und die Annahme des Reibungswinkels zwischen der Wand und dem Boden ist abhängig von der Tragfähigkeit der Elementwandabstützung. In einem weichen Boden wird sogar mit einem negativen Reibungswinkel gerechnet.
In Abbildung 8 sind zum Vergleich an einem Beispiel die kritischen Gleitflächen und im Kräftepolygon die Koeffizienten des aktiven Erddrucks für drei beschriebene Fälle angegeben:

- für eine Schwergewichtsmauer,
- für eine gespriesste Wand,
- für eine verankerte Elementwand.

Im Kräftepolygon sieht man den Unterschied der berechneten Koeffizienten des aktiven Erddrucks. Dieser Unterschied, bezogen auf den Wert bei $\delta = {}^2/_3\,\varphi$, beträgt etwa 40 %.
Auf Grund der Erfahrung mit bisher ausgeführten Elementwänden und unter Berücksichtigung von andern wirkenden Einflüssen kann über die Annahme des Winkels δ in der erdbaumechanischen Berechnung folgendes gesagt werden: In dichtgelagertem Material kann mit kleinen positiven δ-Werten gerechnet werden. An der Oberfläche der Molasse oder Mergel oder bei plastischen weichen Böden soll ein negativer Reibungswinkel δ für gewisse Bauzustände eingesetzt werden.

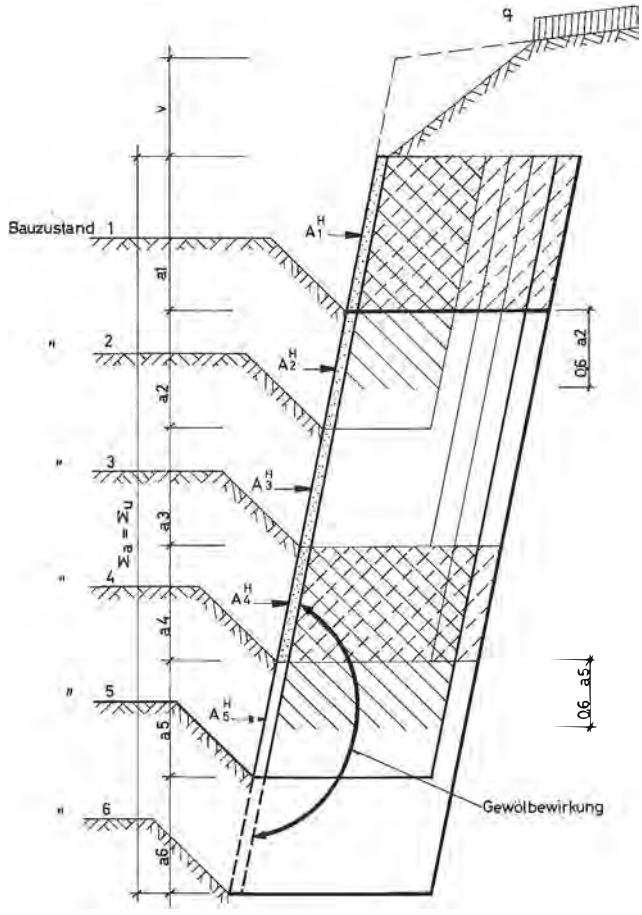
Weiter wird, weil es sich um eine verankerte Wand handelt, mit einer Druckumlagerung gerechnet. Die einfachste Annahme, zum Beispiel nach Leemann (Abb. 9), setzt einen gleichmässig verteilten Erddruck voraus, der um 20 % höher ist als die Resultierenden nach Coulomb.
In Abbildung 9 sind, für gezeichnete verschiedene Bauzustände, mit den Rechtecken die umgelagerten Erddrücke angegeben. Nehmen wir an, dass sich der Aushub in der vorletzten Aushublinie befindet, die unterste vollausgezogene Elementreihe wird schachbrettartig erstellt. Während dieser Arbeit müssen die Anker der untersten vorgespannten Ankerreihe A_4 nicht nur den Erddruck übernehmen, der dem berechneten Erddruck für diese Aushubtiefe und der Elementhöhe entspricht, sondern auch noch einen Anteil des Erddrucks der bereits in Ausführung stehenden Elementreihe. Diese zusätzliche Druckumlagerung wird durch Gewölbewirkung im Boden ermöglicht, wie es mit dem Pfeil dargestellt wird. Dieser Anteil wird in normalen Fällen mit 60 % angenommen, das heisst dass der Anker A_4 für den bereits berechneten Bauzustand den Erddruck von der vollschraffierten Fläche übernimmt.
Jeder Anker wird auf zwei Bauzustände gerechnet, auf den Bauzustand, bei dem er durch Gewölbewirkung zu seiner Fläche noch einen Teil des Erddruckes der zu erstellenden Elementreihe übernimmt (vollschraffiert), und für den Endbauzustand (gestrichelt schraffiert).

Aus Abbildung 9 sind auch zwei Umstände ersichtlich:

- Im oberen Teil ist für die Ankerkraftbestimmung der Endzustand massgebend (gestrichelte Fläche ist grösser als die vollschraffierte), im unteren Teil ist es umgekehrt.
- Für temporäre Verankerung ist es nicht notwendig, die unterste Elementreihe zu verankern, soweit der Wandfuss mit dem Wandfundament im Boden eingebunden ist.

Bei der Ermittlung der Ankerlänge werden zwei Berechnungsvorgänge angestellt. Zuerst wird die notwendige Ankerlänge aus der inneren Stabilität berechnet, zum Beispiel nach Bendel oder Kranz. Dabei muss im Prinzip nachgewiesen werden, dass die Haftzone der Anker mit genügender Sicherheit hinter einer Gleitfuge liegt, die beim Kippen der Wand rund um den Fusspunkt entstehen kann.
Zur weiteren Untersuchung wird die Gesamtstabilität berechnet, was für höhere Elementwände von Wichtigkeit ist. Soweit der verlangte Standsicherheitsfaktor mit den Ankerlängen, die nach der Berechnung der inneren Stabilität ermittelt wurden, nicht erreicht wird, ist es eventuell notwendig, längere Anker einzubauen oder sogar die Anzahl der Anker in den untersten Ankerreihen zu vergrössern.
Für diese Berechnung sowie auch für die bisher besprochenen erdbaumechanischen Berechnungen hat das Ingenieurbüro der Firma Stump Bohr AG eigene Computerprogramme entwickelt, die jedermann zur Verfügung stehen.

Das Programm für die Standsicherheitsberechnung (Abb. 10) startet nach der Eingabe aller Daten betreffend der Schichten, Ankeransatzpunkten, Grundwasserspiegel, Porenwasserdruck, Belastungen usw. die automa-



Annahme der Druckumlagerung und Bogenwirkung bei einer Elementwand

Abb. 9. Berechnungsannahmen für verankerte Elementwände

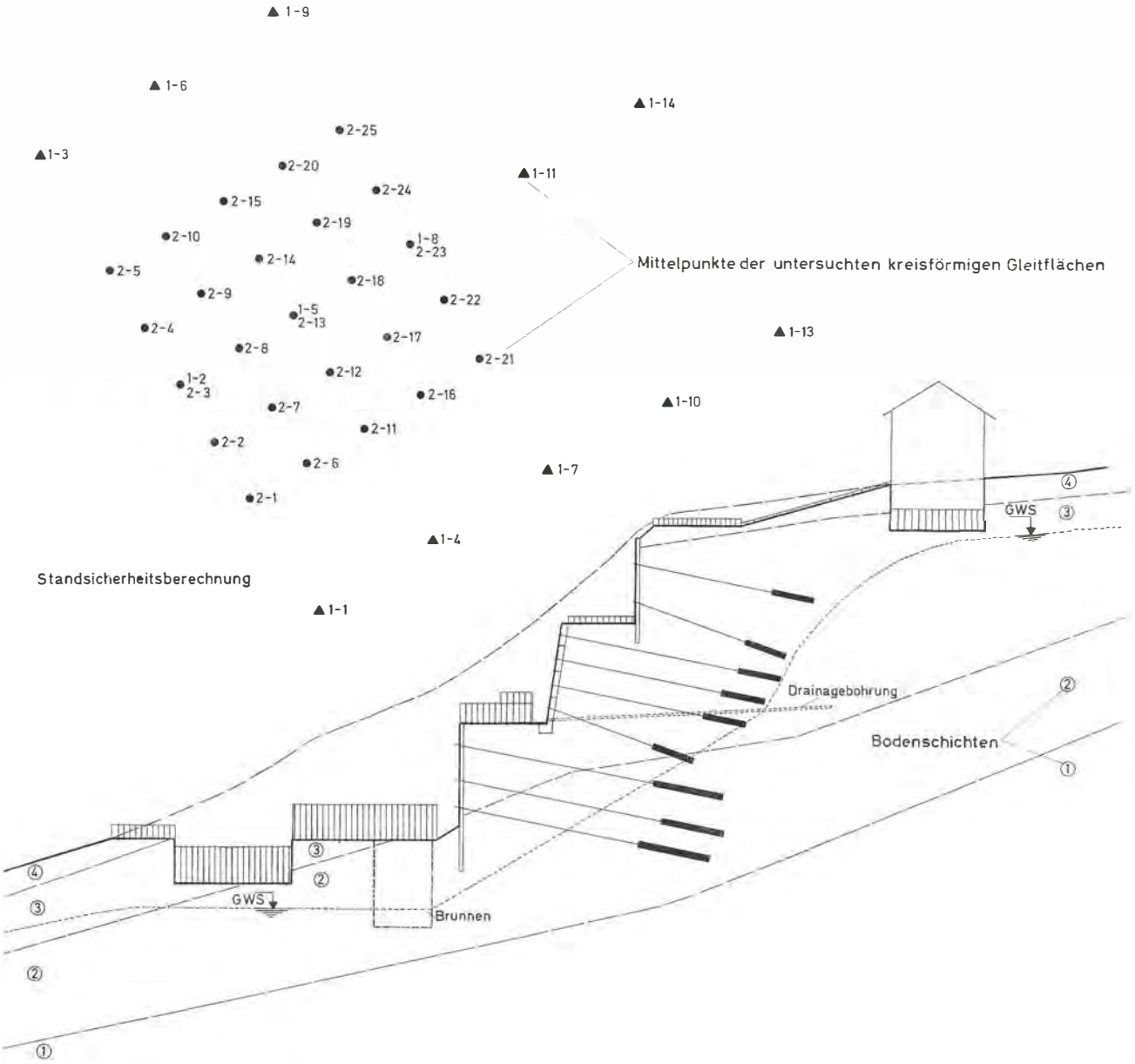


Abb. 10. Untersuchung der Gesamtstabilität

tische Suche nach der zylindrischen Gleitfläche, die mit einrechenbarem Ankereinfluss den kleinsten Standsicherheitsfaktor liefert.

Dabei werden aus jedem Mittelpunkt der ersten Genauigkeit mehrere zylindrische Gleitflächen untersucht. Nachher kann automatisch rund um den Mittelpunkt der ungünstigsten Gleitfläche ein Netz weiterer Mittelpunkte einer höheren Genauigkeitsordnung eingesetzt werden.

Das Ergebnis liefert die notwendigen Ankerlängen. Bei diesem Programm kann man unter anderem auch den Einfluss des Erdbebens und der geschnittenen Bauteile berücksichtigen. Für jede Untersuchung werden ungefähr 600 Gleitflächen berechnet.

4. Schlussfolgerung

Bisherige Ergebnisse der ausgeführten Elementwände haben gezeigt, dass diese Methode eine vorteilhafte Lösung darstellt bei schwierigen geotechnischen Verhältnissen, gemäss gezeigten Beispielen im Hangschutt mit grossen Blöcken, an Kriechhängen usw., wo der Einsatz von schweren Geräten fragwürdig ist, also in Fällen, die gerade in Graubünden so oft vorkommen.