157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, Zürich – Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Kriechprobleme in der Geotechnik

Le fluage en géotechnique

Inhalt
Table des matières

Prof. Puzrin Alexander	Forschungsarbeiten und angewandte Forschung über die Kinematik von Kriechhängen	1
Banzer Emanuel Dr. Bernasconi Riccardo	Raumplanung und Baubeschränkung am Beispiel der Hangrutschung Triesenberg	11
Ryser Matthias	Bautechnische Massnahmen in Kriech- und Rutschhängen	23
Berwert Josef	Ingenieurbiologische Massnahmen in Rutschgebieten	35
Wiedmer Walter Dr. Graf Kaspar	Dammsanierung SBB Strecke Schmitten-Flamatt	45
Dürrwang Rudolf	Bauwerke in instabilen Hängen	57
Dr. Bonzanigo Luca	Viskositätsmodell für die Rutschung von Campo Valle Maggia - Erfolg mit einem Drainage-Stollen	65

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Forschungsarbeiten und angewandte Forschung über die Kinematik von Kriechhängen

Prof. Alexander Puzrin

Forschungsarbeiten und angewandte Forschung über die Kinematik von Kriechhängen

1 Brattas Kriechhang

Erdrutsche, so wie Kriechhänge gehören zu den geotechnischen Hauptgefährdungen und beeinflussen das Leben und die Wirtschaft. Etwa 6 Prozent der Fläche der Schweiz befindet sich in Gebieten mit potentiellen Rutschhängen. Meist findet man die Rutsch- und Kriechhänge in ländlichen Gebieten, aber auch hier verursachen sie grosse Schäden an der bestehenden Infrastruktur wie Strassen, Gleisen, etc.. Jedoch von noch grösserer Bedeutung sind für die Bevölkerung aktive Rutschungen oder Kriechhänge in überbauten Gebieten. In diesem Zusammenhang nimmt die aktive Rutschung von St. Moritz (Bild 1a) mit ihrer berühmten Sehenswürdigkeit, dem „Schiefen Turm“ (Bild 1b) aus folgenden Gründen eine Sonderstellung ein. Die aktive Rutschung kommt erst im überbauten Gebiet von St. Moritz Dorf zum Stillstand. Trotzdem ist die Bautätigkeit im sich bewegenden Gebiet enorm. Um die Bautätigkeit in diesem Gebiet zu regeln, wurden von der Gemeinde St. Moritz spezielle Bauvorschriften erlassen. Zusätzlich wird der Hang mit einem umfangreichen Messprogramm überwacht.

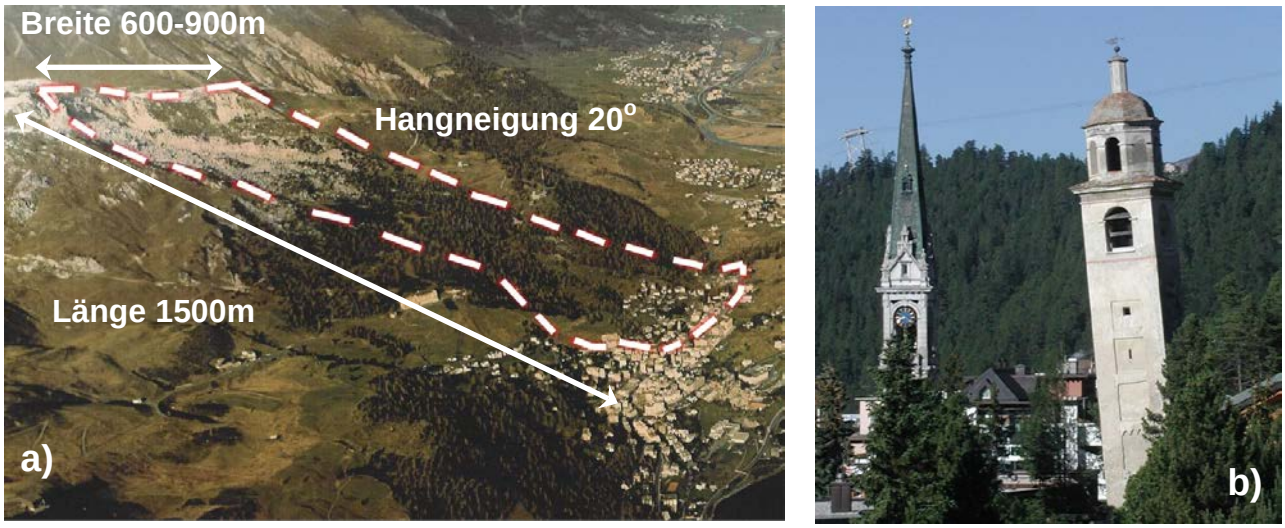


Bild 1: a) Rutschung von St. Moritz (weiss gestrichelte Umrandung), b) Schiefer Turm von St. Moritz (Turm im Vordergrund).

Das Institut für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich ist seit über 30 Jahren bei allen geotechnischen Aspekten der Hangrutschung miteinbezogen worden und berät die Gemeinde. Um das Gefahrenpotential des Hanges abzuschätzen, wurde in den letzten drei Jahren ein neues Forschungsprogramm mit folgenden Zielen gestartet:

- ein besseres Verständnis der Mechanismen von aktiven Rutschungen zu erlangen,
- Rutschungen in ihrer Ausdehnung klarer zu definieren,
- Vorhersagen über die Langfristige Stabilität und Verschiebungen zu ermöglichen,
- neue Methoden zur Untersuchung und Überwachung zu testen.

Im Weiteren wird hauptsächlich auf den Kriechhang von St. Moritz eingegangen. Im Gegensatz zur geologischen Definition, wird in der Geotechnik jeder sich langsam bewegende Hang als Kriechhang bezeichnet, dessen Verschiebungen sich mit Hilfe der Kriechtheorie analytisch beschreiben lassen.

1.1 Rückrechnung der Stabilität

1.1.1 Geologie und Verschiebungen

Der unstabile nördliche Hang oberhalb des Dorfes von St. Moritz (Bild 1a) kann in zwei Zonen gegliedert werden (Bild 2a, nach Müller und Messina [1]). Die obere Zone besteht aus dem Bergsturz von Gianda Laret, dieser reicht von seinem Anrissgebiet auf 2400 m ü. M. bis zu einem lokal anstehenden Fels in 2100 m ü. M.. Die untere Zone wird als Brattas Rutschung bezeichnet. Diese besteht aus mächtigen Lockergesteinsschichten, innerhalb derer Bewegungen stattfinden. An ihrem Fuss wird sie vom einem Felsriegel un-

terhalb der Via Maistra gestoppt (Bild 2b, nach Schlüchter [2]). Diese untere Zone erstreckt sich von 2100 m ü. M. bis 1800 m ü. M. und weist eine Horizontaldistanz von 800 m auf. Die Rutschung wird von beiden Seiten durch parallele Scherzonen begrenzt und ist 600-900 m breit. Die mittlere Neigung des Hanges beträgt 20°. Bei Bohrungen in diesem Gebiet konnte die Basisgleitfläche in einer Tiefe von rund 20-50 m lokalisiert werden. Das Rutschmaterial besteht aus unterschiedlichen Lockergesteinsschichten, die extrem heterogen sowohl in ihrem Aufbau, als auch in ihren bodenmechanischen Eigenschaften sind.

Die verschiedenen tektonischen Schichten werden als Hauptursache der Rutschung betrachtet. Die mesozoischen Sedimente der Bernina Decke werden über das kristalline Gestein der Err-Decke geschoben. Des Weiteren tragen auch die hydrologischen Verhältnisse zur Instabilität des Hanges bei. Unterschiedlich tief liegende Wasserträger mit unabhängigen Wasserständen wurden beobachtet. Der Scherwiderstand des Bodens wird durch die Porenwasserdrücke, die während des Jahres schwanken, beeinflusst.

Im Bereich, wo sich die Rutschung der Via Maistra nähert, wird die Strasse jedes Jahr ca. 0.5 cm schmäler. Von der Via Maistra nimmt die jährliche Verschiebungsrate Hang aufwärts zu (Bild 2b). Die Verschiebungen wurden jedoch nur im überbauten Gebiet gemessen. Aus den bis jetzt vorhandenen Messungen lässt sich nicht schliessen, ob sich die Brattas Rutschung und der Gianda Laret Bergsturz gegenseitig beeinflussen.

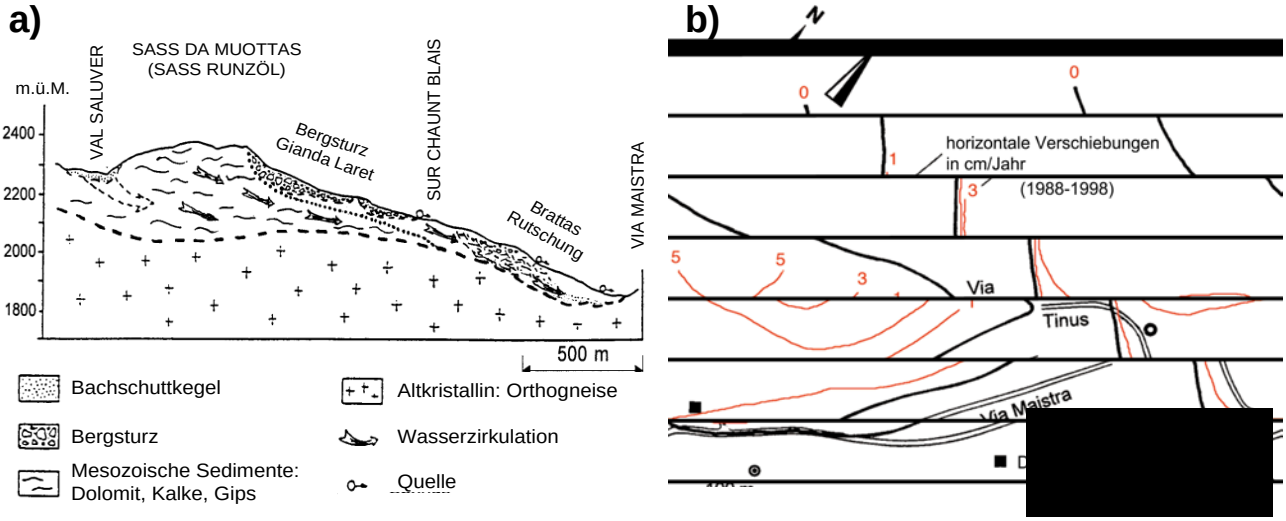


Bild 2: a) geologisches Profil nach Müller und Messina [1], b) jährliche Verschiebungen im unteren überbauten Gebiet der Rutschung nach Schlüchter [2]

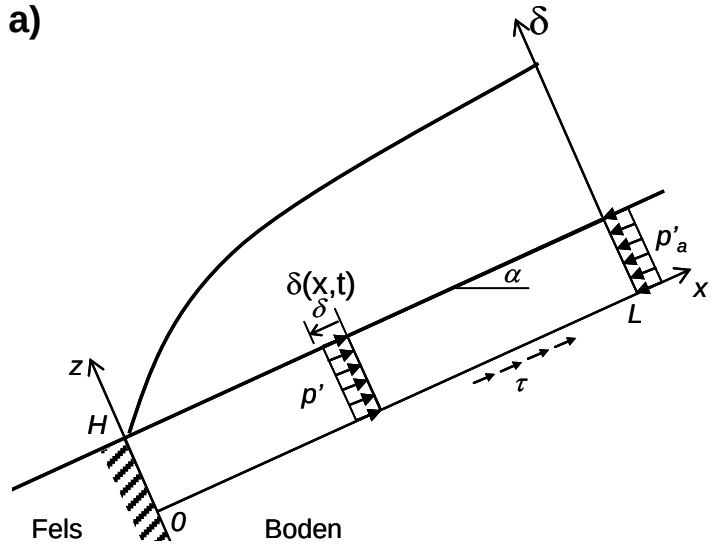
1.1.2 Näherungsmethode zur Analyse der Langzeitstabilität

Für die Betrachtung der Verschiebungen und der Langzeitstabilität wurde ein einfaches Modell für einen am Hangfuss begrenzten Rutschhang verwendet (Bild 3a, nach Puzrin und Sterba [3]). Das ungewöhnliche an dieser Rutschung ist die Tatsache, dass diese am Fuss durch einen Felsriegel gestoppt wird und dadurch die Verschiebungsgeschwindigkeiten mit der Zeit abnehmen. Dies könnte zum voreiligen Schluss verführen, dass der Hang sich nach unbekannter Zeit stabilisieren wird. Tatsächlich jedoch verringert sich der Scherwiderstand an der Gleitfläche durch die Verlangsamung der Rutschung, was zu einer Zunahme des Erdrucks am Hangfuss und schlussendlich zum Versagen führen könnte.

In diesem einfachen Modell wird der Kriechhang als ein „Dehnmessstreifen“ betrachtet. Der Sicherheitsfaktor wird als Verhältnis des passiven Erddrucks und des maximal auftretenden Erddrucks am Hangfuss berechnet. In den Formeln im Bild 3b (nach Puzrin und Sterba [3]) stehen p'_a und p'_p für den aktiven und passiven Erddruck, die sich mit den zugehörigen Bodenparametern berechnen lassen; der Faktor b/a kann durch eine Anpassung einer analytischen Kurve an die geodätisch gemessenen Verschiebungen entlang der Rutschung berechnet werden (nach Puzrin und Sterba [3]). Falls die Sicherheit gegen Versagen am Hangfuss grösser als eins ist, lassen sich die Endverschiebungen bestimmen. Der hierfür nötige Parameter c lässt sich durch die Anpassungen einer Kurve als Funktion der Zeit an die gemessenen Daten bestimmen. Liegt hingegen der Sicherheitsfaktor unter eins, so lässt sich der Versagenszeitpunkt abschätzen. Dafür wären jedoch zusätzlich Erddruckmessungen am Hangfuss nötig.

Damit dieses Modell für die Brattas Rutschung verwendet werden kann, sind weitere Messungen im oberen und mittleren Bereich des Brattas Hanges nötig. Insbesondere soll damit auch abgeklärt werden, in wie weit der Gianda Laret Bergsturz die Brattas Rutschung beeinflusst. Diese zusätzlichen Daten können auch helfen die Lage der oberen Begrenzung der Rutschung sowie die dort vorherrschenden Bedingungen zu definieren.

Zu diesem Zweck wurde im 2006-2008 ein umfangreiches Untersuchungsprogramm erarbeitet und teilweise schon ausgeführt.



b)

Sicherheitsfaktor

$$F_s = \frac{p'_p}{p'(0,\infty)} = \frac{1-2b/a}{p'_a/p'_p}$$

Endverschiebung (falls F_S>1)

$$\delta_\infty(x) = \frac{\delta_M(x)}{1-\exp(-c(t_M - t_1))}$$

Versagenszeitpunkt (falls F_S<1)

$$t_f = t_0 + \frac{1}{c}\ln\frac{\Delta p'/p'_p}{(1-e^{-c\Delta t})(1/F_s - 1)}$$

Bild 3: a) Model des Hanges, b) aus dem Model gewonnene Gleichungen nach Puzrin und Sterba [3]

1.2 Geodätische Feldmessungen

Während des Untersuchungsprogrammes im Sommer 2006 wurde ein neues Raster von Messpunkten im Gianda Laret Bergsturz und der Brattas Rutschung angelegt. Im Übergangsbereich der beiden Gebiete wurde das Netz verdichtet (Bild 4a). Die Folgemessungen haben in den Jahren 2007 und 2008 stattgefunden, womit eine Bestimmung der verschiedenen Verschiebungsgeschwindigkeiten über den gesamten Hang möglich war (Bild 4b). Die Geschwindigkeiten nehmen mit zunehmender Distanz vom Hangfuss kontinuierlich zu, aber nur in den unteren 800 m, d.h. bis zur wahrscheinlichen Grenze zwischen dem Bergsturz von Gianda Laret und der Brattas Rutschung im Bereich Sur Chaunt Blais (Bild 2a). Dies legt die Vermutung nahe, dass die beiden Gebiete Bergsturz Gianda Laret und Brattas Rutschung nicht miteinander verbunden sind. Die neu durchgeführte Berechnung der Sicherheit gegen Versagen am Hangfuss liegt nun zwischen 1.4 und 2.5, womit das Versagen ausgeschlossen wäre. Weitere Messungen sollen dies noch bestätigen.

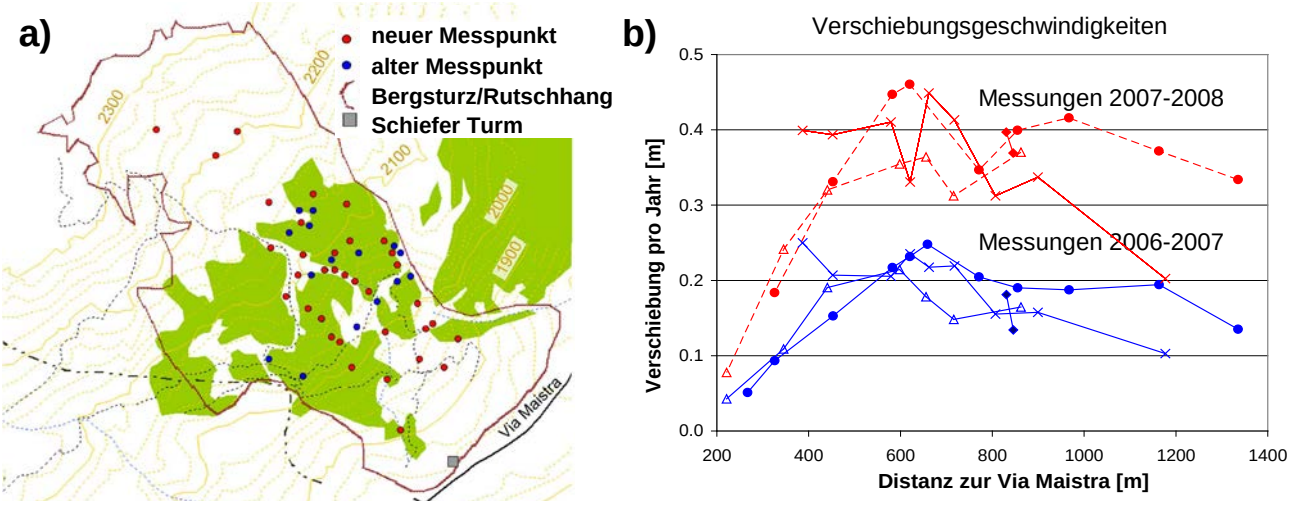


Bild 4: a) Lage der Messpunkte, b) Geschwindigkeitsverlauf entlang des Hanges

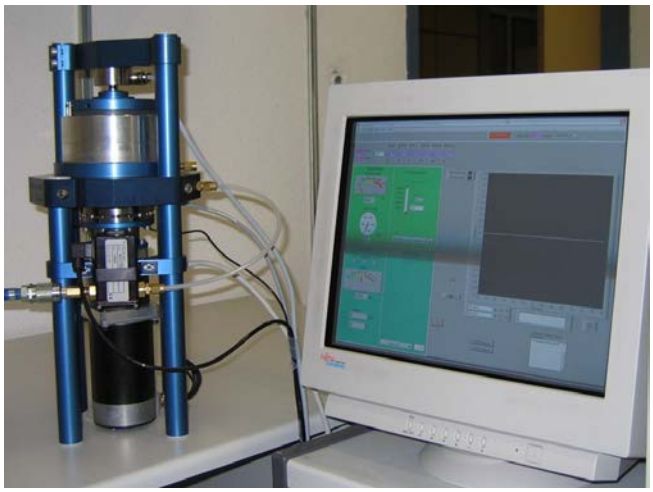
1.3 Labor- und Feldversuche

Eine genauere Stabilitätsberechnung erfolgt durch die FEM, die eine vertiefte Kenntnis der Bodenparameter voraussetzt. Die nötigen Parameter sind die Scherfestigkeit auf der Gleitfläche und die Steifigkeit der kriechenden Schicht und ihre Abhängigkeit vom Druck und der Verschiebungsgeschwindigkeit. Diese sind durch Labor- und Feldversuche zu bestimmen.

1.3.1 Bestimmung der Scherfestigkeit

Zur Ermittlung der Höchst- und Restscherfestigkeit sollen Ringscherversuche bei verschiedenen Geschwindigkeiten und Spannungen durchgeführt werden. Um die bestehenden Ringschergeräte im Bezug auf den Einbau und die Handhabung zu vereinfachen und eine bessere Reproduzierbarkeit zu erreichen, wurde ein neues Ringschergerät entwickelt (Bild 5a). Ein weiterer Schritt war die Minimierung des Verlustes durch Reibung in vertikaler Richtung während der Konsolidation und der Reibung zwischen den Ringen während dem Abscheren. Um die restliche noch vorhandene Reibung zu Quantifizieren, wird einerseits der Druck oben und unten an der Probe gemessen und andererseits die Reibung zwischen den Ringen vor und nach jedem Versuch bestimmt.

a)



b)

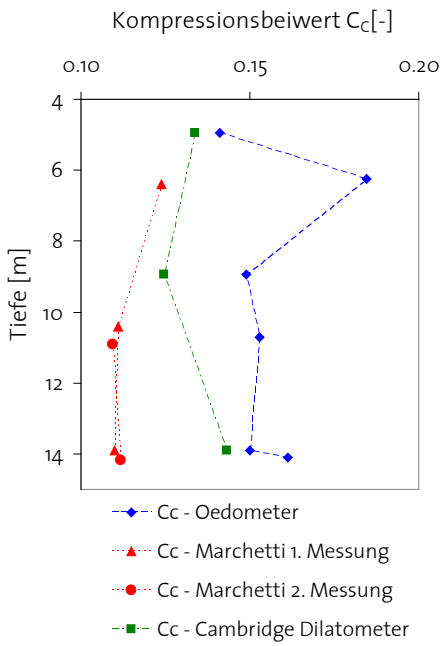


Bild 5: a) Computer gesteuertes Ringschergerät, b) Vergleich der Dilatometerversuche.

1.3.2 Bestimmung der Steifigkeit

Zur Ermittlung der Steifigkeit wurden Oedometerversuche durchgeführt. Für die Durchführung der Oedometerversuche musste der Anteil grösser als 4mm ausgesiebt werden (ca. 30 % des Probenmaterials), dadurch zeigen die Oedometerversuche ein eher zu weiches Verhalten des Bodens. Deswegen wurden noch zwei Arten von Dilatometer Tests zur Bestimmung der Bodensteifigkeit in unterschiedlichen Tiefen in einem Bohrloch in der Nähe des Schiefen Turms durchgeführt.

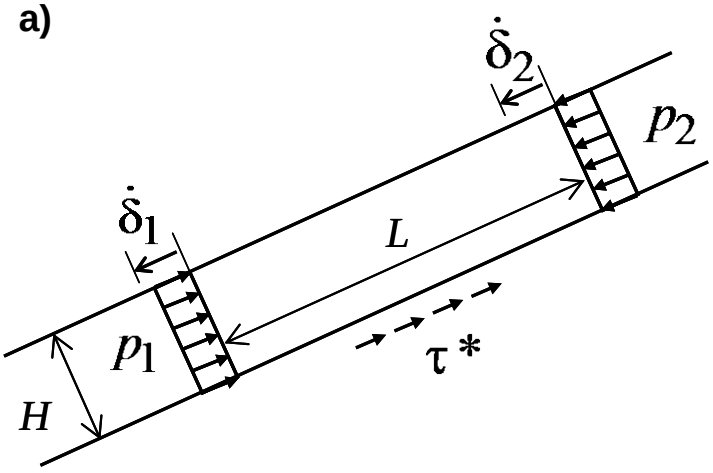
Das erste Gerät war der Cambridge Dilatometer: Ein zylinderförmiges Prüfgerät bestehend aus einer zylinderförmigen aufblasbaren Gummimembran mit Wegaufnehmern, das in das vorgebohrte Bohrloch eingeführt wird. Das zweite Messgerät war der Marchetti Dilatometer: Dieses Gerät besteht aus einer spatenfömigen Prüfspitze mit einer runden flachen aufblasbaren Stahlmembran. Diese Prüfspitze wurde am Bohrlochende bis zu einem Meter tief in den Boden gepresst. Es war das erste Mal, dass diese beiden Methoden in solch schwierigen Bodenverhältnissen (Ton, Silt, Kies und Steine vermischt) erfolgreich eingesetzt werden konnten. Der Vergleich (Bild 5b) der Dilatometermessungen untereinander und mit den Oedometerversuchen hat gezeigt, dass die Messungen mit dem Cambridge Dilatometer wegen dem vorgängigen Bohren generell ein zu weiches Verhalten widerspiegeln. Die Messungen mit dem Marchetti Dilatometer hingegen zeigen ein etwas zu steifes Verhalten des Bodens, da das Einpressen des Spatens zu einer zusätzlichen Verdichtung des Bodens führt. Die Oedometer Versuche hingegen zeigen wieder ein eher zu weiches Verhalten des Bodens. Somit liegt die tatsächliche Steifigkeit zwischen den Marchetti und Cambridge Dilatometer Versuchen.

1.3.3 Rückrechnung von Bodenparametern aus Feldmessungen

Bei den FE-Stabilitätsberechnungen werden die in Labor- und Feldversuchen bestimmten Bodenparameter verwendet. Die Schwierigkeit liegt in der unterschiedlichen Deformationsgeschwindigkeit der Versuche und der Wirklichkeit. Die Versuche werden bis 100-mal schneller als die tatsächlichen Kriechgeschwindigkeiten (1-10 cm pro Jahr) durchgeführt. Deswegen wäre es vorteilhaft diese Parameter durch eine Rückrechnung von tatsächlichen Kriechbewegungen zu überprüfen. Dazu wird der gesamte Hang als eine Art Dehnmessstreifen betrachtet (Bild 6a), so lassen sich folgende Parameter zurückrechnen (Bild 6b): die Steifigkeit der

kriechenden Schicht (E), der Reibungswinkel der Scherfläche (φ'). Hierfür sind nicht nur Inklinometermessungen, Piezometermessungen und geodätische Messungen nötig, sondern auch die Messungen von Erddruckänderungen (Δp). Diese Erddruckänderungen zu messen ist jedoch schwierig, aber neue Sensortechnologien können hier hilfreich sein.

a)



b) Scherfestigkeit:

$$\Delta\tau^* = \frac{H}{L}(\Delta p_2 - \Delta p_1)$$

$$\tan\varphi'_r = -\frac{\Delta\tau^*}{\Delta u}$$

Steifigkeit:

$$E = \frac{\Delta p}{\Delta\varepsilon} \qquad \Delta\varepsilon = \frac{\dot{\delta}_2\Delta t - \dot{\delta}_1\Delta t}{L}$$

$$\Delta p = \frac{\Delta p_2 + \Delta p_1}{2}$$

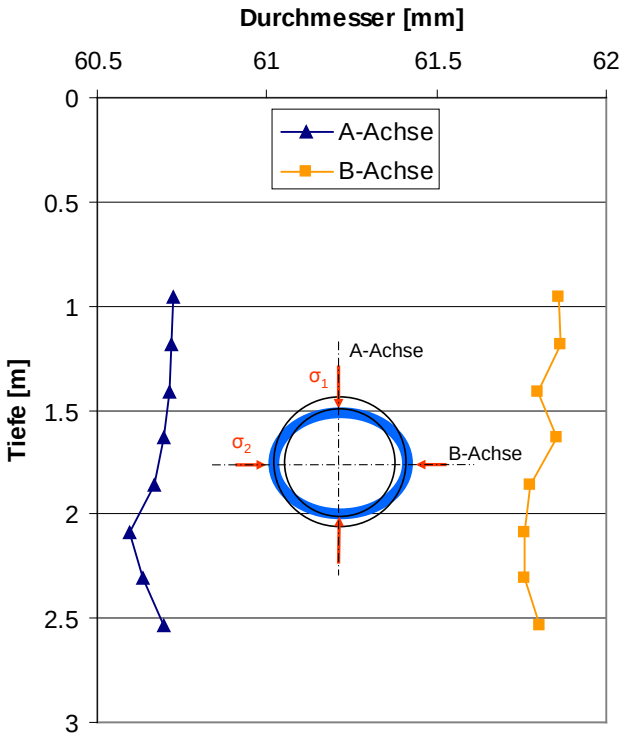
Bild 6: a) Model zur Rückrechnung von Bodenparametern, b) Berechnung der Bodenparametern

2 Neue Sensortechnologien

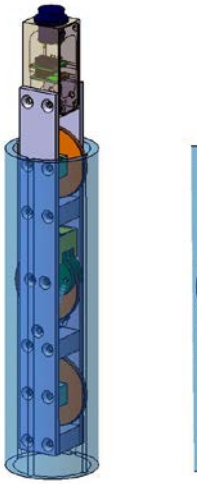
2.1 Erddruckmessungen

Da die meisten Rutschhänge mit Inklinometerrohren ausgestattet sind, war es naheliegend diese Rohre noch für zusätzliche Messungen zu benutzen. Da auch auf diese Rohre der Erddruck wirkt, lässt sich durch die Änderung des Durchmessers der Rohre auf den herrschenden Druck schliessen (Bild 7a).

a) Durchmesser über die Rohrtiefe hinweg



b)



c)

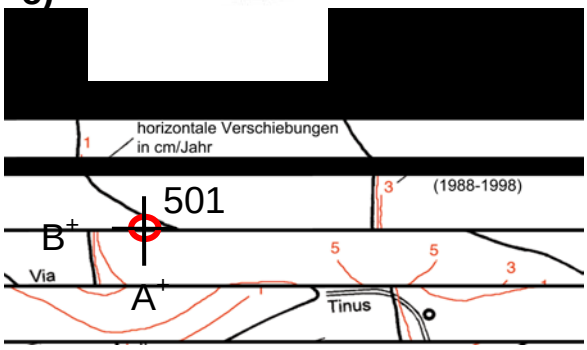


Bild 7: a) Messung eines deformierten Inklinometerrohres mit Spannungsachsen, b) am Institut entwickeltes Messgerät, c) Standort des Inklinometerrohres.

Dafür wurde eine Sonde gebaut (Bild 7b), welche in den Rillen geführt nach unten gleitet und fortlaufend die Inklination, den Wasserdruck und den Durchmesser misst. Eine Vielzahl von zusätzlichen Einflüssen: Rohreigenschaften, Bettung des Rohres, Biegung des Rohres etc. wird im Rahmen einer Doktorarbeit am IGT genauer untersucht. Erste Versuche wurden im Herbst 2008 in St. Moritz (Bild 7c) durchgeführt. Die Ergebnisse (Bild 7a) zeigen eine starke Spannungsanisotropie in der Kompressionszone des Rutschhanges.

2.2 Bestimmungen der Grenzen

Eine weitere neue Anwendung ist die Glasfasertechnik zur Bestimmung der seitlichen Ausdehnung der Rutschung innerhalb des bebauten Gebietes. Aufgrund der Bauvorschriften der Gemeinde von St. Moritz ist das Bauen innerhalb des Rutschgebietes deutlich teurer und komplexer als ausserhalb. Die westliche Begrenzung der Rutschung durchschneidet das Dorf von St. Moritz und kann durch geodätische Messungen nicht genau lokalisiert werden. Dies führt zu einer gesetzlichen und technischen Unsicherheit bei Baugesuchen auf den Parzellen, die an der Grenze zwischen beweglichem und ruhendem Gebiet sich befinden. So eine unklare Übergangszone stellt die westliche Begrenzung der Rutschung bei der Via Tinus dar (Bild 2b). Es wurde entschieden die Strasse Via Tinus als einen riesigen Dehnmessstreifen zu verwenden. Zu diesem Zweck wurde ein 88 m langes Glasfaserkabel in einen 7 cm tiefen Schlitz eingelegt (Bild 8a) und mit dem Strassebelag verklebt. Erste Messungen im darauffolgenden Jahr zeigten eine etwa 15 m lange Scherzone (Bild 8b), die etwa in einem 45° Winkel zur Strasse verläuft. Die Verschiebung über die ganze Scherzone beträgt ca. 2 cm, was mit vorgängigen geodätischen Messkampagnen aus den Jahren 1998 und 2006 übereinstimmt.

Des Weiteren wurden Mikro-Anker entwickelt um dieselbe Technik auch unabhängig von Asphaltstrassen anwenden zu können. Die ersten Versuche mit den Mikro-Ankern geschahen im Rahmen einer Masterarbeit am Institut für Geotechnik. Im Sommer 2008 wurde das erste mit Ankern fixierte Kabel in St. Moritz in einem Naturweg eingebaut. Erste Resultate werden voraussichtlich im kommenden Frühling vorliegen.

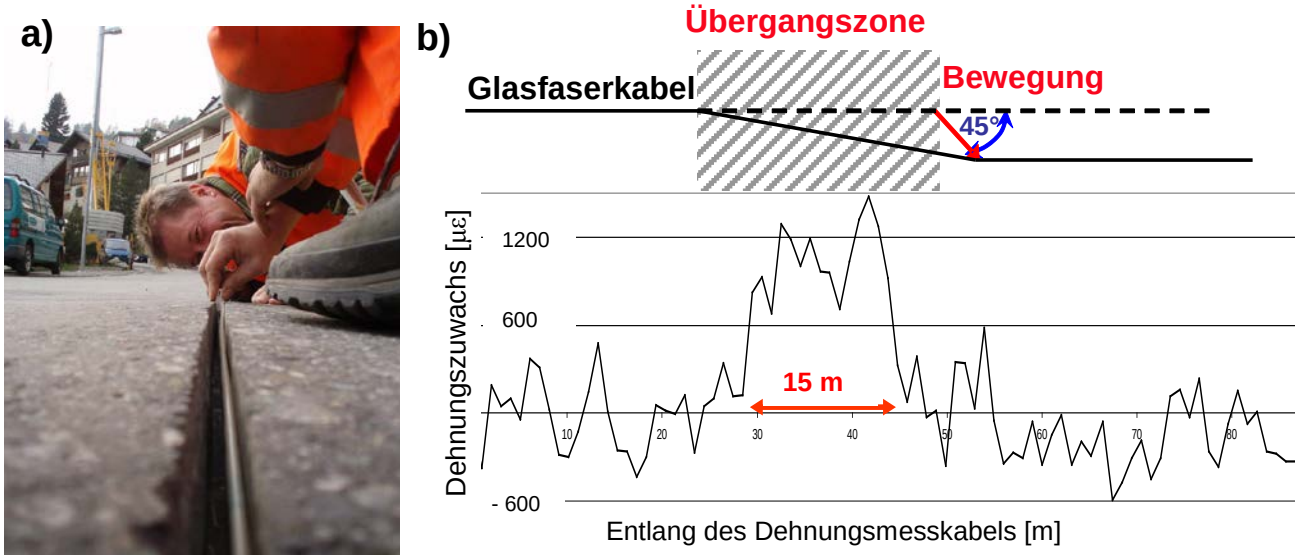


Bild 8: a) Einbau des Glasfaserkabels in der Strasse, b) Interpretation und Dehnungsmessungen im Kabel

Da im gesamten Bereich des überbauten Brattas Hanges Inklinometerrohre eingebaut wurden, die teilweise schon abgeschert sind, besteht eine weitere Idee mit Hilfe von Glasfaserkabeln diese zum heutigen Zeitpunkt abgescherten Inklinometerrohre (für Inklinometersonden nicht mehr durchgängig) wieder funktionstüchtig zu gestalten. Zu diesem Zweck wurde in einem Inklinometerrohr bei der Kreuzung Via Tinus - Via Maistra (Bild 2b) Glasfaserkabel eingebaut und das Rohr ausinjiziert. Die ersten Folgemessung des Glasfaserkabels wies auf eine Scherfläche in 6-7 Metern hin, was mit den alten Inklinometermessungen übereinstimmt (Bilder 9a und 9b). Ebenfalls die Grösse der Verschiebung, die aus den Dehnungen im Glasfaserkabel zurückgerechnet wurde, liegt im Bereich der früheren Inklinometermessungen.

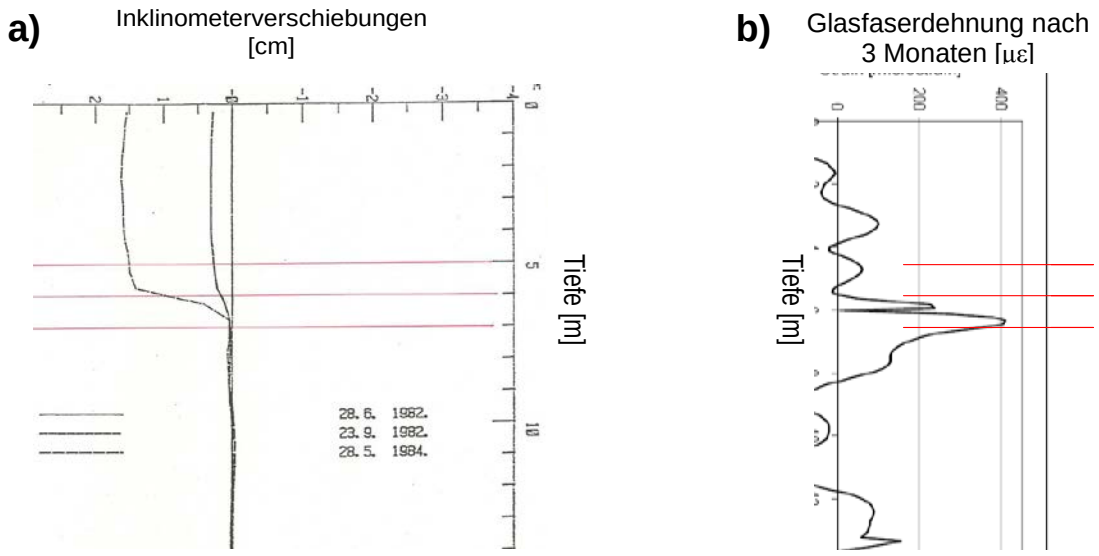


Bild 9: a) Inklinometermessungen aus den Jahren 1982-1984, b) Glasfaserdehnung im selben Inklinometerrohr aus dem Jahr 2008

3 Zusammenfassung

Die langfristige Stabilität des Brattas Kriechhanges muss noch weiter untersucht werden. Die Abschätzung des Sicherheitsgrades erfolgt durch Rückrechnungen mit Hilfe einer Näherungsmethode, die die jährlichen Verschiebungen des Kriechhanges benutzt. Die Verschiebungen sollen entlang des gesamten Hanges gemessen werden. Genauere Abschätzung des Sicherheitsgrades erfolgt durch FE-Stabilitätsberechnungen, die die Kenntnis der Bodenparameter verlangen. Die Bodenparameter werden durch Labor- und Feldversuche bestimmt. Hierbei darf die Versuchgeschwindigkeit nicht ausser Acht gelassen werden und Versuchsresultate sind durch Rückrechnungen zu überprüfen. Die modernen Sensortechnologien bieten die Möglichkeit von neuen Überwachungsmethoden des Kriechhanges an.

4 Danksagung

Die Autoren möchten an dieser Stelle den zahlreichen Helfern, die an diesem Forschungsprogramm teilgenommen haben, danken: den Studenten Pascal Minder, Damian Senn, und Sebastian Villiger; den Doktoranden Dominik Hauswirth, Michael Iten, Erich Saurer, Markus Schwager und Rolf Zumsteg; den wissenschaftlichen Mitarbeitern Dr. Markus Caprez, Dr. Sophie Messerklinger, Dr. Jacqueline Tront und Dr. Michael Plötze; den Mitarbeitern der Werkstatt und dem Laboranten ohne deren Hilfe eine Umsetzung der noch so „verrücktesten“ Ideen erst gar nicht möglich wäre: Ernst Bleiker, Heinz Buschor, Fredy Ehrbar, René Rohr und Adrian Zweidler.

Des Weiteren geht ein grosser Dank an die Gemeinde von St. Moritz und insbesondere Herrn Pietro Baracchi für die freundliche Unterstützung während der verschiedenen Messprogramme.

Die Forschung wurde teilweise durch einen VSS/ASTRA Fond "Strasse-Erdrutsch Interaktion" unterstützt, wobei ein anderer Teil durch ein KTI-Projekt zwischen der ETH Zürich, Omnisens und Brugg Cables getragen wurde.

5 Literatur

[1] Müller und Messina (1992) „Geotechnisches Gutachten 1992, Rutschung Sass Runzöl-Brattas, St. Moritz“ *Büchi und Müller AG, beratende Geologen SIA/ASIC.*

[2] Schlüchter, Ch. (1988) „Instabilities in the area of St. Moritz, Switzerland – Geology, chronology, geotechnology“ *Proc. of the fifth international symposium on landslides, Lausanne 10.-15. July 1988*, 1375-1380.

[3] Puzrin, A. M. and Sterba, I. (2006) “Inverse long-term stability analysis of a constrained landslide.” *Geotechnique,* 56, No. 7, 483–489.

Autoren:

Alexander M. Puzrin, Professor für Geomechanik
Ivo Sterba, wissenschaftlicher Mitarbeiter
Andreas Schmid, Doktorand
Institut für Geotechnik der ETH Zürich
Zürich

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Raumplanung und Baubeschränkung am Beispiel der Hangrutschung Triesenberg

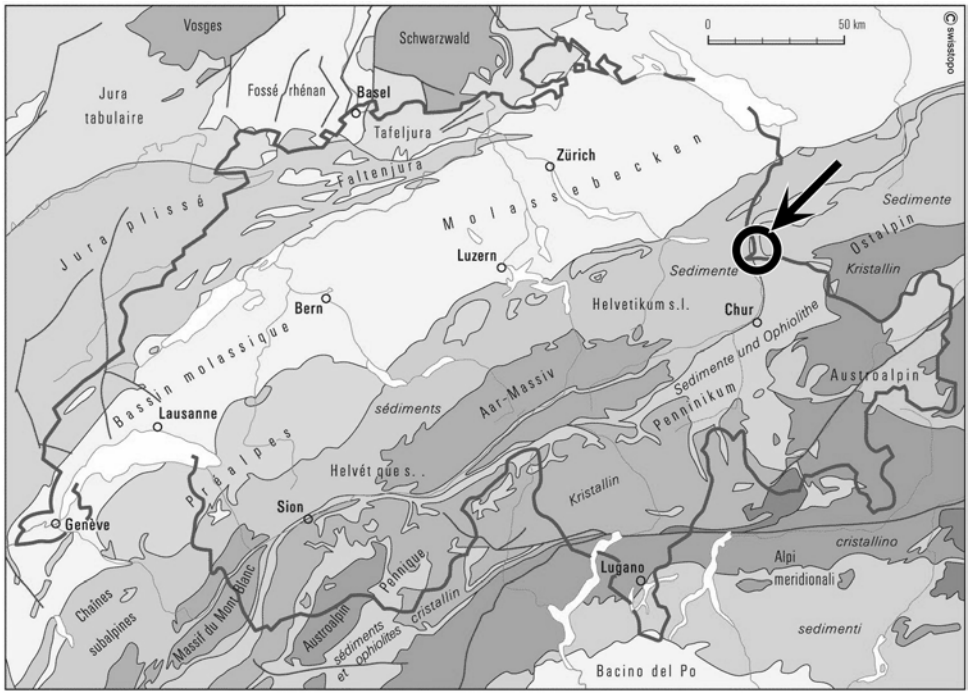
Emanuel Banzer
Dr. Riccardo Bernasconi

Raumplanung und Baubeschränkung am Beispiel der Hangrutschung Triesenberg

1 Einführung

1.1 Ausgangslage und bisherige Untersuchungen

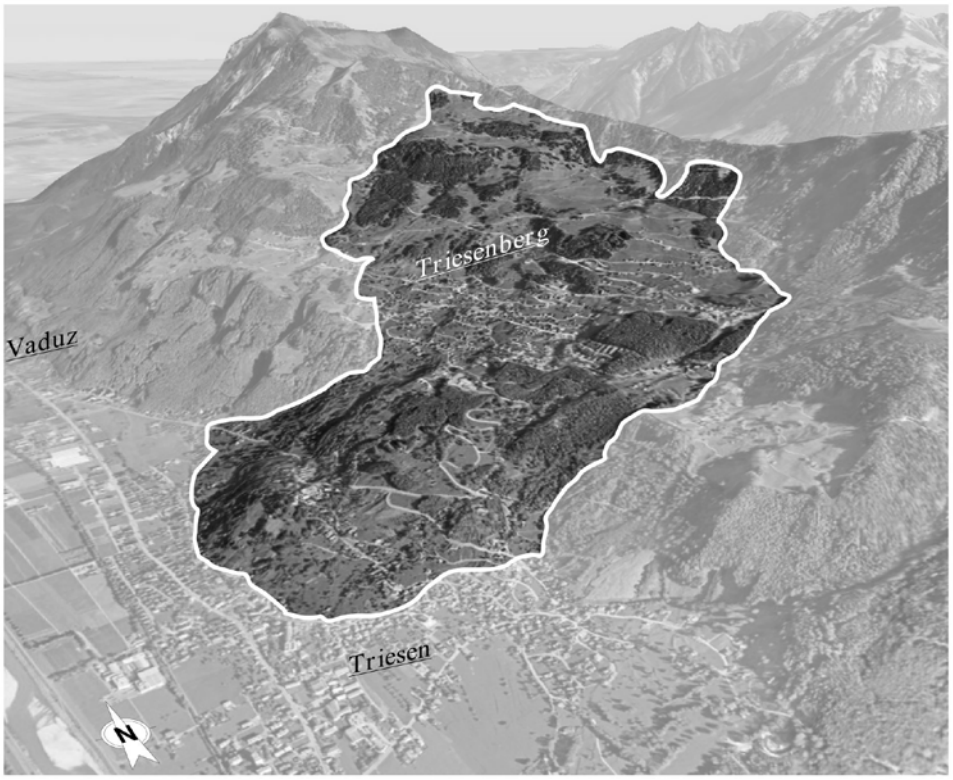
An der rechten Flanke des Rheintales, zwischen Balzers und Vaduz, befindet sich eines der grössten und kompliziertesten Rutschgebiete der Alpen: Die Grossrutschung von Triesenberg mit einem Gesamtvolumen von rund 400 Mio m^3 (Bilder 1 und 2). Es handelt sich um eine sogenannte "tiefgründige Rutschung", bei der Gesteinspakete mit einer Mächtigkeit von mehreren Metern bis Dekametern in Bewegung sind. Die instabile Masse beginnt unmittelbar unterhalb des Felskammes, welcher das Rheintal vom Hochtal der Samina abgrenzt und erstreckt sich über eine Breite von ca. 1.4 bis 2.0 km bis ins Rheintal. Von der Rutschbewegung betroffen sind das Dorf Triesenberg, ein Teil des Dorfes Triesen sowie die Verbindungsstrasse ins Gebiet Malbun.



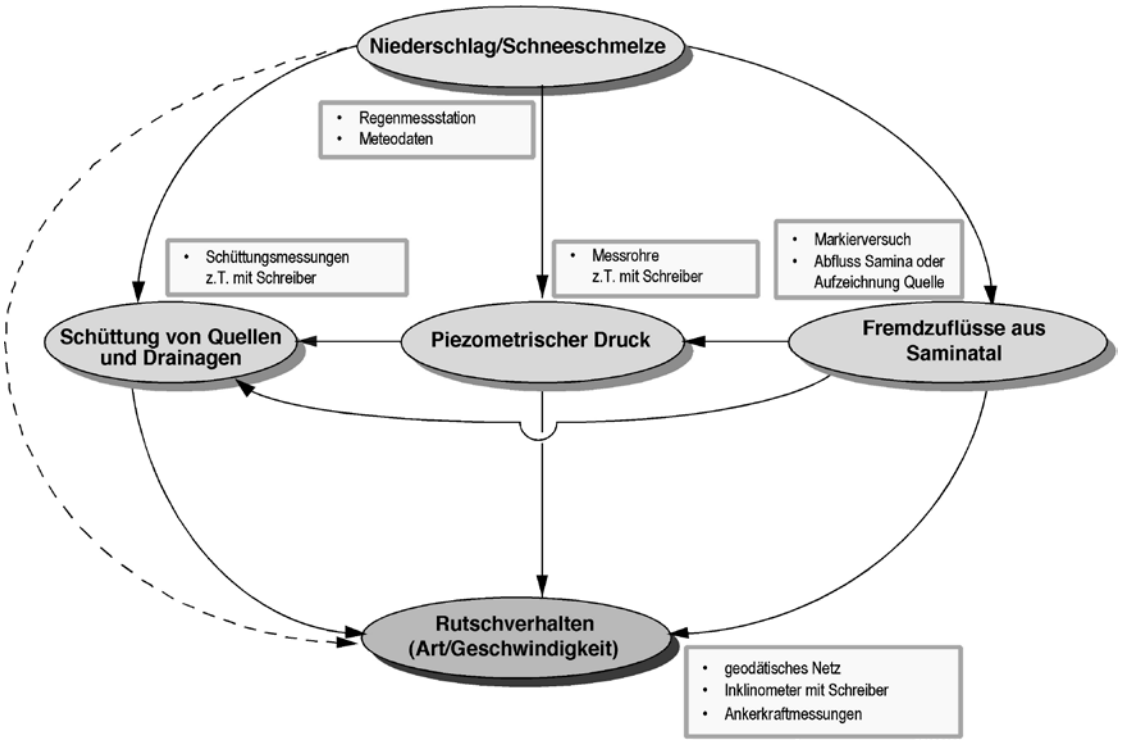
(Bild 1) Geographische und geologische Lage (geologische Übersichtskarte der Schweiz, © swisstopo)

Die ersten systematischen geologischen Untersuchungen des Rutschhangs wurden von Prof. Franz Allemann in den 50er Jahren des 20. Jahrhunderts durchgeführt ([1] [2] und [3]). Seit 1978 wurde die Rutschbewegung mit geodätischen Messungen überwacht [5]. Gefahrenkartierungen und die Ausscheidung der allgemeinen Gefahrenkarte für die Gemeinden Triesen und Triesenberg sind in den Jahren 1998 bis 2002 erfolgt [11] und [12].

Seit längerem war ein Zusammenhang zwischen der Hangrutschung und deren Wasserhaushalt erkannt worden. Zur Sanierung der Grossrutschung wurde daher 1991 ein Entwässerungsprojekt ausgearbeitet [4], das mit umfangreichen oberflächlichen oder oberflächennahen Entwässerungen in Form von Drainagen und Rigolen den Eintrag von Meteorwasser in den Untergrund hätte verringern sollen. Damit sollte der Wasserhaushalt der Rutschmasse geschmälert und als Folge eine Stabilisierung der Rutschmasse erreicht werden. Das vorgeschlagene umfangreiche Entwässerungsprojekt erschien aus zwei Gründen problematisch: Einerseits waren die veranschlagten Baukosten hoch und der voraussichtlich erforderliche Unterhalt der Bauwerke aufwändig und andererseits waren die Erfolgsaussichten der vorgeschlagenen Massnahmen für die Rutschsanierung fraglich, da das vorgeschlagene Projekt hydrogeologisch nicht untermauert war.
Das Tiefbauamt des Fürstentums Liechtenstein ordnete deshalb zuerst eine detaillierte hydrogeologische Untersuchung des Rutschgebiets an, mit welcher der geologische Aufbau der Rutschmasse und insbesondere die herrschenden Grundwasserverhältnisse sowie deren Zusammenhang mit der Rutschdynamik näher erkundet werden sollten [6] (vgl. Bild 3).



(Bild 2) Ansicht des Untersuchungsgebiets



(Bild 3) Schema der angewendeten Überwachungsstrategie

2 Beschreibung der Rutschung

2.1 Felsuntergrund

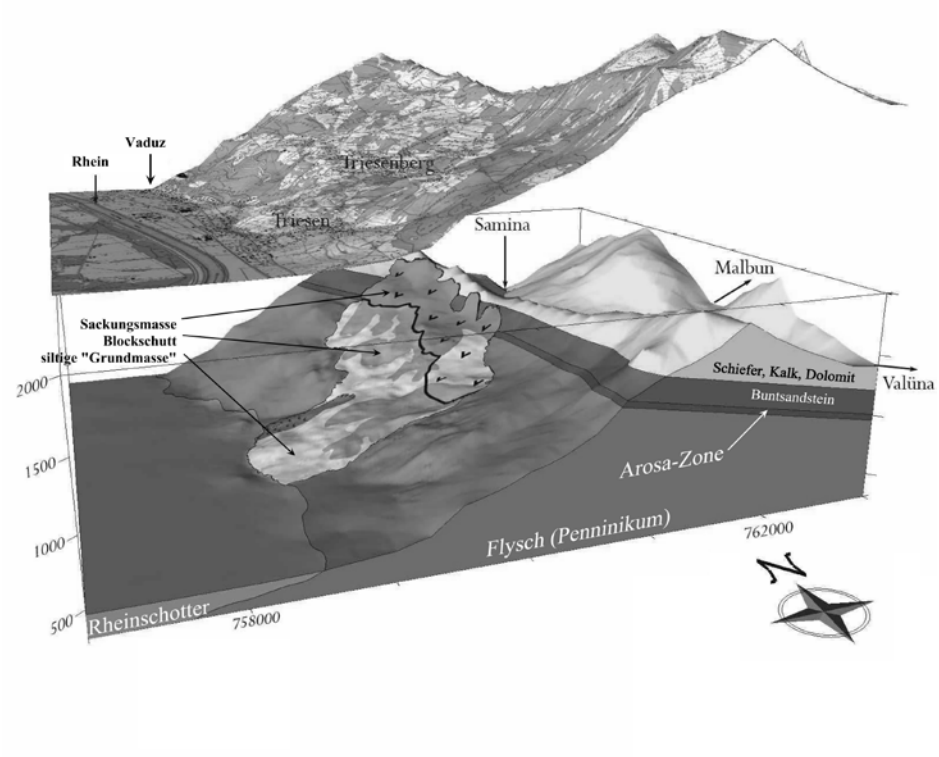
Der Felsuntergrund der Ostflanke des Rheintals ist im fraglichen Abschnitt vom tektonischen Kontakt zwischen den Gesteinsschichten des Penninikums und des Oberostalpins geprägt. Im Rutschgebiet ist der anstehende Fels bis weit hinauf durch die Sackungs- und Rutschmasse überdeckt. Eindeutig anstehender Fels (Muschelkalk) ist erst im Steilhang oberhalb der Terrassen von Gnalp und Silum zu finden. Unter der Rutschmasse wird der grösste Teil des Felsuntergrundes, von der Talebene bis auf ca. 1'200 m.ü.M., von penninischen Flyschabfolgen (Triesen-Flysch) aufgebaut (Bild 4).

2.2 Aufbau der Rutschmasse

Die Mächtigkeit der Lockergesteinsmasse ist im Rutschgebiet schlecht bekannt. Im Zentrum von Triesenberg wurde in früheren Untersuchungen eine Mächtigkeit von mehr als 80 m nachgewiesen [3], wobei heute nur die oberste, 15 m bis 20 m mächtige Schicht Rutschbewegungen unterworfen ist. An steilen Hanglagen sind bei aussergewöhnlich nasser Witterung sekundäre, untiefe Abrutschungen oder das Ausbrechen von Hangmuren möglich. Vereinfacht kann die Rutschmasse in drei Bereiche gegliedert werden, welche weitestgehend mit der morphologischen Gliederung übereinstimmen:

2.2.1 "Sackungsmassen"

Der oberste Teil der Rutschmasse besteht aus einer Reihe von Felssackungen, die von Norden nach Süden treppenartig abgesetzt sind und die morphologisch deutlich erkennbare Terrassen bilden. Der versackte Fels besteht in der Regel aus Buntsandstein und Muschelkalk, welche in einer normalen stratigraphischen Abfolge, wie im nicht verrutschten Fels vorliegen. Die versackten Partien weisen grosse zusammenhängende Schichtpakete auf, die gegenüber dem anstehenden Fels bis über 100 m talwärts verschoben worden sind. Die Orientierung der Schichtflächen weicht nur geringfügig von der Schichtung der anstehenden Felspartien ab (keine Rotation). Die nördlichste Sackung im Gebiet "Silum", welche die geringste Verschiebung erfahren hat, bildet ein grosses zusammenhängendes Paket und ist am deutlichsten als Sackungsmasse zu erkennen [3]. An den steilen, talseitigen Fronten dieser Sackungspakete sind die Schichtköpfe des Muschelkalk-Felses sichtbar. Eigentliche Felsaufschlüsse von Buntsandstein sind nur wenige auszumachen; von diesem kann am Fuss der Sackungspakete in der Regel lediglich zerrütteter und verstürzter Blockschutt gefunden werden.



(Bild 4) Geologisches Blockdiagramm

2.2.2 "Blockströme"

Diese Bereiche sind daran erkennbar, dass sie bewaldet sind und dass an der Oberfläche häufig Hang- und Blockschutt anzutreffen ist. Sie setzen unmittelbar am Fuss der Sackungsmassen an und erstrecken sich zungenförmig über mehrere hundert Meter talwärts. In der geophysikalischen Karte [7] zeichnen sich solche Blockströme durch vergleichsweise hohe elektrische Widerstände aus. Die geophysikalische Kartierung hat die genaue Abgrenzung dieser Blockströme ermöglicht, auch in Gebieten, wo diese morphologisch nicht erkennbar sind. So hat sich gezeigt, dass die Zungen der Blockströme im Allgemeinen weiter hangabwärts reichen als bis anhin angenommen. Die Blockströme bestehen vorwiegend aus grobkörnigem Material (Sand, Kies und Steine), liegen oberflächlich und weisen nur eine beschränkte Mächtigkeit von meist weniger als 20 m auf. Gegen unten und seitlich sind die Blockstromzungen in einer Grundmasse von feinkörnigem Mischschutt eingebettet (s. unten).

2.2.3 "Grundmasse"

Die übrigen Flächen des Rutschgebietes (ca. 60 – 70 %) weisen schwere, lehmige Böden auf, welche mehrheitlich von Wiesen bedeckt sind. Der Untergrund besteht aus stark tonig-siltigem und sandigem Mischschutt, der mehrheitlich aus verwitterten Flyschgesteinen entstanden sein dürfte. Diese Bodenbeschaffenheit ist hauptsächlich im Stirnbereich der Rutschmasse sowie zwischen den "Blockströmen" im zentralen Teil des Rutschgebietes anzutreffen.

2.3 Hydrogeologische Verhältnisse

Das herausragendste hydrologische Merkmal des Rutschgebiets von Triesenberg sind die zahlreichen ertragsreichen Quellen. Die Abflussgerinne dieser Quellen bilden das hydrologische Netz im Rutschgebiet, Hinweise auf oberflächennahe Abflüsse wie Vernässungstellen oder ein fein verästeltes Entwässerungsnetz fehlen in den oberen und mittleren Bereichen völlig. Über weite Teile infiltriert das Meteorwasser direkt in den offensichtlich gut durchlässigen Untergrund und wird unterirdisch entlang von bevorzugten Abflussrinnen den bekannten Quellen zugeleitet. Einzig im unteren Bereich des Rutschhangs sind vermehrt vernässte Böden erkennbar, welche auf schlechtere Durchlässigkeiten und einen oberflächennahen Abfluss hindeuten.

Im Felsuntergrund ist vor allem der stark zerklüftete Buntsandstein als gut durchlässiger regionaler Grundwasserträger von Bedeutung. Auch der darüber liegende Muschelkalk gilt als durchlässig und zum Teil verkarstet. Die "Arosa-Zone" bildet hingegen den regionalen Grundwasserstauer, der das Grundwasser im Buntsandstein vom darunter liegenden, ebenfalls nur gering durchlässigen "Triesen-Flysch" abschirmt. Als direkte Wasseraustritte an der Ausbisslinie der Basis des Buntsandstein-Aquifers sind die gefassten Bergwald Quellen oberhalb des Dorfteils "Lavadina" (Triesenberg) bekannt.

Der Verlauf des Buntsandsteins und der darunter liegenden Staueroberfläche der "Arosa-Zone" sind von grosser Bedeutung für die Grundwasserzirkulation im Rutschhang von Triesenberg. Südlich des Rutschgebiets ist am Felshang die Ausbisslinie der "Arosa-Zone" gut zu erkennen. An dieser Stelle treten aus Felsklüfte mehrere ergiebige Quellen aus (Bergwald Quellen); gegen Norden verschwindet diese Grenze unter der Rutschmasse (vgl. Bild 3) und ist nördlich der Rutschmasse in den tektonisch verschuppten Einheiten des Ostalpins nicht mehr erkennbar. Der Verlauf der Ausbisslinie unter der Rutschmasse ist daher nicht genau bekannt, kann jedoch mit einer Projektion als subhorizontal verlaufende Linie vermutet werden. Vom Gebiet "Lavadina" bis ins Gebiet "Gädami" dürfte sie weitgehend unter der Sackungsmasse von Gnalp verlaufen, weiter gegen Norden dann eher unter der Lockergesteinsmasse am Fusse der Sackungsmasse von Silum. Allfällige Grundwasseraustritte aus dem Buntsandstein würden dort unterirdisch direkt in die entsprechenden Kompartimente der Rutschmasse ausfliessen.

In den Lockergesteinen der Rutschmasse weisen die Durchlässigkeiten starke Kontraste auf: Während der meist feinkörnige Mischschutt der "Grundmasse" nur wenig wasserdurchlässig ist, können die darin eingebetteten "Blockströme" als gut bis sehr gut wasserdurchlässig bezeichnet werden. Als potentiell wasserführende Zonen, welche die unterirdische Wasserzirkulation sammeln und kanalisieren, kommen vor allem die gut durchlässigen "Blockströme" in Betracht. In der Tat entspringen alle ertragsreichen Quellen im Rutschgebiet nahe dem unteren Ende oder am Rande solcher "Blockstromzungen".

Die Grundwasserzirkulation und die Zuströmung zu den Quellen sind insbesondere im mittleren und oberen Teil der Grossrutschung komplex und nur lückenhaft bekannt. Im Gebiet unmittelbar oberhalb des Dorfes

Triesenberg sind in allen ausgeführten Sondierbohrungen im untiefen Untergrund in 10 m bis 20 m Tiefe wasserführende Horizonte nachgewiesen worden [10]. Die darüber liegenden Lockergesteine sind bis zur Terrainoberfläche ungesättigt. Stellenweise sind diese Grundwasservorkommen gespannt, d.h. der durchlässigere Grundwasserleiter ist eingeklemmt zwischen wenig durchlässigem Mischschutt und der Wasserspiegel liegt höher als das Dach des Grundwasserleiters. Die Dynamik des Grundwassers dieser Horizonte steht in engem Zusammenhang mit dem Verhalten der regionalen Grundwasservorkommen, welche die grossen Quellen speisen [9].
Im mittleren und unteren Teil der Rutschung findet der grösste Teil der Wasserzirkulation in den obersten 10 m bis 20 m, innerhalb der aktiven Rutschmasse statt; im obersten Teil hingegen dürfte die tief liegende Basis der Sackungsmasse als Grundwasserleiter wirken.

Das zeitliche Verhalten des Grundwasserspiegels (Porenwasserdrucks) in den Piezometern und das Schüttungsverhalten der Quellen stehen in offensichtlichem Zusammenhang mit den Niederschlägen und dem Aufbau und Abschmelzen der Schneedecke im Berggebiet. Ausführliche Untersuchungen haben gezeigt, dass die Dynamik des Grundwassers in der Rutschmasse wesentlich von hydrologischen Vorgängen gesteuert wird, welche klar ausserhalb des rheintalseitigen Hangs von Triesenberg liegen. Einzugsgebiete in Höhenlagen oberhalb der Kammlage von Triesenberg spielen eine entscheidende Rolle bei der Speisung des regionalen Grundwasservorkommens [9]. Vor allem anlässlich von "extremen" Witterungsereignissen wie den aussergewöhnlichen Niederschlägen im August 2000 und im August 2005, sowie bei besonders markanten Schneeschmelzereignissen wie im Frühjahr 2000, ist der Einfluss von externen Einzugsgebieten auf die Grundwasserdynamik im Rutschgebiet auffallend. Die Ganglinien der Quellschüttung und des Porenwasserdrucks erfahren im April/Mai einen markanten Anstieg, der nicht mit Niederschlägen korreliert werden kann, sondern nur mit der Schneeschmelze in höher gelegenen Gebieten zu erklären ist (Bild 5).

Eine unterirdische Verbindung des Grundwassers aus dem hinter dem Kamm gelegenen Saminatal zu den rheintalseitigen Quellen im Rutschgebiet konnte mit einem Markierversuch im Winter 1999/2000 nachgewiesen werden [8]. Als möglicher Zuflussweg von Grundwasser vom Saminatal in die Rutschmasse von Triesenberg steht vor allem der Buntsandstein-Aquifer im Vordergrund. Austrittsstellen aus dem Buntsandstein in die Rutschmasse werden entlang der Ausbisslinie des Stauer-Horizonts der "Arosa-Zone" unter den Sackungspaketen des obersten Teils der Rutschmasse vermutet. Entlang von klüftigen Bruchzonen an der Basis der Sackungsmassen dürfte das Grundwasser bis zur Front dieser versackten Felspakete gelangen und dort in die durchlässigeren Bereiche ("Blockströme") der Lockergesteine der Rutschmasse fliessen.

2.4 Rutschverhalten und beobachtete Auswirkungen

2.4.1 Rutschbewegung

Dank langjährigen geodätischen Messungen und Messungen mit Inklinometern in der Rutschmasse (vgl. [4] und [9]) ist die Rutschbewegung der oberflächennahen, instabilen Schicht der Rutschmasse gut bekannt. Die durchschnittlichen Verschiebungsraten streuen von wenigen Millimetern/Jahr bis zu einigen Zentimetern/Jahr; lokale Beschleunigungen oder lokale Kollapse sind relativ spärlich; für die Hauptschäden im Rutschgebiet sind hauptsächlich differentielle Verschiebungsraten zwischen benachbarten Kompartimenten verantwortlich.

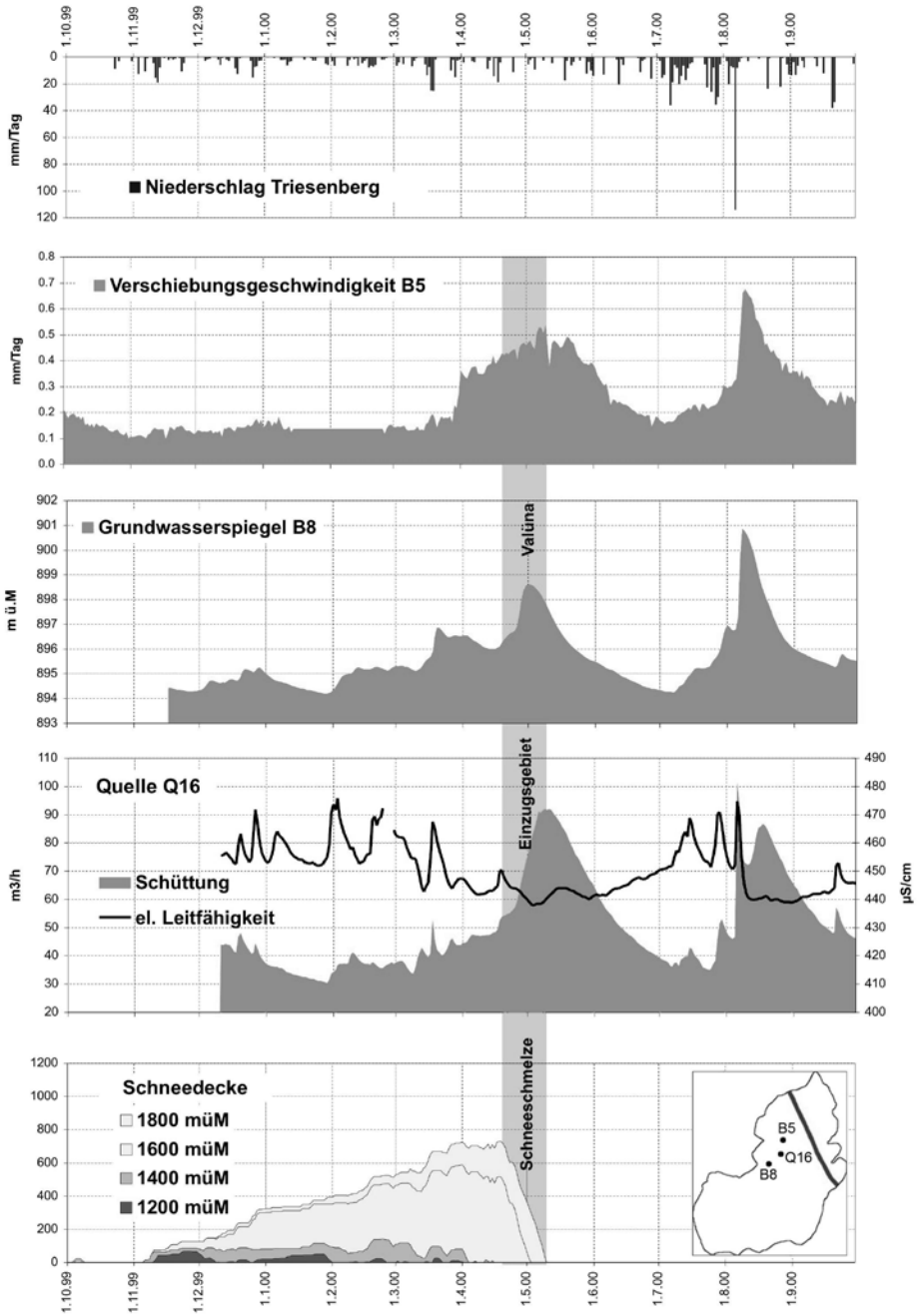
Im Bereich der Sackungsmassen ist die registrierte Rutschbewegung verhältnismässig langsam (< 1 cm/Jahr) und erfolgt mehrheitlich in der Richtung des Hanggefälles. Der aktive Rutschhorizont liegt unterhalb der einzelnen Sackungspakete vergleichsweise tief in 30 m bis mehr als 80 m Tiefe.

Auch im mittleren Bereich der Rutschung verläuft die Rutschbewegung im Hanggefälle, wobei mehrere Kompartimente mit stark unterschiedlichen Rutschgeschwindigkeiten auszumachen sind. Die Tiefe des aktiven Rutschhorizonts liegt meist 10 m bis 20 m unter der Oberfläche. Ein besonders kritischer Bereich befindet sich im Sektor unmittelbar oberhalb des Dorfes Triesenberg. In diesem Gebiet sind die Verschiebungsraten deutlich höher als in den umliegenden Gebieten (mehrere cm/Jahr) und es sind in der Vergangenheit wiederholt Beschleunigungsphasen beobachtet worden, welche kostspielige Schäden an der vorhandenen Infrastruktur verursacht haben.

Im untersten Bereich erfolgt die Basisgleitung entsprechend der Geometrie des frontalen Stauchwulstes radial und weist mehrheitlich geringe Verschiebungsraten auf. Sekundäre, oberflächennahe Rutschungen prägen aber um so stärker die Dynamik im Frontbereich der Rutschung. Diese morphologisch klar abgrenzbaren Rutschungen umfassen wenige Hektaren und sind zumeist das Resultat von lokalen Wasseraustritten. Mit Bewegungsintensitäten von bis zu 4 cm pro Jahr sind im Übergangsbereich zu weitgehend stabilen

Hangkompartimenten ausgeprägte differentielle Bewegungsmuster mit all ihren negativen Auswirkungen auf Bauten und Infrastrukturen zu beobachten.

Die tiefer liegenden Teile der mächtigen Lockergesteinsmasse dürften sich im Laufe der Zeit aus Überlagerungen von Rutschungen aufgebaut haben. Vergleiche von an der Oberfläche gemessenen Bewegungsraten (Geodäsie) mit Messdaten der Bewegung an aktiven Rutschhorizonten (Inklinometer) ergeben vergleichbare Verschiebungsraten, was bedeutet dass keine Bewegung unterhalb der beobachteten aktiven Rutschhorizonte stattfindet. Heute gilt die Abfolge von Lockergesteinen unterhalb von 10 m bis 20 m Tiefe bis zur Felsoberfläche als stabil.



(Bild 5) Ergebnisse der hydrogeologischen Überwachung bei ausgewählten Messstellen.

2.4.2 Zusammenhang zwischen Grundwasserdynamik und Rutschverhalten

Das Verhalten der Rutschbewegung steht in relativ engem zeitlichem Zusammenhang mit der Grundwasserdynamik: Beschleunigungen der Rutschbewegung treten stets dann ein, wenn die Porenwasserdrücke der Rutschmasse und die Quellschüttungen als Folge von hydrologischen Grossereignissen aussergewöhnliche Maxima verzeichnen (vgl. Ganglinen B5 und Piezometer, Quellen in Bild 5). Die für die Grundwasserreaktionen im Rutschhang von Triesenberg namhaft verantwortliche Grundwasserspeisung im Saminatal spielt offensichtlich auch eine wichtige Rolle bei den Ursachen von aussergewöhnlichen Beschleunigungsphasen, welche im Rutschgebiet zu besonderen Gefahrensituationen führen können.

In Zusammenarbeit mit der ETH Lausanne wurde 2004-2006 eine kombinierte hydrogeologische und geomechanische Modellierung der Hangrutschung durchgeführt. Ziel der Studie war eine Sensitivitätsanalyse, um zu ermitteln, inwiefern die Hangrutschung –gerade im Hinblick auf die klimatischen Entwicklungen– empfindlich auf Veränderungen des Wasserhaushaltes reagiert. Die Modellierung wurde im regionalen Massstab ausgeführt und erlaubt somit nur Aussagen über der Hangrutschung als Ganzes. Die Ergebnisse zeigen, dass das System gesamthaft gesehen diesbezüglich verhältnismässig wenig empfindlich reagiert: Selbst bei ungünstigen Szenarien mit bis zu 50% mehr Niederschlägen gegenüber heutigen Extremereignissen ist demnach nicht mit einem Kollaps der Basisgleitung bzw. des Rutschhanges zu rechnen [13].

3 Raumnutzung und Raumplanung

Auf Grund des aktuellen hydrogeologischen Kenntnisstands und der dadurch bedingten Interpretation der Rutschungsmechanik, sind einer nachhaltigen technischen Sanierung des Bergsturzgebietes enge Grenzen gesetzt. Mit konventionellen Entwässerungsmassnahmen, wie sie im Sanierungsprojekt von 1991 [4] vorgeschlagen wurden, kann das grossräumige Rutschverhalten - wenn überhaupt - nur marginal beeinflusst werden. Dies schliesst jedoch nicht aus, dass bei lokalen, zumeist als Folge von sekundären Rutschphänomenen auftretenden Problemen, aktive Entwässerungsmassnahmen zur Anwendung gelangen.
Aus heutiger Sicht ist den rutschungsbedingten Problemen primär mit (orts-)planerischen und organisatorischen Mitteln zu begegnen. Die Basis hierfür bildet die Gefahrenkarte.

3.1 Die Gefahrenkarte

Die Ausarbeitung der ersten Gefahrenkarte ‚Rutschungen Gemeinde Triesenberg' [11] erfolgte im Jahre 1996 gemäss den Empfehlungen des damaligen BUWAL. Im Wissen um die Komplexität dieser Untersuchungen, wurde eine international zusammengesetzte Expertengruppe bestellt, welche sowohl die Plausibilität der generellen Beurteilungsansätze, wie auch vor Ort die Ergebnisse der Gefahrenkartierung überprüfte. Gebiete, die auf Grundlage des damaligen Kenntnisstandes nicht schlüssig beurteilt werden konnten, wurden zusätzlich instrumentiert und einem vertieften Messprogramm unterstellt. Die letzten dieser in der ersten Gefahrenkarte speziell gekennzeichneten Gebiete (‚grau – in Bearbeitung'), wurden vor zwei Jahren abschliessend beurteilt und einer Gefahrenzone zugewiesen. Bei der Kartierung des unteren, im Gemeindegebiet von Triesen liegenden Kompartiments des Rutschgebiets [12] konnte auf die Erfahrungen der ersten Gefahrenbeurteilung zurückgegriffen werden. Um das Problem der im Frontbereich vermehrt auftretenden differentiellen Bewegungsmuster feiner darstellen zu können, wurde das gängige Beurteilungsschema (Gefahrenstufen weiss, gelb, blau und rot) mit einer zusätzlichen Gefahrenstufe ‚blau plus' ergänzt.

3.2 Der Gefahrenzonenplan

Die im Massstab 1 : 5'000 ausgearbeitete Gefahrenkarte ist behördenverbindlich. Relevant für den einzelnen Grundeigentümer wird die Gefahrenkarte aus eigentumsrechtlicher Sicht erst dann, wenn sie in einen parzellenscharfen Gefahrenzonenplan umgesetzt wird. Bei diesem gemeindepolitisch hochbrisanten Schritt können zwei Lösungsansätze zur Anwendung gebracht werden:

a) Der Gefahrenzonenplan als parzellenscharfe Darstellung der Gefahrenkarte.
   Im Beisein des Geometers steckt der für die Gefahrenkarte verantwortlich zeichnende Geologe die Begrenzung der Gefahrenzonen im Gelände ab. Die Grenzziehung wird ausschliesslich durch gefahrentechnische Kriterien bestimmt. Die Gefahrenzonenplanung beschränkt sich damit auf die planerische Präzisierung der Gefahrenkarte.

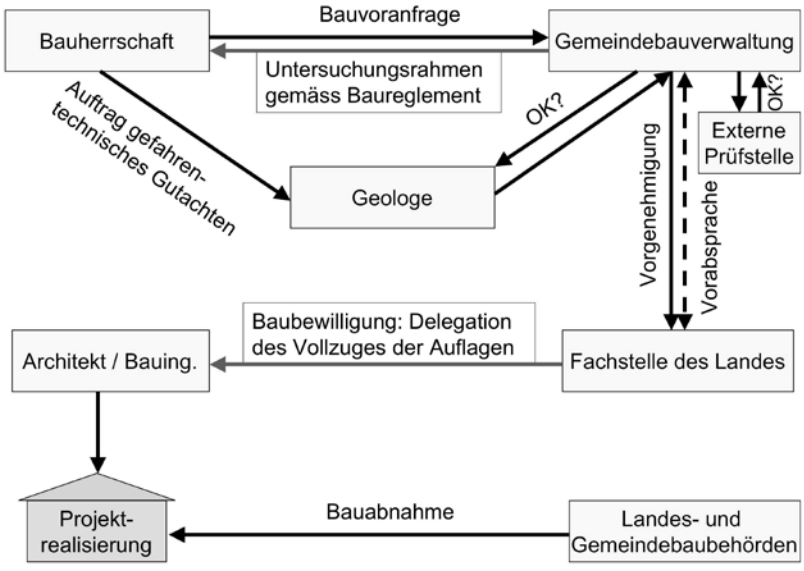
b) Der Gefahrenzonenplan als Interpretation der Gefahrenkarte unter Berücksichtigung der Bebaubarkeit sowie anderer ortsplanerischer Gesichtspunkte.
Bei der Erarbeitung des Gefahrenzonenplans koordinieren die Ortsplanungsverantwortlichen einer Gemeinde gemeinsam mit den Sachverständigen der Gefahrenkarte die gefahrentechnischen Belange mit den Interessen der Ortsplanung. Der dabei generierte Gefahrenzonenplan ist damit eine Interpretation der Gefahrenkarte unter Berücksichtigung ortsplanerischer Aspekte.

Die in der Theorie oftmals favorisierte Vorgangsweise im Sinne des Lösungsansatz b) hat sich zumindest in Liechtenstein in der Praxis nicht bewährt. Die Gefahrenkarte wurde dabei (un-)gewollt als verhandelbares Instrument wahrgenommen. Die Glaubwürdigkeit und Qualität der Gefahrenbeurteilung kann damit in Frage gestellt werden.

3.3 Bauauflagen und Baugesuchsprüfung

Bei Einhaltung der behördlich verfügten Auflagen ist Bauen in der blauen Gefahrenzone zulässig. Die in Zusammenhang mit Rutschungsproblemen stehenden Bauauflagen sind besonders komplex. Dies nicht zuletzt darum, weil mit vielen Bauvorhaben auch die Interessen der Nachbarn tangiert werden (z.B. Baugruben). Verglichen mit Auflagen bei anderen Gefahrenprozessen können des Weiteren die im Rahmen eines Baugesuchs zu diskutierende Rutschungsproblematik, wie auch die hierfür möglichen Lösungen ungleich breiter gefasst werden. Vor diesem Hintergrund hat sich die Gemeinde Triesen durchgerungen, die in die blaue Gefahrenzone zu liegen kommenden Objekte mit allg. verbindlichen Auflagen zu belegen. Neben der maximal zulässigen Gebäudeabmessung und Einbindetiefe ist dem Bauherrn bereits beim Kauf eines Grundstückes bekannt, welche geotechnischen Untersuchungen bzw. Unterlagen im Zuge des Bewilligungsverfahrens beizubringen sind. Die Vorteile eines derart detaillierten Baureglements (Gleichbehandlung, klare Planungsvorgaben, Rechtssicherheit) überwiegen die im Einzelfall auftretenden Nachteile (Ausreizen der lokalen Gegebenheiten bzw. Möglichkeiten nur eingeschränkt möglich) bei Weitem.

Zur Sicherstellung einer fachlich fundierten und speditiven Bearbeitung der Baugesuche bedarf es eines zweckmässigen Genehmigungsverfahrens. Bezüglich des in Liechtenstein praktizierten Verfahrens, sei an dieser Stelle auf zwei Besonderheiten hingewiesen (vgl. Bild 6):
Bereits bei der Bauvoranfrage wird der Bauherr auf die massgebende Gefahrensituation und die damit verbundenen Auflagen im Sinne des Baureglements hingewiesen. Dem Baureglement kann beispielsweise auch der Aufbau und die Inhalte des einzureichenden gefahrentechnischen Berichtes entnommen werden. Um den administrativen Aufwand der Verwaltung in Grenzen zu halten, wird die Sicherstellung des Vollzugs der verfügten Auflagen an den zuständigen Ingenieuren und Architekten mit all den damit einhergehenden Verantwortlichkeiten delegiert.



(Bild 6) Verfahren Baugesuchsprüfung

4 Literatur

[1] Allemann, F.: Geologie des Fürstentums Liechtenstein (Südwestlicher Teil) unter besonderer Berücksichtigung des Flyschproblems, Diss. Univ. Bern, (1955)

[2] Allemann, F.: Geologische Karte des Fürstentums Liechtenstein, 1 : 25'000 (1985)

[3] Allemann, F.: Erläuterungen zur Geologischen Karte des Fürstentums Liechtenstein, 1 : 25'000 (2002)

[4] Ingenieurbüro Frommelt AG und Prof. Dr. Allemann F.: Hangsanierung Triesenberg, Vorprojekt; Geologischer und technischer Bericht mit Kostenvoranschlag 1991.

[5] Ingenieurbüro Frommelt AG, Vaduz: Hangbewegungen Triesenberg; Verschiebungsmessungen 1978/81 - 1996/97.

[6] Dr. R. Bernasconi: Tiefbauamt des Fürstentums Liechtenstein - Hangsanierung Triesenberg – Teilgebiet Bleika-Gädami: Generelles Konzept für die Untersuchung und die Überwachung – Bericht Nr. 1124-01, Oktober 1999.

[7] Bernasconi, R. et al. : Investigation of Landslide Areas with radiomagnetotelluric Geophysics, The Case of Triesenberg (Liechtenstein) ; International Conference on Landslides, Davos, Switzerland (2001).

[8] Dr. R. Bernasconi: Tiefbauamt des Fürstentums Liechtenstein - Hangsanierung Triesenberg – Hydrogeologische Überwachung – Ergebnisse der Markierversuche Valünatal 1999/2000, Hydrogeologischer Bericht Nr. 1124-04, August 2002.

[9] Dr. R. Bernasconi: Tiefbauamt des Fürstentums Liechtenstein - Hangsanierung Triesenberg – Hydrogeologische Überwachung - Messdaten 1999-2001, Hydrogeologischer Bericht Nr. 1124-03, November 2002.

[10] Dr. R. Bernasconi: Tiefbauamt des Fürstentums Liechtenstein - Hangsanierung Triesenberg – Geophysikalische Messungen und Geologische Sondierungen, Hydrogeologischer Bericht Nr. 1124-02, Juli 2003.

[11] GEOTEST: Naturgefahrenkarte Triesenberg, Bericht Nr. 96172 vom Dezember 1997

[12] GEOTEST: Naturgefahrenkarte Triesen, Bericht Nr. 99250 vom September 2001

[13] EPFL, Fakultät für Bau, Architektur und Umwelt (ENAC): Geologische, hydrogeologische und geomechanische Modellierung des Erdrutsches von Triesenberg (FL), Schlussbericht vom Juni 2006.

Autoren:

Emanuel Banzer
dipl. Ing. ETH
FL-Tiefbauamt
9490 Vaduz

Riccardo Bernasconi
Dr. Phil. II, Geologe
Dr. Bernasconi AG, beratende Geologen und Hydrogeologen
7320 Sargans

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

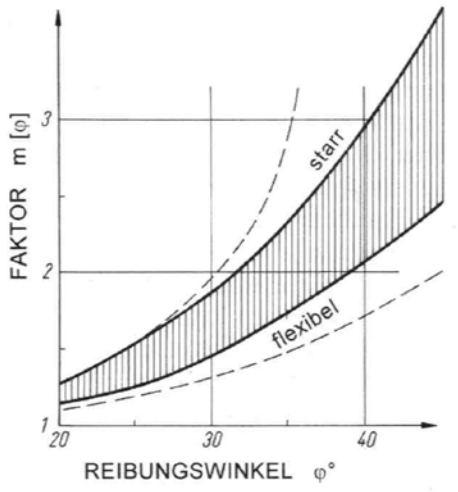
Bautechnische Massnahmen in Kriech- und Rutschhängen

Matthias Ryser

Bautechnische Massnahmen in Kriech- und Rutschhängen

1 Einleitung

Auf der Rückseite von Stützbauwerken in Hängen, welche sich annährend im Grenzgleichgewicht befinden, kann sich ein Kriech- bzw. Staudruck aufbauen. Für einen Hang im Grenzgleichgewicht ($\beta = \varphi$) kann die Grössenordnung des Kriechdrucks mit dem aus [1] entnommenen Diagramm abgeschätzt werden (Bild 1).



Kriechdruck (horizontaler Anteil) auf Stützbauwerke in Hängen mit $\beta = \varphi$

$$E_{kr,h} = m(\varphi) \cdot \gamma \cdot h^2 / 2 \cdot \cos^2\varphi$$

h = Mauerhöhe
γ = Raumgewicht Baugrund
β = Hangneigung
φ = Reibungswinkel
$m(\varphi)$ = Vervielfältigungsfaktor. Schraffierter Bereich: Ergebnisse zahlreicher Bauwerksmessungen. Gestrichelte Grenzkurven: theoretische Extremwerte.

Ruhedruck (horizontaler Anteil) nach SIA 261 im Grenzfall $\beta = \varphi$

$$E_{0,h} = 1.0 \cdot \gamma \cdot h^2 / 2 \cdot \cos^2\varphi$$

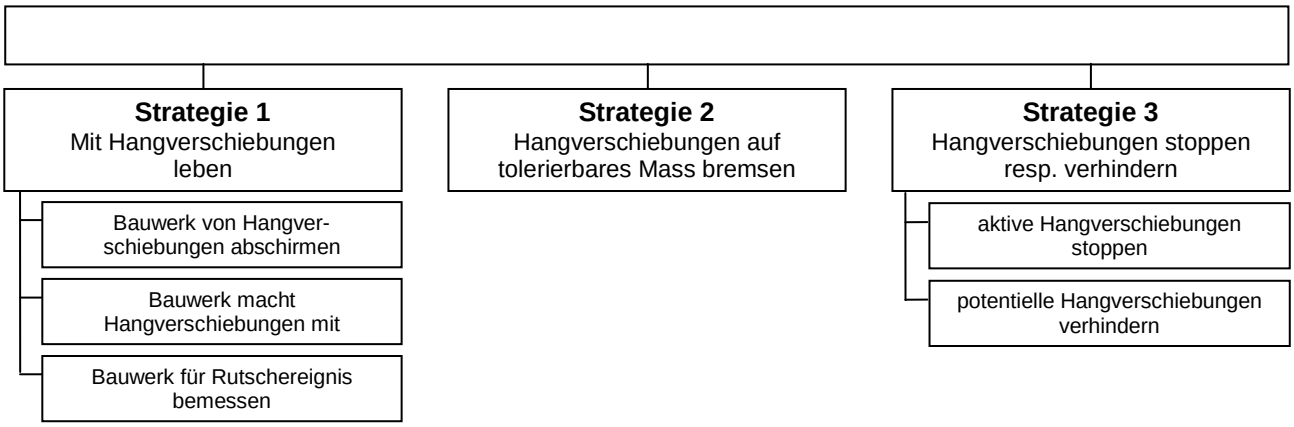
(Bild 1) Abschätzung des Kriechdrucks auf Stützbauwerke in Hängen mit $\beta = \varphi$.

Das Diagramm in (Bild 1) zeigt deutlich, dass bei hohen Stützbauwerken sehr grosse Kriechdrücke zu erwarten sind, welche den Erdruhedruck deutlich überschreiten. Eine konventionelle Dimensionierung stösst damit rasch an Grenzen. Der folgende Beitrag behandelt daher spezielle Strategien zum Umgang mit Hangverschiebungen, welche die Projektierung von sicheren und effizienten Bauwerken ermöglichen.

2 Strategien für die Wahl bautechnischer Massnahmen

2.1 Mögliche Strategien

Für die Realisierung von sicheren Bauwerken in Kriech- und Rutschhängen oder in Hängen im Grenzgleichgewicht sind drei verschiedene Strategien denkbar (Bild 2).



(Bild 2) Mögliche Strategien für Bauwerke in Kriech- und Rutschhängen.

Diese drei Strategien lassen sich im Allgemeinen auf Kriech- und auf Rutschhänge gleichermassen anwenden. Ohnehin ist in der Praxis der Übergang zwischen kontinuierlichem Kriechen und Rutschungen mit konzentrierten Gleitflächen oft fliessend. In einer bestimmten geologischen Situation ist jedoch oft nur eine dieser Strategien erfolgreich. Werden die baulichen Massnahmen aufgrund einer falschen Strategie festgelegt, kann dies zu sehr unwirtschaftlichen Lösungen oder zur Beschädigung und gar zur Zerstörung des Bauwerks führen.

2.2 Strategie 1 – "mit den Hangverschiebungen leben"

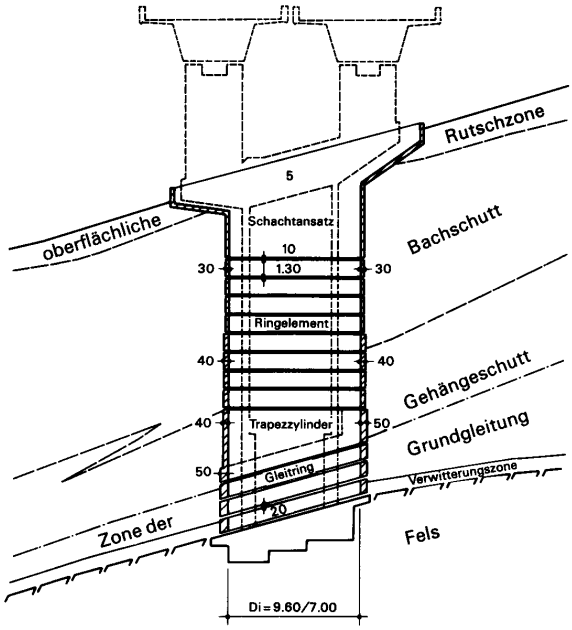
Tiefgründige Rutschungen von mehr als 15 m Mächtigkeit lassen sich mit konstruktiven Massnahmen in der Regel nicht mehr wirtschaftlich bremsen oder stoppen. In den folgenden zwei Fällen kann die Strategie 1 "mit den Hangverschiebungen leben" häufig erfolgreich angewendet werden:

- Die Rutschmasse ist sehr gross, aber die Verschiebungsgeschwindigkeit liegt unter etwa 1 bis 2 cm pro Jahr und nimmt mit Sicherheit nicht plötzlich oder progressiv zu.
- Die Rutschmasse ist weniger als etwa 4 bis 6 m mächtig. Ihr Druck wird damit beherrschbar.

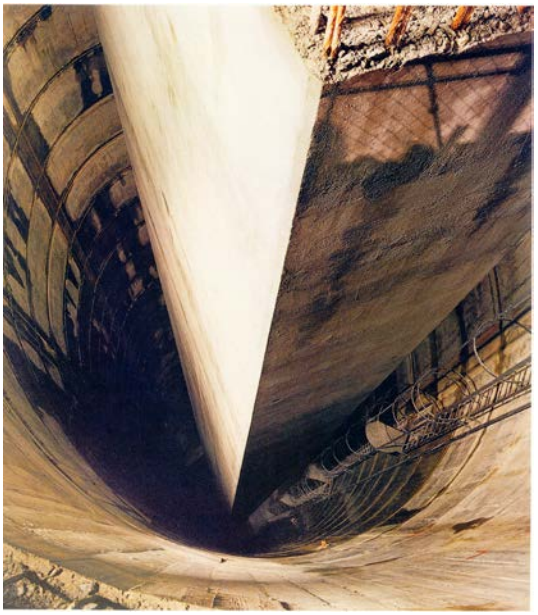
Anhand von Beispielen wird im Folgenden gezeigt, wie diese Grundstrategie auf verschiedene Arten umgesetzt werden kann.

2.2.1 Bauwerk von Hangverschiebungen abschirmen

Ein klassisches Beispiel für die Strategie 1 ist der Lehnenviadukt Beckenried an der A2. Die Brücke ist auf dem stabilen Fels fundiert und flexible, mit Gleitfugen versehene, bis zu 70 m tiefe Hohlschächte verhindern die horizontale Belastung der Pfeiler durch den Baugrund (Bilder 3 und 4).



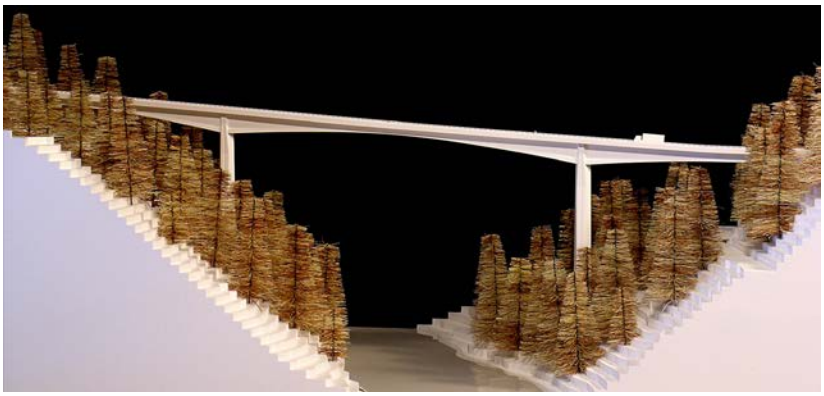
(Bild 3) Lehnenviadukt Beckenried. Der flexible Hohlschacht passt sich den Hangverschiebungen an und hält diese vom Brückenpfeiler fern.



(Bild 4) Lehnenviadukt Beckenried. Brückenpfeiler im flexiblen Hohlschacht.

Das gleiche Konzept wenden wir jetzt auch bei der Innbrücke Vulpera im Unterengadin an (Bilder 5 und 6). Der Pfeiler auf der Seite Scuol steht in einem Kriechhang und wird im Schutz eines flexiblen Hohlschachtes auf dem Fels fundiert. Der in Unterfangungsbauweise erstellte Schacht weist mehreren Gleitfugen auf, welche mit je zwei Lagen Steinwolle auf sehr einfache Art ausgebildet wurden.

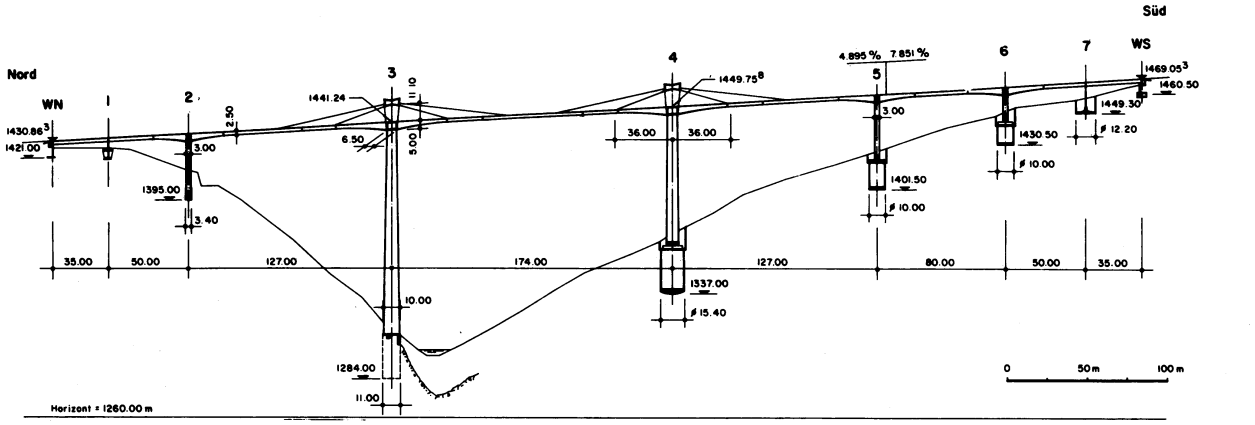
Ein weiteres bekanntes Beispiel, bei dem das Haupttragwerk von den Hangverschiebungen entkoppelt wird, ist die Ganterbrücke an der Simplonstrasse (Bild 7). Ein Hauptpfeiler steht auf einem massiven, 30 m tiefen Fundationsschacht, welcher sich mit dem Hang verschiebt und verkippt. Der Brückenpfeiler ist auf dem Schachtdeckel in alle Richtungen regulierbar gelagert. Selbstverständlich ist diese Lösung nur bei kleinen Verschiebungsgeschwindigkeiten sinnvoll, da sonst die Lager zu häufig nachgestellt werden müssen, was bei einer so grossen Brücke doch sehr aufwändig ist.



(Bild 5) Modellfoto Innbrücke Vulpera.



(Bild 6) Innbrücke Vulpera. Pfeiler in flexiblem Hohlschacht.



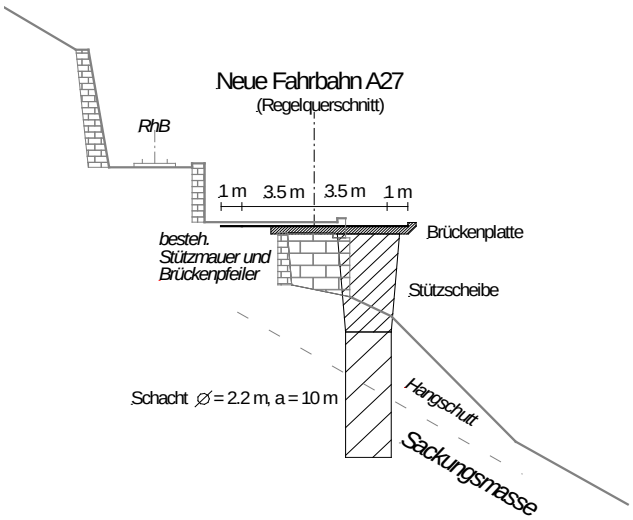
(Bild 7) Ganterbrücke. Der Hauptpfeiler 4 ist regulierbar auf einem "schwimmenden" Schacht gelagert.

2.2.2 Bauwerk macht Hangverschiebungen mit

Bei weniger ambitiösen, das heisst kostengünstigeren und weniger heiklen Bauwerken ist es denkbar, das gesamte Bauwerk die Hangverschiebungen mitmachen zu lassen. Die Engadinstrasse durchquert zwischen Lavin und Ardez auf 2.2 km Länge die riesige Sackungsmasse von Magnacun, die sich etwa 1 bis 2 cm pro Jahr verschiebt. Für die geplante Strassenkorrektion haben wir hauptsächlich flexible Massnahmen wie Felsabtrag und Schüttungen empfohlen, die bezüglich Verschiebungen relativ unempfindlich sind.



(Bild 8) Engadinstrasse im Bereich der geplanten Lehnenbrücke.

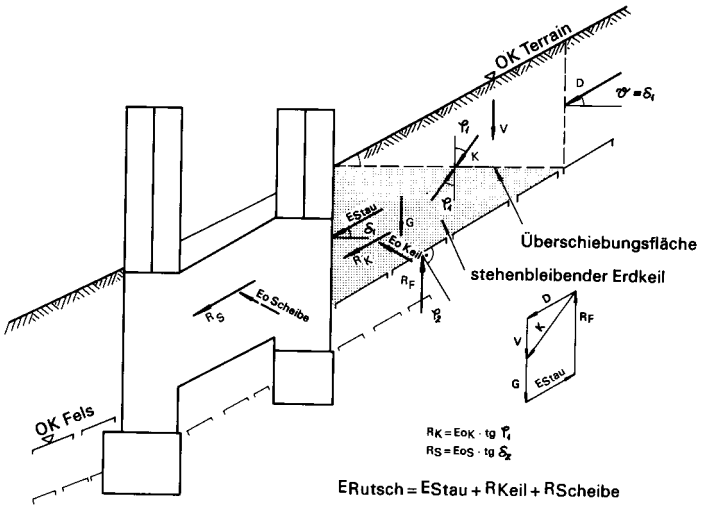


(Bild 9) Engadinstrasse. Geplante Lehnenbrücke, Fundation auf "schwimmenden" Schachtpfropfen in Sackungsmasse.

In einem Strassenabschnitt wird aus geometrischen Gründen jedoch eine Lehnenbrücke nötig. Diese wird auf Schachtpfropfen ϕ 2.20 m fundiert, die mit der Sackungsmasse mitschwimmen. Auch Strasse und Lehnenbrücke machen die Verschiebungen mit. Mit periodischen örtlichen Instandsetzungsarbeiten ist bei diesem Vorgehen auch in Zukunft zu rechnen - nicht aber mit einem Abrutschen der Lehnenbrücke zum erodierenden Inn hinunter.

2.2.3 Bauwerk für Rutschereignis bemessen

Eine weitere Version der Strategie 1 ist es, grosse Hangbewegungen oder sogar Rutschereignisse in Kauf zu nehmen, das Bauwerk jedoch so zu konzipieren, dass es dabei nicht beschädigt wird. Ein Beispiel dafür ist die letzte Brücke des Lehnenviaduktes Beckenried, unmittelbar vor dem Portal des Seelisbergtunnels, wo die Felsoberfläche sehr hoch liegt. Die Pfeiler und die Fundation sind so bemessen, dass die ganze Lockergesteinsdecke abrutschen kann, ohne an der Brücke Schaden anzurichten (Bild 10).



(Bild 10) Lehnenviadukt Beckenried. Fundation bei potentiell abrutschender Lockergesteinsdecke

Die Ermittlung des auf die Pfeiler wirkenden Rutschdruckes wurde dabei mit einfachen, auf Gleichgewichtsüberlegungen basierenden Modellen ermittelt, die auf die Arbeiten von R. Häfeli zurückgehen [2]. Da die Randbedingungen meist nur grob abgeschätzt werden können, sind solche einfachen Methoden nach wie vor oft sehr zweckmässig.

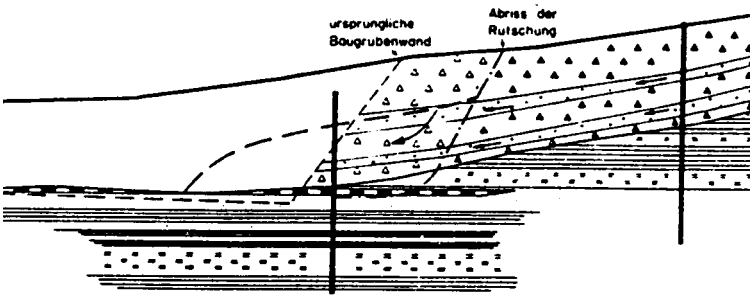
Ein ähnliches Prinzip lässt sich auch für talseitige Stützmauern entlang von Strassen anwenden. Bei der Bemessung wird dabei der Widerstand der talseitigen Lockergesteinsdecke oft vernachlässigt, so dass das Abrutschen derselben in Kauf genommen werden kann, ohne dass Schäden zu erwarten sind.

2.3 Strategie 3 – "Hangverschiebungen stoppen resp. verhindern"

Die Strategie 3 besteht darin, bestehende Hangverschiebungen vollständig zu stoppen oder das Auslösen von potentiellen Verschiebungen in kritischen Hängen zu verhindern. Diese Strategie ist vor allem in den folgenden zwei Fällen geeignet:

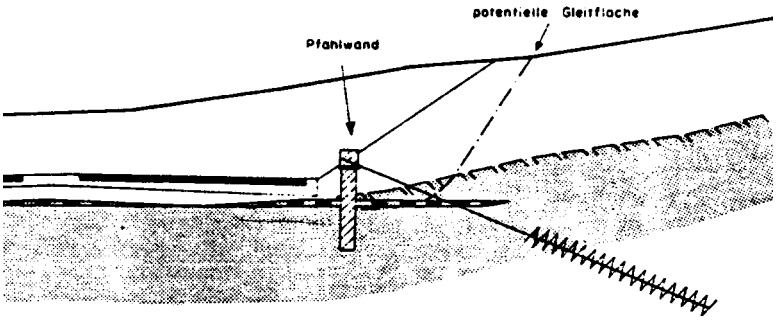
- Die aktiven oder drohenden Rutschmassen sind mit Sicherungsmassnahmen beherrschbar. Dazu sind häufig vorgespannte Anker am besten geeignet.
- Der Hang ist im Grenzgleichgewicht ($\beta \cong \varphi$). Er darf durch den Bau nur minim (etwa 3 bis 4%) und nur örtlich zusätzlich belastet werden, um keine Verschiebungen auszulösen.

2.3.1 Stoppen von aktiven Verschiebungen



(Bild 11) A1 Oberwinterthur - Attikon. Unerwartete Rutschung auf Bentonitschicht.

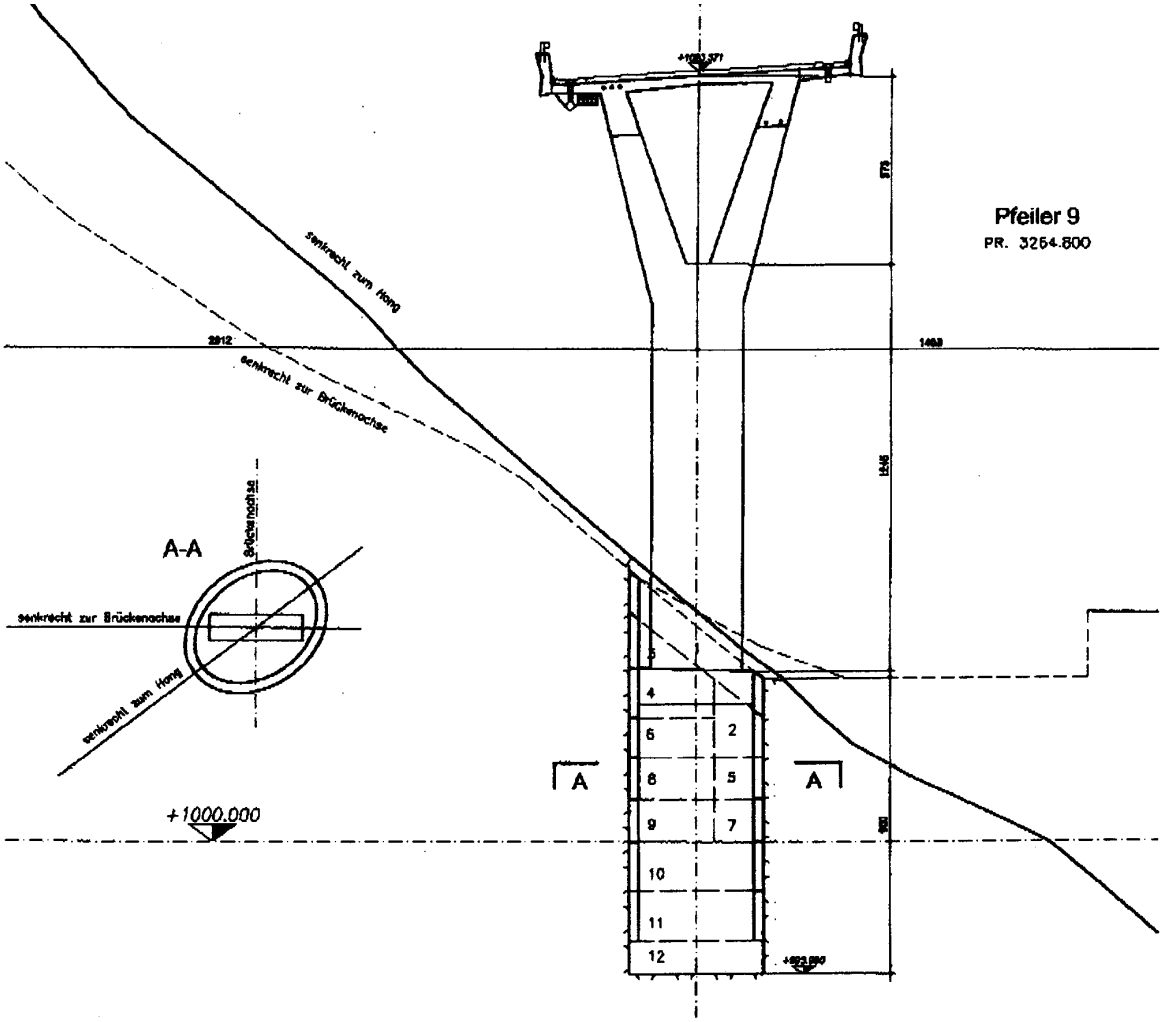
Beim Bau der A1 in Oberwinterthur / Attikon ist im Eggwald eine örtliche Rutschung eingetreten. Mit einer Pfahlwand mit verankertem Kopfriegel ist die Rutschung gestoppt worden (Bilder 11 und 12).



(Bild 12) A1 Oberwinterthur - Attikon.
Rutschung mit verankerter Pfahlwand gestoppt.

2.3.2 Verhindern von potentiellen Hangverschiebungen

Die Hexentobelbrücke für die Umfahrung Saas im Prättigau steht in einem 35° bis 38° steilen Hang aus Moräne und Hangschutt, welcher sich annähernd im Grenzgleichgewicht befindet ($\beta \cong \varphi$). Die Brücke ist auf elliptischen Schachtpfropfen ϕ 3.6 / 4.6 m von 5 bis 10 m Tiefe fundiert. Die Fundation ist so bemessen, dass die Zusatzbelastung aus der Brücke den Hang nicht in Bewegung bringen sollte. Ob dies tatsächlich überall gelungen ist, muss die künftige Überwachung zeigen (Bild 13).



(Bild 13) Hexentobelbrücke.
Hang im Grenzgleichgewicht. Fundation mit Schachtpfropfen.

2.4 Strategie 2 – "Hangverschiebungen bremsen"

Die aus geotechnischer Sicht anspruchsvollste Strategie "Bremsen der Hangverschiebungen auf ein tolerierbares Mass" wird an zwei Beispielen eingehender erläutert. Beim ersten Beispiel handelt es sich um einen eigentlichen Noteingriff zur Rettung einer bereits vorhandenen Verankerung. Dieser Noteingriff wurde jedoch sorgfältig geplant und so konzipiert, dass eine nachhaltige Sicherung des Bauwerks erreicht werden sollte. Das zweite Beispiel zeigt den bisher erfolgreichen Versuch, mit kombinierten Massnahmen ungewöhnlich grosse Verschiebungsgeschwindigkeiten mindestens mittelfristig auf ein vertretbares Mass zu reduzieren. Zuerst folgen jedoch zwei Vorbemerkungen zur Verformungskapazität und zum Rheologiegesetz.

2.4.1 Verformungskapazität

Das Abbremsen der Hangverschiebungen auf ein tolerierbares Mass wird oft mit vorgespannten Ankern versucht. Beim Einsatz von Ankern muss man sich jedoch bewusst sein, dass die Anker selber durch die verbleibenden Verschiebungen gefährdet sind. Das heisst, sobald man Anker zum Bremsen einsetzt, wird das tolerierbare Mass der verbleibenden Verschiebungen meist durch die Verformungskapazität der Anker bestimmt und nicht durch jene des eigentlichen Bauwerks. Denn auch eine bescheidene Verschiebung von 2 mm/Jahr, welche praktisch jedes Bauwerk mehr oder weniger schadlos übersteht, bedeutet bei einer Nutzungsdauer von 100 Jahren eine Verschiebung von 200 mm, was kein Anker ohne Gegenmassnahmen überlebt.

Ein Anker mit einer freien Ankerlänge von 30 m, der mit einer Kraft von $P_0 = 0.5\ P_{pk}$ festgesetzt wird (die Norm erlaubt eine maximale Festsetzkraft $P_0 = 0.6\ P_{pk}$), hat an sich eine eindrückliche Dehnungskapazität von 57 mm bis zur maximal zulässigen Ankerkraft $P_{max\ zul} = 0.7\ P_{pk}$. Diese Dehnungskapazität liegt jedoch weit unter dem Wert von 200 mm, der sich bei einer Verschiebungsgeschwindigkeit von 2 mm/Jahr in 100 Jahren ergibt.

Will man mit Ankern bremsen, müssen die Anker demzufolge entspannbar ausgebildet werden, was rein konstruktiv auf etwa 300 mm beschränkt ist. Oder die Verschiebungsgeschwindigkeit wird auf ein sehr kleines Mass abgebremst, z.B. 0.2 mm/Jahr, was in 100 Jahren noch 20 mm ergibt. In diesem zweiten Fall können die Anker voll ausgenützt und auf $0.6\ P_{pk}$ festgesetzt werden, was an sich aus wirtschaftlichen Gründen erwünscht ist.

2.4.2 Rheologiegesetz

Die gezielte Reduktion der Verschiebungsgeschwindigkeit kann mit Anwendung des Rheologiegesetzes erfolgen. Das Rheologiegesetz besagt, dass die Scherfestigkeit des Baugrundes keine Konstante ist, sondern von der Verformungsgeschwindigkeit abhängt: Je kleiner die Geschwindigkeit, desto kleiner ist die wirksame Scherfestigkeit des Baugrundes. Günstigerweise ist der Zusammenhang nicht linear, sondern logarithmisch:

$$\tau_1 = \tau_0 \left[1 + \rho_0 \cdot \log (v_1 / v_0)\right]$$

ρ_0 = baugrundabhängiger Rheologiefaktor ($\rho_0 \cong 0.02$ bis 0.10)
v_0, v_1 = Verschiebungsgeschwindigkeit
τ_0, τ_1 = wirksame Scherfestigkeit bei der entsprechenden Verschiebungsgeschwindigkeit

Erläuterung: Bei einer Abbremsung ($v_1 < v_0$) wird der zweite Term in der Klammer negativ. Zur Erreichung der kleineren Geschwindigkeit v_1 muss ein zusätzlicher Widerstand ΔR eingesetzt werden, der mindestens der Abnahme des Scherwiderstandes entspricht:

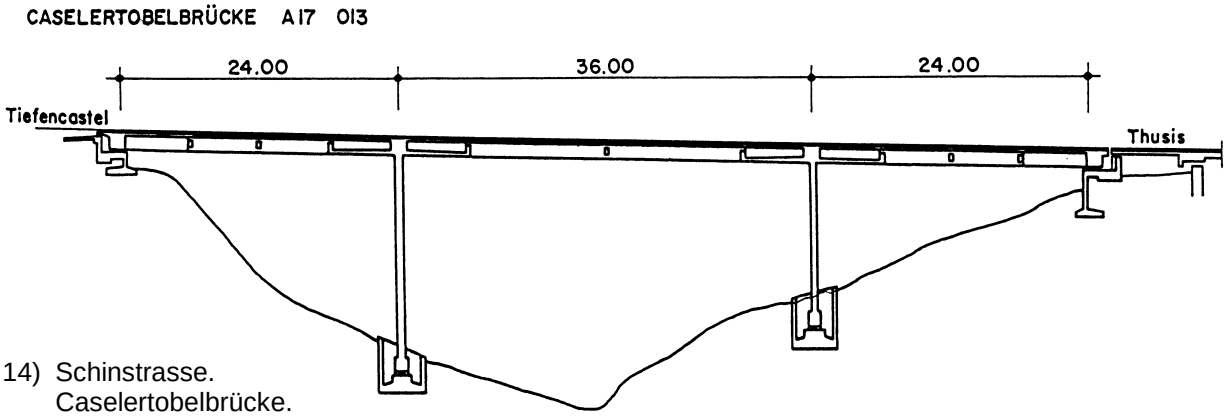
$$\Delta R = - R_0 \cdot \rho_0 \cdot \log (v_1 / v_0)$$

ΔR = erforderlicher zusätzlicher Schwerwiderstand
R_0 = vorhandener Schubwiderstand bei $v = v_0$. $R_0 \cong \sin(\alpha_m) \cdot G_0$
G_0 = Gewicht Rutschmasse
α_m = mittlere Neigung der Gleitfläche

Die Anwendung dieses Vorgehens setzt voraus, dass der Verschiebungsmechanismus und die Geometrie der Rutschmasse sowie die mittlere Verschiebungsgeschwindigkeit v_0 bekannt sind. Überdies sollten Anhaltspunkte zur Wahl des Rheologiefaktors ρ_0 vorliegen. Weil kaum je alle diese Daten ausreichend genau bekannt sind, ist klar, dass ein solches Sicherungskonzept nur in Kombination mit der Beobachtungsmethode vertretbar ist, was eine aussagekräftige Überwachung und eine rechtzeitige Interventionsmöglichkeit voraussetzt.

2.4.3 Caselertobelbrücke

Die Schinstrasse zwischen Thusis und Tiefencastel durchquert nach dem Freihof ein ausgedehntes Rutschgebiet. Die Strasse wurde um 1980 ausgebaut. Dabei wurde das Caselertobel am östlichen Rand der Rutschung mit einer dreifeldrigen Brücke überspannt (Bild 14). Der Pfeiler und das Widerlager Seite Thusis wurden mit einigen vorgespannten Ankern gesichert. Näheres über diese Verankerung ist uns nicht bekannt. Ende der 1980er Jahre sind diese Anker sukzessive alle gebrochen.

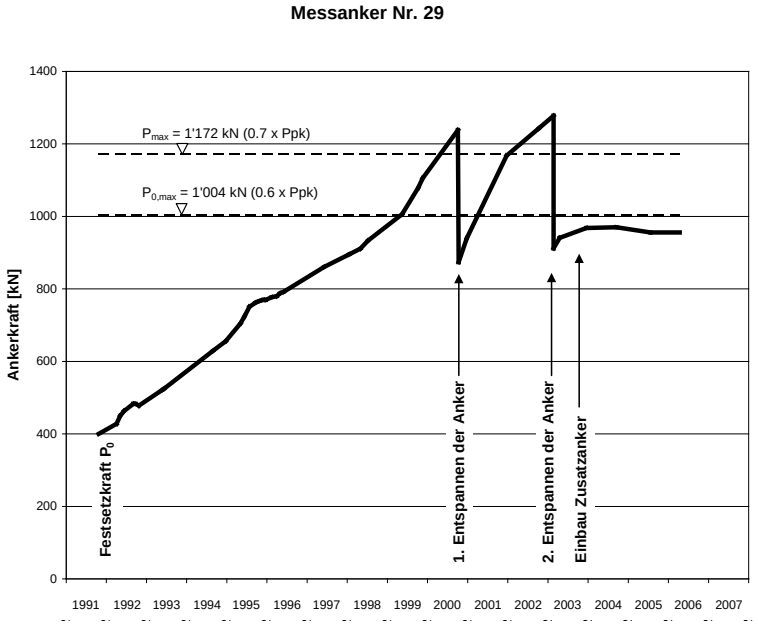


(Bild 14) Schinstrasse. Caselertobelbrücke.

1991 ist zur Stabilisierung des Pfeilers und des Widerlagers Seite Thusis eine neue, massiv stärkere Verankerung eingebaut worden (Bild 15). Das Bemessungskonzept für diese zweite Verankerung kennen wir nicht. Die je 18 Anker mit einer gemäss heutiger Norm zulässigen Festsetzkraft von etwa 1'000 kN sind jedoch nur mit 400 kN festgesetzt worden und alle 36 Anker sind mit elektrischen Kraftmessdosen ausgerüstet und entspannbar ausgebildet. Die Ankerkräfte wurden regelmässig gemessen und nahmen bis ins Jahr 2000 sukzessive auf maximal 1'238 kN zu. Diese maximale Ankerkraft entspricht 84% der Streckgrenze und liegt schon 6% über der von der Norm zugelassenen maximalen Ankerkraft (0.7 P_{pk} = 1'172 kN). Daraufhin wurden alle Anker auf ca. 800 kN entspannt. Die Kräfte nahmen wieder zu und erreichten im Herbst 2002 bereits wieder maximal 1'243 kN (Bild 16).



(Bild 15) Caselertobelbrücke. Verankerung 1999.



(Bild 16) Caselertobelbrücke. Verankerung 1991. Zeitliche Entwicklung der Ankerkraft (Messanker Nr. 29).

Im Herbst 2002 wurden wir vom Tiefbauamt Graubünden beauftragt, die Situation im ganzen Rutschgebiet zu studieren und Massnahmen vorzuschlagen. Die Auswertung der vorhandenen geologischen Unterlagen, der Daten der geodätischen Überwachungsmessungen und einiger in der Zwischenzeit abgescherter Inklinometer führten uns zu folgendem Schluss: Die Verankerung 1991 hat die Rutschung im Bereich der Caselertobelbrücke zwar deutlich gebremst, aber die verbleibende Verschiebungsgeschwindigkeit ist für die Erhaltung der Verankerung noch viel zu gross. Die Geschwindigkeit betrug in trockenen Perioden noch

18 mm/Jahr, in nassen Perioden 35 mm/Jahr. Nur mit einer massiven zusätzlichen Verankerung und einer nochmaligen Entspannung der vorhandenen Anker konnte die Verschiebungsgeschwindigkeit auf ein vertretbares Mass reduziert, die bestehende Verankerung gerettet und die Brücke erhalten werden.

Diese zusätzliche Verankerung ist im Jahr 2003 eingebaut worden (Bild 17). Gleichzeitig gelang es dank einer von der VSL entwickelten Spezialkonstruktion die vorhandenen Anker ein letztes Mal auf 800 bis 900 kN zu entspannen. Die neuen Anker sind übrigens um 300 mm entspannbar ausgebildet, deshalb sehen die Ankerköpfe aus wie Kanonenrohre.



(Bild 17) Caselertobelbrücke. Verankerung 1991 und Zusatzverankerung 2003.

Die seither durchgeführten Überwachungsmessungen ergeben ein günstiges Bild: Die Verschiebungsgeschwindigkeiten liegen unter der Zielgrösse von 2 bis 3 mm/Jahr. Allerdings sind die letzten Jahre eher niederschlagsarm gewesen. Es hat sich nämlich gezeigt, dass die Geschwindigkeit der Rutschmasse primär von der jährlichen Niederschlagsmenge bestimmt wird. Einzelne Starkniederschläge haben hingegen keinen grossen Einfluss.

2.4.4 Rutschgebiet Mühletobel

Die RhB Linie Landquart - Klosters quert oberhalb Saas die bekannte Saaser Rutschmasse. Das Trassee der RhB verläuft auf der Geländekante oberhalb des von der Landquart gebildeten Erosionshanges. Ende der 1990er Jahre musste das Gleis immer häufiger geschottert und gerichtet werden, zum Teil sogar wöchentlich (Bilder 18 und 19).

Im Jahr 2000 wurden wir mit der geologisch-geotechnischen Untersuchung des Gebietes beauftragt. Die Sondierbohrungen bergseitig und talseitig der RhB Linie und die in die Bohrlöcher eingebauten Inklinometer führten zu folgenden Erkenntnissen:

- Die Saaser Rutschmasse liegt im Untersuchungsgebiet auf einer flach geneigten Moräne und ist heute stabil.
- Der Fuss der Rutschmasse wurde jedoch durch die Landquart steil durchschnitten. Dadurch wurde der obere Teil der Saaser Rutschmasse instabil. Es bildete sich innerhalb der Saaser Rutschmasse eine ausgedehnte Gleitung, die im Steilhang oberhalb der Landquart austritt. Das Volumen dieser Gleitung wird auf etwa 5 Mio. m^3 geschätzt, ihre Geschwindigkeit beträgt etwa 50 bis 100 mm pro Jahr.

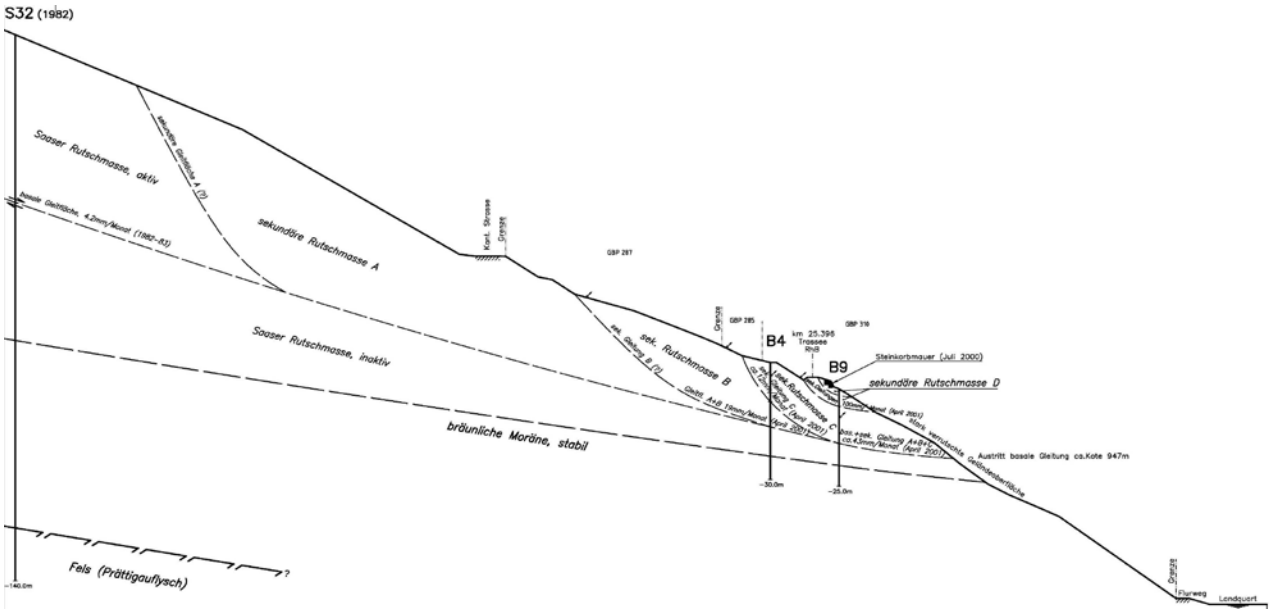


(Bild 18) Rutschgebiet Mühletobel. Austrittsbereich der Rutschung unterhalb der RhB.



(Bild 19) Rutschgebiet Mühletobel. Lehenbrücke der RhB.

Durch den andauernden Vorschub der Rutschmasse über die Austrittslinie im Steilhang unter der Bahnlinie bildeten sich immer wieder übersteile, instabile Böschungsneigungen. Dies führte zur Entstehung von sekundären Gleitkörpern, die sich schneller als die Hauptgleitung verschieben. Aufgrund der unterschiedlichen Verschiebungsgeschwindigkeiten lassen sich vier sekundäre Gleitkörper konstruieren (siehe Bild 20). Der oberste, kleinste und schnellste Gleitkörper D verschob sich im April 2001 aufs Jahr umgerechnet um mehr als 1 m/Jahr und gefährdete das RhB Trassee akut.



(Bild 20) Mühletobel. Profil durch Rutschung.

Wir schlugen folgendes Sicherungskonzept vor:

- Zur sofortigen Sicherung des Bahntrassees werden die sekundäre Rutschmasse C und D, die sich mit 500 resp. 1'000 mm/Jahr verschieben, mit Betonriegeln und vorgespannten Ankern gesichert. Die Anker werden jedoch nicht im stabilen Untergrund, sondern in der Rutschmasse B verankert.
- Mit bis zu 100 m langen Drainagebohrungen wird versucht, die Hauptgleitung und mit ihr die sekundären Rutschmassen A und B zu bremsen.
- Die Pfeiler des Lehnenviaduktes im westlichen Bereich der Rutschzone werden ebenfalls in die Rutschmasse B zurückverankert und wo nötig mit Spritzbeton ummantelt.

Dieses Sicherungskonzept wurde 2002 ausgeführt (Bilder 21 und 22). Die bisher vorliegenden Überwachungsmessungen zeigen ein unerwartet günstiges Bild. Obwohl die Drainagebohrungen (erwartungsgemäss) sehr wenig Wasser liefern, haben sich auch die nicht verankerten Gleitkörper stark verlangsamt. Auch hier hat uns bisher die niederschlagsarme Witterung geholfen.



(Bild 21) Mühletobel. Fertige Hangsicherung mit Ankerriegeln und Drainagebohrungen.



(Bild 22) Mühletobel.
Gesicherte Pfeiler der Lehenbrücke RhB.

3 Schlussbemerkung

Anhand von verschiedenen Beispielen wurde gezeigt, wie mit speziellen Strategien Bauwerke in Kriech- und Rutschhängen sicher und effizient erstellt werden können. Der Erfolg der gewählten Strategie hängt dabei entscheidend davon ab, ob die geologisch-geotechnische Situation richtig eingeschätzt wird.

Voraussetzung dazu ist eine sorgfältige Baugrunduntersuchung, welche es erlaubt, den Verschiebungsmechanismus, die Geometrie der Rutschmasse sowie die mittlere Verschiebungsgeschwindigkeit zu bestimmen. Dabei ist zu beachten, dass die zuverlässige Bestimmung von Verschiebungsgeschwindigkeiten bei langsamen Prozessen erst über einen Zeitraum von einigen Jahren möglich ist. Falls diese Zeit nicht zur Verfügung steht, können die Bauwerke aufgrund von provisorisch abgeschätzten Werten dimensioniert werden, müssen dabei jedoch so konzipiert sein, dass sie später relativ einfach verstärkt werden könnten (Beobachtungsmethode).

Zudem ist es für den Erfolg entscheidend, dass die Zusammenarbeit zwischen Geologe, Geotechniker und Bauingenieur gut funktioniert und dass diese Fachleute kompetent sind. Dazu kann die Bauherrschaft bei der Wahl der Fachleute einen wesentlichen Beitrag leisten.

4 Literatur

[1] Brandl, H., 2001. Stützbauwerke und Konstruktive Hangsicherungen. In Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

[2] Häfeli, R., 1945. Zur Erd- und Kriechdrucktheorie. Mitteilungen Nr. 9 der VAWE, Zürich.

Autor:

Matthias Ryser
Dipl. Bauingenieur ETH/SIA
Dr. Vollenweider AG
Badenerstrasse 621
8048 Zürich

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Ingenieurbiologische Massnahmen in Rutschgebieten

Josef Berwert

Ingenieurbiologische Massnahmen in Rutschgebieten („weiche Methoden“)

1. Einleitung

Erosion, Rutschungen und Rüfen (Hangmuren) beeinflussen in grossem Masse die Hangstabilität. Die Kenntnis dieser Begriffe ist die Grundlage zur Beurteilung und das frühzeitige Erkennen von entstehenden Schäden, sowie für die "richtige Behandlung":

Erosion: Festigkeitsverminderung und Materialabtrag im Oberflächenbereich des Bodens

Rutschungen: Abwärtsbewegung des Bodens auf einer mehr oder weniger tief liegenden Gleitfläche.
Man unterscheidet grob drei verschiedene Rutschungstypen: Oberflächennahe, hangparallele Rutschungen (sog. *Translationsrutschungen*), Rutschungen mit kreisförmiger Gleitfläche (sog. *Rotationsrutschungen*) und *Kriechhänge.*

Rüfen (Hangmuren): Rüfen oder Hangmuren sind meist flachgründige Spontanrutschungen, die nach Ausbruch ihr Gefüge verlieren und als Schlammlawine mit relativ hohem Wasseranteil niedergehen. Sie ereignen sich meist während Starkniederschlagsperioden (Gewitter) oder nach langen, intensiven Niederschlägen.

Von besonderem Interesse sind für uns auch die **Erosions-Rutschprozesse** wie sie u.a. in Kapitel 5 beschrieben sind. Die Mechanismen spielen sich häufig in an sich standfesten, nichtbindigen Böden ab und lassen sich auf eine Festigkeitsverminderung im Oberflächenbereich zurückführen. Eine steile Böschung oder ein steiler Hang kann anfänglich standfest erscheinen, weil das Bodenmaterial eine genügende Festigkeit aufweist. Im Laufe der Zeit (Jahre, Jahrzehnte) geht aber ein Teil dieser Festigkeit durch Verwitterung im Oberflächenbereich verloren. Als Folge tritt lokales, oberflächennahes Abgleiten auf. Dadurch entstehen steile Partien, die dann ebenfalls abbrechen. Der Prozess schreitet fort, und ist erst dann abgeschlossen, wenn sich über den ganzen Hang eine Neigung eingestellt hat, die der endgültigen Bodenfestigkeit entspricht.

2. Techniken der Ingenieurbiologie und des Hangverbaus

2.1 Allgemeines

Für die Wahl der Stabilisierungsmassnahmen sind die Erosions- und Rutschungsmechanismen massgebend. Insbesondere hat die Fundationstiefe von Stützwerken der Lage der Gleitflächen zu entsprechen.

Die **Einsatzmöglichkeit** der nachfolgend beschriebenen Systeme beschränkt sich technisch auf die Sanierung von Erosionsprozessen sowie auf (hangparallele und kreisförmige) Rutschungen mit einer Gleitflächentiefe von maximal ca. 2 bis 3m.

Für grössere Hangbewegungen mit tiefer liegenden Gleitflächen sind in der Regel Techniken des Spezialgrundbaus oder sehr massive Stützkonstruktionen nötig.
In vielen Fällen muss jedoch eine **Kombination verschiedener Verbausysteme** angewendet werden, damit eine bestmögliche Wirksamkeit erreicht werden kann!

Im vorliegenden Text können wir nur eine kurze Aufzählung der unterschiedlichen Techniken wiedergeben. Eine ausführliche Dokumentation mit Detailbeschreibungen und Darstellungen kann unter folgender Adresse heruntergeladen werden: **www.belop.ch/download/handbuch_ingbio**

2.2 Ingenieurbiologische Massnahmen

2.2.1 Stabilbauweisen

Stabilbauweisen bezwecken eine tiefer greifende Festigung der Hangoberfläche durch Anwendung von lebendem Gehölzmaterial. Sie kommen vor allem zur Anwendung bei:

- oberflächennahen Rutschungen bis max. 0.5m Mächtigkeit
- labilen Hängen und Böschungen

Neben der nachfolgenden Beschreibung der wichtigsten und häufigsten Stabilbauweisen kommt auch das Versetzen von Stecklingen als einfachste Methode vielfach zur Anwendung.

Buschlagen: Äste von ausschlagfähigen Holzarten, besonders Weiden, werden in horizontalen Lagen und Abständen von 1.5-3.0 m von unten nach oben eingebracht (Aushub wird in der unteren Lage als Schüttung gebraucht). Die Pflanzen werden in einem Winkel von 10 - 45° zur Horizontalen eingebracht.

Heckenlagen: In horizontalen Lagen bilden bewurzelte Pflanzen mit einer Neigung von mindestens 10 % zur Horizontalen und einem Abstand von 1-3 m eine Heckenlage.

Hecken-Buschlagen: Neben etwas weniger Buschwerk wie bei der Buschlage legt man pro m' noch einen bewurzelten Heister ein, Anschliessend werden sie bis zu ¾ zugeschüttet. Damit wird neben dem Initialstadium gleich die nächste Pflanzengesellschaft mit eingelegt.

Flechtzäune: Ein um Pflöcke und Steckhölzer geflochtener Zaun aus langen, biegsamen Ruten ausschlagfähiger Weiden. Die Flechtzäune können in horizontalen Reihen, als Diagonalflechtzaun und Kammerflechtwerk ausgeführt werden.

Hangfaschine: Aus lebenden und/oder toten Weiden zusammengebundene Bündel, die nach Abdecken mit Boden sich wieder bewurzeln und Büsche treiben.

2.2.2 Deckbauweisen

Die Deckbauweisen dienen vor allem dem Schutz der Oberfläche vor erodierenden Einwirkungen; die Tiefenwirkung ist von untergeordneter Bedeutung. **Sie kommen vor allem zur Anwendung bei Erosionsschäden in eigentlich stabilen Hängen und Böschungen.**

Spreitlagen: Die zu schützende Fläche wird völlig mit lebenden Ästen bedeckt, wobei das untere Ende in den Boden gesteckt ist, damit sich die Ruten und Äste im Boden anwurzeln können.

Nasssaaten: In einem Mischaggregat werden Saatgut, Dünger, Bodenverbesserungsstoffe, Kleber und Wasser zu einem Brei vermengt und mit einer Dickstoffpumpe auf die zu begründenden Flächen gesprüht.

Trockensaaten: Das Saatgut wird mit einem speziellen „Kleber / Dünger"-Produkt trocken vermischt und mit einem Rückengerät auf den feuchten Boden aufgeblasen.

2.2.3 Grenzen der Ingenieurbiologie

Ingenieurbiologische Methoden können nicht immer und überall eingesetzt werden. Ihrer Anwendung sind folgende Grenzen gesetzt:

- Sie ist an das natürliche Verbreitungsgebiet der verwendeten Pflanzen gebunden.
- Die Tiefenwirkung der Wurzeln ist nicht gross. Baumwurzeln können nur die obersten 2 bis max. 3 m stabilisieren.
- Es dürfen keine Bodenbewegungen mehr stattfinden, damit die Wurzeln festigende Funktionen übernehmen können.
- Der Einbau der Steckhölzer und Äste von ausschlagfähigen Holzarten beschränkt sich auf die Zeit der Vegetationsruhe.
- Die Stabilisierungswirkung tritt verspätet ein und erreicht ihr Maximum erst nach 1 bis 2 Jahren.

2.3 Oberflächenstabilisierung und Erosionsschutz

Biologisch abbaubare Erosionsschutznetze: Auf einer vorbereiteten Böschungsfläche wird vor oder nach der Nasssaat (abh. vom Netztyp) ein Netz aus Naturfasern aufgelegt und möglichst satt auf der Bodenoberfläche gehalten. Sie dienen insbesondere dem Schutz vor Erosion des Oberbodens, dem Wasserrückhalt und der Verbesserung der Keim- und Aufwuchsbedingungen (feuchtes Mikroklima).

Verankerte Erosionsschutznetze aus Kunststoff: Die erosionsgefährdete Steilböschung wird mit einem synthetischen Netz (Geogitter, Hochleistungsnetz) abgedeckt. Das Netz wird mit Hilfe von kleinen Lockermaterialankern auf den Boden gedrückt. Neben der Erosion können auch leichte, oberflächennahe Rutschbewegungen aufgehalten werden.

Erosionsschutzschwellen (Böschungsschutz mit Pfählen/Brettern): Waagrecht an der Oberfläche verlegte Hölzer werden durch Anker und Pfähle gestützt und mit Erdmaterial hinterfüllt. Die Querhölzer dienen als Barrieren, die als Erosionsschutz wirken. Diese Massnahme sollte nur zusammen mit ingenieurbiologischen Massnahmen ausgeführt werden, um die Wirkungsdauer zu erhöhen.

2.4 Hangstützwerke, Rutschungs- und Rüfenverbau

Doppelte Holzkasten: Doppelte Holzkasten werden als zweiwandige Bauwerke ausgebildet, indem zwei parallel zum Hang angeordnete Wände aus Längshölzern durch Querhölzer (Zangen) miteinander verbunden werden. Doppelte Holzkasten werden sehr oft in Kombination mit Massnahmen aus der Ingenieurbiologie, also mit Begrünung, ausgeführt.

Einfache Holzkasten: Einfache (oder einwandige) Holzkasten wurden bisher eher selten z.B. bei kleineren Bachverbauungen eingebaut. Nachdem in den letzten 10 Jahren jedoch neue Anker-Techniken aufgetaucht sind, werden sie vermehrt auch im Rüfenverbau eingesetzt.
Im Vergleich zum doppelten Holzkasten werden beim einwandigen Holzkasten die hinteren Längslagen weggelassen. Auch sie werden meistens in Kombination mit Massnahmen aus der Ingenieurbiologie, also mit Begrünung, ausgeführt.
Wir unterscheiden grob unter den folgenden Kategorien von einwandigen Holzkasten:

- Einfache Holzkasten mit oder ohne Verankerung (hier als Längsleitwerk)
- Verankerte Krainerwände
- Einfache Holzkasten mit senkrechten Zangen (Schwellen)

Verankerte Hangroste: Neben dem Holzkasten ist der verankerte Hangrost seit einigen Jahren zu einer der am häufigsten eingesetzten Verbautechnik im Hangverbau gewachsen. Sie werden auch sehr oft kombiniert mit Holzkasten eingebaut, in dem der Holzkasten den Fuss des Hangrostes sichert.
Sehr wichtig ist beim Hangrost die korrekte Bauweise mit durchgehenden **LÄNGS**hölzer (wenn möglich in den gewachsenen Untergrund eingelegt), einer sauberen Entwässerung und der Verankerung, damit er später nicht vom Hangdruck aufgestellt werden kann. Hangroste werden fast immer vollständig eingedeckt und in Kombination mit Massnahmen aus der Ingenieurbiologie, also mit Begrünungen oder Pflanzungen, ausgeführt.

Verankerte Schwellen: Einfache Rundhölzer von ca. 3 - 4m Länge, die auf einer abgerutschten, erosionsgefährdeten Fläche oder an Anrissrändern eingebaut werden, um Folgeerosionen und -rutschungen zu verhindern.
Die Verankerung erfolgt mit Lockermaterialankern, mit gebohrten Ankereisen oder Seilankern.

Blocksteinmauern (Trockenmauern): Aufschichtung von kantigen, formwilden Blocksteinen zu einer Mauer. Kombiniert dazu können auch ingenieurbiologische Massnahmen angewendet werden.

Steinkörbe: Netz- oder Gitterkörbe werden mit kantigen, sauber geschichteten Steinen ausgefüllt. Die einzelnen Korbmodule lassen sich gut dem Gelände anschmiegen. Meistens kombiniert mit ingenieurbiologischen Massnahmen.

2.5 Entwässerungen

2.5.1 Allgemeines

Weil das Wasser im Boden häufig ein massgebender Faktor in Rutschgebieten ist, gehören Entwässerungen zu den klassischen Sanierungsmassnahmen.
Im Zusammenhang mit Entwässerungen ist zu unterscheiden zwischen:

- oberflächlich abfliessendem Wasser
- Infiltrationswasser
- Sickerwasser im Boden.

Rutschungen spielen sich meistens in Böden ab, die aufgrund ihrer Durchlässigkeitsbeiwerte als schlecht bis kaum entwässerbar zu bezeichnen sind. Mit den klassischen Massnahmen wie Drainagegräben oder Drainageleitungen lassen sich daher die Sickerwasserverhältnisse und damit der Grundwasserspiegel nur wenig beeinflussen.
Das Ziel forstlicher Entwässerungen kann somit in den meisten Fällen nur in einer Verkleinerung der Infiltrationsrate bestehen. Dabei soll verhindert werden, dass oberflächlich abfliessendes Wasser, Wasser aus Quellen, sowie Infiltrationswasser aus Regen und Schneeschmelze in potentielle Rutschmassen eindringen. Zu diesem Zweck wird das Wasser auf den entsprechenden Flächen bzw. an den entsprechenden Stellen in Entwässerungsgräben gefasst und abgeleitet. Im Boden verlegte Rohrleitungen werden nicht empfohlen (Schäden nicht oder erst zu spät sichtbar).
Das Fassen des Wassers stellt in der Regel keine grossen Probleme dar. Schwieriger wird es dann mit der Ableitung in den Vorfluter. Diese Gräben sind meistens extreme Steilgerinne in der Falllinie des Hanges mit extrem stark schiessendem Abfluss. Sind die Bauten zerstört, besteht ausgeprägte Erosionstendenz und die Gräben entwickeln sich leicht zu gefährlichen Runsen.
Damit Entwässerungssysteme unter solchen Bedingungen auch nur einigermassen funktionieren, ist ihr dauernder Unterhalt während Jahrzehnten sicherzustellen. Die Nachteile einer schlecht wirkenden Entwässerung in Bezug auf die Hangstabilität sind nämlich weit grösser, als ihre Vorteile.
Wir unterscheiden verschiedene Arten von Entwässerungen.

2.5.2 Entwässerung von Stützwerken

Die richtige Entwässerung zählt zu den wichtigsten Arbeiten beim Rutsch- und Hangverbau!!! Jede Verbauung an sich ist wertlos, wenn wir das Wasser nicht im Griff haben.

Mit der Erstellung eines Stützwerkes ohne Entwässerung würden Wasseraustritte blockiert und hohe Staudrucke verursacht, die zu einer neuen Rutschung mit samt dem Stützwerk führen würde. Die fachgerechte Entwässerung dient dem Ableiten des Wassers an die Oberfläche und verunmöglicht den Aufbau hoher Staudrucke. Zusätzlich ist es bei Stützwerken häufig notwendig, dass das Fundament entwässert wird, weil das Wasser sonst hinter dem Stützwerk in das Fundament abfliesst und so die Tragsicherheit beeinträchtigt (Gefahr von Grundbruch). Das Wasser muss am hangseitigen Fuss des doppelten Holzkasten gesammelt und an die Oberfläche geleitet werden.

2.5.3 Biotechnische Entwässerung

Entwässerung durch **pflanzlichen Wasserverbrauch**: Durch Bepflanzung können oft technisch kaum entwässerbare Hangabschnitte auf natürliche Weise entwässert werden. Zu diesem Zweck eignen sich Pflanzen mit grosser Blattoberfläche. Bei den Gehölzen werden Spitz- und Bergahorn, Schwarz- und Weisserle, Esche, Pappeln, Bergulme und Weiden bevorzugt.

Typisches Beispiel für biotechnische Entwässerung ist der **lebende Faschinendrain**: Zur Ableitung von Oberflächenwasser wird meist in der Falllinie ein Graben mit undurchlässiger Sohle (Lehmschicht) ausgehoben. Darin werden Faschinen aus Weidenästen eingelegt und mit Erdmaterial zugedeckt. Die Faschinen weisen einen Durchmesser von etwa 30 cm auf. Sie werden mit Pflöcken oder mit oberhalb des Hanges befestigten Drahtseilen fixiert.
Der Einbau der Faschinen kann auf zwei Arten erfolgen:

- Lose - in unstabilen Untergrund: Die ausschlagfähigen Äste werden fortlaufend, lose eingelegt. Die Äste kommen dabei leicht schräg auf die zuvor eingebauten zu liegen.
- Gebündelt – in stabilen Boden: Die Weidenäste werden gebündelt und alle 30 cm mit Draht zusammengebunden. Die ganzen Bündel werden stumpf gestossen in den Graben eingelegt.

2.6 Verankerungstechniken

Eingemörtelter Seilanker: Anwendung im felsigen Untergrund.

Seilanker mit Zweikomponenten-Leim: Prinzip wie eingemörtelter Anker

Einrammanker: Anwendung im Lockermaterial. Es existieren je nach Anwendung verschiedene Ankertypen und -grössen. Die leichten Anker werden von Hand eingeschlagen, mit einer Stockwinde vorgespannt, für die schweren ist hingegen der Einsatz von speziellen Schlaggestänge, Kompressor und Abbauhammer notwendig.
Die schweren Anker werden normalerweise ohne Seil / Stange geliefert. → Für das Vorspannen und Fixieren sind spezielle Bindetechniken notwendig!

Gebohrte Verankerungseisen: Anwendung: im Fels. Normalerweise wird die unterste Holzlage eines Holzkastens oder eines Hangrostes nach hinten an die Ankereisen gehängt. Eine saubere Vorspannung ist wichtig, damit spätere Auflasten (z.B. Schreitbagger) verkraftet werden.

Gebohrter Spreizanker: Anwendung in schlechtem, brüchigem Fels und sehr stark verdichtetem Lockermaterial (z.B. Moräne).

3. Planung und Bauausführung

3.1 Allgemeine Grundsätze

Planung
Weil die spezifischen Bedingungen von Fall zu Fall ganz verschieden sind, gibt es keine allgemein gültigen Rezepte für die Projektierung von Massnahmen. Für jedes Projekt sind die Prozesse und Mechanismen erneut zu beurteilen. Die Erfahrung zeigt, dass sich eine vorgängige Planung auf das Wesentliche konzentrieren und beschränken sollte, da die Bedingungen vor Ort viele Unsicherheiten und Überraschungen in sich bergen können. Aus diesem Grund ist eine flexible Planung angezeigt und Detailentscheide müssen von der Bauleitung auf der Baustelle spontan und flexibel getroffen werden können.

Personal
Erfahrenes und hoch qualifiziertes Personal in allen Bereichen vom Schreitbaggerfahrer bis Forstwart und Ingenieur ist unerlässlich für ein gutes Gelingen bei der Ausführung der Massnahmen. Erst dadurch wird sowohl ein fachlicher, bautechnischer, und im meist sehr schwierigen Gelände auch sicherheitstechnischer Erfolg garantiert.

Dokumentation

Während der gesamten Bauphase und nach der Ausführung ist eine saubere Dokumentation der Arbeiten sehr wichtig. Diese erlaubt zu einem späteren Zeitpunkt eine detaillierte Erfolgs- und Qualitätskontrolle, woraus wiederum wichtige Erkenntnisse und Lehren für zukünftige Baustellen gesammelt und dadurch das Niveau ständig verbessert werden kann. Zudem bildet sie die Grundlage für die Unterhaltskontrollen.

Unterhalt
Um eine lange Lebensdauer der Verbauungen zu gewährleisten, ist eine andauernde Kontrolle, Unterhalt und periodische Pflege der Verbauungsflächen unerlässlich (siehe Kapitel 6.2.7.6).

Rahmenbedingungen
Für üppiges Ausschlagen und Aufkommen des lebenden Astmaterials und der Stecklinge ist in jedem Fall viel direktes Licht erforderlich. Falls die Verbauflächen stark beschattet sind, muss mit begleitenden waldbaulichen Massnahmen mehr Licht auf den Boden gebracht werden.

3.2 Allgemeine Abfolge von Massnahmen

Aufgrund allgemein gültiger Zusammenhänge umfasst eine Stabilisierung aber immer folgende grundsätzlichen Massnahmen:

a) Hangfusssicherung
b) zulässige Hangneigung bestimmen und sicherstellen
c) Oberflächenschutz
d) Zusätzliche Massnahmen

3.3 Auswahl der Baumaschinen und Geräte

Die Zugänglichkeit der Baustelle ist entscheidend für die Auswahl der erforderlichen Baumaschinen und Geräte. Folgende Maschinen und Geräte sind (besonders für Holzkasten und Hangroste) einsetzbar:

- Raupenbagger mit schwenkbarem Aushub- und Planiekübel.
- Schreitbagger mit Teleskoparm, Radantrieb, Seilwinde, etc.
- Kompressor oder Benzinbohrhammer für Anker- und Sprengarbeiten.
- Grabenwalze oder Plattenvibrator für Verdichtung.
- Für Holztransport: Rückefahrzeug mit Seilwinde, Seilkran, Helikopter.
- Kleingeräte: Motorsäge, Eder-Zusatzgerät an Motorsäge, Bohrgerät, Wasserpumpe, Kleinseilwinde, Schürfkübel.

3.4 Bereitstellung der Baumaterialien

Holz

Die bei uns vorkommenden Holzarten haben unterschiedliche Resistenz gegen Fäule. Nachstehende Holzarten sind geeignet:

Dauerhaftigkeit (Klassen)	sehr dauerhaft	dauerhaft	mässig dauerhaft	nicht dauerhaft	hinfällig
Lebensdauer bei Feldversuchen	>25 Jahre	15–25 Jahre	10–15 Jahre	5–10 Jahre	<5 Jahre
Holzart	Eibe	Edelkastanie Eiche Robinie	Lärche Douglasie Föhre	Fichte Tanne Esche Ulme Pappel	Splintholz allgem. Erle Buche Hagebuche Birke Ahorn Weide

Aufgrund dieser Erkenntnisse ist es sehr wichtig, dass Fichten- und Tannenholz immer zugedeckt wird (dauernde Feuchtigkeit → langsamere Fäulnis)

Qualitätsmerkmale:

- gesund (keine Rot- und Faulstellen).
- frisch (auch frisches Käferholz kann unbedenklich verwendet werden).
- keine grösseren Krümmungen.
- geringe Abholzigkeit
- für grössere Bauwerke ist die Erstellung einer Liste vorteilhaft.

3.5 Beschaffung von geeignetem Pflanzenmaterial

Die richtige Wahl des Pflanzenmaterials ist Grundvoraussetzung für das gute Gelingen von ingenieurbiologischen Massnahmen. Dabei ist insbesondere auf die Standortsansprüche der einzelnen Pflanzen zu achten.

Generell gilt für die Anwendung: Der Anwendungsbereich richtet sich nach dem Verbreitungsgebiet der eingesetzten Gehölze. Oberhalb 1400 m wird es schwierig und oberhalb 1600 m gar unmöglich.
Gerade in der Ingenieurbiologie ist eine grösstmögliche Vielfalt an Pflanzenarten sehr wichtig, weil:

- dadurch ein stufiger Wurzelhorizont aufgrund der unterschiedlichen Bewurzelungstiefe entsteht.
- der Ausfall einer Art den Fortbestand einer Verbauung nur wenig gefährdet.

Als Ast- und Stecklingsmaterial versprechen vor allem diverse Weidenarten einen guten Anwuchserfolg, insbesondere Purpur-, Reif- und Korbweiden (Anwuchserfolg 90-100 %). Weiter sind auch Schwarzpappel und Liguster noch gut zu verwenden (Anwuchserfolg 65 %).
Nicht als Stecklingsmaterial eignen sich Weisserle, Alpenerle, Berberitze und Salweide.

Falls in der Nähe der Verbauungsfläche erfolgreiche Grünverbauungen ausgeführt wurden, kann aus diesen Flächen eventuell geeignetes Ast- und Stecklingsmaterial gewonnen werden.

Für den Einbau von bewurzelten Pflanzen (Heckenlagen) erfolgt die Wahl der Pflanzenarten aufgrund ihrer Standortsansprüche, ihrer bodenfestigenden Wirkung und der Resistenz gegen Verschüttung, Steinschlag, Kriechschnee, etc.

Folgende Pflanzen sind relativ gut geeignet für den Heckenlagenbau (bewurzelt):
Bergahorn, Weisserle, Grünerle, Vogelbeere, Esche,
Weidenarten, Liguster, Berberitze.

Für die **Verwendung** von Stecklingsmaterial zeigt sich in der Praxis, dass der "dickere" Steckling wegen seines besseren Starts höhere Zuwachsleistungen aufweist und weniger schnell austrocknet. Vor allem die im Grünverbau entscheidenden Wurzellängen steigen entsprechend dem Stecklingsvolumen bzw. der Stecklingslänge.

3.6 Unterhaltsmassnahmen

Unterhalt von Rutsch- und Erosionsverbauungen
Die Rutsch- und Erosionsverbauungen sind dauernd zu überwachen und allfällige Schäden wenn möglich sofort zu beheben. Wird dies nicht ausgeführt, läuft man Gefahr, dass sich die Schadenstellen weiter ausweiten.
Besonders kritisch sind die Verbauungen mit Holz, welche mit zunehmendem Alter durch das Vermorschen immer anfälliger werden. In diesem Fall sind die Verbausysteme zu erneuern. Optimale Wirkung erreichen die Rutsch- und Erosionsverbauungen aus Holz (Holzkästen, Hangroste, Schwellen) nur in Kombination mit ingenieurbiologischen Massnahmen. Dabei übernehmen die Pflanzen mit dem Alter teilweise die Stützfunktion des Holzes.

Unterhalt ingenieurbiologischer Massnahmen
Hier wird zwischen der Pflege für Stabilbauweisen und Deckbauweisen unterschieden.

Unterhalt und Pflege von Bauweisen mit Gehölzen (Stabilbauweisen):

- Kontrolle und Nachbesserung fehlerhafter Stellen (z.B. Risse durch Nachsetzungen, Erosionsschäden).
- Grundsatz: Kleine festgestellte Schäden nach Möglichkeit sofort beheben!
- Einzäunung gegen Beweidung.
- Weiden alle 3-6 Jahre auf den Stock setzen (Erhaltung eines elastischen Weidengebüsches) oder periodische Ausdünnung der Weidenstangen.
- Düngung auf nährstoffarmen Böden zur Verbesserung der Standortsbedingungen.

Unterhalt und Pflege von Saaten (Deckbauweisen)

- Beregnung in Trockenzeiten.
- Ausbesserung nicht begrünter Stellen.
- Einzäunung gegen Viehtritt.

- Evtl. Nachdüngung, insbesondere auf nährstoffarmen, kiesigen Böden.
- Evtl. einmaliges Zurückschneiden zur Förderung des Wurzelwachstums.

Für üppiges Ausschlagen und Aufkommen des lebenden Astmaterials und der Stecklinge ist viel direktes Licht erforderlich. Falls die Verbauflächen stark beschattet sind, muss mit begleitenden waldbaulichen Massnahmen mehr Licht auf den Boden gebracht werden.

Wir haben im Auftrag des Amt für Wald + Raumentwicklung OW ein ausführliches Praxis-Handbuch über die Techniken der Ingenieurbiologie und des Hangverbaus zusammengestellt. Es kann unter der folgenden Internet-Adresse heruntergeladen werden: **www.belop.ch/download/handbuch_ingbio**
Der download ist nicht kostenpflichtig.

Josef Berwert-Lopes
dipl. Forsting. ETH,
belop gmbh, Ingenieure und Naturgefahrenfachleute
Schwanderstr. 25
6063 Stalden OW
Tel. 041 661 02 70
Email info@belop.ch

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Dammsanierung SBB Strecke Schmitten-Flamatt

Walter Wiedmer
Dr. Kaspar Graf

Dammsanierung Schmitten–Flamatt

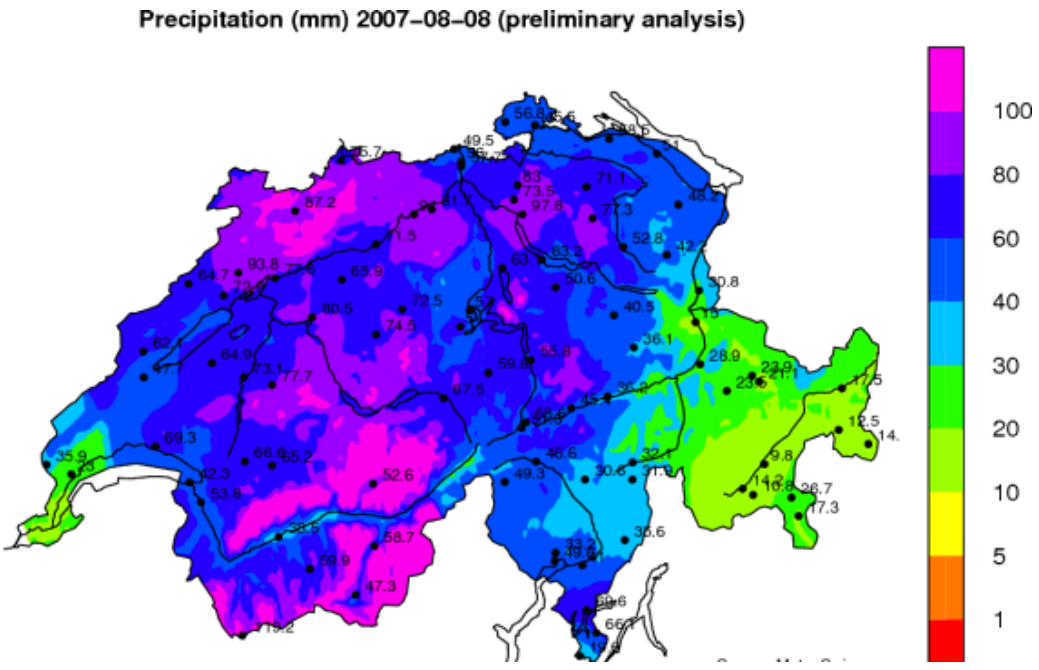
1 Unwetterereignis 7. – 9. August 2007

1.1 Ereignisablauf im Raume Schmitten-Flamatt

Die anhaltend nasse Witterung des Sommers 2007 hatte entlang der SBB Strecke Schmitten – Thörishaus bereits vor dem August zu Hanginstabilitäten geführt. Diesem Umstand muss in der Einschätzung der Unwetterschäden an der Bahnlinie Lausanne – Bern Rechnung getragen werden.

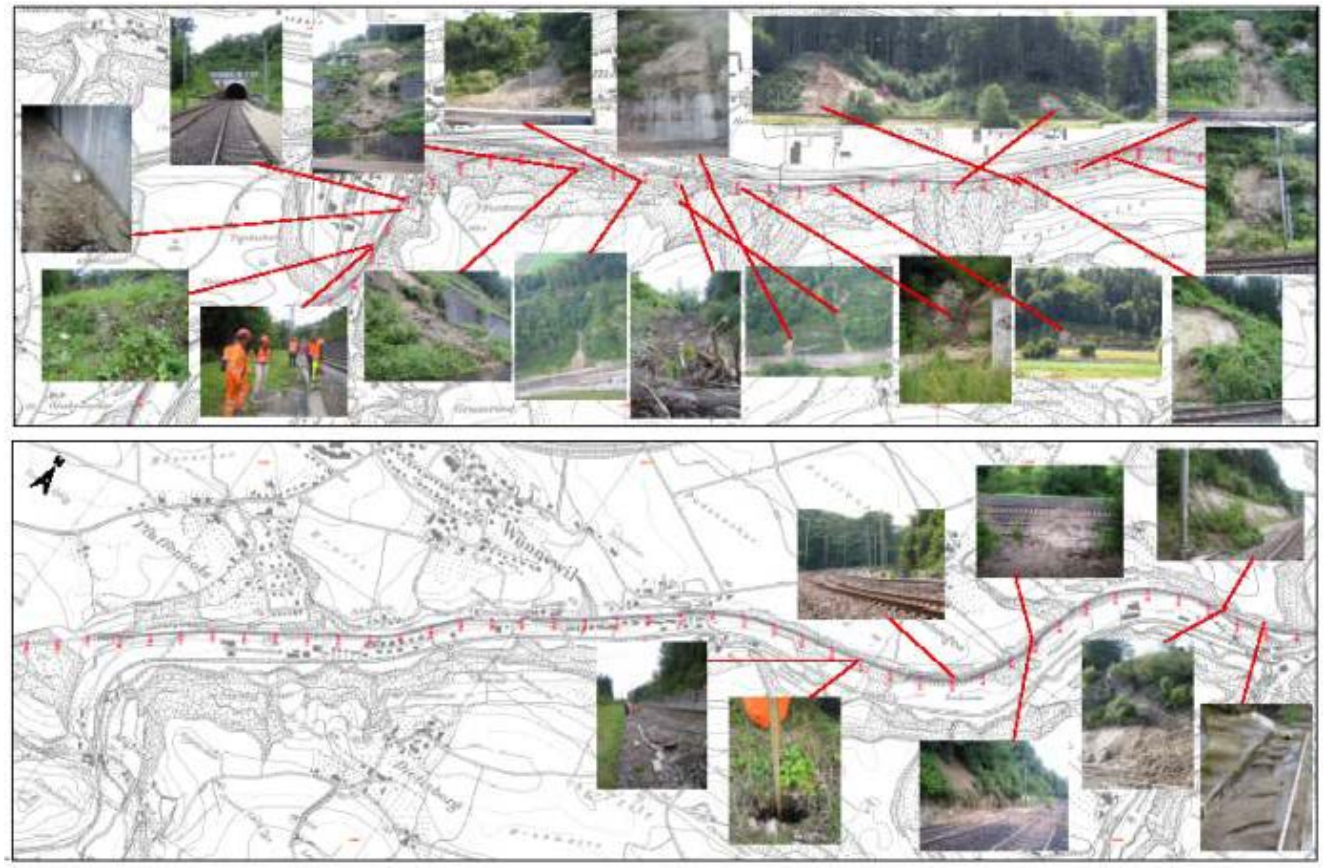
Wetterentwicklung

Am Morgen des 7. August 2007 lag Westeuropa unter dem Einfluss eines ausgedehnten Tiefdrucksystems mit Zentren nördlich von Schottland (Tief Karlheinz), über der Iberischen Halbinsel und über Österreich (Tief Leander). Die durch nordwestliche Bodenwinde Richtung Schweiz gesteuerte Kaltfront brachte feuchte Luft ins Mittelland und an die Alpen und war stellenweise sehr aktiv. Die eingebetteten Gewitterzellen entluden sich in den Morgenstunden primär in der Westschweiz und zogen dann weiter Richtung Zentral- und Ostschweiz.
Die Gewitter führten stellenweise zu hohen Niederschlagsmengen. Von Montagmittag bis Dienstagnachmittag fielen vom Chablais her über die Region Bern und Teile des Juras bis nach Basel sowie längs der Voralpen um 30 mm. Örtlich waren es infolge von Gewittern sogar 70 bis 90 mm. In der Stadt Freiburg wurden zahlreiche Keller überflutet und bei Flamatt ging eine erste Hangmure auf die SBB-Gleise nieder. Auch die Innerschweiz wurde durch die Starkniederschläge getroffen. So gingen hier zahlreiche Hangmuren nieder und es wurden verschiedentlich Strassen durch Murgänge verschüttet. Am Jurasüdfuss wurde die Hauptstrasse zwischen Gänsbrunnen SO und Moutier BE durch einen Hangrutsch verschüttet.
Nach den ersten erwähnten Ereignissen vom Dienstag, 7. August, blieb die markante Luftmassengrenze in der Schweiz bis zum Donnerstag, 9. August, wetterbestimmend. Die Situation spitzte sich am Mittwoch zu, als sich ein abgeschlossenes Höhentief über dem westlichen Alpenraum bildete. Es führte in der Höhe erneut sehr feuchte Luftmassen aus südlicher, später südöstlicher Richtung gegen die Schweiz.
Von Mittwoch bis Donnerstag wurden im Mittelland verbreitet Regenmengen von 80 mm und mehr gemessen. Allein am Mittwoch fielen in weiten Teilen der Schweiz 50 bis 80 mm Niederschlag. Wädenswil (ZH) verzeichnete in der 2-Tages-Summe (Mittwoch und Donnerstag) sogar einen Rekordniederschlag von 139 mm (höchster Wert seit Messbeginn im Jahr 1981). Die gemessenen Niederschläge in Zürich, Bern und Basel kommen statistisch nur etwa alle 20 bis 50 Jahre vor (siehe Bild 1).



(Bild 1) Vorläufige Analyse der Niederschlagsmengen vom Donnerstag, dem 8. August 2007 [mm]. Copyright MeteoSchweiz. Die Analyse beruht auf den Daten von 72 automatischen Stationen.

In der Folge kam es im Raum Flamatt - Laupen zu einer Verkettung von Ereignissen. Vorab mit Überschwemmungen, Rutschungen, Murgängen und Hangmuren entlang der SBB Strecke zwischen Flamatt und Thörishaus, sowie Reaktivierung von teilweise tiefgründigen Felsrutschungen und Felssackungen.
Für die SBB ereignete sich der folgeschwerste Vorfall am Morgen des 10. August zwischen km 81.500 und 81.900, wo der geschüttete Bahndamm abrutschte. Dies führte zum vollständigen Unterbruch der Strecke bis zum 25. August. In Bild 1 sind alle von Überschwemmungen und Rutschungen betroffenen Abschnitte in einem Übersichtsplan dargestellt.



(Bild 2) Übersicht der Schadensstellen entlang der SBB Strecke zwischen Schmitten – Bahnhof Flamatt – Sensebrücke – Thörishaus; oben W-E Flamatt bis Sensebrücke; unten W-E Tunnel Schmitten bis Flamatt (Ausschnitt aus Ereignisbericht GEOTEST vom 31.8.2007). Die Fotos sind den entsprechenden Abschnitten zugeordnet.

1.2 Übersicht der Schadensstellen entlang der SBB Strecke zwischen Schmitten und Flamatt

Bei km 82.100 wurde durch viel Oberflächenwasser eine Hangmure entlang der bewaldeten Böschungskante ausgelöst. Dabei wurde ein Teil des Murgangmaterials durch die Bäume gestoppt. Die Gleisanlage wurde auf einer Länge von 30 m verschüttet.
Bei km 82.750 erfolgte eine massive Reaktivierung einer alten Felssackung. Bereits im Frühjahr 2006 waren im Anschluss an starke Regenfälle erstmals Rutschphänomene aufgetreten. Während der Räumungsarbeiten entlang der Gleise zeigte sich, dass der Molassefels auf einem Mergelhorizont über dem Gleis abzugleiten drohte. Zur Erhaltung der Verfügbarkeit der Strecke musste ein umfangreiches Sanierungsprojekt mit Materialabtrag und Hangsicherung als Notmassnahme ausgeführt werden.
Bei km 83.250 wurde eine tiefgründige Rutschung durch die Unwetter reaktiviert. Der gefährdete Gleisabschnitt musste mit Entlastungsbohrungen und einem Mikropfahlriegel gesichert werden.
Bei km 84 (Bahnhof Flamatt) ereigneten sich verschiedene Rutschungen und Hangmuren, die stellenweise Schutzbauten und Bahneinrichtungen beschädigten. Es mussten lokal Schuttmassen am Gleis und im Hang von Hand und mit Schreitbagger geräumt werden.
Bei km 85.400 wurde ebenfalls eine bestehende Instabilität in der Sandsteinböschung reaktiviert. Teile des Hanges drohten auf die Gleise abzurutschen. Mit einem Materialabtrag und Böschungssicherungsmassnahmen wurde diese Gefahr entschärft.




(Bild 3 und 4) Beispiele Hangmure bei km 82.100 und Felsinstabilität bei km 85.400.

2 Rutschereignis bei km 81.800

2.1 Ereignisablauf

Am Freitagmorgen, 10. August 2007, wurde ein Sicherheitsbeauftragter der SBB nach Zugsdurchfahrt auf die Gleisdeformation aufmerksam. Die Streckenverantwortlichen wurden in der Folge alarmiert und begaben sich zusammen mit einem Geologen sofort vor Ort. Ein Zug aus Richtung Freiburg wurde vor der Schadensstelle angehalten und anschliessend nach Freiburg zurückgeführt. Die Geschwindigkeit der Züge war wegen der prekären Unwettersituation schon am 7. August auf 50 km/h reduziert worden.
An dieser Stelle verläuft das Trassee entlang der Talflanke und liegt auf einem ca. 8 m hohen Damm. Der Untergrund unter diesem Damm ist in Bewegung geraten. Die Hauptdeformationen waren zum Zeitpunkt der Alarmierung bereits abgelaufen. Danach erfolgten nur noch relativ geringe Nachsetzungen des Geländes bzw. des Dammkörpers. Es ist deshalb von einem spontanen und raschen Ablauf des Rutschereignisses auszugehen.

2.2 Schadensbilder

Durch die horizontale und vertikale Verschiebung des Dammkörpers wurden als hauptsächliches Schadensbild die Gleisstränge deformiert. Entlang der bergseitigen Dammböschung bildeten sich Risse parallel zum Gleiskörper, zudem wurden die Mastfundamente verschoben.
Etwa 30 m talseits des Dammfusses bildete sich durch die austretende Gleitfläche ein Stauchwulst, welcher erst nach Entfernen einer Maispflanzung sichtbar wurde.
Risse an einer benachbarten Strassenunterführung bei km 81.650 sind nicht eindeutig auf das Ereignis zurückzuführen. Bei km 81.500 bildeten sich im Damm talseits Risse durch eine flachgründige Rutschung (siehe Bild 6).



(Bild 5) Deformierte Gleislage am 10.08.2007

2.3 Sondiermassnahmen

Folgende Massnahmen wurden ausgeführt:

- 13 Kernbohrungen
- 7 Piezometerrohre; 5 Piezometer wurden automatisiert; Darstellung der Messdaten auf dem Internet.
- Installation einer Niederschlagsmessstation mit Fernablesung
- 8 Inklinometerrohre; Inklinometermessungen bis zum 19.9.2007
- Laborprüfungen an Bohrproben: Wassergehalte
  Korngrössenverteilungen
  Atterberggrenzen

2.4 Geologisches Modell

Die Bahnlinie verläuft im fraglichen Abschnitt am Fuss eines ausgeprägten Einschnittes in der unteren Süsswassermolasse. Die Schichten liegen generell subhorizontal und bilden eine Wechsellagerung von Sandstein und Mergel. Entlang der Mergelhorizonte bestehen ausgeprägte Quellhorizonte, welche sich über weite Strecken verfolgen lassen. Der Fels wird oberflächlich und tiefgründig durch steilstehende Kluftscharen durchschlagen. Der Fels tritt entlang der Taleinschnitte über weite Strecken zutage, wird auf dem Plateau und am Fuss der Eintalung durch teilweise recht mächtige Lockergesteinsablagerungen überdeckt.
Die Erkenntnisse aus den Untersuchungen liessen auf ein mittel- bis tiefgründiges Rutschereignis zwischen km 81.750 und km 81.860 schliessen. Die Hauptgleitfläche der Rutschung liegt im obersten, verwitterten Bereich des Molassefelses, welcher aus einer ausgeprägten subhorizontalen Wechsellagerung von Sandstein und Mergel mit generell tiefen Festigkeitswerten besteht.
Während der Unwetter kam es durch die vorbestehende Vernässung und Übersättigung der Böden, verbreitet zu oberflächlichen Abflüssen. Dieses Phänomen wurde während der Unwetter direkt beobachtet. Das Oberflächenwasser sammelte sich in Senken und floss an vielen Stellen konzentriert über die Hangkante ab. Der Wasserzufluss dürfte generell über drei Wege erfolgt sein:

- Hangwasserszufluss über sandige und damit durchlässige Schichten der natürlichen Deckschicht die über dem Felsuntergrund liegt
- Oberflächenwasser das über das Terrain in der Falllinie zufliesst und Wasser, das entlang des oberhalb des Dammes liegenden Weges zufloss. Dieses Wasser ist teilweise oberhalb des Dammes unkontrolliert versickert und dürfte zu einem starken Ansteigen des Wasserspiegels im Dammuntergrund und im Damm selbst geführt haben.
- Kluftwasseraustritte aus dem Fels unter dem Damm. Solche Kluftwasserspiegel können in der Hanglage einen hohen Druck aufweisen und wirken sich äusserst ungünstig auf die Stabilität aus. Ein nachträglicher Nachweis des Ausmasses solcher Kluftwasseraustritte ist im Nachhinein mit vertretbaren Mitteln kaum mehr zu führen.

Auch an anderen Stellen entlang der Strecke kam es in den Felsböschungen über der Bahnlinie erst Tage nach den Niederschlägen zu Bewegungen entlang bestehender Klüfte.

2.5 Geotechnisches Modell

Als Grundlage für das geotechnische Modell dienten die Kernbohrungen und Piezometermessungen, die Laborprüfungen, die Inklinometermessungen sowie Rückrechnungen der eingetretenen Rutschungen. Da die Rutschungen nach den ersten Bohrungen noch nicht vollständig abgeklungen waren, konnte mit Inklinometermessungen relativ rasch die Tiefenlage der Gleitfläche bestimmt werden.
Aufgrund dieser Überlegungen konnten für die Rutschfläche in verschiedenen Schnitten die folgenden für Stabilitätsbetrachtungen charakteristischen Reibungswerte rückgerechnet werden:

- Φ'_K = 19-21°, c'_K = 0 kN/m^2 (auch andere Φ/c-Kombinationen wurden betrachtet).
- $c_{u\,K}$ = 43 – 52 kN/m^2

(mit Φ'_K = charakteristischer effektiver Reibungswinkel, c'_K = charakteristische effektive Kokäsion, $c_{u\,K}$ = charakteristische undrainierte Scherfestigkeit)

3 Sofortmassnahmen zur Ermöglichung eines Einspurbetriebes

3.1 Grundsätzliche Szenarien für die Instandsetzung

Die SBB hatten zwischen 2 Szenarien für die Wiederinbetriebnahme zu entscheiden:

Szenario 1: Rasche Inbetriebnahme eines prov. Einspurbetriebes

Es müssen Massnahmen umgesetzt werden, welche ohne grosse Vorbereitungsarbeiten die Dammstabilität erhöhen. Dabei muss eine provisorische Gleislage auf dem abgesenkten Damm geplant und realisiert werden. Dies bedingt auch die Herstellung und den Einbau einer Bauweiche westlich der Schadensstelle. Innert 2 Wochen muss die Strecke wieder 1-spurig mit reduziertem Tempo befahren werden können (25.08.2007 Eidgenössisches Schwingfest in Aarau, täglich 20'000 Pendler Freiburg-Bern).

Szenario 2: Instandsetzung unter Totalsperre

Bei diesem Szenario können die Vorteile der Totalsperre aufgrund des fehlenden Projektes nicht genutzt werden. Während des Beschaffungsverfahrens bleiben die gesperrten Gleise ungenutzt. Die Bauzeit für Hangstabilisierung und Wiederherstellung der Gleislage dauert mindestens 6 Monate.

Die SBB haben sich für das Szenario 1 entschieden, also für eine rasche Inbetriebnahme eines provisorischen Einspurbetriebes.

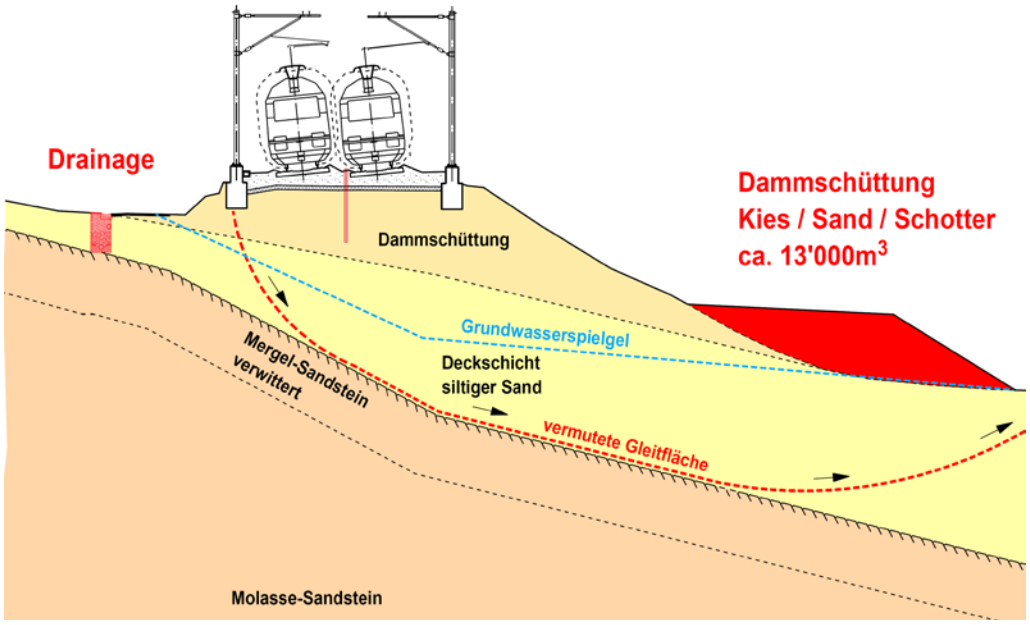
3.2 Überwachungskonzept

Um die Streckensicherheit gewährleisten zu können, wurde so rasch wie möglich ein Überwachungs- und Frühwarnsystem mit folgenden Komponenten in Betrieb genommen:

- Installation eines geodätischen Überwachungsnetzes (durch die Firma Solexperts)
- Installation von Querneigungsmessern zur Messung der Gleisdeformation (durch die Firma Solexperts)
- Versetzen von Piezometern und Inklinometern in den ausgeführten Sondierbohrungen (durch GEO-TEST AG)

3.3 Bauliche Massnahmen

Als Sofortmassnahmen wurden folgende Arbeiten ausgelöst:



(Bild 6) Sofortmassnahmen

1. Aufschüttung eines Stützkörpers ca. 13‘000 m^3
2. Erstellen einer Drainage- und Strassenentwässerung, bergseitig
3. Spülen und Reinigen der bestehenden Drainagen und Entwässerungsleitungen
4. Erstellen neuer Fahrleitungsfundamente
5. Bau einer provisorischen Gleislage in abgesenktem Zustand

3.4 Überlegungen zu den Sicherheiten

Durch Auswertung der Bohrungen (Molassenhorizonte, Gleithorizonte, Wasserstände) wurden der mutmassliche Gleitkörper bestimmt und die verbleibenden Bodenkennwerte in der Gleitfuge mit einer Sicherheit **1.0** durch Rückrechnung ermittelt. Dabei wurden die hohen Wasserstände berücksichtigt, wie sie am Donnerstag/Freitag, 9./10. August 2007, vorgeherrscht haben dürften.
Die Dammanschüttung erhöht die globalen Sicherheitswerte auf **1.15**. Mit einem einspurigen Bahnbetrieb fallen die Sicherheiten wieder auf **1.1** hinunter. Bei diesen Werten sind die Auswirkungen der neuen bergseitigen Drainageleitung nicht enthalten.
Die Freigabe des Betriebes war jedoch nur möglich dank einem ausgeklügelten Überwachungs- und Messsystem, welches für das Kernteam online zur Verfügung stand.

4 Instandsetzung

4.1 Randbedingungen

Die wesentlichste zeitliche Randbedingung für die Instandsetzung von Unterbau und Oberbau bildete die EURO 08. Im Juni 2008 also musste die Strecke 2-spurig möglichst ohne Einschränkungen befahren werden können. Demzufolge entschieden sich die SBB für einen einspurigen Bahnbetrieb von ca. 5. Monaten vor und nach der EURO.

Die Sofortmassnahmen im August 2007 konnten als Direktaufträge an die Unternehmungen vergeben werden. Für die Instandsetzung führte der Weg über das normale Beschaffungsverfahren. Bis Weihnachten 2008 mussten 3 Submissionen durchgeführt und abgeschlossen werden.

4.2 Variantenstudien und realisierte Lösungen

4.2.1 Unterbau

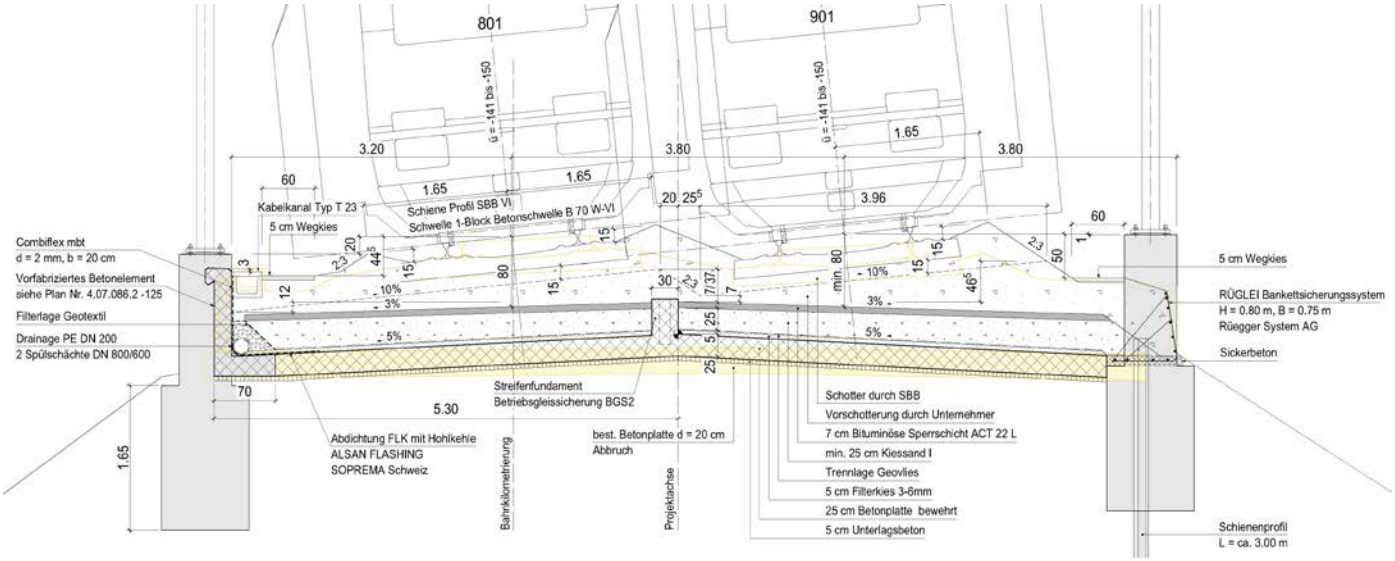
Bereits während der letzten Sanierungsarbeiten 1993–1994 haben sich die SBB für ein unkonventionelles Normalprofil mit einer 20 cm dicken bewehrten Betonplatte entschieden. Ausschlaggebend für diesen Entscheid waren damals die schlechten Baugrundeigenschaften der lockeren Dammschüttung. Dieses Profil hat sich in all den Vorjahren bis zum 08. August 2007 bestens bewährt. Die Messwagenfahrten und der geringe Unterhalt bestätigen die Zweckmässigkeit der damals getroffenen Lösung.

Für den 200 m langen Sanierungsbereich wurden 3 Varianten untersucht und bewertet:

Variante 1	Bewehrte Betonplatte
Variante 2	Bituminöse Tragplatte
Variante 3	Erhöhte Fundationsschicht (60 cm) verstärkt mit Geogitter und Geovlies

Trotz leicht höheren Kosten haben sich die SBB aus folgenden Gründen für die unkonventionelle Betonplatte entschieden:

- Homogenität der Fahrbahn, die beidseitig angrenzenden Bereiche sind analog aufgebaut
- bisher gute Resultate aus den Messwagenfahrten auf diesem Streckenabschnitt
- hohe Gewährleistung zur Überbrückung von allfälligen Hohlstellen im Damm
- günstige Verhältnisse für den Einbau der Betriebsgleissicherungen



(Bild 7) Gewähltes Normalprofil

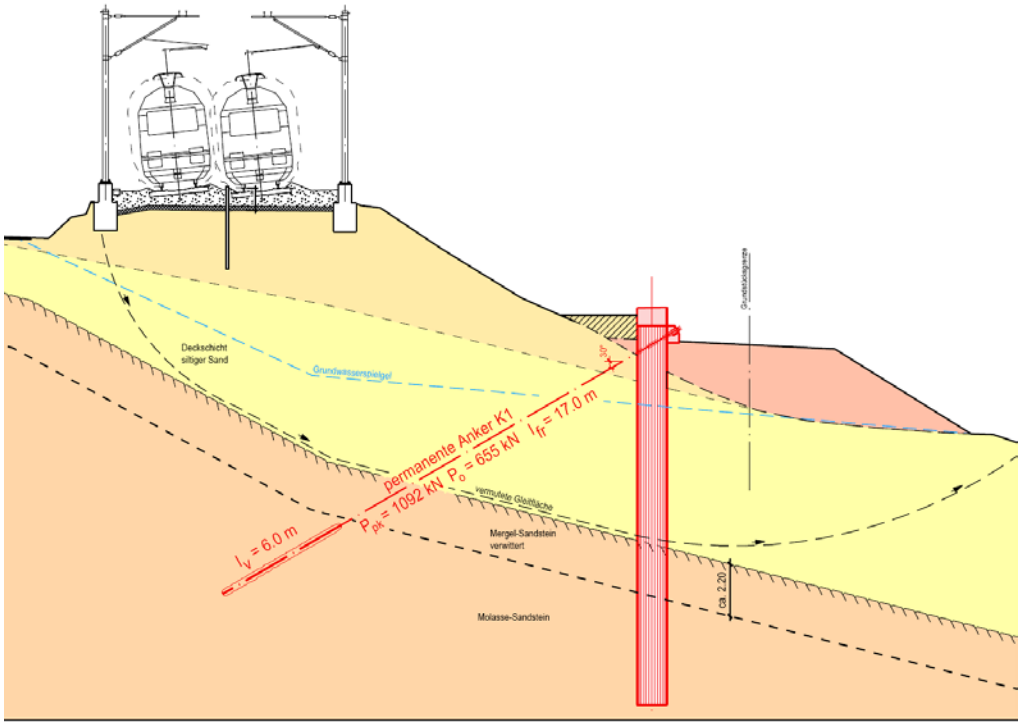
4.2.2 Dammstabilisierung

Obwohl die letztendlich gewählte Lösung mit einer verankerten Pfahlwand bereits in einem früheren Stadium als Favorit galt, wurden zusätzliche Varianten untersucht. Insbesondere ging es auch darum, zu versuchen, permanente Verankerungen zu eliminieren.

Variante 1 Zusätzliche Dammanschüttung

Variante 2 Geschlossene Pfahlwände quer zum Bahndamm (nur Verdübelung)

Variante 3 Pfahlwand
Aufgrund des Variantenstudiums schneidet eine am Kopf rückverankerte Pfahlwand am besten ab. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 130 cm (Abstand 2.6 m) und eine Länge von 16.5 m. Die Pfahlköpfe werden mit einem Riegel verbunden. Die permanenten Anker sind korrosionsgeschützt und weisen Gebrauchslasten von 650 kN auf. Es werden Reservepositionen vorgesehen, um später Anker zu ersetzen oder zusätzliche Einheiten zu realisieren.



(Bild 8) Profil mit Pfahl und Anker

4.3 Zeitliche und betriebliche Aspekte

Die grundbautechnischen Probleme waren die einen, aber ebenso umfangreich waren die betrieblichen Probleme der Bahn. Die Bau- und Betriebsphasen mussten fein untereinander abgestimmt werden. In vorbildlicher Weise wurde dies durch SBB Projektmanagement Lausanne erledigt. Die Arbeiten wurden in 4 Phasen ab Mitte November 2007 bis Anfang November 2008 ausgeführt.

Phase 1	Nov. – Dez. 2007	Pfählungsarbeiten
Phase 2	Jan. – Mai 2008	Unterbausanierung Seite Jura
Phase 3	Juni 2008	EURO 08
Phase 4	Juli – Nov. 2008	Unterbausanierung Seite Alpen

4.4 Besonderheiten

Die Besonderheiten von Bahnbaustellen liegen im Bauen unter Betrieb. Zwischen Betriebsgleis und Baustelle ist ein Baugrubenabschluss von bis zu 1.50 m Höhe notwendig. Die Platzverhältnisse sind äusserst beschränkt und die zur Verfügung stehenden Einsatzzeiten liegen am Wochenende und nach Mitternacht und betragen ca. 3 h.

Für diese „Minirühlwände“ wurden 2 Systeme verwendet:

Betriebsgleissicherung 1	Ständer Verbau	mit Bohrrohren Ø 139 mm Stahlplatten einvibriert
Betriebsgleissicherung 2	Ständer Verbau	Pfähle IPE 100 in Riegel auf Betonplatte versetzt Holzladen



(Bild 9) Betriebsgleissicherung 1 und 2



(Bild 10) Einvibrieren der Stahlplatten

5 Schlussbemerkungen

- Eine Verkettung ungünstiger Ereignisse führte Anfang August 2007 zu extrem prekären Verhältnissen auf dem Streckenabschnitt zwischen Sensebrücke Flamatt und Schmitten.
- Der Ereignisperimeter entspricht den Erwartungen der Riskostudie, übertreffen in ihrem Ausmass aber die erwarteten Szenarien.
- Die Wiederherstellung der Streckenverfügbarkeit bedingte ausserordentliche Einsatzbereitschaft aller Beteiligten.
- Neuralgische Bereiche wurden saniert – zukünftige Unwetter könnten aber an anderer Stelle erneut zu Problemen führen.
- Seit dem 4. November 2008 wird der Damm wieder mit 100 km/h doppelspurig befahren.

Autoren:

Kaspar Graf
Dr. phil. nat
Geologe SIA
GEOTEST AG
Zollikofen BE

Walter Wiedmer
Dipl. Bauingenieur ETH/SIA
Rothpletz, Lienhard + Cie AG
Bern

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Bauwerke in instabilen Hängen

Rudolf Dürrwang

Bauwerke in instabilen Hängen

Grundlage ist die Sanierung und der Bau in weit über 30 Rutschhängen. Die Mehrzahl dieser Sicherungen erfolgte mittels Verdübelung, die auf Fließdruck dimensioniert sind. Diese Methode erlaubt äußerst wirtschaftliche Sanierungen.

Die Größe einer Rutschung, die für eine ingenieurmäßig anspruchsvolle Bearbeitung, wie die Verdübelung geeignet ist, reicht von mehreren 10.000 m^3 bis wenige 100.000 m^3. Rutschungen kleinerer Art werden meist mit Bodenaustausch beseitigt. Rutschungen größeren Umfanges sind wirtschaftlich oftmals nicht mehr sanierungsfähig.

Die beschriebenen Rutschungen liegen im tertiären Ton, in Tonschiefer-Fels und im Rotliegenden-Fels. Letzteres ist eine Wechselfolge von Ton- und Sandsteinen.

Weit überwiegend liegen bereits fossile Gleitfugen vor, die durch eine erhöhte Kriechgeschwindigkeit auffallend sind, die neu bebaut werden sollen oder die Rutschung ist (meist durch Abgrabungen) neu aktiviert worden. Insofern herrscht von vornherein oft bereits Restscherfestigkeit. In der Summe geht es also darum, die Verformungsgeschwindigkeit der Rutschung zu erfassen und diese Verformungsgeschwindigkeit mit einer Sanierung auf ein verträgliches Maß oder bis zum Ruhezustand zu reduzieren. Es werden Beispiele gezeigt, wie Bauwerke und Rutschungen zu kombinieren sind.

1 Methode der Verdübelung

Die Verdübelung ist bei fließfähigen Bodenarten, wie z. B. Tonen eine sehr gute Methode zur Sicherung. Bereits durch eine geringe Erhöhung der haltenden Kräfte mittels Dübel lassen sich die Verformungsgeschwindigkeiten stark reduzieren. Nach Einbau der Dübel kann sich die Rutschung nicht plötzlich beschleunigen, sie weist eine kontrollierte Verformung auf, die bauwerksverträglich sein soll.

In aller Regel werden für die Verdübelungen Bohrpfähle mit Durchmesser 1,2 – 2,0 m eingesetzt und diese werden auf Fließdruck dimensioniert. Der Erhöhungsgrad in der Standsicherheitszahl ergibt den Verdübelungsumfang. Die Rutschungen lassen sich auf eine konstante Kriechgeschwindigkeit von wenigen mm/Jahr drosseln, so dass kleine Verformungen, wie z. B. im Straßenbau mit normalen Instandhaltungsmaßnahmen beherrscht werden können. Sollen Bauwerke gänzlich vom Hangschub befreit werden, wird die Anforderung an die Standsicherheit erhöht und der Verdübelungsumfang entsprechend vergrößert, so weit dass keine Verformungen auftreten (Entkoppeltes System) (Bild 1)

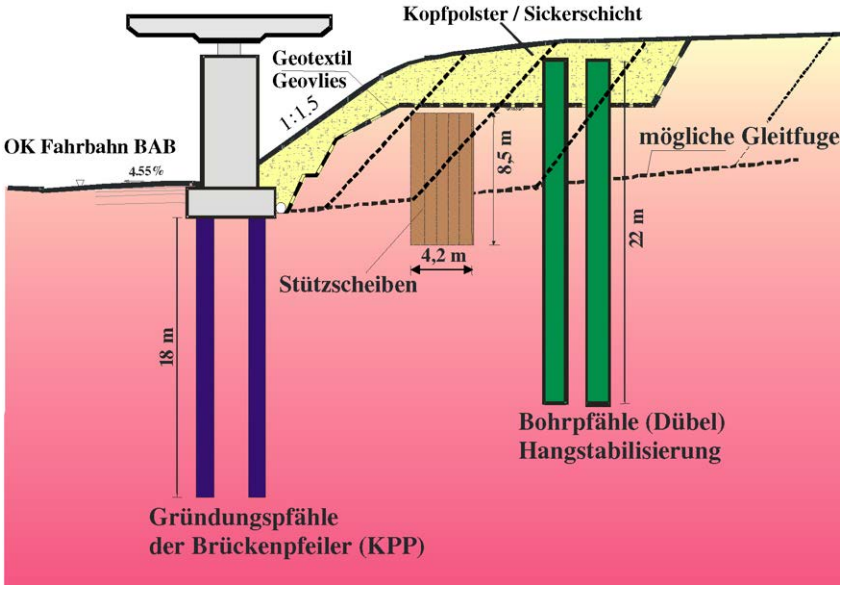


Bild 1: Entkoppelte Systeme – DB Brücke über Einschnitt der BAB-A66 (EÜ Flieden)

Auch Stützscheiben lassen sich für die Sanierung einsetzen. Stützscheiben, hergestellt aus überschnittenen Bohrpfählen oder auch Schlitzwandscheiben haben den Vorteil, dass sie je nach deren Größe erhebliche Kräfte aufnehmen können und gegenüber langfristigen Verformungen sehr robust sind. Im kleineren Umfang können Stützscheiben auch als betonverfüllte Baggerschürfe hergestellt werden.

Die Dübel werden mit der Hangschubkraft aus der Standsicherheitsberechnung beaufschlagt und über einen Bettungsansatz rechnerisch abgebildet. (Bild 2)

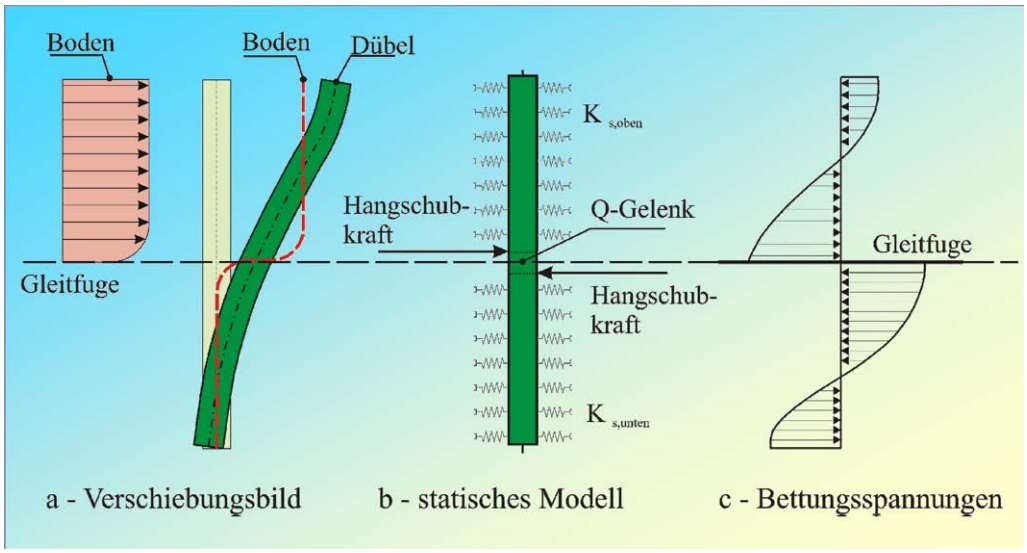
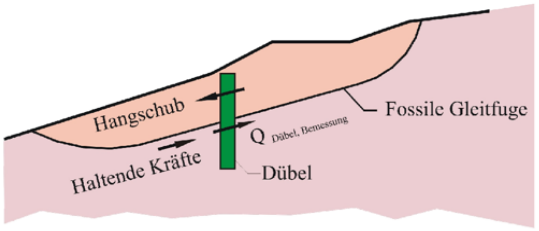


Bild 2: Entkoppelte Systeme – Stabilisierung des Hangs durch Verdübelung

Das Modell ist ein beidseits eingespannter Dübel, der mit einem Querkraftgelenk verbunden ist. Im Querkraftgelenk wird die Hangschubkraft je Dübel eingesetzt. Je nach der Steifigkeit des Bodens oberhalb und unterhalb der Gleitfuge tritt dann am Dübel als Grenzwert Fließdruck im Boden auf und auf diesen Fließdruck wird der Dübel bemessen und eingestellt. Für die innere Bemessung des Dübels ist der Fließdruck die maßgebende Größe. Die Sicherheit bei der inneren Bemessung wird sehr hoch gewählt. Es findet eine Regelbemessung nach Stahlbetonrichtlinien statt, so dass der Dübel beim Umfließen und einer Änderung in der Fließspannung in keinem Falle bricht. Die Fließspannung sind abhängig von der Verformungsgeschwindigkeit und der Konsistenz und Plastizität des umgebenden Bodens und sind nur in der Größenordnung, zu greifen. Deswegen hohe Sicherheiten bei der inneren Bemessung des einzelnen

Dübels!! Da die bindigen tonigen Böden einem logarithmischen Zähigkeitsgesetz folgen, sind mit vergleichsweise kleinen Sicherheitserhöhungen sehr hohe Reduktionen in der Verformungsgeschwindigkeit möglich. (Bild 3)

Zusammenhänge zwischen der Reduzierung der Kriechgeschwindigkeit und der installierten Standsicherheitszahl



$$F_1 = \frac{\text{Haltende Kräfte} + Q^{*}_{\text{Dübel, Bemessung}}}{\text{Hangschub}} \geq F_{1,\text{Erf.}}$$

$Q^{*}_{\text{Dübel, Bemessung}}$: Bemessungskräfte des Dübels je m

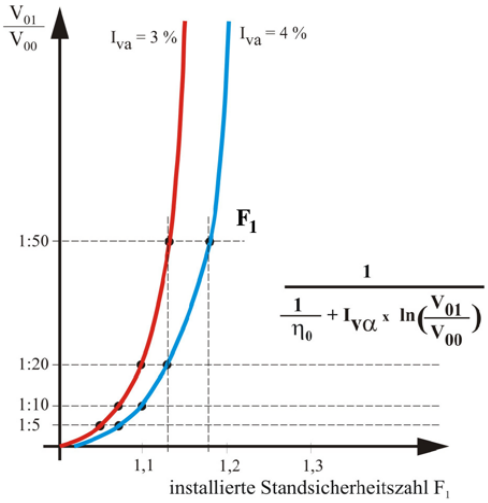
$F_{1,\text{Erf.}}$: erforderliche installierte Standsicherheitszahl

F_1 = nach der Sanierung

η_0 = vor der Sanierung

V_{01} = Verformungsgeschwindigkeit nach der Sanierung

V_{00} = Verformungsgeschwindigkeit vor der Sanierung



$$\frac{1}{\frac{1}{\eta_0} + I_{V\alpha} \cdot \ln\left(\frac{V_{01}}{V_{00}}\right)}$$

aus:
Gudehus / Leinenkugel 1974
Leinenkugel 1976
Winter 1979

Bild 3: Entkoppelte Systeme – Stabilisierung des Hangs durch Verdübelung

Bei einem solchen Dübelansatz, wie in Bild 2 dargestellt, erübrigt sich die Diskussion, ob der Dübel im Untergrund oder in der Gleitscholle stärker eingebunden ist. Auch erübrigt sich die Diskussion, ob der Dübel eher als Dalben oder eher wie ein Dübel wirkt. Allein die Steifigkeitsunterschiede über die Bettung ergeben den Verlauf der Bodenspannungen entlang des Dübels.

Bei festeren und felsähnlichen Böden macht es Sinn, dieses Modell auch auf Scheiben anzuwenden, die dann überwiegend über Mantelreibung die entsprechenden Haltekräfte in die Gleitscholle einleiten. Damit ist diese Vorgehensweise auch auf felsähnliche Böden oder auch auf Böden, die keinem Fließmodell folgen, übertragbar.

2 Integrierte Lösung

Wir nennen eine Lösung integriert, wenn das Bauwerk auf die Kräfte, die aus einem Geländebruch oder einer Rutschung resultieren, voll dimensioniert wird. Dies ist dann sinnvoll, wenn die Bauwerkskräfte und Lasten hoch und der Lastanteil aus Geländebruch klein ist. Dies beim Beispiel einer Gründung für einen Brückenpfeiler, der inmitten eines Rutschhanges stand. Hier wurde die Brückengründung voll auf die Beanspruchung aus dem Hangschub bemessen. Als Folge für den aufgelösten Pfeiler ergab sich eine gemeinsame Kastengründung mit überschnittenen Bohrpfählen, der entsprechend steif ausgebildet werden konnte, um sowohl die Standsicherheit als auch die Verformungen für das Brückenbauwerk einzuhalten. (Bild 4)

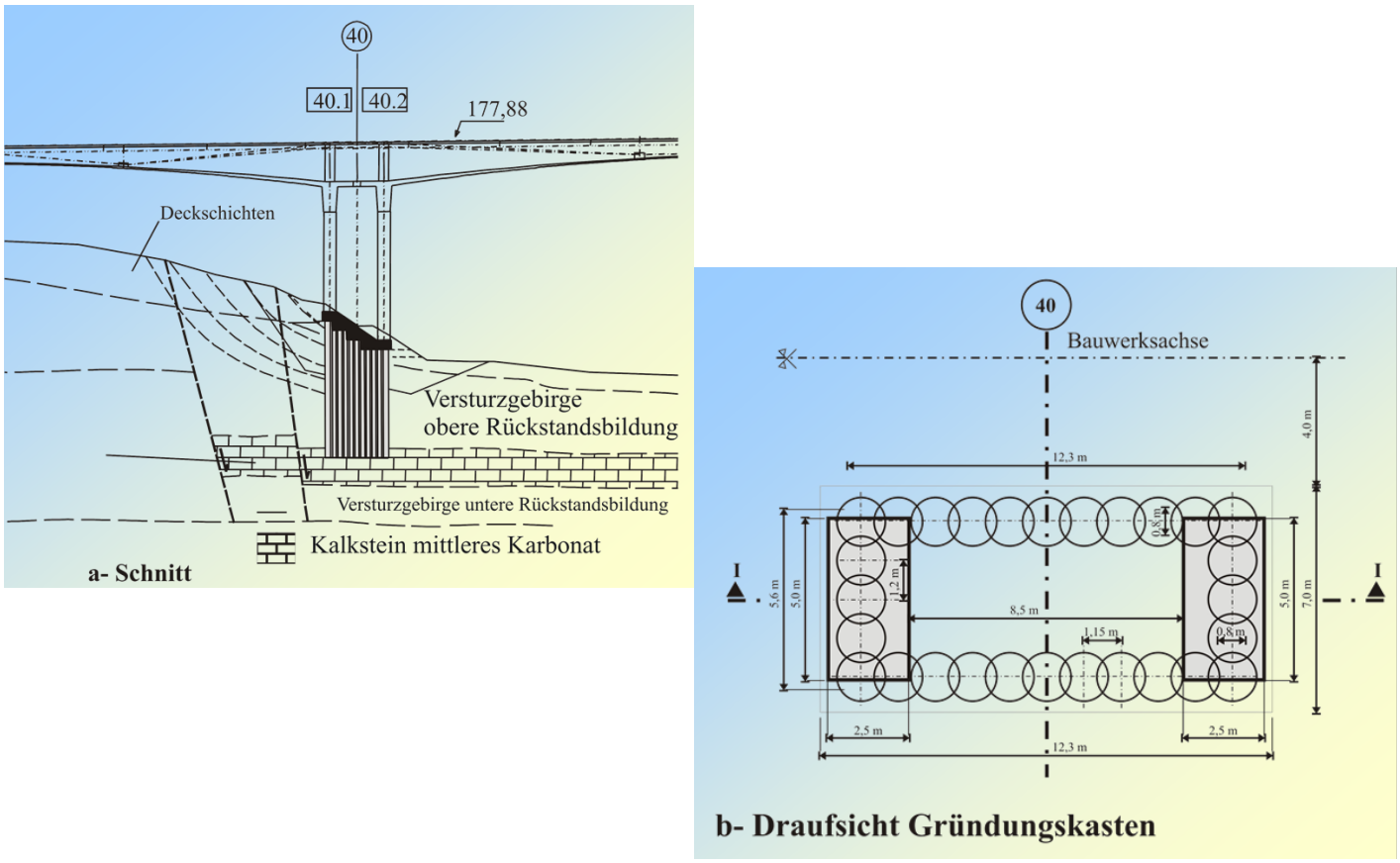


Bild 4: Integrierte Lösung – BAB A38 (Kassel/Halle), Weidatalbrücke

Die Kräfte, die auf den Brückenpfeiler aus Hangschub wirken, sind dann die Hangschubkräfte bei der Standsicherheitszahl 1, diese sind in der Regel erheblich höher als der normale Erddruck und reichen auch bis in größere Tiefen.

3 Abschirmung

Bei sehr großen Kräften aus Hangschub kann es erforderlich werden, dass man das Bauwerk vollständig abschirmen muss. Dies ist hier am Beispiel eines Widerlagers in einem kriechenden Moselhang erfolgt. Das Brückenbauwerk lag mit seinem Widerlager am Fuße eines großen Rutschhanges. Die Baugrube für das Bauwerk wurde als eine parabelförmige Bohrpfahlwand mit der Absicht erstellt, dass sich der Rutschhang um diese Bohrpfahlwand bewegt. Die Bohrpfahlwand wurde daher auf einen gewissen Hangschub bemessen, der als unvermeidlich auf das Bauwerk wirkt. Gemeinsam mit der parabelförmigen Bohrpfahlwand, der Tiefgründung des Bauwerkes bis unter die Gleitfuge ist damit ein so haltbares Bollwerk geschaffen worden, dass sich die Rutschmassen seitlich um das Bauwerk bewegen. (Bild 5)

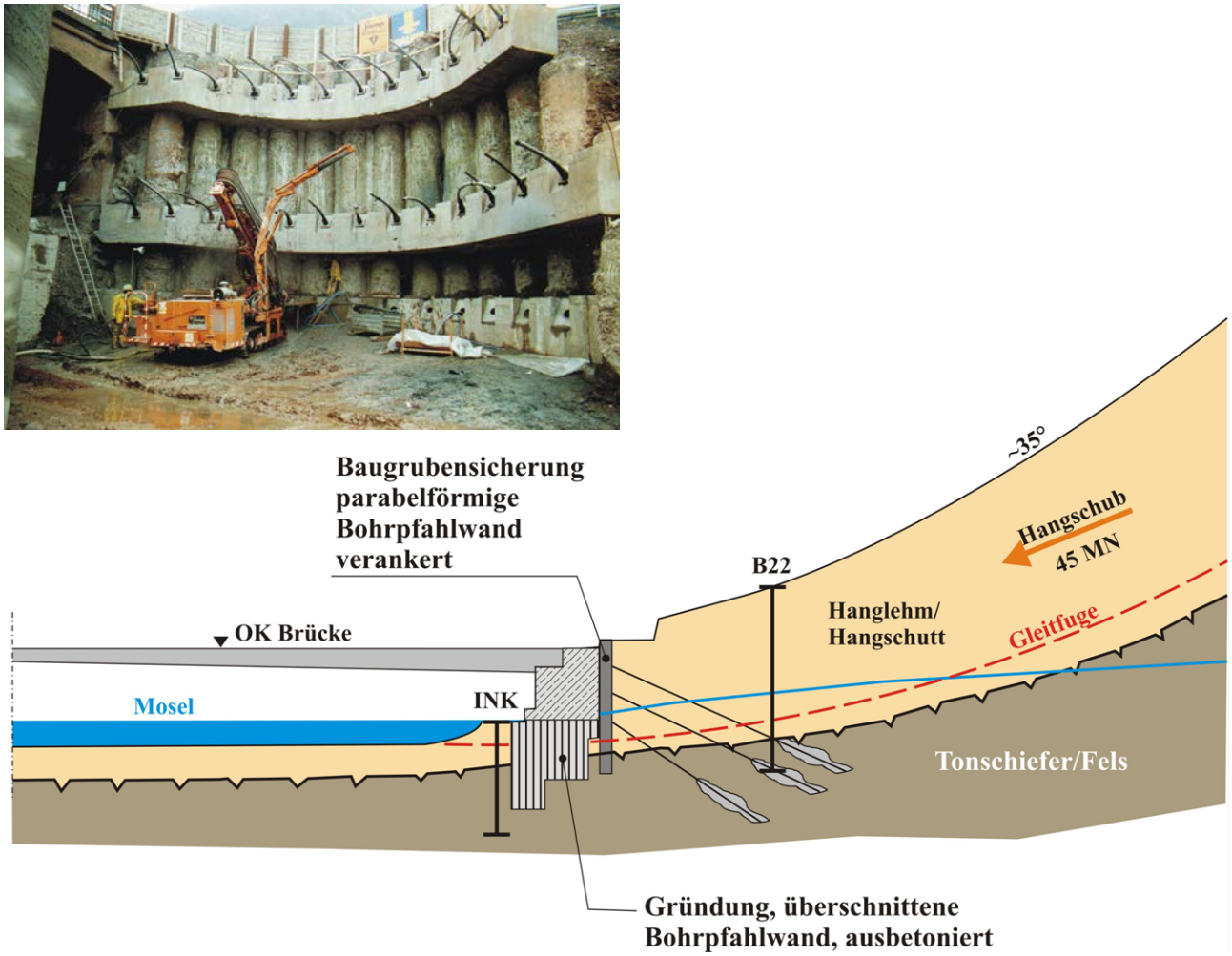


Bild 5: Abschirmung der Brückenpfeiler bzw. Widerlager – Moselbrücke Trittenheim

Dies ist gelungen und konnte mit Inklinometermessungen nachgewiesen werden. Im Umfeld des Bauwerkes hat sich die Kriechgeschwindigkeit des sehr großen Rutschhanges von rd. 1 cm/Jahr nicht geändert. Das Bauwerk steht jedoch verformungsfrei.

Hier hätte auch eine sog. Knopflochlösung zur Anwendung kommen können, aber bei Verformungsgeschwindigkeiten von rd. 1 cm/Jahr ist es abzusehen, dass eine solche Knopflochlösung innerhalb kürzester Zeit neue, nicht unerhebliche Baumaßnahmen nach sich zieht.

Autor:
Dipl.-Ing. Rudolf Dürrwang
ARCADIS Consult GmbH
Europaplatz 3
D64293 Darmstadt

157	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung, 7. November 2008, - Réunion d'automne, 7 novembre 2008, Zurich

Viskositätsmodell für die Rutschung von Campo Valle Maggia

Dr. Luca Bonzanigo

Viskositätsmodell für die Rutschung von Campo Vallemaggia – Erfolg mit einem Drainage-Stollen.

1 Einführung

Die Rutschung von Campo Vallemaggia ist eine der grössten Hanginstabilitäten Europas, und wahrscheinlich der Welt. Rund 800'000'000 Kubikmeter bewegten sich mit einem Mittelwert von circa 5 cm/Jahr, aber mit zeitbeschränkten Beschleunigungen bis in einer Grössenordnung von Dezimetern pro Tag. Geodätische Messsungen, die sich über mehr als ein Jahrhundert erstrecken, wenn auch nicht in gleichmässigen Intervallen, sind sehr wertvoll, um die Mechanismen eines solchen Phänomens zu verstehen. Es konnte ein pulsierendes Verhalten beobachtet werden, welches nur indirekt mit den Niederschlägen zu korrelieren ist, sondern vielmehr mit den Porendrücken in der Rutschmasse, und noch besser in dem darunterliegenden Gebirge.

Mit Hilfe eines 1810 m langen Drainagestollens wurden diese Bewegungen praktisch gestoppt. Dass heisst, dass die Bewegungen so klein geworden sind, wenn überhaupt noch messbar, dass diese keinen Schaden mehr angerichtet haben. Es muss betont werden, dass für solche grossräumigen, tiefliegenden Instabilitätserscheinungen die klassischen deterministische Stabilitätsberechnungen, welche auf den Sicherheitsfaktoren zwischen treibenden und bremsenden Kräften beruhen (Grenzgleichgewicht), unrealistisch sind. Ein hypothetischer Sicherheitsfaktor kann nur gleich eins sein, weil es sehr kleine Bewegungen praktisch immer gibt. Relevant ist dagegen, mit welcher Geschwindigkeit diese Bewegungen stattfinden. Eine bessere Beschreibung der physikalischen Mechanismen einer Grossrutschung erreicht man mit Viskositätsfaktoren, welche innerhalb konstitutiver Gesetze nicht statische Gleichgewichte, sondern dynamische, zeitabhängige Modelle betrachten.

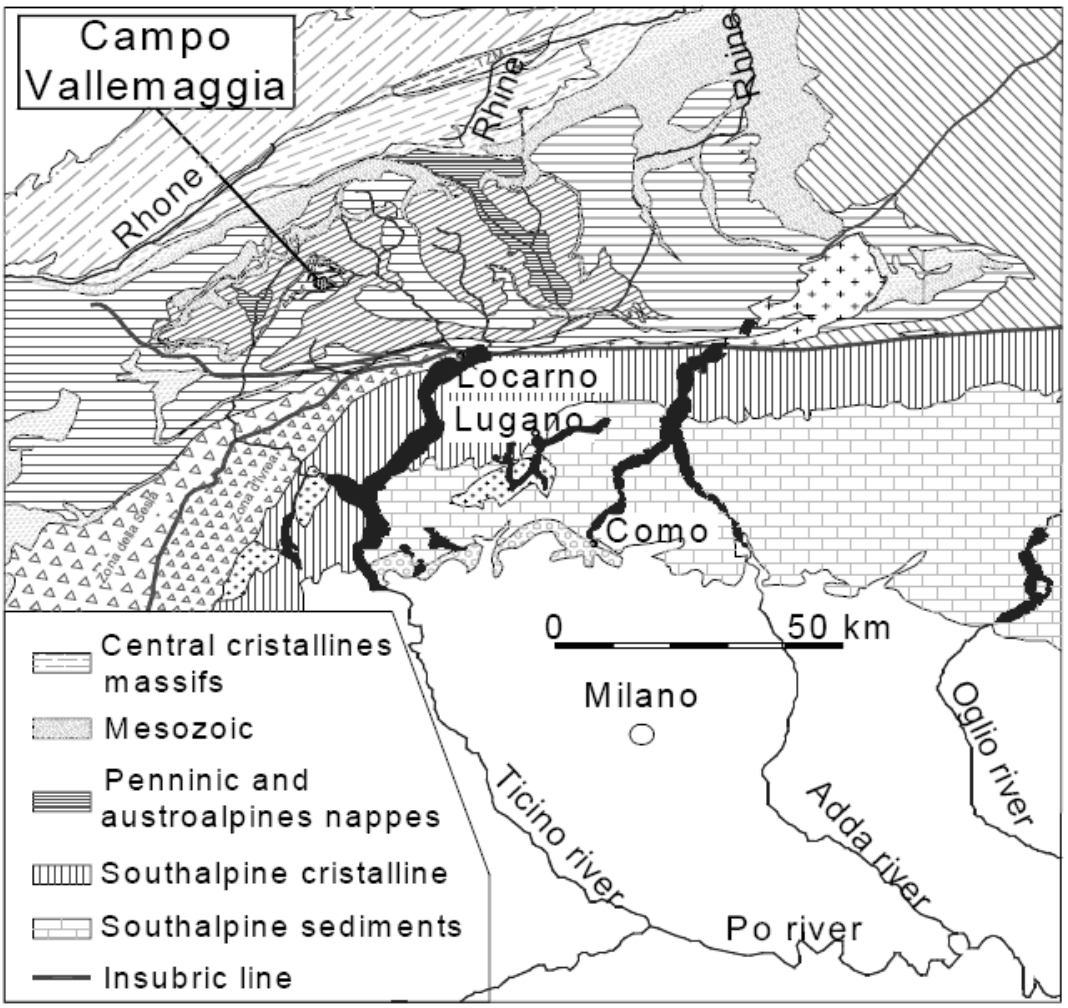
2 Geographischer und geologischer Rahmen

Die Rutschung von Campo Vallemaggia befindet sich in einem Seitental des Maggiatales, etwa 30 km nordwestlich vom Langensee (Bild 1). Die Rutschmasse besteht aus zersetzten Gneisen, Schiefern und anfibolitischen Gneisen, die zum Penninikum gehören. Metasedimente wie silikatische Marmore und ultrabasische Metaperidotite sind ebenfalls vorhanden. Ein grosser Teil der Rutschmasse besteht aber aus gesunden Felspaketen, welche sich vom Grundgebirge getrennt haben. Die generellen Strukturen des Gebirges sind durch eine sehr penetrative Schieferung charakterisiert, welche zwischen 10° und 30° nach Süd-Süd-Osten einfallen (Bild 2). Die Felspakete in der Rutschmasse zeigen eine nach hinten rotierte Schieferung (Bild 2) . Die Rutschmasse ist in einzelne Teile unterteilt, ähnlich Schollen, welche differenzierte Bewegungen gezeigt haben (Bild 3). Diese Unterteilung wurde anhand geodätischer Vermessungen aufgezeigt, und wurde auch Gegenstand einer Diplomarbeit im Rahmen der Neuentwicklungen der GPS-Technologie [16]. Die Grenzen zwischen den Schollen sind durch die vorexistierende Bruchtektonik bestimmt.

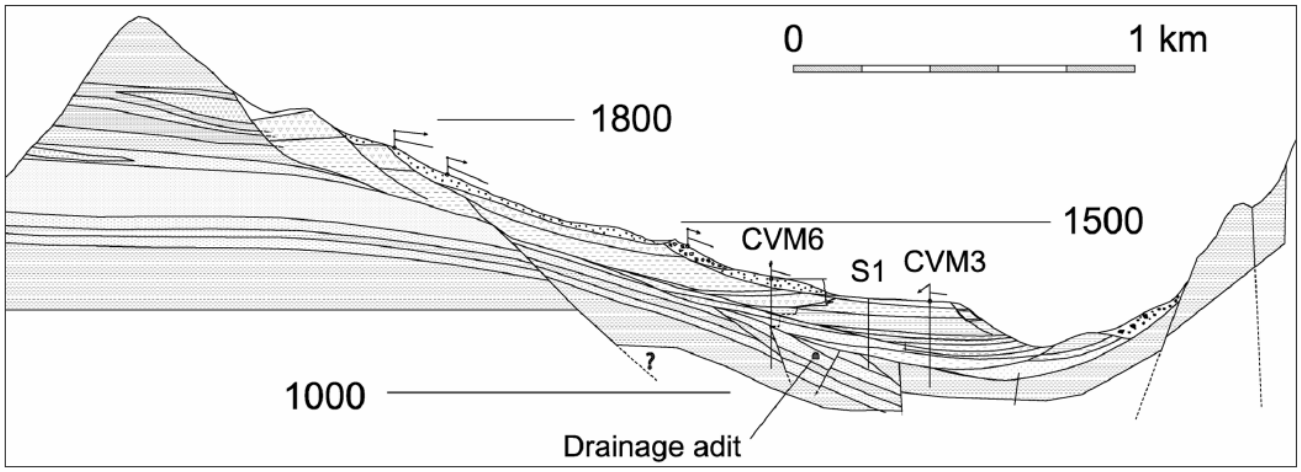
3 Untersuchungen

3.1 Geodäsie gegenüber Niederschlagsereignissen

Die Rutschung von Campo Vallemaggia wurde grundsätzlich untersucht. Seit Ende des 19. Jahrhunderts verfügt man über geodätische Vermessungen, die sporadisch und nicht immer zuverlässig sind, aber dank der grossen Bewegungsbeträge hochwertige Informationen über eine sehr lange Zeitspanne liefern. Bemerkennswert ist die pulsierende Erscheinung der Rutschungsaktivität, die sich nicht direkt mit den Niederschlägen korrelieren lässt (Bild 4). Zirka alle zwanzig Jahre macht sich eine Beschleunigungstendenz bemerkbar, die sich bei starken Niederschlägen manifestiert. Sehr heftige Niederschlagsereignisse hatten aber keinen grossen Einfluss bei der jüngsten letzten Beschleunigung. Die geodätischen Informationen sind über eine sehr lange Zeitspanne verfügbar, jedoch mit sehr unregelmässigen Intervallen. Schnelle Bewegungen haben zu Schäden geführt und Angst erzeugt, was natürlich zu grösstem Interesse innerhalb der gesamten Region führte. Nach Abklingen dieser Bewegungen ist das Interesse für einen ohnehin kostspieligen Eingriff entsprechend geschwunden.



(Bild 1) Geographische und geologische Einrahmung.

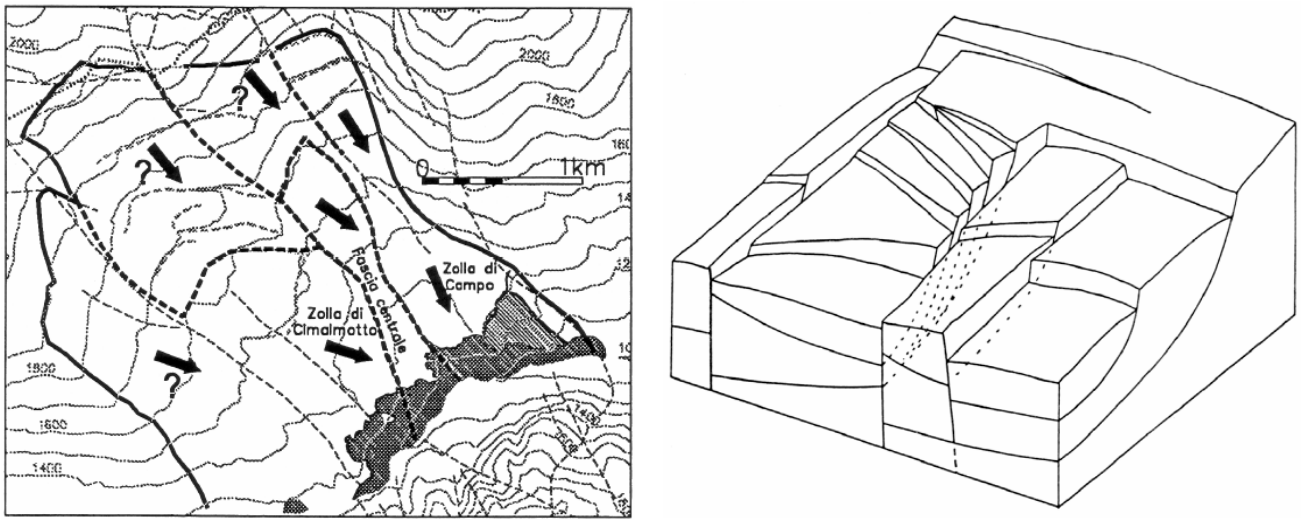


(Bild 2) Vereinfachtes geologisches Profil durch die Rutschung von Campo Vallemaggia.

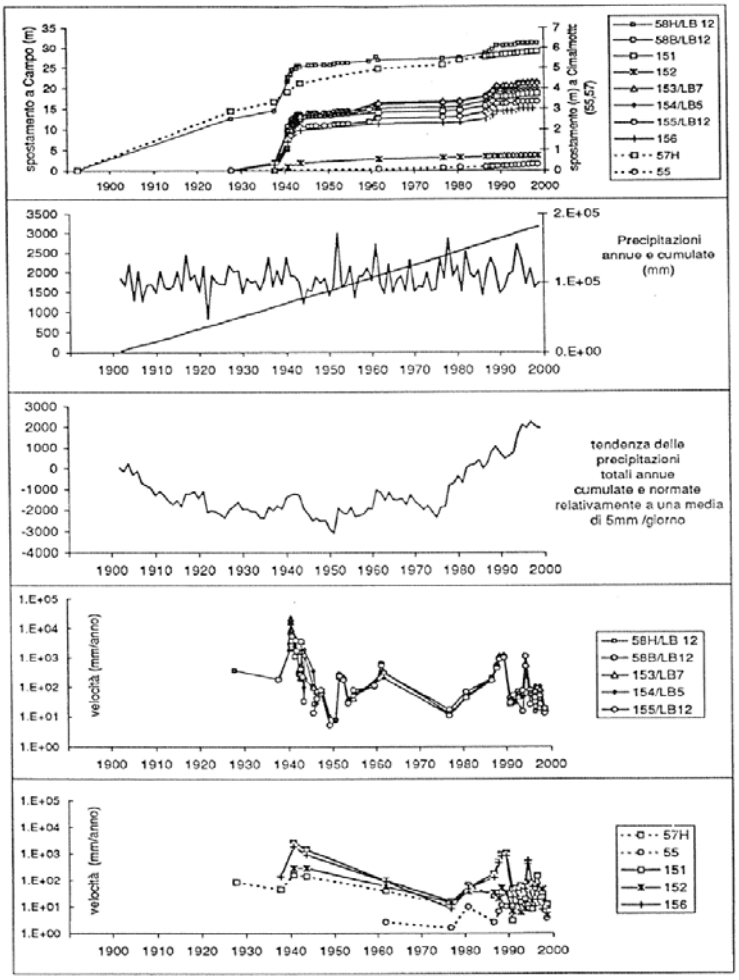
3.2 Piezometrische Beobachtungen

Im Rahmen der verschiedenen Untersuchungen, die schon zur Zeit des berühmten Geologen Albert Heims begannen, wurde zuerst von ihm vemutet und dann bestätigt, dass der Wasserdruck für die Instabilität verantwortlich ist ([10, 11] und [4]). Die Korrelation zwischen Porenwasserdruck in der Rutschmasse oder im unterstehenden Gebirge zeigt eine engere Abhängigkeit zur Bewegungsgeschwindigkeit mit dem Porenwasserdruck als zur Intensität der Niederschläge. Natürlich sind die Porenwasserdrücke selber von den Niederschlägen abhängig, aber verzögert.

Schon in den sechziger Jahren wurden Bohrungen abgeteuft, die den artesischen Charakter der tiefen Aquifere gezeigt hatten. Ab etwa 1984, im Rahmen eines erneuten Sanierungswillens, wurden neue Bohrungen in verschiedenen Phasen abgeteuft, sowie geophysikalische Kampagnen (Bild 5). Die letzten Bohrungen und die Seismik wurden schon im Rahmen des Drainagestollen-Projektes geplant und abgeschlossen. Die Details dieser Untersuchungen wurden weitestgehend publiziert [1]- [7].

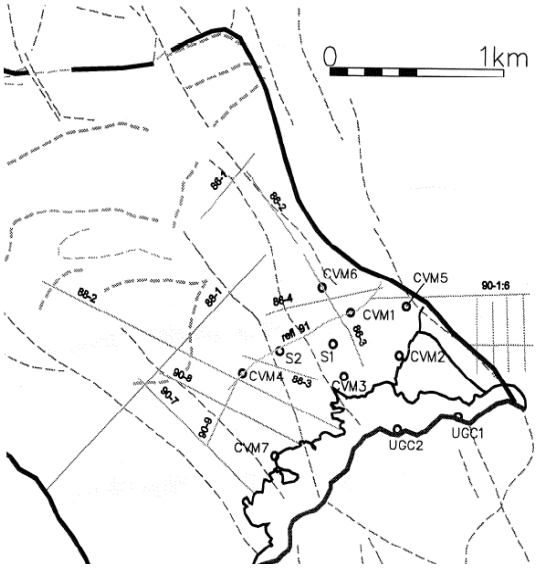


(Bild 3) Unterteilung der Rutschmasse in „Schollen“, die sich relativ unabhängig voneinander bewegten. Rechts als schematisches Blockdiagramm dargestellt.



(Bild 4) Bewegungen der wichtigsten geodätischen Punkte über etwa ein Jahrhundert im Vergleich zum Niederschlag.

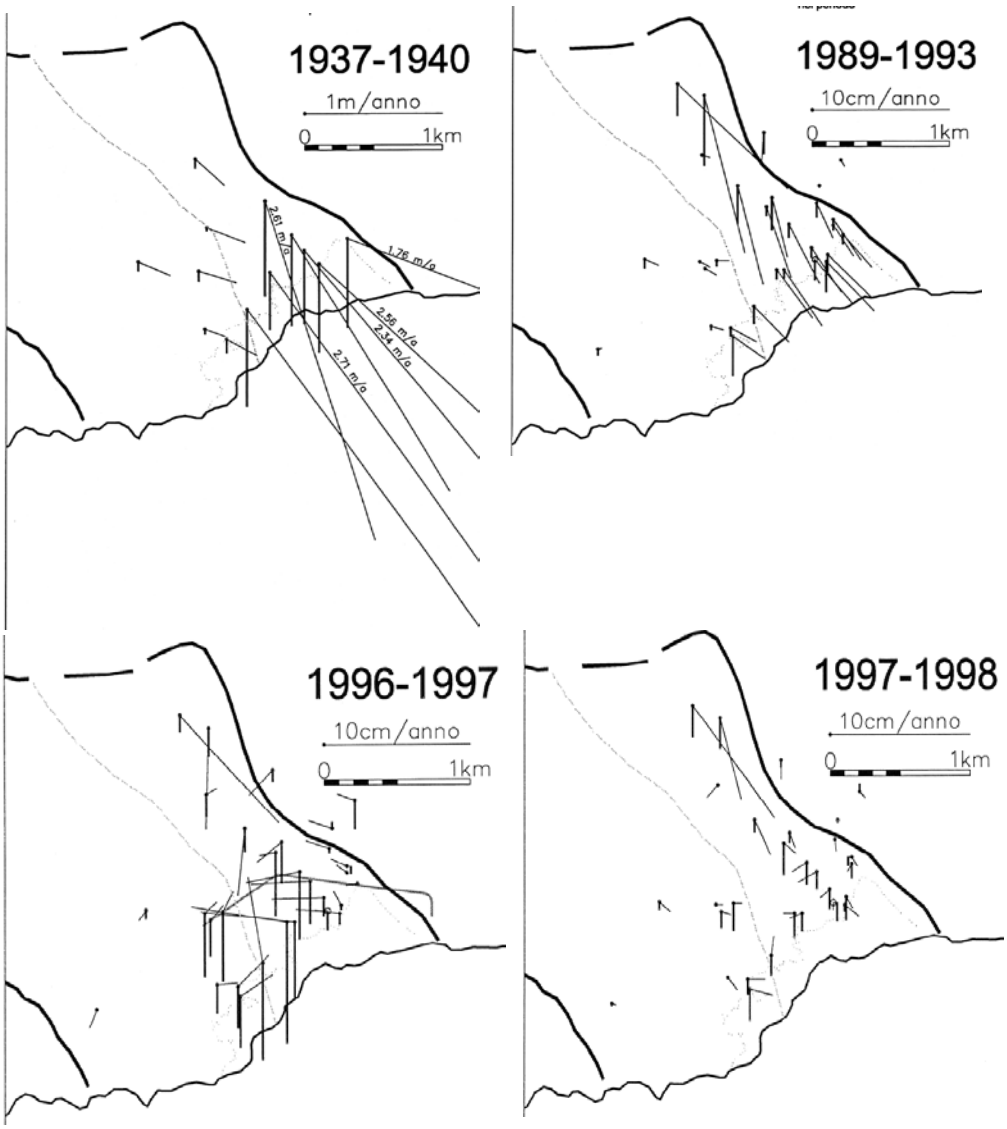
(Bild 5) Ausgeführte Untersuchungen: Bohrungen bis 330m tief, refraktions- und reflexionsseismische Profile.



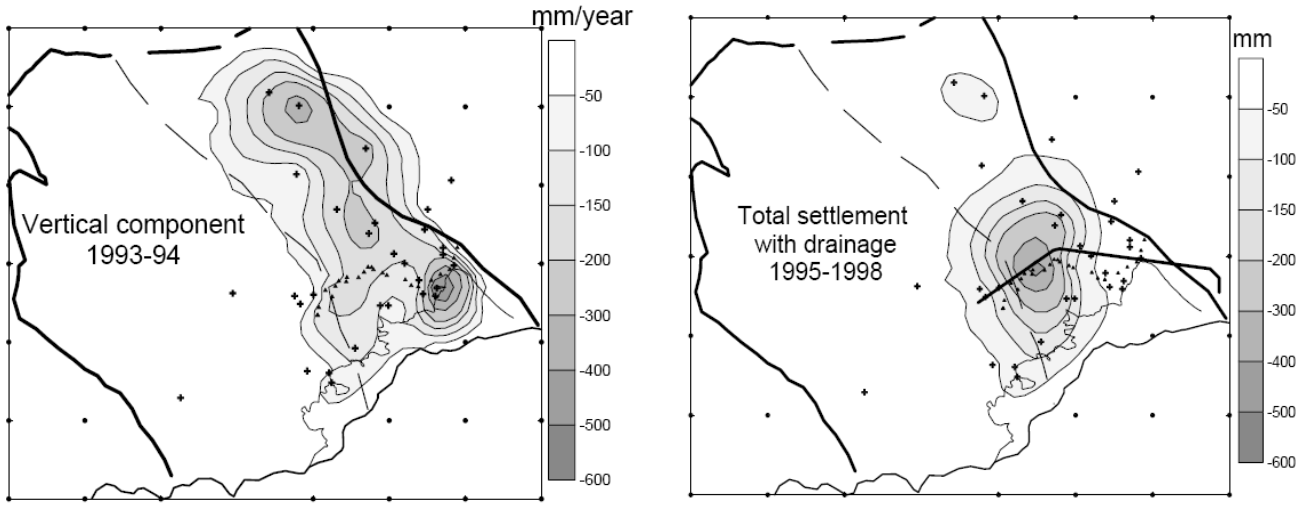
4 Sanierungsmassnahmen

Als Ursache der Hanginstabilität wurde über Jahrzehnte die Erosion des Flusses angesehen, und dies trotz der klaren Meinung, die Albert Heim bereits 1897 geäussert hatte [10,11]. Die Untersuchungen, die seit 1984 im Rahmen einer Dissertationsarbeit durchgeführt worden sind [4], haben bestätigt, dass das artesisch gespannte Porenwasser als Ursache verantwortlich ist. Damit wurde klar, dass nur ein Umleitungsstollen für den Fluss als Erosionsschutz keine Lösung war. Der Bau eines Drainagestollens wurde finanziert und mit Erfolg realisiert. Dieser ist im gesunden Fels unterhalb der Rutschmasse gebaut worden. Abgesehen entlang einiger tektonisch gestörten Zonen erlaubte das Gebirge einen Sprengvortrieb mit Swellex-Ankern und 5cm Spritzbeton. Mit leichten Stahlbögen wurden nur wenige Zehnermeter bestückt.

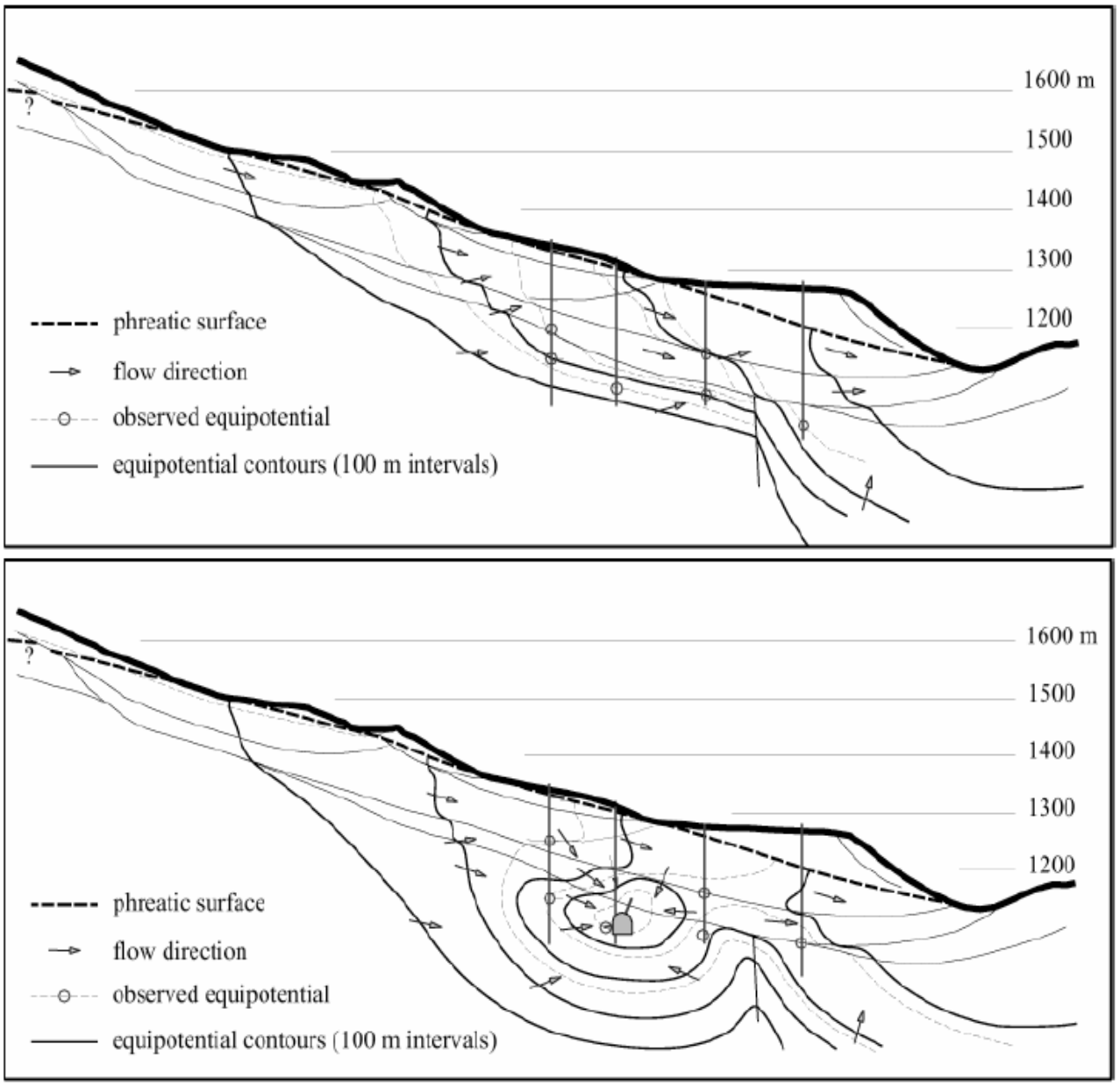
Aus dem Drainagestollen wurden insgesamt 35 Bohrungen nach oben abgeteuft, die in die Rutschmasse eindringen. Die gesamte Wasserschüttung betrug anfänglich um die 50 l/s und hat sich inzwischen auf etwa 20 l/s reduziert. Im Vergleich also eine relativ kleine Menge, die aber eine Absenkung der Wasserdrücke entlang der kritischen Zonen von mehr als 100m Wassersäule (ca. 1 Mpa Porendruck) zur Folge hatte. Die Reaktion erfolgte praktisch sofort. Die horizontalen Bewegungen haben sich auf ziemlich ertragbare Beträge reduziert (Bild 5). Innerhalb etwa eines Jahres hat eine Setzung zirka eines halben Meters die ganze Rutschmasse zusätzlich konsolidiert (Bild 6). Interessant zu erwähnen ist dabei dass bereits vor Beginn der Bohrungen eine Verlangsamung der Bewegungen beobachtet wurde und dies aufgrund von zirka 8 l/s, die nur aus dem geklüfteten Gebirge der gesprengten letzten 30m des Stollens flossen,.



(Bild 5) Beobachtete horizontale Bewegungen vor, während und nach dem Bau des Drainagestollens.



(Bild 6) Beobachtete vertikale Bewegungen (Setzungen) vor und nach dem Bau des Drainagestollens.



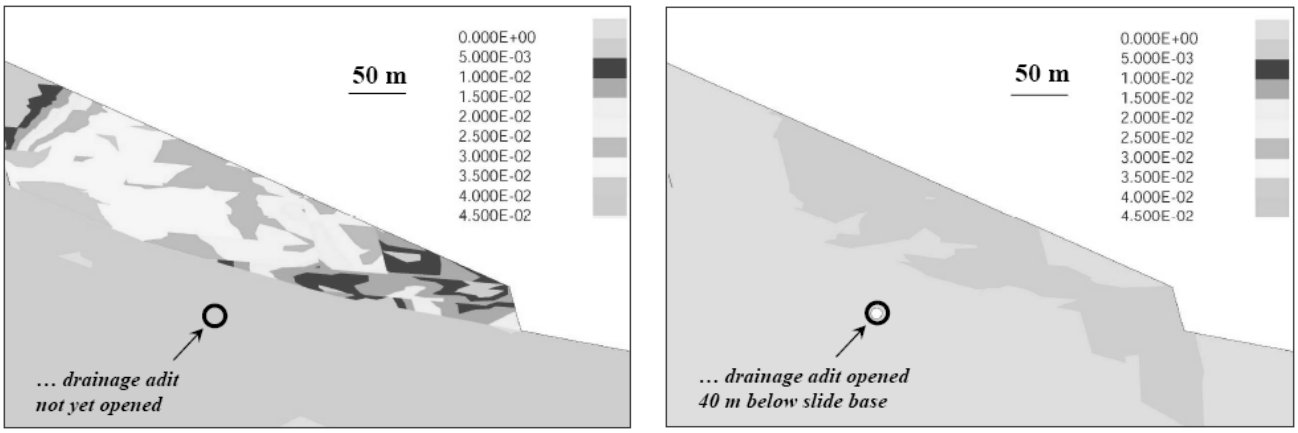
(Bild 7) Hypothetische Verteilung der hydraulischen Potenziale und der Fliessrichtungen in der Rutschmasse und im geklüfteten Gebirge vor und nach dem Bau des Drainagestollens.

5 Viskositätsmodell als Beschreibung des physikalischen Verhaltens

Bei tiefliegenden Rutschungen sind ständige, mehr oder weniger schnelle Bewegungen zu beobachten. Schäden entstehen bei schnellen Bewegungen. Stabilität kann als erreicht betrachtet werden, wenn die Bewegungen so klein sind, dass keine oder tragbare Schäden entstehen. Die Rutschung von Campo Vallemaggia ist nicht die einzige, die ein solch „pulsierendes“ Verhalten zeigt. Mehrere solcher Grossphänomene wurden rund um die Welt in diesem Aspekt beschrieben (Beispiele und entsprechende Literatur ist in [4] und [8] zu entnehmen).

Die gesammelten Daten für Campo Vallemaggia, wie auch für andere ähnlich grossräumige Phänomene, zeigen eine Korrelation zwischen Porendrücken und Geschwindigkeiten. Diese Korrelationen sind nicht immer direkt, und können Zeitverzögerungen aufzeigen, entweder aufgrund der Schneeschmelze oder, eher aufgrund von Reaktionsverzögerungen zwischen Niederschlägen, Porendrücken und Bewegungen.

Wie schon in der Einführung erwähnt, und in [8] dargestellt, ist eine geotechnische Analyse, die auf Gleichgewichten zwischen treibenden und haltenden Kräfte beruht, nicht geeignet. Der übliche Sicherheitsfaktor hat für grosse, tiefliegende Rutschungen keine physikalische Bedeutung, weil diese eigentlich immer in Bewegung sind. Verschiedene Annäherungen sind möglich. Ein numerisches Modell, welches auf dem „distinct elements“-Algorithmus (UDEC) beruht, wurde auf die Rutschung von Campo Vallemaggia angewandt. Die Resultate sind in [7] (Bild 8) dargestellt. Der Einfluss auf die Geschwindigkeit der durch den Drainagestollen reduzierten Porenwasserdrücke ist eindeutig simuliert worden (Bild 8).



(Bild 8) Numerische Modellierung (UDEC) der Rutschgeschwindigkeiten vor und nach dem Bau des Drainagestollens.

Als Grundgesetz für Berechnungen und Vorhersagen, sei es für analoge oder numerische Modelle, gelten zeitabhängige Gleichungen, die eine Viskosität beschreiben, ähnlich wie für die Berechnung für das Verhalten von Gletschern [16]. Diese Annäherung wurde tiefgründig von verschiedenen Forschern studiert [9,13,14,15]. Ganz vereinfacht kann diese Annäherung wie folgt beschrieben werden.

Zuerst soll eine Geschwindigkeit als Funktion einer Scherkraft betrachtet werden:

$$v = f(.)\tau$$

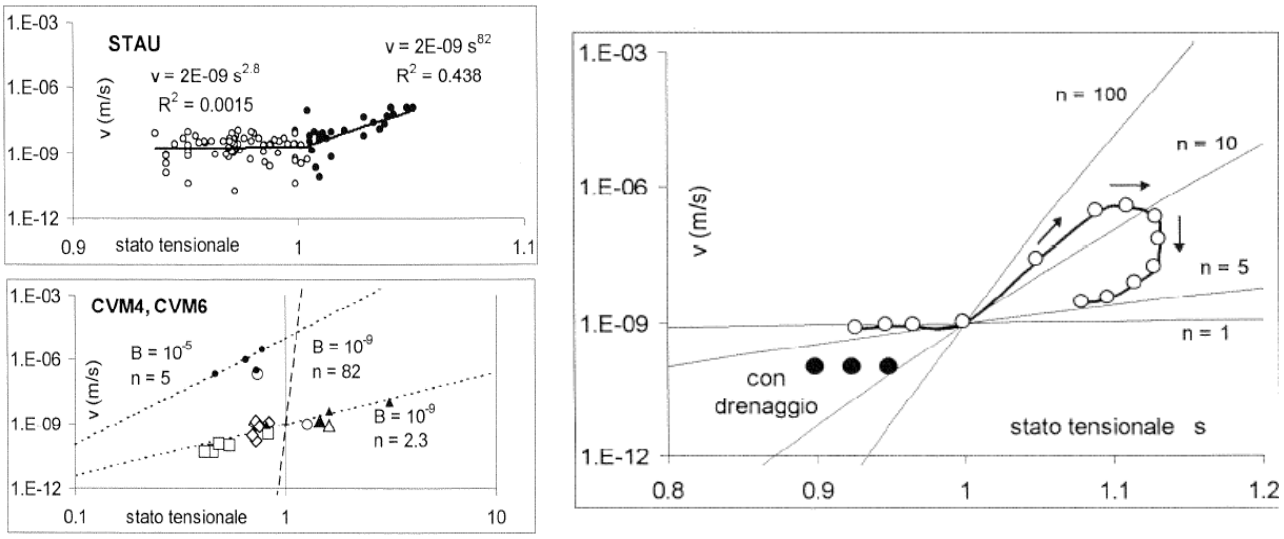
Die Geschwindigkeit kann z.B. in m/s oder in rad/s ausgedrückt werden, in diesem Fall als normierte Scherverformung über eine einheitliche Dicke. Die Funktion kann aufgrund verschiedener Materialkonstanten und Gesetze aufgebaut werden. Als Beispiel wird hier ein „Spannungs–Zustand“ gegenüber dem Mohr-Coulomb Gesetz beschrieben:

$$v = B\frac{1}{(c+\sigma'\tan\varphi)^n}\tau^n$$

Oder geteilt:

$$s = \frac{\tau}{c + \sigma' \tan\varphi} \qquad\qquad v = Bs^n$$

Dabei beschreibt „s“ den Spannungszustand, der den Porenwasserdruck mit „σ'“ betrachtet. „B“ und „n“ sind also Parameter, die den Charakter des Mechanismus beschreiben. „B“ ist die typische Geschwindigkeit, die bei s=1 herrscht, und „n“ eine Charakterisierung des Mechanismus. Wäre n=0, bleibt die Geschwindigkeit immer „B“, unabhängig vom Spannungszustand. Mit n=1 ist „v“ direkt proporzional zum Spannungszustand. Mit zunehmendem „n“, wird der Mechanismus einem Grenz-Gleichgewicht immer ähnlicher, wobei s<1 nur sehr kleine Bewegungen bedeuten und ein Überschreiten von s=1 sofort sehr grosse Geschwindigkeiten bedeuten. Diese eindimensionale Vision kann in Modellen weitergehend entwickelt werden, z. B. mit dreidimensionalen Tensoren oder anderweitig als dem angewendeten Mohr-Coulomb-Gesetz. Der Parameter „n“ kann seinerseits selber als Funktion externer Parameter von externen Parametern abhängen..Die Parametrisierung kann dann z.B. mit Hilfe von finiten Elementen erfolgen. Die folgenden Grafiken zeigen die Verwendung dieser Annäherung im Hinblick auf die gesammelten Daten von Campo Vallemaggia. Der Spannungszustand enthält die aus einer Rückrechnung gewonnenen Reibungswinkel und Kohesion, sowie einen gemessenen Porendruck im Fels unter der Rutschmasse. Die Punkte sind gleichzeitig „s“ und „v“. Bei s=1 ist eine Schwelle überschritten, wo „n“ grösser wird.



(Bild 9) Korrelation zwischen Spannungszustand und Bewegungsgeschwindigkeit. STAU: STazione AUtomatica, ein automatischer Theodolit mit kontinuierlicher Messung, CVM4 und CVM6 sind Piezometer, deren Köpfe geodätisch über Jahre überwacht wurden.

Mit Bild 9 rechts wird versucht, den „pulsierenden“ Effekt zu beschreiben, in dem bei Überschreiten von s=1 „n“ grösser wird und somit das Verhalten der Rutschung kritisch. Die Verformungen wirken aber selber „sanierend“, indem die Durchlässigkeit durch Öffnung von Klüften zunimmt. Die Porendrücke bauen sich so ab und damit der Spannungszustand. Der Drainage und entsprechender Konsolidation enspricht eine Verschiebung dieser Zusammenhänge in Richtung einer Abnahme von „B“ und eine Bremse zur Zunahme von „s“.

6 Schlussfolgerung

Die verschiedenen Annäherungen zur Problematik der tiefliegenden Grossrutschungen haben ein grossen Einfluss auf die Entscheidungen für Sanierungskonzepte. Diese sollten sich nicht darauf beschränken, nur gegen Kräften zu wirken. Es sollten hingegen Eingriffe in die empfindlichsten Teile eines komplexes "Interaktionsphänomens" geplant werden..Es ist aber oft schwierig, Auftraggeber und Behörden davon zu überzeugen, dass das Ziel eine starke Beschränkung der Verformungsgeschwindigkeit ist und nicht etwa einen Sicherheitfaktor höher als 1.3 zu erreichen, was unrealistisch wäre. Leider führen Normen nicht in die Richtung eines besseren gemeinsamen Verständnisses der physikalischen Realität grosser Hanginstabilitäten.

REFERENZEN

[1] Bonzanigo L., 1996: Anomales Verhalten einer Grossrutschung. Hypothesen zur Erklärung der Mechanismen und dementsprechend geeigneter Sanierungsmassnahmen. Instabile Hänge und andere risikorelevante natürliche Prozesse. Monte Verità. Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften: Herausgegeben von Björn Oddsson, Birkhäuser, 1996.

[2] Bonzanigo L., 1997: Rheological particularities and artesian heads in a large landslide: successful reclaiming by using of underground drainage. International Symposium of IAEG: Engineering Geology and the Environment, Athens, 1997. Balkema.

[3] Bonzanigo L., 1998: Lo slittamento di Campo Vallemaggia. Bulletin de Géologie Appliquée du Groupement Suisse de la Géologie de l'Ingénieur: Pericoli geologici naturali in Svizzera, gruppo di lavoro pericoli naturali e geologia 3/1, luglio 1998.

[4] Bonzanigo L., 2000: Diss ETHZ. Lo Slittamento di Campo Vallemaggia. (http://e-collection.ethbib.ethz.ch).

[5] Bonzanigo L., Eberhardt E., Loew S., 2000. Measured Response to a Drainage Adit in a Deep Creeping Slide Mass. Landslides in research, theory and practice. Ed. by E. Bromhead, N. Dixon and ML. Ibsen. Proceedings of the 8th International Symposium on Lanslides held in Cardiff on 26-30 June 2000. Thomas Telford editions.

[6] Bonzanigo L., Eberhardt E., Loew S., 2001. Hydromechanical Factors controlling the Creeping Campo Vallemaggia Landslide. Davos, UEF.

[7] Bonzanigo, L., Eberhardt, E. & Loew, S. (2007). Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock – Part 1: Geological and hydromechanical factors controlling the Campo Vallemaggia landslide. Canadian Geotechnical Journal: 44 (10), 1157-1180.

Bonzanigo, L., Eberhardt, E., & Loew, S. (2007). Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock – Part 2: Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia. Canadian Geotechnical Journal: 44 (10), 1181-1199.

[8] Bonzanigo, L., Oppizzi, P., Tornaghi, M., Uggieri, A., 2006. Hydrodynamics and Rheology: Key Factors in Mechanisms of Large Landslides. in "Geohazards", Farrokh Nadim, Rudolf Pöttler, Herbert Einstein, Herbert Klapperich, and Steven Kramer Eds, ECI Symposium Series, Volume P7 (2006). http://services.bepress.com/eci/geohazards/46

[9] Desai Ch.S., Samtani N.C., Vuillet L., 1995: Constitutive Modeling and Analysis of Creeping Slopes. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 121,1, 1995.

[10] Heim, A. 1897: I movimenti in Campo V.M. Bericht für den Bundesrat, übesetzt vom damaligen Pfarrer. Publiziert als Beilage in [4].

[11] Heim, A., 1932: Bergsturz und Menschenleben. Beiblatt zur Vierteljahrsschrift der Naturforschende Gesellschaft in Zürich. No 20. 1932.

[12] Kahle Hans Gert, Cocard Marc, 1996: Grundlagen und Anwendungen des Navigationssystems GPS. Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften: Instabile Hänge und andere risikorelevante natürliche Prozesse. Herausgegeben von Björn Odsson, Birkhäuser.

[13] Vuillet L.: 1986: Modélisation des pentes naturelles en mouvement. Thèse No 635. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[14] Vuillet L., Hutter K., 1988: Viscous-type sliding laws for landslides. Canadian Geotechnical Journal. Vol 25, 1, 1988.

[15] Vuillet L., Bonnard Ch., 1996: The Clöwena Landslide: Prediction with a viscous model. Landslides, Senneset (ed). 1996.

[16] Weertman J., 1964: The theory of glacier sliding. Journal of Glaciology.

Autor:
Luca Bonzanigo
Dr.sc.nat.ETHZ, Geologe.
geolog.ch SA
Viale Stazione 16A
CH-6500 Bellinzona