Bauwerke in Kriechhängen

Structures in creeping slopes

Von Heinz Brandl, Wien

Mit 21 Abbildungen

Em. O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Heinz Brandl

Kurzfassung

Bauwerke in Kriechhängen und deren Sicherung stellen seit jeher eine besondere geotechnische Herausforderung dar. Kriechhänge befinden sich erdstatisch in einem labilen Grenzzustand. Das Kernproblem besteht darin, ob langfristige Kriechbewegungen abrupt in eine Rutschung mit großer Verformungsgeschwindigkeit übergehen können. Zur Abschätzung dieses Risikos und zur Optimierung der Sicherungs- bzw. Sanierungsmaßnahmen ist die Kenntnis der Restscherfestigkeit unerlässlich, worauf der folgende Beitrag sowohl generell als auch an Hand von Fallbeispielen eingeht. Ein erhöhter Seitendruck (Kriechdruck) auf Bauwerke wird ebenfalls behandelt.

Abstract

Structures in creeping slopes represent a specific challenge in geotechnical engineering. Creeping slopes are in a state of limit equilibrium with a global safety factor of about F = 1. Thus, the main question is, if long-term movements may change abruptly to a quick slope slip with a high displacement rate. For proper risk assessment and an optimization of stabilizing measures the knowledge of residual shear strength of the ground is essential. The paper focuses on this parameter, also underlining its influence with some case histories. Moreover, an increased lateral pressure (creeping pressure) on structures is considered.

1. Einleitung

Sowohl in den alpinen Regionen als auch in einigen Voralpenbereichen verlaufen Österreichs Straßen und Autobahnen oft entlang instabiler Hänge. Abb. 1 zeigt dies beispielhaft für einen 15 km langen Abschnitt der Tauernautobahn, bei dem 80% der Gesamtbaukosten in den Fundierungen und Hangsicherungen stecken. 75% der Strecke bestehen hiebei aus Hangbrücken und Talübergängen, weil größere Erdarbeiten sofort Rutschungen ausgelöst bzw. bereits bestehende Kriechbewegungen in einem unzulässigen Maße verstärkt hätten. Aber auch Seilbahnstützen, Masten für Starkstromleitungen und andere Bauwerke liegen häufig in instabilen Hängen.

In manchen Fällen reichen Kriechbewegungen von Hängen dermaßen tief, dass Stützmaßnahmen konventioneller Art nicht mehr möglich sind. Für Verkehrswegebauten kommen dann nur Konstruktionen mit hoher Verformungsverträglichkeit oder Dämme infrage, die mit der Rutschmasse „schwimmen".

Es wurde daher bereits vor ca. 45 Jahren mit einem Forschungsvorhaben begonnen, das sowohl theoretisch als auch praktisch auf diese Problematik eingehen sollte. Dementsprechend liegen mittlerweile die Ergebnisse von Langzeit in-situ Messungen und Zustandsbeobachtungen von zahlreichen Objekten vor. Diese umfangreiche, sich ständig erweiternde Datensammlung basiert letztlich auf der Planungsphilosophie der „semi-empirischen Dimensionierung", gekoppelt mit der Beobachtungsmethode („Observational Method"). Die daraus abgeleiteten Erkenntnisse und Erfahrungen haben sich mittlerweile bei zahlreichen Projekten im In- und Ausland bewährt.

Der folgende Beitrag soll primär grundsätzliche Hinweise geben und die Bedeutung der Restscherfestigkeit hervorheben. Weitere Ausführungsbeispiele finden sich auszugsweise in der angeführten Literatur.

Abb. 1: Teilansicht der entlang instabiler steiler Hänge verlaufenden Liesertal-Autobahn. 80% der Baukosten stecken im Untergrund.

Fig. 1: Partial few of the Tauern-Autobahn Liesertal running along unstable slopes. 80% of the construction costs are in the ground.

2. Sicherheitsaspekte

Die Sicherung instabiler Hänge und Bauwerke in instabilen Hängen gehören zu den bevorzugten Einsatzgebieten der Beobachtungsmethode. Die semi-empirische Dimensionierung von Stützbauwerken ist zwangsläufig mit einem kalkulierten Risiko verbunden. Da Eintritt und Umfang von Hangbewegungen von einer Vielzahl an Einflussfaktoren abhängen, sind Prognosen meist mit großen Unsicherheiten behaftet.

Die für Hangsicherungen zu fordernden Sicherheitsfaktoren sollten nicht in ein starres Schema gezwängt werden. Bei vielen Rutschhängen wird man sich zwangsläufig mit niedrigeren Beiwerten begnügen müssen als sonst üblich. Außerdem lassen sich (unzulässige) Deformationen häufig schon mit F = 1,05 bis 1,1 zum Abklingen bringen, weshalb eine allzu große Sicherheit in solchen Fällen aus wirtschaftlichen Erwägungen nicht angebracht erscheint. Entscheidend für die Wahl eines vertretbaren Sicherheitsfaktors ist letztlich auch die Genauigkeit der Kenntnisse (Umfang der Bodenerkundungen etc.) und vor allem die relative Erhöhung des Sicherheitsfaktors bei jenen Hängen, welche sich annähernd im Grenzgleichgewicht befinden und deren tatsächliche Stabilität nur grob abschätzbar ist.

Bei der Sanierung von Rutschungen führen „normgemäße" rechnerische Standards und

Sicherheitsfaktoren (F ≥ 1,3 bis 1,5) häufig nicht nur zu unwirtschaftlichen Lösungen, sondern sind technisch gar nicht erzielbar. Die Forderung nach einer „absoluten Sicherheit", wie sie von Medien oder Politikern nach Schadensfällen immer wieder erhoben wird, ist illusorisch. Der Geotechniker muss in solchen Situationen klar widersprechen.

Standsicherheitsuntersuchungen von hohen Böschungen und Anschnitten in heterogenem Untergrund oder verwittertem, klüftigem Fels werden weniger durch die Wahl der Berechnungsverfahren, sondern viel mehr von den Annahmen über die Boden- bzw. Felskennwerte und die Sickerwasserverhältnisse beeinflusst. Vor allem im Bergland, im Bereich geologischer Störungszonen etc. streuen aber diese Parameter häufig auf engstem Raum dermaßen, dass erdstatische oder felsmechanische Berechnungen nur als Grenzwertbetrachtungen zweckmäßig erscheinen und dementsprechend auch nur grobe Anhaltspunkte liefern. Wegen der Steilheit der Hänge und der Unsicherheit über die jeweils ungünstigen Wasser- und Bodenverhältnisse ist vielfach eine echte Standsicherheit im üblichen Sinne rechnerisch nicht nachweisbar. Als Stütz- und Sicherungssystem sind daher möglichst solche flexiblen Bauweisen anzustreben, mit denen man sich über Kontrollmessungen schrittweise technisch und wirtschaftlich optimal an örtlich unterschiedliche Bergdrücke, Hangbewegungen und Untergrundverhältnisse anpassen kann.

Es wäre volkswirtschaftlich nicht vertretbar, bei derartigen Hängen gleich von Beginn an stets die aufwendigsten Stützsysteme zu errichten. Vielmehr muss besonders im Straßen- und Autobahnbau in Gebirgstälern mit kilometerlangen rutschverdächtigen Steilböschungen zwangsläufig mit „kalkuliertem Risiko" gearbeitet werden, indem bei bedeutend niedrigeren Baukosten und Bauzeiten eventuelle Ergänzungsarbeiten (und vertretbare Schäden) in Kauf genommen werden; diese kommen per saldo wesentlich billiger als die im vorhinein scheinbar „absolut sicher" dimensionierten Konstruktionen. Die Möglichkeit allfälliger Verstärkungsmaßnahmen muss daher bereits im Planungsstadium berücksichtigt werden (z.B. bei der Anordnung bzw. Austeilung von Ankern; Einlegen von Hüllrohren für eventuelle Zusatzanker etc. – siehe z.B. Abb. 6, 7).

Kalkuliertes geotechnisches Risiko und Beobachtungsmethode („Observational Method") sind untrennbar miteinander verbunden. Dies betrifft insbesondere die semi-empirische Dimensionierung bzw. den „aktiven Entwurf", der dem starren „fully engineered design" nahezu in jeder Hinsicht überlegen ist. Die Voraussetzungen hiefür bzw. die wesentlichen Schritte lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- sorgfältige Untergrundaufschlüsse;
- Beweissicherung allfälliger Altbestände;
- Labor- und Feldversuche;
- geotechnische Berechnungen (Grenzwertuntersuchungen, Parameterstudien; ev. statistische Analysen, Wahrscheinlichkeitsanalysen etc.);
- plausible Bemessungs- und Konstruktionsannahmen (mit Adaptierungs- bzw. Verstärkungsmöglichkeiten während und nach der Bauphase);
- geotechnische Prognosen;
- vergleichende Gegenüberstellung der Untergrundparameter, die der Planung zugrunde gelegt wurden, mit jenen, die im Zuge der Bauarbeiten im Detail angetroffen wurden;
- Kontrollmessungen (mit rechtzeitiger Nullmessung vor Baubeginn);
- Rückrechnungen und Vergleich von Soll- und Istwerten;
- iterative Zusatzberechnungen auf Basis der verfügbaren Messergebnisse;
- im Bedarfsfall Adaptierung des Projektes;
- Langzeitkontrolle (long-term monitoring).

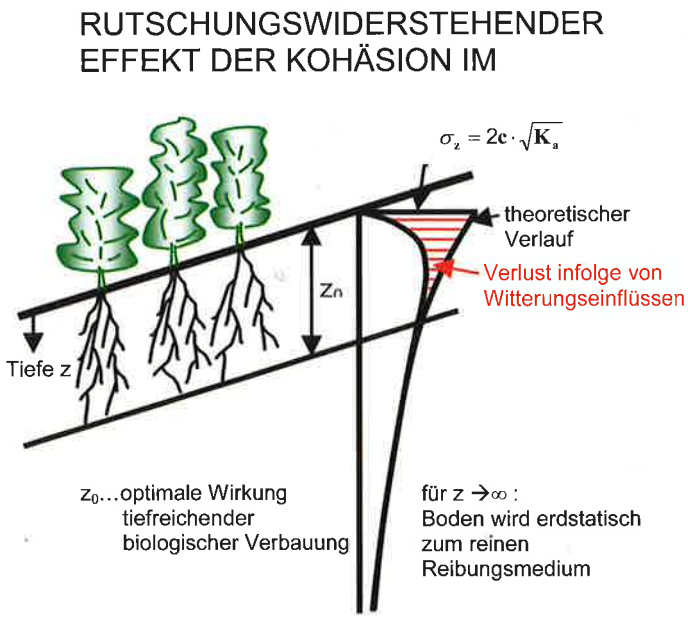

Abb. 2: Rutschungen widerstehender Einfluss der Kohäsion in einer Böschung und Wechselwirkung zwischen Geotechnik und Ingenieurbiologie. Schematisch.

Fig. 2: Stabilizing effect of a cohesion in a near-surface creeping slope. Interaction between bio-soil engineering and soil mechanics (schematic).

3. Untergrundparameter

Das Hauptproblem bei der Standsicherheitsbeurteilung von Böschungen und bei der Planung von Hangsicherungen liegt primär in der Erfassung zutreffender Bodenkennwerte und in der Abschätzung der Sickerwasserverhältnisse. Vor allem in Gebirgstälern und in geologischen Störungszonen stößt deren Ermittlung wegen der meist sehr wechselhaften Untergrundverhältnisse auf erhebliche Schwierigkeiten. Abgesehen von der kleinräumigen Streuung der Boden- und Felskennwerte ergeben sich auch versuchstechnische Probleme: Bei weit kornabgestuften Böden, Hangschutt, Verwitterungsprodukten etc. lässt sich

der Reibungswinkel im allgemeinen nur an gestörten, künstlich aufbereiteten Proben bestimmen. Bei Felsböschungen sind vor allem die Scherparameter von Kluftfüllungen, Verwitterungszonen, Mylonitstreifen etc. von Interesse. Hiezu kommt, dass sich sowohl Reibungswinkel als auch Kohäsion durch äußere Einwirkungen (Änderung des Spannungszustandes, des Sättigungsgrades; Schubverformungen, etc.) zeitlich und örtlich ändern können; rheologische Faktoren spielen ebenfalls eine Rolle. Dies hat zwangsläufig einen Einfluss auf die Optimierung von konstruktiven und ingenieurbiologischen Maßnahmen zur Gewährleistung einer ausreichenden Hangstabilität. Hiebei sind auch deren Wechselwirkungen zu beachten; so sollten z.B. Oberflächensicherungen und tiefreichende Sicherungen als geotechnisch-ingenieurbiologische Einheit gesehen werden.

Je größer die Kohäsion eines Bodens ist, desto größer sind die in Oberflächennähe aufnehmbaren Zugspannungen, und desto tiefer sowie stärker gekrümmt verlaufen die Gleitflächen, soferne einheitliche Lockermassen anstehen. Der oberflächennahe, Rutschungen widerstehende Effekt einer Kohäsion wird allerdings meist durch Witterungseinflüsse reduziert. Dieses Manko kann durch entsprechende ingenieurbiologische Maßnahmen kompensiert werden (Abb. 2). Dies gilt auch für kohäsionslose Böden, etwa gleichkörnige Sande oder „rollige" sandige Kiese: In homogenen Hängen (z.B. Dammböschungen mit einheitlichem Material) verläuft die erdstatisch ungünstigste Gleitfläche in solchen Fällen meist geländegleich. Ausreichende Sicherheiten gegenüber Böschungsbruch lassen sich dort theoretisch kaum nachweisen, da der Reibungswinkel des Schüttmaterials nur unwesentlich größer als die Böschungsneigung ist. Eine wirksame Verbesserung gelingt somit nur durch ingenieurbiologische Maßnahmen.

Der zur Beurteilung der Böschungsstabilität und zur Bemessung von Stützmaßnahmen wichtigste Bodenparameter ist die Scherfestigkeit. Eine routinemäßige Bestimmung von Reibungswinkel und Kohäsion ist jedoch in solchen Fällen völlig unzureichend. Aussagekräftige Risikoanalysen haben auch den (hypothetisch) ungünstigsten Fall eines progressiven Versagens auf Basis der Restscherfestigkeit zu berücksichtigen, der sich bei großen Schubverformungen einstellt. Wie Abb. 3 beispielhaft zeigt, kann der Restscherwinkel φ_r deutlich kleiner als der Reibungswinkel φ ("peak value" der Scherfestigkeit) sein. Außerdem ist der Restscherwinkel keine Bodenkonstante, sondern sinkt mit steigendem

- Plastitzitätsindex
- Anteil an Schichtsilikaten, insbesondere Montmorillonit
- Anteil an schuppig-plattigen Körnern
- Feinkornanteil
- Sättigungsgrad
- und mit steigender Normalspannung.

Vorstehende Reihung der Einflussparameter ist nicht gewichtet, und außerdem bestehen enge Wechselwirkungen. Aus Abb. 3 ist für die Praxis zu folgern, dass tiefliegende Gleitflächen wesentlich kritischer sind als seichte, da unter den dortigen hohen Normalspannungen der Reibungswinkel bei zunehmenden Schubverformungen auf wesentlich geringere Werte absinken kann als in Geländenähe. Weiters geht aus Abb. 3 die große Bedeutung von Entwässerungsmaßnahmen zur Reduktion des Sättigungsgrades im Bereich potentieller Gleitflächen hervor.

Abb. 4 zeigt ebenfalls die starke Abhängigkeit des Restschwerwinkels von der Normalspannung, und zwar für einen tiefgründig zerlegten, verwitterten Fels (serpentinisierte Ophiolite) mit feinkörnig mylonitisierten Zonen. Ein ca. 100 m hoher Hanganschnitt im Zuge des Autobahnbaus löste auf ca. 600 m Länge und 330 m Höhe eine Großrutschung von 13 Millionen m³ aus. Inklinometermessungen zeigten die maßgebende Gleitfläche in 82 m Tiefe. Dies erforderte umfangreiche Gegenmaßnahmen (siehe Kap. 7, Abb. 21).

Scherfestigkeit bzw. Restscherfestigkeit sollten stets mittels direkter Scher- oder Triaxialversuche ermittelt werden. Letztere ermöglichen allerdings häufig nur zu kurze Scherwege, sodass der minimale Reibungsbeiwert noch nicht eintritt. Eine Abschätzung über statistisch fragwürdige Korrelationen zu anderen Parametern (z.B. Mineralbestand, Plastizitätsindex) ist als Grundlage für erdstatische Berechnungen zu ungenau. In vielen Fällen besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem Winkel der inneren Reibung und dem Logarithmus des Größtkornes d_{max}; bei erforderlichen Extrapolationen liegt man mit dieser Annahme

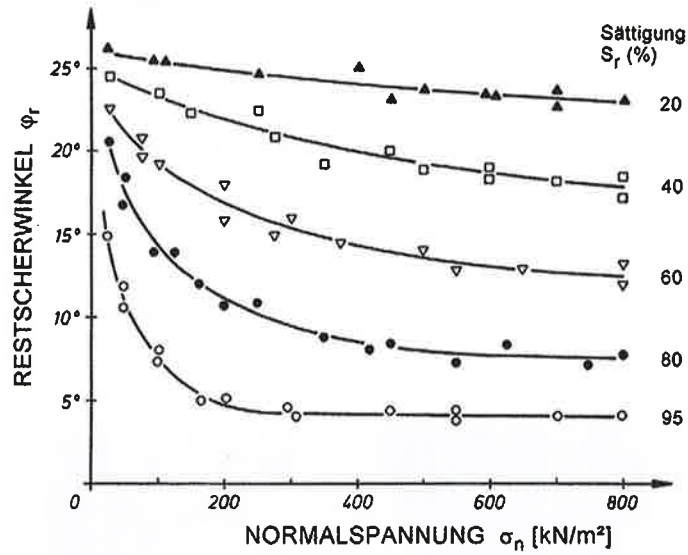

Abb. 3: Restscherwinkel φ_r als Funktion der Normalspannung σ_n und des Sättigungsgrades S_r. Ergebnisse direkter Scherversuche an rutschgefährdetem homogenisiertem Boden. Gleiches Material bei allen Versuchen.

Fig. 3: Residual shear angle φ_r, versus effective normal stress, σ_n; degree of saturation, S_r, as parameter. Results of direct shear tests on reconstituted silty clay (same material for all samples).

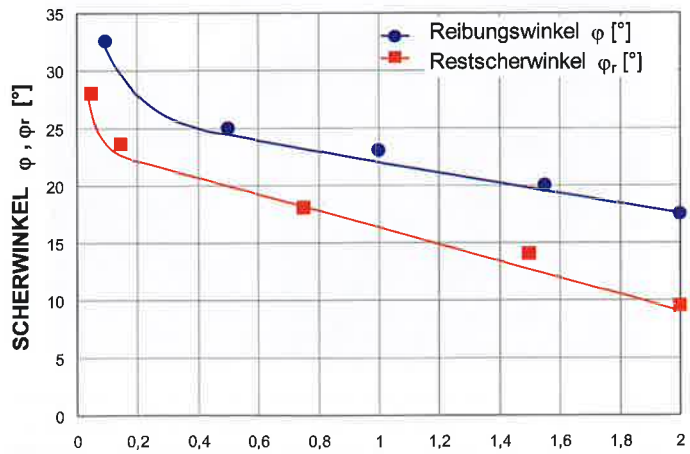

Abb. 4: Einfluss der Normalspannung auf Reibungswinkel und Restscherwinkel in mylonitisiertem serpinitisiertem Ophiolit. Sättigungsgrad 95%. Gleiches Material bei allen Versuchen. Maßgebende Gleitfläche verläuft in 82 m Tiefe (vgl. Abb. 21).

Fig. 4: Influence of normal stress on peak (φ) and residual shear (φ_r) strength in mylonitic, serpinitized ophiolit. 95% saturation degree. Slip surface runs in a depth of 82 m (see Fig. 21).

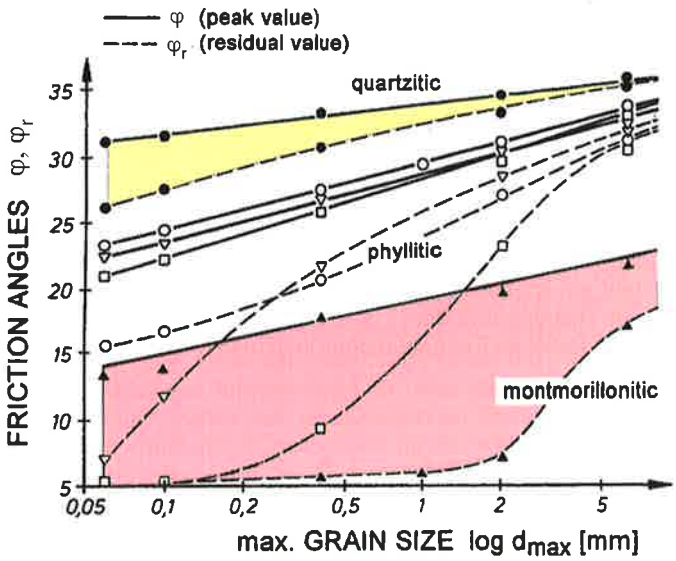

Abb. 5: Reibungswinkel und Restscherwinkel als Funktion des Größtkornes von Fels-Verwitterungsprodukten (beispielhaft).

Fig. 5: Angle of internal friction, φ (full lines), and residual shear angel, φ_r (broken lines), versus maximum grain size, d_{max}. Three different types of mylonites. Loss of shear strength due to particle reorientation indicated by hatched areas for quartzitic and montmorillonitic mylonites.

Abb. 6: Beispiel für semi-empirische Dimensionierung mit Beobachtungsmethode: Messkontrollen in 6-fach verankertem Stahlbetonriegel eines auf zwei Brunnen fundierten Brückenpfeilers in steilem Rutschhang. Ankerköpfe noch nicht fertiggestellt. Vier Hüllrohre aus Sicherheitsgründen für eventuelle Zusatzanker einbetoniert. Bewehrung des Pfeilerfußes auf maximale Ankerkräfte ausgelegt.

Fig. 6: Example of the semi-empirical design method – combined with the observational method. Tied back pier toe of a bridge in creeping slope with the possibility of future strengthening with 4 additional prestressed anchors (contingency plan). Reinforcement of pier toe according to maximum anchor force.

durchwegs auf der sicheren Seite [2], [5]. Hiebei wird allerdings eine einigermaßen stetige Kornabstufung vorausgesetzt (also kein „schwimmendes" Grobkorn in einer feinkörnigen Matrix, keine ausgeprägten Fehlkornfraktionen und dgl.). Das Größtkorn sollte beim Versuch etwa 1/10 der Probenhöhe und 1/50 der Seitenlänge des Probenquerschnittes in der Scherbüchse nicht überschreiten, da sonst zu hohe Reibungswinkel bestimmt werden. Zwischen dem „Restscherwinkel" (φ_r) und dem Größtkorn bestehen keine allgemein gültigen Beziehungen, da sich jener aus der Oberflächenreibung in der Scherfläche und nicht aus der inneren Reibung ergibt (Abb. 5).

Generell sollten die Scherversuche (auch) an homogenisierten, im Labor aufbereiteten Proben bestimmt werden, und zwar im wassergesättigten Zustand („worst case scenario"). Dabei hat es sich bewährt, die homogenisierten Proben bei einem Wassergehalt an der Fließgrenze in die Scherbüchsen einzubauen und nach der Konsolidierung unter der maßgebenden Normalspannung ($\sigma_n \geq \gamma \cdot z$) abzuscheren [2], [5]. Bei „ungestörten" Prüfkörpern kann es nämlich infolge von Maßstabseffekten (Natur – Labor), Einschlüssen, unregelmäßigen Trennflächen etc. zu Verfälschungen kommen. Erfahrungsgemäß werden dabei zu hohe Restscherwinkel bestimmt.

Der generelle Ansatz des Restscherwinkels als Projektierungsgrundlage ist meist unwirtschaftlich oder topographisch sogar unmöglich. Er dient vielmehr primär zur Risikoanalyse und zur Festlegung eines „rechnerischen Reibungswinkels": Hiebei spielt die semi-empirische Dimensionierung mit kalkuliertem Risiko eine entscheidende Rolle. Diese setzt eine flexible Planung voraus, welche – in Verbindung mit der Beobachtungsmethode – die Möglichkeit allfälliger Verstärkungsmaßnahmen sowohl in der Bauphase als auch danach inkludiert (Abb. 6, 7).

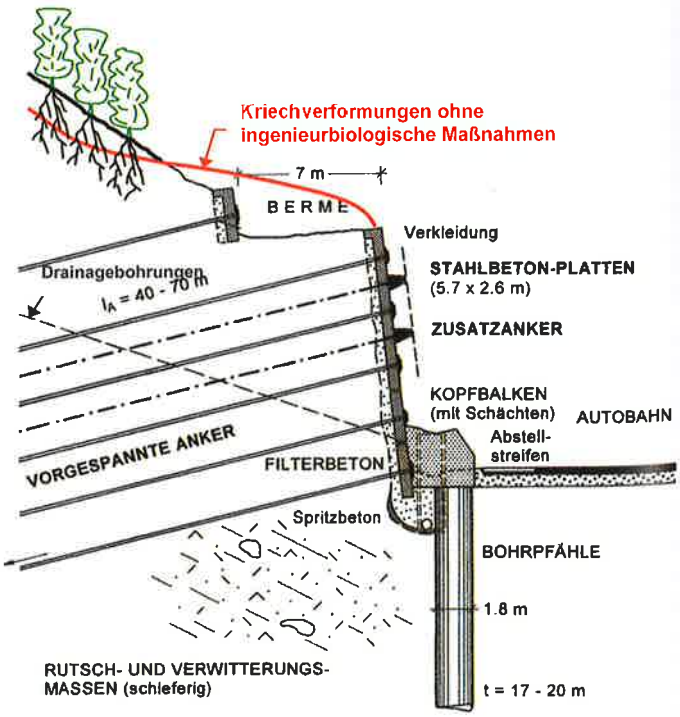

Abb. 7: Ankerwand zur Abstützung eines 700 m hohen Kriechhanges und ingenieurbiologische Oberflächensicherung. Pfahlwand als „Schreibtischladenprojekt", falls Langzeit-Kontrollmessungen auf die Reaktivierung tiefreichender fossiler Gleitflächen hinweisen.

Fig. 7: Anchored retaining wall to support a 700 m high creeping slope. Dowelling with piles as contingency project if monitoring indicates a re-activation of fossil slip surfaces. Bio-soil engineering for near surface slope stabilization.

4. Kriechdruck auf Bauwerke

In Hängen, welche sich annähernd im Grenzgleichgewicht befinden, kann sich ein erhöhter Kriech- oder Staudruck auf der Rückseite von Bauwerken aufbauen, welcher sogar den Erdruhedruck deutlich überschreitet [3], [8]. Für den Sonderfall, dass die Böschungsneigung β gleich dem Reibungswinkel φ sei, wird die auf das Stützbauwerk wirkende Seitendruckkraft

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

h Mauerhöhe
γ Wichte
φ Reibungswinkel

Der Faktor m(φ) kann aus Abb. 8 entnommen werden, die auf theoretischen Grundlagen und umfangreichen Baustellenmessungen basiert [3] bis [9]. Daraus ist ersichtlich, dass der Kriechdruck mit zunehmender Hangneigung deutlich über den aktiven Grenzwert ansteigt und überdies stark von der Verformbarkeit bzw. Bewegungsmöglichkeit des Bauwerkes abhängt. Der schraffierte Bereich in Abb. 8 hat sich als Dimensionierungsgrundlage bereits seit Jahren gut bewährt.

Streng theoretisch handelt es sich bei der vorstehenden Formel um eine aus dem 2. Rankine'schen Sonderfall für kohäsionslose Böden abgeleitete Beziehung. Langjährige Erfahrungen und Baustellenmessungen lehren jedoch, dass diese auch bei Böden mit (geringer) Kohäsion mit einer für die Praxis hinreichenden Genauigkeit verwendet werden kann, wenn sich die Böschung im Grenzgleichgewicht des Kriechens befindet. Dabei wird von der Näherungsannahme ausgegangen, dass der Böschungswinkel β gleich einem fiktiven Scherwinkel ($\overline{\varphi}$) sei, in welchem eventuelle Kohäsionsanteile (und sogar Wirkungen des Strömungsdruckes) enthalten sind.

Seit dem Jahre 1970 laufende Langzeitbeobachtungen und Baustellenmessungen haben gezeigt, dass der vorstehende Ansatz des Kriechdruckes und Abb. 8 realitätsnahe Werte liefern. Dementsprechend ist es z.B. günstiger, Brücken in Kriechhängen mittels flexibler, oberhalb des Brückenpfeilers angeordneter Schutzschalen vom Erddruck abzuschirmen (Abb. 14). Auf starre Konstruktionen wirkt hingegen der erhöhte Kriechdruck gemäß Abb. 8. Je nach Untergrundverhältnissen, Geländeneigung etc. stellt sich meist innerhalb von 10 bis 20 Jahren ein stationärer Zustand ein, der unterhalb des theoretischen Grenzwertes des passiven Erddruckes liegt.

5. Schadensfälle

Zwei Schadensfälle sollen beispielhaft die Auswirkungen einer Nichtbeachtung der Restscherfestigkeit von Hängen aufzeigen, die sich bereits vor Baubeginn nahe dem Grenzgleichgewicht befanden.

5.1. Fall 1

Im Jahr 1983 wurde im Bereich einer geologischen Störungszone ein ca. 300 m langer und bis 70 m hoher Lehnendamm für eine Autobahn geschüttet, obwohl dem Bauherrn von dieser Trassenführung dringend abgeraten worden war. Erste Bewegungen in der Bauphase konnten durch Entwässerungsmaßnahmen und eine Gegengewichtsschüttung nur kurzfristig gebremst werden. Noch vor der Eröffnung der Autobahn nahmen die Bewegungen progressiv zu, was den unverzüglichen Einbau von 66 Ankerrippen entlang der Dammböschung erforderte. Insgesamt waren 418 Vorspannanker mit einer Länge von 50 m und einer Gebrauchslast von A_r = 1000 kN zu versetzen (Abb. 9). Dadurch konnten die Bewegungen vorübergehend auf ein tolerierbares Maß reduziert werden, was zunächst eine ausreichende Sicherheit vortäuschte.

Der Untergrund besteht dort aus mächtigen phyllitischen Verwitterungsmassen, unter denen völlig zerscherte, mylonitisierte Phyllite und Glimmerschiefer anstehen. Scherversuche ergaben Reibungswinkel von φ ≥ 22°, der Restscherwinkel konnte jedoch auf einen Restscherwinkel um φ_r = 10° absinken.

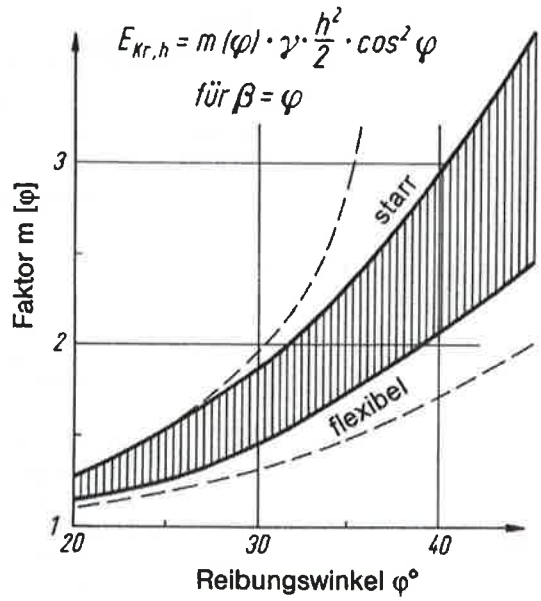

Abb. 8: Vervielfältigungsfaktor m(φ) = m(ß) für die Ermittlung des Kriechdruckes E_{Kr} auf Stützbauwerke in Hanglage: semi-empirische Zusammenhänge in Abhängigkeit von der Bauwerkssteifigkeit. Schraffierter Bereich: Ergebnisse zahlreicher Bauwerksmessungen seit 1973.

Grenzgleichgewicht: Böschungswinkel ß = Reibungswinkel φ (bzw. Ersatzreibungswinkel $\overline{\varphi}$).

Gestrichelte Grenzkurven: theoretische Extremwerte

Fig. 8: Influence of stiffness of retaining structures on the creeping pressure E_{Kr} whereby ß = slope angle, φ = (ficitious) friction angle. Hatched area: results of numerous site measurements since 1973.

Broken lines: theoretical limit values.

Im Laufe der Jahre kam es tatsächlich zu einer progressiven Abnahme der Scherfestigkeit, somit zu zunehmenden Bewegungen, die wiederholt ein Verschließen von tiefen und breiten Rissen in der Fahrbahn der Autobahn und deren Nivellettekorrektur erforderten. Somit war ab dem Jahre 2000 ein umfassender Sanierungsbedarf gegeben, um vor allem die Stabilität gegenüber tiefreichendem Geländebruch zu verbessern (Inklinometer an der Dammkrone zeigten Gleitflächen bis in 70 m Tiefe) – Abb. 9. Folgende Maßnahmen wurden getroffen (bzw. vorsorglich mit eingeplant):

- Hangverdübelung mit 55 m tiefen Stahlbetonbrunnen (d = 6,4 m)
- Drainagebohrungen (z.T. von den Schächten heraus, bevor diese ausbetoniert wurden)
- Lokale Vorschüttung am Fuße der bestehenden Anker
- (Im Bedarfsfall Verankerung der Brunnenköpfe mit langen Vorspannankern – je nach Ergebnissen der Langzeitmessungen)
- Ersatz bzw. Ergänzung der bestehenden Anker durch zusätzliche Verankerungen.

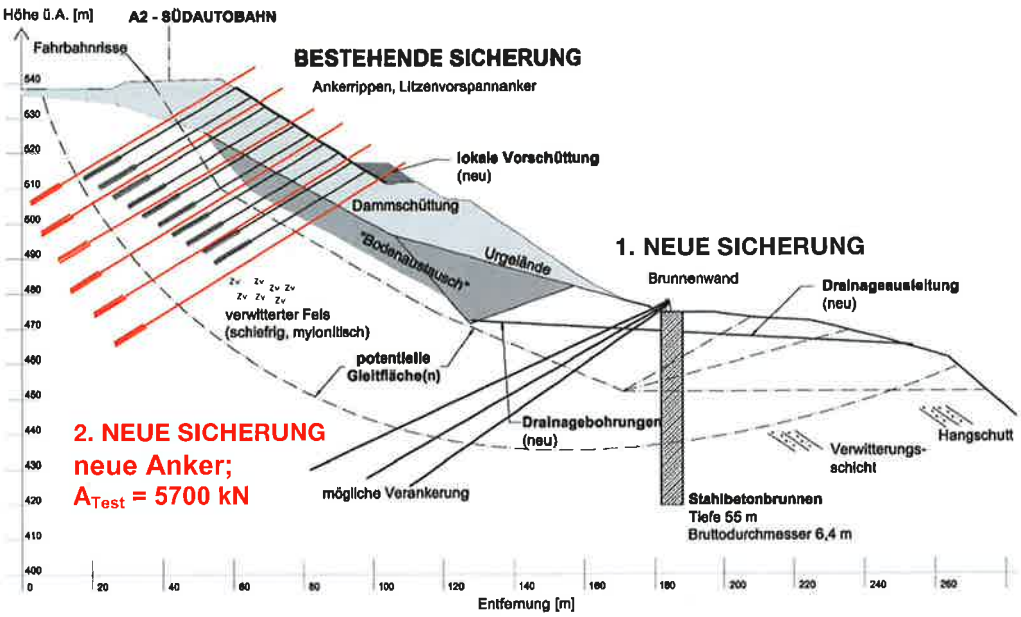

Abb. 9: Schrittweise Verstärkungsmaßnahmen zur Sicherung eines Lehnendammes in einem Rutschhang. Erste Maßnahmen (Ankerrippen) bereits in der Bauphase erforderlich (1998). Folgemaßnahmen: Verdübelung mit Brunnen (20 Jahre später) und nach weiteren 5 Jahren zusätzliche Anker anstelle der alten (innovatives SBMA System).

Fig. 9: Step by step strengthening measures to stabilize a highway embankment on a creeping slope. Anchors near the crest already required during the construction phase shortly after embankment filling (1998). 20 years later slope dowelling with r.c. caissons was necessary, and another 5 years later long additional anchors (innovative system of single bore multiple anchors = SBMA) had to be installed.

Derartige Maßnahmen sind nur nach der semi-empirischen Dimensionierung in Verbindung mit der Beobachtungsmethode technisch-wirtschaftlich zu optimieren. Dementsprechend sind 5 der insgesamt 20 Brunnen mit Messgeräten zur Langzeit-Kontrolle ausgestattet. Hiezu kamen umfassende Messungen während der schrittweisen Herstellung der Brunnenschächte, da in dieser Phase das Versagensrisiko besonders hoch war. Bei der Interpretation derartiger Daten müssen die örtliche Bettung der Messdosen (Steifigkeitsrelation), der jeweilige Bauzustand und der Zeitfaktor ganz besonders berücksichtigt werden. Die widerstehende Wirkung der auf einen Stau- bzw. Kriechdruck bemessenen Brunnen baut sich erst allmählich mit dem Stauchungen der passiven Zone auf [3], [4], [6], [8].

Die Verformungsgeschwindigkeit des Hanges konnte durch die ersten drei Maßnahmen deutlich reduziert werden: von 50 mm/Jahr auf bislang ≤ 10 mm/Jahr. Die Mengen weisen auf eine weiterhin abnehmende Bewegungstendenz.

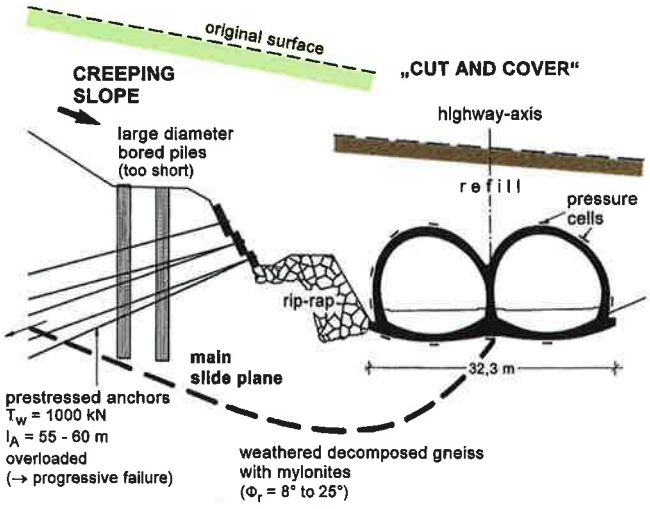

Abb. 10: Schrittweise Verstärkungsmaßnahmen zur Sicherung eines ca. 40 m tiefen Autobahn-Einschnittes in geologischer Störungszone.

Fig. 10: Step by step measures to stabilize a 40 m deep excavation in a creeping slope (geological fault). Special tunnel shape to resist creeping pressure.

Da die bestehenden Anker (Abb. 9, oben schwarz) mittlerweile deutlich überspannt waren und Spannungsrisskorrosion bereits zum Versagen einzelner Anker (meist im Kopfbereich) geführt hatte, wurden zusätzliche Verankerungen des Dammes unumgänglich, um auch höher liegende Böschungsbrüche zu verhindern. Diese zweite Sicherungsstufe (Abb. 9, oben rot) führte zu einem weiteren Rückgang der Bewegungen.

5.2. Fall 2

Ein weiteres Beispiel, bei dem die Gefahr geringer Restscherwinkel unterschätzt und die Methode der schrittweisen semi-empirischen Dimensionierung überstrapaziert wurde, ist in Abb. 10 dargestellt. In einer geologischen Störungszone mit tiefreichender Mylonitsierung war ein 40m tiefer Hangeinschnitt für eine Autobahn vorzunehmen. Bereits nach Fertigstellung kam die bergseitige Böschung in Bewegung; der Scherwiderstand nahm progressiv ab, und die Gleitflächen wanderten immer tiefer in den Untergrund. Dementsprechend erwiesen sich sämtliche Sicherungsversuche, die auf dem „peak value" der Scherfestigkeit basierten, als unzureichend (Abb. 10): Böschungsverflachung → Steinstützkörper → Vermörtelung des Steinstützkörpers → Hangverdübelung mittels Bohrpfählen → Stahlbeton-/Stützrippen mit langen vorgespannten Ankern. Die Bewegungen konnten letztlich nur durch einen Zwillingstunnel (mit exzentrischen Röhrenquerschnitten zur Aufnahme des Kriechdruckes) und mit einer teilweisen Wiederverfüllung des Hangeinschnittes zum Stillstand gebracht werden. Der auf den Tunnel wirkende Kriechdruck wird laufend gemessen.

6. Bauen in Kriechhängen

Kriechhänge stellen eine Sonderform instabiler Böschungen dar. Dabei kommt es zu keinen spektakulären, abrupten Rutschungen, sondern zu mehr oder weniger kontinuierlich fortlaufenden Verformungen, die sich über Jahrzehnte erstrecken. Erfahrungsgemäß liegt die Kriechgeschwindigkeit derartiger Hänge meist zwischen ca. 0,5 bis 5 cm/Jahr, wobei Werte zwischen 1 und 2 cm pro Jahr dominieren, und im Jahrszyklus durchaus witterungsbedingte Abweichungen von den Durchschnittswerten auftreten. Kriechhänge sind besonders häufig in großräumigen geologischen Störungszonen und entlang übersteilter Bergflanken zu beobachten, kommen aber auch in relativ flachen Gegenden in Flysch, tonreichen tertiären Sedimente etc. vor.

Risikoanalysen haben die Wahrscheinlichkeit einer Beschleunigung der Kriechbewegungen abzuschätzen und zu beurteilen, ob ein progressiver Übergang zum Böschungsbruch möglich ist. Derartige Aussagen sind nur unter Beachtung der Restscherfestigkeit des Untergrundes möglich und erfordern meist mehrjährige Feldmessungen (geodätisch; Inklinometermessungen; Piezometermessungen, Hangwasserbeobachtungen).

Der Sicherheitsfaktor von Kriechhängen pendelt um das Grenzgleichgewicht (FS = 1). Falls der Untergrund einen geringen Restscherwinkel und die Tendenz zu progressiver Bruchbildung aufweist, können die Kriechverformungen allmählich (oder sogar abrupt) in eine rasche Rutschung übergehen. Abb. 11 fasst einige typische Verhaltensmechanismen schematisch zusammen. Kriechhänge erfordern daher Langzeitbeobachtungen bzw. -messungen. Falls ausreichendes Datenmaterial existiert, kann ein Kriechfaktor abgeleitet werden (Abb. 12), was zeitliche Extrapolationen, geotechnische Prognosen und die Dimensionierung von Bauwerken in solchen Hängen erleichtert.
Dabei ist zu beachten, dass die Bewegungen oft ausgeprägte jahreszeitliche Schübe aufweisen, etwa in der Periode der Schneeschmelze und Frühjahrsniederschläge (z.B. Abb. 13 [7]). Falls die kriechenden Massen nicht zu tief reichen, können Bauwerke aller Art in solchen Hängen errichtet werden. Dies erfordert Stützkonstruktionen, die zwar örtlich begrenzt den Kriechdruck aufnehmen, seitlich jedoch von den kriechenden Massen umflossen werden. Der Kriechdruck hängt primär von der Scherfestigkeit des Untergrundes, der Geländeneigung und der Steifigkeit der Stützkonstruktion ab [8]. Er überschreitet den Erdruhedruck erheblich, erreicht aber nach bisherigen Langzeitmessungen nicht den Grenzwert des passiven Erddruckes.

Bei Brückenpfeilern, Masten oder Seilbahnstützen innerhalb von Kriechhängen bestehen grundsätzlich zwei konstruktive Möglichkeiten:

- (Teilweise) Abschirmung des Kriechdruckes durch Stützkonstruktionen („Schutzschalen") oder flexible Schächte.
- Aufnahme des Kriechdruckes durch entsprechend hohe Stützkräfte

In den Abb. 14 und 15 sind die Unterschiede schematisch dargestellt. Die „Knopfloch"-Lösung ist zwar wirtschaftlicher als jene mit der Schutzschale und dem kräftigen Fundierungsbrunnen, sie ist aber auch wesentlich riskanter. Falls der Untergrund einen geringen Restscherwinkel aufweist, wird von dieser „Sparvariante" abgeraten, da in solchen Fällen die Kriechverformungen ziemlich abrupt in eine rasche Rutschung übergehen können oder zumindest in einen markanten größeren Bewegungsschub (siehe Beispiel der Abb. 17). Außerdem erfordert sie eine sehr genaue Prognose der Langzeitverformungen, um den Lichtraum zwischen Hang und Pfeiler entsprechend dimensionieren zu können.
Wenn die Kriechzone sehr tief reicht, sind Stützmaßnahmen entweder unwirtschaftlich oder überhaupt nicht ausführbar. In solchen Fällen haben sich flexible Bauwerke bewährt, die in der Kriechmasse „schwimmen": z.B. statisch möglichst unempfindliche Brückensysteme und vor allem niedrige Autobahndämme. Falls letztere mit Geokunststoffen bewehrt werden, können sie relativ große Bewegungen mitmachen, ohne ihre Gebrauchstauglichkeit einzubüßen.
Manchmal jedoch erreichen die Kriechbewegungen eine Größenordnung, die letztlich eine Bebauung derartiger Hänge unmöglich macht bzw. die Evakuierung bestehender Objekte erfordert. Die Abb. 16 und 17 zeigen dies beispielhaft. Es handelte sich um ein Bergdorf mit einer kleinen Kirche aus dem Jahre 1640. Diese hatte im Laufe der Jahrhunderte eine Hangbewegung von ca. 35 m (!) mitgemacht und sich als erstaunlich stabil erwie-

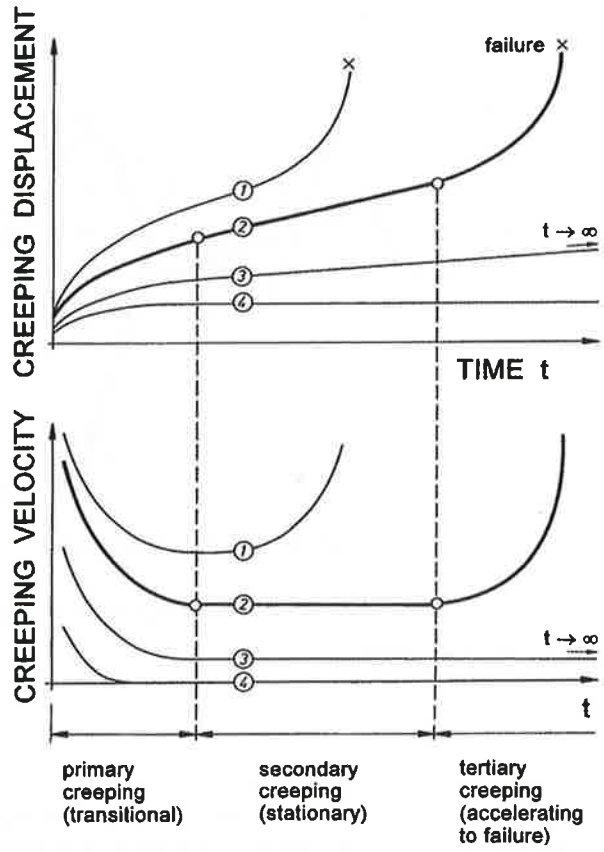

Abb. 11: Kriechen/Rutschen eines Hanges bei unterschiedlichen Stabilitätsbedingungen (schematisch).

1 .... relativ rascher Bruch
2 .... Versagen nach längerer stationärer Periode
3 .... quasi-stabiles Verhalten
4 .... stabiles Verhalten.

Fig. 11: Creeping/sliding of a slope according to different stability conditions (schematic):

1 .... relatively quick failure
2 .... failure after longer stationary phase
3 .... quasi-stable slope behaviour
4 .... stable behaviour.

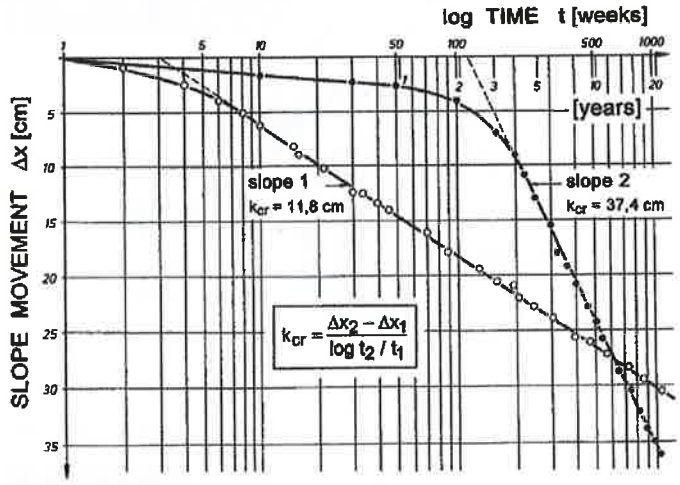

Abb. 12: Stationäres Kriechverhalten von zwei instabilen Hängen. Definition des „Kriechfaktors" k_{cr}.

Fig. 12: Stationary creeping of two unstable slopes over a period of 35 years. Definition of a "creeping factor" k_{cr}.

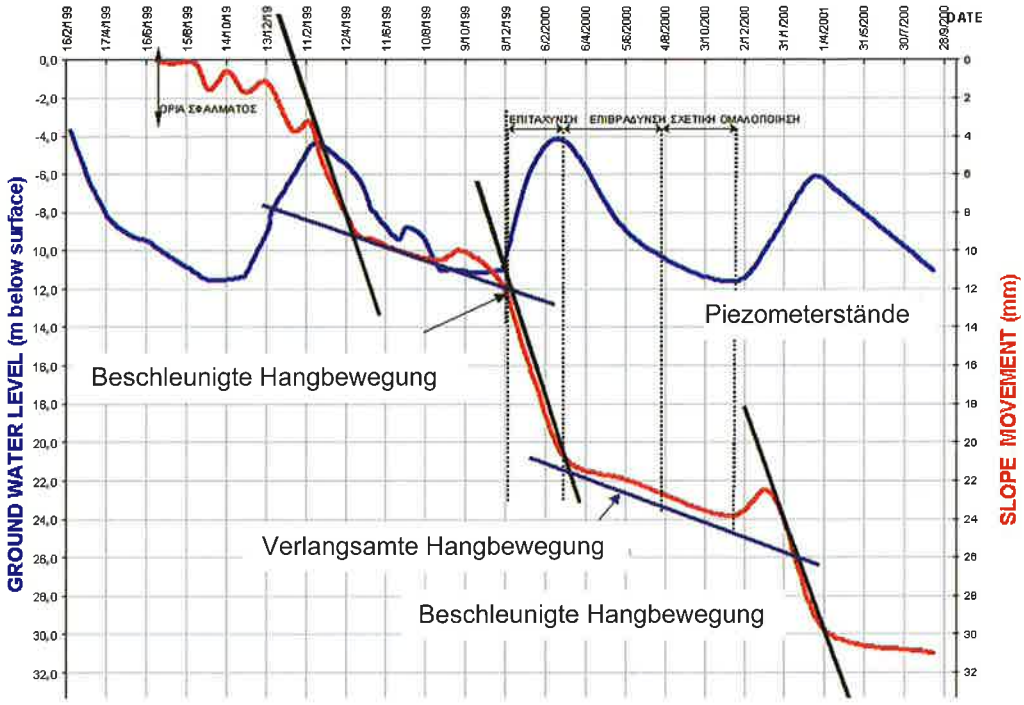

Abb. 13: Witterungsbedingte Hangschübe eines Kriechhanges (in Flysch). Jahreszeitliche Anstiege der Piezometerdrücke (bzw. Spiegelhöhen des Hangwassers) korrelieren sehr gut mit der Zunahme der Verformungsgeschwindigkeit.

Fig. 13: Irregular movements of a creeping slope depending on the seasonal weather change (in flysch). Temporary increase of piezometer pressure (and level of slope water) correlates with the increase of movement rate.

sen. Beim abrupten Bewegungsschub im Jahre 1999 stürzte sie jedoch ein: Ausgelöst durch ein extremes Starkregenereignis waren die Kriechbewegungen ziemlich abrupt in eine rasche Rutschung bis zu einigen Metern pro Tag übergegangen (entsprechend Kurve 2 in Abb. 11). Dies wurde zweifellos durch den geringen Restscherwinkel von nur $\varphi_r = 9°$ (örtlich sogar noch weniger) begünstigt. Zehn weitere Objekte des alten Bergdorfes und ca. 5000 lfm Güterwege, Gemeindeund Zufahrtsstraßen wurden ebenfalls zerstört oder schwer beschädigt. Lediglich jene Häuser, die erst kurz vorher in stabiler „Schachtel"-Bauweise aus Stahlbeton errichtet worden waren, überstanden den extremen Bewegungsschub samt den vorauseilenden und nachfolgenden Kriechbewegungen nahezu unversehrt („schwimmend" in der Kriech- bzw. Rutschmasse). Nach einer Bewegung von insgesamt ca. 50 m bestand allerdings das juristische Problem, wem das jeweilige Gebäude nunmehr gehört, wenn es sich geodätisch bereits auf dem hangabwärtigen Nachbarsgrund befindet. Nach einem jahrelangen Rechtsstreit durch alle Instanzen fällte der Österreichische Oberste Gerichtshof folgendes Urteil: Wertvolles Gut (z.B. Wohngebäude) wandern mit der Grundstücksgrenze mit.

Die Rutschmasse umfasst mittlerweile ca. 70 Millionen m³ und erstreckt sich auf eine Länge von 2,2 km, eine Breite von 0,9 km und bis in eine Tiefe von ca. 50–80 m (Details siehe [10]).

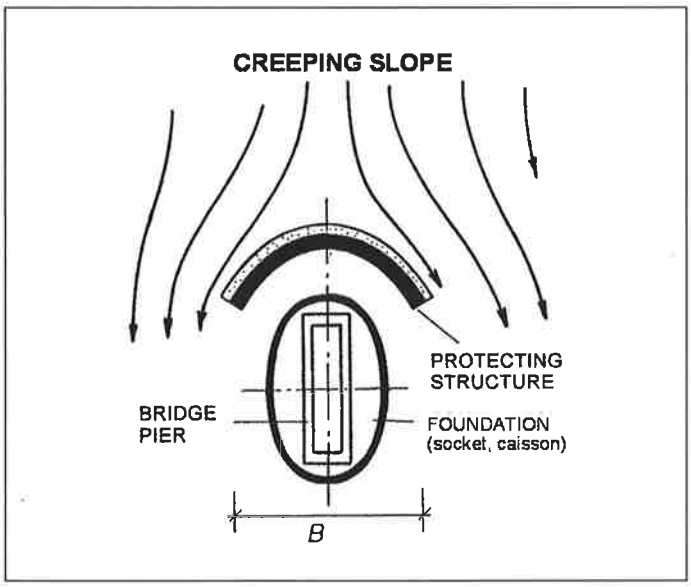

Abb. 14: Schutzschale (auf Filterbeton) oberhalb eines Brückenpfeilers zur Aufnahme des Hangschubes: flexibles System (verankert); schematisch.

Fig. 14: Retaining structure to protect a structurally sensitive building (e.g. bridge pier or mast) from sliding or creeping pressures in an unstable slope – schematic.

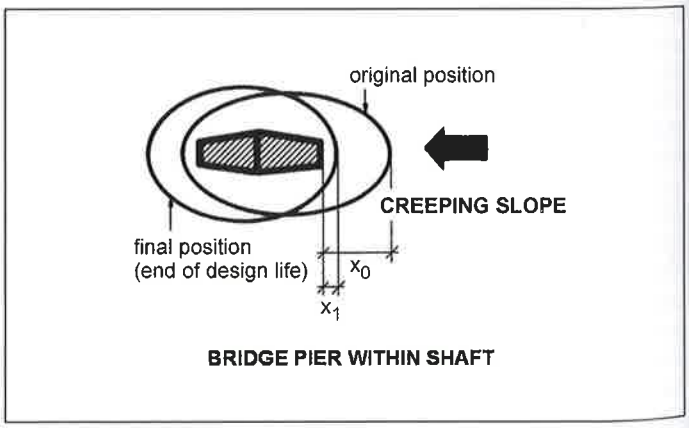

Abb. 15: Prinzip der „Knopflochfundierung" eines Brückenpfeilers (oder Seilbahnstütze, E-Mast) in einem Kriechhang. Exzentrisch abgeteufter, offen bleibender flexibler Schacht schirmt den bis zur Gleitfläche geführten Pfeiler vom Hangschub an und bewegt sich allmählich zum Pfeiler hin. In der deformierten Endlage ist $x_1 << x_0$.

Fig. 15: "Bottomhole-foundation" of a bridge pier (or mast, etc.) in a creeping slope. Flexible shaft reaches down to the stable ground and remains open, thus keeping the creeping force off from the pier. In the long-term it is deformed, moving closer and closer to the pier. In the final state the remaining space is $x_1 << x_0$.

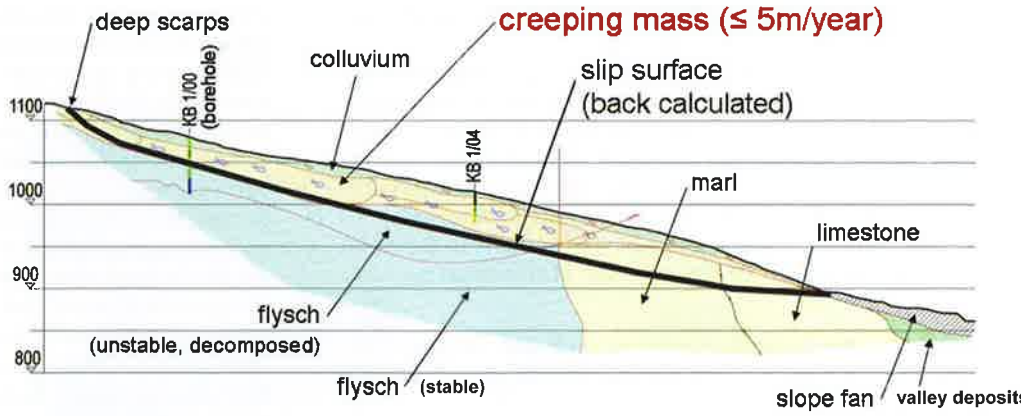

Abb. 16: Großräumiger Kriechhang, der schließlich zur Zerstörung Jahrhunderte alter Bauwerke führte und die Evakuierung noch bestehender Objekte erforderte [10].

Fig. 16: Large-scale creeping slope, that finally caused the collapse of several hundred years old buildings and requiring the evacuations of still existing houses [10].

7. Kriechhänge und Erdbebeneinwirkungen

Wenn Bauwerke in labilen Hängen bzw. Kriechhängen zu errichten sind, die in Erdbebenzonen liegen, sind besondere geotechnische Maßnahmen erforderlich. So waren z.B. bei der Planung der Tauernautobahn im Liesertal Erdbebenintensitäten bis 10° MS (7–7,5° Richter) zu berücksichtigen. In Griechenland ist die Situation noch kritischer. Dementsprechend wurden dort vom Autor „Floating Structures" entwickelt, d.s. sehr flexible Brücken, Stützmaßnahmen mit hoher Verformungsverträglichkeit oder Dämme, die mit der Rutschmasse „schwimmen". Dieses Schema hat sich bei Autobahnen bereits sehr bewährt [7]. Die Dammkubaturen sind hiebei möglichst klein zu halten, bzw. überhaupt ein Massenausgleich zwischen minimierten Hanganschnitten und Dammschüttungen anzustreben. Die innere Sicherheit der Dämme wird durch Bewehrungseinlagen (in der Regel Geokunststoffe) erzielt. Die Abb. 18–20 zeigen Ausführungsbeispiele an der „Egnatia Odos"-Autobahn, welche insgesamt eine Länge von ca. 700 km aufweist und über weite Strecken entlang instabiler Hänge und unwegsamem Steilgelände führt.

Ebenfalls am Egnatia Highway kamen im Zuge eines großräumigen, ca. 100 m hohen Hanganschnittes mehr als 13 Millionen m³ auf einer Höhendifferenz von 330 m und eine Länge von nahezu 600 m in Bewegung. Da beidseits dieser Rutschmassen bereits fertiggestellte Tunnels (Zwillingsröhren) bestanden, mussten die Bewegungen gestoppt und noch dazu eine entsprechende Erdbebensicherheit gewährleistet werden. Eine weiträumige Trassenverlegung war nicht mehr möglich. Geologisch handelte es sich bei den Rutschmassen um Ophiolite und tonig verwitterte Serpentine, die eine intensiv tektonisierte, zerscherte chaotische Masse mit schmierigen Myloniten bildeten, in denen der Restscherwinkel auf φ_r = 10° absinken konnte. Die in Abb. 20 dargestellte hangeinfallende Schichtung erwies sich als geomechanisch nicht mehr relevant, vielmehr bildete sich eine Vielzahl von Gleitkörpern, die progressiv nach oben, aber auch in die Tiefe wanderten, wie umfangreiche Inklinometermessungen bestätigten. Die tiefste Gleitfläche lag schließlich 82,5 m unter dem geplanten Autobahnniveau. Außerdem war der Reibungs-

Abb. 17: Details zur Abb. 16.
a) Übergangsphase vom „stationären" Langzeitkriechen zum Böschungsbruch (sinngemäß Kurve 2 in Abb. 11). Bereits starke Risse in der Gemeindestraße. Foto A. Plankel
b) Einsturz der Kirche nach dem extremen Bewegungsschub im Jahre 1999 (5m/Jahr). Foto Hofmann/Jaritz.

Fig. 17: Details zu Fig. 16.
a) Transition from „stationary" creep to slope failure. Already wide cracks in the road.
b) Collapse of church after excessive movements.

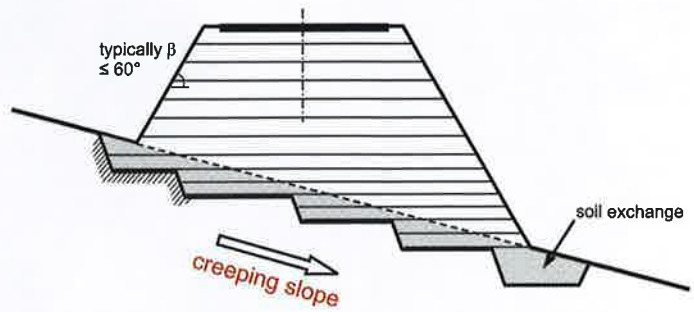

Abb. 18: Schwimmender Autobahndamm in instabilem Hang und in Erdbebenzone; durchgehend mit Geokunstoffen bewehrt, um die innere Stabilität zu gewährleisten. Steilböschungen zwecks Minimierung der Masse. Schematisch.

Fig. 18: Floating highway embankment in creeping slope and earthquake zone. Reinforcement with geosynthetics to increase inner stability and to enable steep embankment slopes (minimizing fill mass). Schematic.

winkel progressiv auf einen Restscherwinkel von örtlich nur mehr $\varphi_r = 10°$ abgesunken (vgl. Abb. 4).
Derartige Rutschmassen konnten nur durch eine Kombination verschiedenster Sicherungs- und Stützmaßnahmen stabilisiert werden, wobei lokale und großräumige Aspekte, sowie „innere" und „äußere" Sicherheitsfaktoren zu berücksichtigen waren: Nach umfangreichen Variantenstudien, die sogar die Aufgabe der bestehenden Tunnels und eine weit bergeinwärts verlagerte, seitliche Untertunnelung des instabilen Terrains in Betracht zogen, kamen die in Abb. 21 dargestellten Maßnahmen zur Ausführung:

- Abrückung der Autobahntrasse so weit wie möglich vom Hang und Verlagerung vom Hangeinschnitt („Big Cut") auf einen Damm („Big Embankment").
- Gegengewichtsschüttung unterhalb der Autobahn von nahezu 3 Mio m³ (mit Einbau von Drainagekörpern, Filtern etc.), die in geneigtem Gelände aufzubringen war, da der eigentliche Fuß des Berghanges erst hunderte Meter tiefer lag.
- Bermen, Kronen- und Böschungsbereich des Dammes mit Geokunststoffen bewehrt. Oberflächensicherung der Böschungen mittels intensiver, standortkenzeichnender, ingenieurbiologischer Verbauung.
- Fußsicherung dieser bis zu 135 m hohen Gegengewichtsschüttung durch einen massiven, mit Geokunststoffen bewehrten Schüttkörper, der ähnlich einer Gewölbestaumauer einen Großteil der Horizontalkräfte in die Flanken des sich dort verengenden Hanges bzw.Tales einleitet.
- Gegengewichtsschüttung am Fuße des hohen Hanganschnittes („Big Cut") oberhalb des Autobahnniveaus, örtlich mit Geokunststoffen bewehrt.
- Hangverdübelungen mit Großbohrpfählen und Brunnen (oder T-förmigen Schlitzwandelementen).
- Verankerungen mit langen vorgespannten Verpressankern.
- Drainagebohrungen, Sickerschlitze, Steinstützrippen etc.

8. Resümee

Aus der Vielfalt der Maßnahmen zur Sicherung bzw. Sanierung von instabilen Hängen lässt sich unschwer erkennen, dass jedes Projekt bzw. jede größere Rutschung aus der Sicht des Ingenieurs ein Unikat darstellt, und dass keine allgemein gültigen

Abb. 19: Ausführungsbeispiele zur Abb. 18 (Egnatia Highway in Griechenland). 70 m hoher Damm in unwegsamem, labilem Steilgelände und daher mit sehr unregelmäßigem Verlauf der Dammkrone und -böschung. Hochgradige Erdbebenzone.

Fig. 19: Example to Fig. 18. (Egnatia Highway in Greece). 70 m high embankment in rugged unstable terrain with irregular ground plan of crest. Highly sensitive earthquake zone.

Abb. 20: Weiteres Ausführungsbeispiel zur Abb. 18 (Egnatia Highway in Griechenland) 80 m hoher Damm in unwegsamem. labilem Steilgelände mit durchgehender Bewehrung der Schüttlagen (Detail). Hochgradige Erdbebenzone.

Fig. 20: Another example to Fig. 18 (Egnatia Highway in Greece). 80 m high embankment in rugged unstable terrain with reinforcement of the fill material in layers (detail). Highly sensitive earthquake zone.

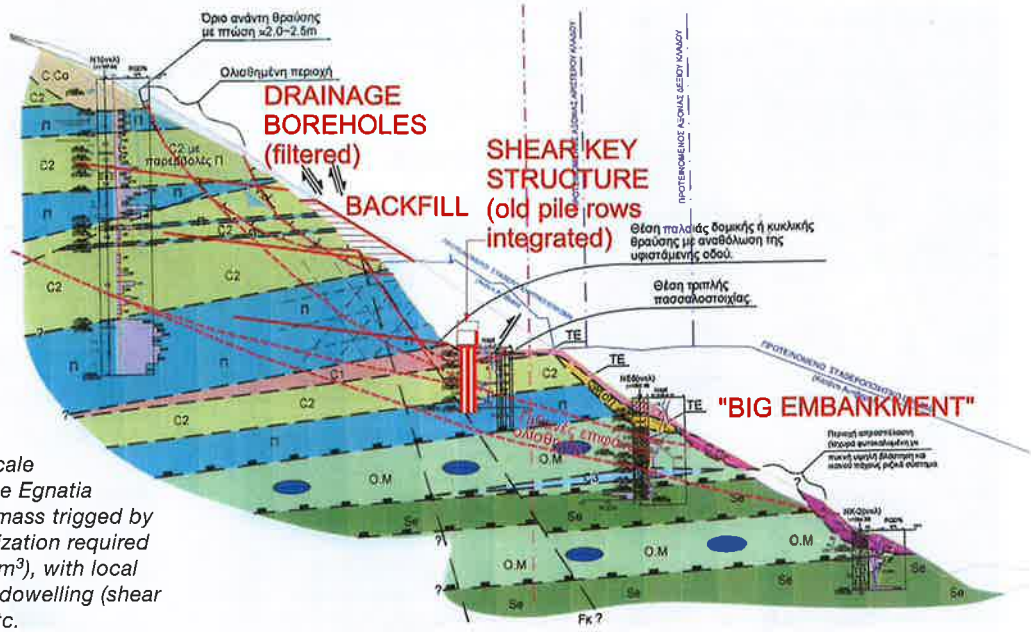

Abb. 21: Geotechnischer Querschnitt im Bereich der Großrutschung „Big Cut" des Egnatia Highways, Griechenland (13 Mio m³). Verlegung der Autobahntrasse hangauswärts auf eine 135 m hohe Gegengewichtsschüttung („Big Embankment" – 3 Mio m³). Wiederverfüllungen im Bereich des Hanganschnittes (z.T. bewehrt mit Geokunststoffen) nach der Herstellung von Drainagebohrungen, Flächenfiltern und Verdübelungen (Pfahlscheiben).

Fig. 21: Cross section of the large-scale slope failure along the "Bit Cut" of the Egnatia Highway, Greece. 13 Mio m³ sliding mass trigged by a nearly 100 m high slope cut. Stabilization required 135 m high counterweight fill (3 Mio m³), with local removementof highway axis, ground dowelling (shear key structures), anchors, drainage, etc.

Schemen bestehen. Das Optimum ergibt sich meist aus einer Kombination verschiedener Sicherungsmaßnahmen, wobei den Entwässerungen besondere Bedeutung zukommt.

Grundlegende Voraussetzung für eine Optimierung bilden sorgfältige Bodenuntersuchungen bzw. Felsaufschlüsse und Kontrollmessungen. Bei der Beurteilung von Rutschhängen ist stets der Restscherwinkel des Untergrundes zu bestimmen, um das Risiko grenzwertmäßig abschätzen zu können. Der generelle Ansatz der Restscherfestigkeit als Projektierungsgrundlage ist allerdings meist unwirtschaftlich oder topographisch sogar unmöglich. In der Regel wird daher zunächst ein nach den örtlichen Verhältnissen empirisch reduzierter Reibungswinkel in Rechnung gestellt. Weitere Unsicherheiten liegen in der räumlichen Streuung sowie zeitlichen Veränderbarkeit der Scherparameter und in der erdstatischen Erfassung der Wasserdrücke (Strömungsdruck, Spaltwasserdruck, Porenwasserüber- oder -unterdrücke).

Es muss daher bei steilen Hängen und hohen Stützbauwerken sowie kleinräumig wechselhaften Untergrund- und Strömungsverhältnissen zwangsläufig ein kalkuliertes Risiko übernommen werden. Verfeinerte Berechnungsverfahren und Materialmodelle täuschen in der Regel eine Genauigkeit vor, die in der Praxis nicht gegeben ist. Wichtig sind vielmehr Parameterstudien sowie Grenzwertuntersuchungen zur Abschätzung des Risikopotentials und eine semi-empirische Dimensionierung. Diese erfordert Kontrollmessungen, die möglichst frühzeitig, d.i. vor Baubeginn, einsetzen und mehrere, voneinander unabhängige Messarten umfassen sollten (geodätisch, Inklinometer, Extensometer, Ankerkraftmessungen etc.). Erfahrungsgemäß führt nur eine Überbestimmung der Messdaten zu verlässlichen Aussagen, da stets mit Störeinflüssen, Inhomogenitäten des Untergrundes, einzelnen Messfehlern oder sogar mit Beschädigungen bzw. Ausfällen von Messvorrichtungen zu rechnen ist.

Die Stabilitätsverhältnisse in Rutschhängen können sich im Laufe der Zeit ändern. In kritischen Fällen, vor allem bei sehr geringen Restscherwinkeln, sollte daher die semi-empirische Dimensionierung von Stützbauwerken auch die vorsorgliche Projektierung von Verstärkungsmöglichkeiten umfassen. Im Bedarfsfall können dann sehr rasch nachträgliche Zusatzmaßnahmen getroffen werden.

Literatur

[1] Borowicka, H. (1963): Der Wiener Routinescherversuch. Heft 5 der Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, S. 7–13.

[2] Brandl, H. (1976): Die Sicherung von hohen Anschnitten in rutschgefährdeten Verwitterungsböden. 6. Europäische Konferenz der ISSMGE, Wien. Proceedings, Band 1.1, S. 19–28.

[3] Brandl, H. (1980): Erd- und Kriechdrucktheorie für Rutschhänge (mit praktischen Anwendungen) und Generalbericht „Standfestigkeit natürlicher und künstlicher Böschungen". 6. Donau-Europäische Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau, Varna, Proceedings, Vol. 3, S. 95–104 und Vol. G (General Reports), S. 75–106.

[4] Brandl, H., Dalmatiner, J. (1988): Brunnenfundierung von Bauwerken in Hängen (insbesondere Brücken). Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für wirtschaftl. Angelegenheiten, Heft 352, Wien.

[5] Brandl, H. (1997): Residual shear behaviour and progressive failure of soil or week rock in tunnelling. World Tunnel Congress Vienna. Proc. Vol. 1, pp. 15-22, A.A. Balkema, Rotterdam.

[6] Brandl, H. (2002): Infrastructure projects in landslide-prone areas. Keynote Paper. 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and the Safety of Infra-Structures, CI-Premier Conference Organisation, Singapore, Proceedings pp. 1–22.

[7] Brandl, H. (1997–2007): Geotechnical Reports on Egnatia Odos Highway Projects. Unveröffentlicht.

[8] Brandl, H. (2009): Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, 7. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin. S. 747–901. (8. Auflage in Vorbereitung).

[9] Haefeli, R. (1945): Zur Erd- und Kriechdrucktheorie. Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidgen. Techn. Hochschule, Heft 9, ETH Zürich.

[10] Hofmann, R., Jaritz, W. (2005): Großrutschung Sibratsgfäll. 5. Österr. Geotechniktagung. Österr. Ingenieur- und Architekten-Verein, Wien. Proceedings. S. 313–338.

[11] Koltuk, S. (2014): Ein Beitrag zur Restscherfestigkeit von Böden. ÖIAZ 159. Jg., Heft 1-12/2014, S. 261–266.

[12] Schneider-Muntau, B. (2013): Zur Modellierung von Kriechhängen. Heft 18 der Schriftenreihe "Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling". Universität Innsbruck. Ed. D. Kolymbas; Logos Verlag Berlin GmbH.

Em.O.Univ.-Prof.
Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Heinz Brandl

A-1190 Wien
Nussberggasse 7a/23
office@ahbrandl.at