

### 3. Verankerungen als landschaftsschonende Sicherungsmassnahmen

Ueli von Matt, dipl. Bauingenieur ETH/SIA, Zürich

#### 3.1 Allgemeine Überlegungen zu Hangsicherungen

Jedes Hangsicherungsproblem ist ein Einzelfall. Für seine Bewältigung lassen sich praktisch nie pfannenfertige Konzepte aus der Schublade ziehen. Für die Erarbeitung und Wahl eines sinnvollen Sicherungskonzeptes sind zunächst zahlreiche Fragen und Umstände zu klären.

Unter anderem:

- Ist eine aktive oder sind gar mehrere aktive Gleitflächen vorhanden? Oder ist "nur" eine potentielle Gleitung zu verhindern?
- Sind Tiefenlage und Neigung der Gleitfläche(n) bekannt? Wie gross ist die Verschiebungsgeschwindigkeit?
- Sind Volumen und Form des Gleitkörpers bekannt?
- Besteht der Gleitkörper aus massivem oder aus zerrüttetem Fels, aus bindigem oder körnigem Lockergestein?
- Ist die Gleitung geologisch-natürlich bedingt oder wurde sie durch bauliche Eingriffe ausgelöst? Welche Rolle spielt das Wasser?
- Welche geometrischen Randbedingungen sind durch die Hangsicherung einzuhalten?
- Ist die Hangsicherung später sichtbar? Liegt sie im Siedlungsgebiet, an einem Verkehrsträger oder in unberührter Landschaft?

Von entscheidender Bedeutung für die Wahl des Sicherungskonzeptes ist die Tiefenlage der Gleitfläche. Generell gilt folgende Einteilung:

a) **Oberflächliche Rutschungen, Tiefenlage der Gleitfläche 2 bis gegen 4 m**

Zu ihrer Sicherung sind ingenieurbio-logische Massnahmen oder Verdübelungen, Vernagelungen, Stützkonstruktionen aus Beton oder Steinkörben geeignet, unterstützt durch Entwässerungsmassnahmen.

b) **Grössere Rutschungen von 4 bis etwa 15 m Mächtigkeit**

Für die Sicherung solcher Rutschungen kommen in der Regel nur Verankerungen mit vorgespannten Ankern, häufig kombiniert mit Grossbohrpfählen in Frage. In gewissen Fällen sind reine (nicht verankerte) Verdübelungen mit Pfahl- oder Schlitzwandscheiben denkbar.

c) **Tiefgründige Gleitungen von mehr als etwa 15 bis über 30 m Mächtigkeit**

Ihre Sicherung ist mit konstruktiven Massnahmen in der Regel nicht mehr wirtschaftlich möglich. In günstigen Fällen gelingt mit Entwässerungsmassnahmen eine nachhaltige Verlangsamung. In gewissen Fällen können umfangreiche Erdbewegungen - Abtrag im treibenden Bereich / Aufschüttung im bremsenden Bereich - zum Ziel führen. Häufig bleibt jedoch nur Beobachten und gegebenenfalls die Evakuierung des gefährdeten Gebietes.

Das Thema dieses Referates ist die Sicherung von Hangrutschungen von etwa 4 bis 15 m Mächtigkeit mit Verankerungen, je nach Fall kombiniert mit Bohrpfählen und/oder Entwässerungsmassnahmen.

### 3.2 Verankerungen als landschaftsschonende Sicherungsmassnahmen

Es versteht sich, dass Verankerungen keine naturnahen Massnahmen sind (so lautet ja eigentlich das Tagungsthema). Für die Sicherung von grösseren Rutschungen von etwa 4 bis 15 m Mächtigkeit gibt es aber leider keine naturnahen Sicherungsmassnahmen. Hingegen können mit Verankerungen zumindest landschaftsschonende Hangsicherungen erreicht werden.

Auch wenn man über landschaftliche Schönheit immer streiten kann, glaube ich, dass die meisten Menschen ein "inneres Auge" für natürliche und künstliche Landschaften haben:

- Ein technischer Eingriff in die Natur wird nicht als störend abgelehnt, wenn er logisch und sinnvoll wirkt und angemessen gestaltet ist. Man denke nur zum Beispiel an römische oder mittelalterliche Bogenbrücken!
- Nicht alles, was grün ist, wird als naturnah erlebt.
- Auch bei Betrachtern, die nicht technisch vorbelastet sind, hinterlassen Konstruktionen, deren Wirkungsweise nicht erkennbar und nachvollziehbar ist, mindestens unbewusst ein ungutes Gefühl.

Daraus folgt für mich als Leitlinie für die Gestaltung von landschaftsschonenden Verankerungen:

Zeigen, was man macht, und nicht kaschieren. Die Konstruktion muss logisch und einsichtig wirken, aber nicht brutal und lebensfeindlich. Also: ehrliche, solide, dauerhafte Konstruktionen, die sich ihrer Existenz nicht schämen, aber auch nicht klotzig auftrumpfen. Um der Natur mit ihren innovativen Pionierpflanzen Raum für die Rückeroberung zu bieten, sollen die Strukturen so stark aufgelöst sein wie im geologisch gegebenen Umfeld möglich. Eine aktivistische Begrünung von Konstruktionen mit eingebauten Pflanzentrögen und dergleichen lehne ich ab.

Die Sicherungskonstruktionen müssen überdies mit bescheidenem Aufwand überwachbar sein und Verstärkungsmöglichkeiten bieten, ohne dass dazu ein Totalumbau erforderlich ist.

Zugegeben: derart konzipierte Konstruktionen wirken nach einem Jahr noch nicht landschaftsschonend. Aber nach 5 bis 10 Jahren sind sie "eingewachsen", in die Landschaft integriert und dank dem Pflanzenbewuchs und der Patina des Betons oft nur von Insidern überhaupt noch erkennbar.

Dieses Vorgehen erfordert ein wenig Geduld. Das Ergebnis wirkt aber natürlich und den Gärtner für den Unterhalt der Pflanzentröge kann man sich sparen. A propos Geduld: "Das Gras wächst nicht schneller, wenn man daran zieht" (afrikanisches Sprichwort).

An einigen Beispielen sei das Gesagte illustriert:

- Zwei brutale, lebensfeindliche Sicherungen (Abb. 3.1 und 3.2): Spritzbeton ist eine geniale Erfindung. Sein Einsatz für permanente Hangsicherungen ist jedoch meist problematisch: Er wirkt unnatürlich und verhindert die Ansiedlung von Pionierpflanzen weitgehend. Letzteres gilt übrigens auch für Sickerbeton.



Abb. 3.1



Abb. 3.2

- Zwei unnatürliche Sicherungen (Abb. 3.3 und 3.4): 60 bis 70 Grad steile Blumenwiesen oder Rasen empfinde ich nicht als naturnah, sondern als befremdend.



Abb. 3.3



Abb. 3.4

- Zwei kaschierende und eine ehrliche Sicherung (Abb. 3.5, 3.6, 3.7 und 3.8): Die Stützmauer in Abb. 3.5 wirkt als naturnah gestalteter technischer Eingriff in die Landschaft. Bei näherem Hinschauen (Abb. 3.6) zeigt sich aber, dass es sich nicht um eine Stützmauer aus Natursteinmauerwerk handelt, sondern offenbar um eine zweifach verankerte Pfahlwand. Die ästhetisch ansprechende Wirkung entlarvt sich als reine Verkleidungsmassnahme. Man kann sich darüber streiten, ob so etwas wirtschaftlich / landschaftschützerisch sinnvoll ist. Meine Meinung ist klar: die Konstruktion ist unehrlich und nicht nachahmenswert. Problematisch ist überdies, dass eine allfällig erforderliche Verstärkung den Abbruch der teuren Natursteinvormauerung bedingen würde.



Abb. 3.5



Abb. 3.6

Die zweite Sicherung (Abb. 3.7) ist ebenfalls eine verankerte Pfahlwand. Die Fenster in der Verkleidung bieten einen Zugang zu den Ankerköpfen und machen die Verkleidung als solche erkennbar. Die vorgefertigten Elemente mit im Beton "schwimmenden" Natursteinbrocken sind eine fragwürdige Imitation einer Natursteinmauer.

Abbildung 3.8 zeigt eine ehrliche Sicherung. Die Konstruktion, im Anschluss an eine ältere Betonstützmauer zwecks Kurvenbegradigung erstellt, wirkt etwas klotzig in der Landschaft. Eine Anordnung der Sicherung weiter hangwärts wäre eingepasster, hätte allerdings mehr Landbedarf erfordert und höhere Baukosten verursacht.



Abb. 3.7



Abb. 3.8

- Zwei landschaftsschonende Sicherungen (Abb. 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 und 3.13):

Die erste Sicherung musste ausgeführt werden, weil durch einen Hanganschnitt für den Bau einer Nationalstrasse im Jahr 1985 eine etwa 6 bis 8 m mächtige, bis 150 m hangwärts zurückgreifende Rutschung ausgelöst worden war. Nach einer Wiederanschüttung sind zwei versenkte Bohrpfahlwände mit verankertem Kopfriegel erstellt worden (Abb. 3.9). Die Kopfriegel bilden kleine Geländestufen in der Anschnittböschung, der obere Kopfriegel folgt bogenförmig dem ursprünglichen Geländeverlauf, der untere Kopfriegel trägt den Wildschutzzaun und bildet gleichzeitig den talseitigen Randabschluss des landwirtschaftlichen Flurweges. Der ganze Anschnittbereich ist mit einheimischen Sträuchern und Büschen bepflanzt worden (Abb. 3.10 und 3.11). In Abb. 3.11 ist der obere Kopfriegel vom Flurweg aus schwach erkennbar.



Abb. 3.9



Abb. 3.10



Abb. 3.11

Die zweite Sicherung war zur Stützung einer bis 12 m hohen Dammschüttung auf einem rund 20° steilen Hang erforderlich. Sie ist ebenfalls als versenkte Pfahlwand mit verankertem Kopfriegel ausgeführt worden (Abb. 3.12). Die Sicherung liegt im unteren Drittel der Dammschüttung. Der sichtbare Kopfriegel ermöglicht einen landwirtschaftlich genutzten Fahrweg, der auch den Zugang zu den Kontrollankern und den in den Bohrpfählen eingebauten Slope Indicator Messrohren sehr erleichtert (Abb. 3.13).



Abb. 3.12



Abb. 3.13

### 3.3 Bemessung und Ueberwachung

Die Ausgangslage ist für das Vorgehen bei der Bemessung einer Hangsicherung entscheidend. Es gibt im Wesentlichen zwei Ausgangslagen:

- Situation A  
Sicherung einer aktiven Rutschung
- Situation B  
Sicherung einer potentiellen Rutschung

#### Fall A

Liegt eine aktive Rutschung vor, sind zunächst durch Beobachtungen im Gelände (Kartierung) und mit Messungen (Geodäsie, Inklinometer, Extensometer, Piezometer usw.) die Geometrie und die Verschiebungsgeschwindigkeit des Gleitkörpers zu ermitteln. Ist die Geometrie des Gleitkörpers bekannt, kann mit einer sogenannten Rückrechnung unter der Annahme einer vorhandenen Gleitsicherheit  $F = 1.0$  eine plausible Kombination der massgebenden charakteristischen Bodenkennwerte und Wasserdrücke ( $\gamma_k, \phi'_k, c'_k, u$ ) ermittelt werden.

Mit auf den untersuchten Fall abgestimmten Sicherheitsvorgaben wird dann mit den ermittelten Werten der erforderliche Bemessungswiderstand der Verankerung (und z.B. der Pfähle) berechnet.

Die Festlegung der Sicherheitsvorgaben ist primär von der Ausdehnung des Gleitkörpers abhängig. Bei relativ kleinen Gleitkörpervolumen bis etwa 200 bis 300 m<sup>3</sup> pro Meter sind übliche Sicherheitsvorgaben, wie sie das Merkblatt SIA 2009 "Bemessung von verankerten Bauwerken" postuliert, vernünftig und wirtschaftlich. Bei deutlich grösseren Gleitkörpern sind knappere Sicherheitsvorgaben vertretbar, wenn gleichzeitig eine Überwachung des Hanges nach den Regeln der Beobachtungsmethode erfolgt. Dabei sind natürlich auch weitere wichtige Umstände wie das Schadenpotenzial, die Charakteristik des Bruchmechanismus und die zeitliche Interventionsmöglichkeit zu berücksichtigen.

## Anmerkungen:

- Beim beschriebenen Vorgehen ist es innerhalb gewisser Grenzen irrelevant, ob die ermittelten Bodenkennwerte mit den tatsächlich vorhandenen übereinstimmen. Werden zum Beispiel höhere Porenwasserdrücke angesetzt, resultieren bei der Rückrechnung höhere charakteristische Scherfestigkeitsparameter  $\varphi'_k$  und  $c'_k$ . Auf die Höhe des erforderlichen Bemessungswiderstandes der Hangsicherung hat dies jedoch nur einen marginalen Einfluss.
- Bei der Sicherung von relativ kleinräumigen Rutschungen ist es sinnvoll und auch wirtschaftlich, die Verschiebungsgeschwindigkeit der Rutschung auf praktisch null zu reduzieren. Dies wird mit den Sicherheitsvorgaben gemäss Merkblatt SIA 2009 in der Regel erreicht. Bei grossräumigen Rutschungen ist eine vollständige Bremsung technisch-wirtschaftlich häufig kaum mehr realisierbar. In solchen Fällen kann es sinnvoll sein, die Verschiebungsgeschwindigkeit der Rutschung mit der Sicherung auf ein - für den Einzelfall festzulegendes - zulässiges Mass zu reduzieren. Dies 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. Zur Abbremsung der Gleitung ist somit ein zusätzlicher Widerstand (z.B. Verankerung) erforderlich. Günstigerweise ist der Zusammenhang nicht linear, sondern logarithmisch:  $\tau_1 = \tau_0 (1 + \rho_0 \cdot \log \frac{v_1}{v_0})$ .

$\rho_0$  = baugrundabhängiger Faktor (ca. 0.02 bis 0.07)

$v_0, v_1$  = Verschiebungsgeschwindigkeit

$\tau_0, \tau_1$  = wirksame Scherfestigkeit bei der entsprechenden Verschiebungsgeschwindigkeit

Erläuterung: Bei einer Abbremsung ( $v_1 < v_0$ ) ist der zweite Term in der Klammer negativ. Zur Erreichung der kleineren Geschwindigkeit  $v_1$  muss ein zusätzlicher Widerstand  $\Delta R$  eingesetzt werden, der mindestens der Abnahme des Scherwiderstandes  $\Delta R = - R_0 \cdot \rho_0 \cdot \log \frac{v_1}{v_0}$  entspricht.

Es versteht sich, dass ein solches Sicherungskonzept nur in Kombination mit der Beobachtungsmethode vertretbar ist. Denn der Faktor  $\rho_0$  kann zumindest in schweizerischen, meist sehr heterogenen Böden nie genügend genau im Voraus bestimmt werden.

**Fall B**

Die Sicherung einer potenziellen Rutschung wird in der Regel wegen geplanten Eingriffen in den Hang erforderlich, wie Hanganschnitte oder Dammschüttungen.

Die Bemessung der Hangsicherung muss hier mit einem Baugrundmodell nach den Regeln der Boden- und Felsmechanik erfolgen. Das Baugrundmodell und die Bodenkennwerte sind mit Sondierungen, Feld- und Laborversuchen zu ermitteln. Selbst wenn überdurchschnittlich viele Sondierungen ausgeführt werden, enthält das Baugrundgutachten immer Annahmen und Prognosen und damit Unsicherheiten. Dies gilt auch für die Lage der untersuchten Gleitflächen. Die Bemessung der Hangsicherung basiert deshalb im Fall B auf viel unsichereren Grundlagen als im Fall A.

Dessen muss man sich bewusst sein. Die Hangsicherung muss deshalb Verstärkungsmöglichkeiten aufweisen und mit aussagekräftigen Überwachungseinrichtungen ausgerüstet sein (Kraftmessdosen, Inklinometer, geodätische Messpunkte, Extensometer usw.). Andernfalls müssten bedeutend höhere Sicherheitsvorgaben angewendet werden, als das Merkblatt SIA 2009 vorschlägt. Was logischerweise erheblich höhere Baukosten verursachen würde.

Mit anderen Worten: Auch im Fall B sind die Regeln der Beobachtungsmethode anzuwenden.

## Beobachtungsmethode

Die Idee der Beobachtungsmethode ist eigentlich in Norm SIA 160 Ziffer 4 02 22 umschrieben, obwohl der Begriff dort nicht verwendet wird:

*4 02 22 Risiken, die nicht durch Bemessung abgedeckt werden, sind durch angemessene Kontrollen zu beschränken. Diese Risiken und Kontrollen sind im Sicherheitsplan festzuhalten.*

In der klassischen Konstruktionslehre wird kaum über Risiken gesprochen. Diese sind dank der gut bekannten Baustoffeigenschaften und durch ausreichende Sicherheitsvorgaben im SIA Normenwerk praktisch vollständig abgedeckt.

Im Grundbau können Risiken aber aus wirtschaftlichen Gründen kaum je in gleichem Masse ausgeschlossen werden. Man denke nur an den Streubereich der Bodenkennwerte im Vergleich zu jenem der Festigkeiten von Stahl und Beton! Mit der Strategie der Beobachtungsmethode gelingt es jedoch, mit eingegangenen Risiken so umzugehen, dass trotzdem ein sicheres und wirtschaftliches Bauwerk entsteht. Die Anwendung der Beobachtungsmethode ist allerdings anspruchsvoll und auch zeitaufwändig. Sie erfordert eine andere Denkweise als der klassische Ingenieurbau. Dort produziert der Ingenieur ein fertiges Projekt. Und der Bauleiter stellt sicher, dass das Projekt genau nach Plan realisiert wird.

Ein nach der Beobachtungsmethode erstelltes Grundbauprojekt ist eigentlich gar nie fertig. Häufig muss das Projekt schon während der Bauausführung mehrmals umprojektiert werden. Sei dies, weil die Baugrundsichten anders verlaufen oder andere Eigenschaften aufweisen, als prognostiziert. Oder sei dies zum Beispiel, weil die Anker eine wesentlich andere Tragfähigkeit aufweisen als erwartet. Nicht selten werden sogar nach der Abnahme des Bauwerkes, also während der Nutzungsdauer noch bauliche Massnahmen erforderlich, zum Beispiel Entwässerungsmassnahmen oder Verstärkungen mit Ankern.

Die Beobachtungsmethode darf deshalb nur angewendet werden, wenn folgende Regeln eingehalten werden:

- Es ist vor der Bemessung eine umfassende Risikoanalyse durchzuführen. Die eingegangenen Risiken müssen bekannt sein.
- Es ist eine Kosten - Nutzen - Analyse durchzuführen. Die eingegangenen Risiken müssen mit ausreichender Wahrscheinlichkeit einen angemessenen wirtschaftlichen Nutzen bringen.
- Für das Verhalten von Baugrund und Bauwerk während und nach der Bauausführung ist eine Prognose mit konkreten Grenzwerten zu erstellen. Dies ist insbesondere dann von zentraler Bedeutung, wenn die Bauleitung nicht vom Projektverfasser wahrgenommen wird.
- Die im Kontrollplan für die Bauausführung und im Überwachungsplan für die Nutzungsdauer festgelegten Überwachungsmassnahmen müssen sicherstellen, dass der Eintritt eines Risikofalles rechtzeitig erkannt wird.
- Es sind bautechnische Massnahmen vorzubereiten und allenfalls Sicherungsmittel bereit zu stellen, mit denen dem Risikofall begegnet werden kann. Risiken für Menschenleben dürfen nicht eingegangen werden.
- Die eingegangenen Risiken und die daraus möglicherweise entstehenden Folgen (Kosten, Verzögerungen) sind mit dem Auftraggeber klar abzusprechen. Er muss die Risiken kennen und die möglichen Folgen akzeptieren.

Anmerkung:

Aus den aufgeführten Regeln ist klar ableitbar, dass in gewissen Fällen die Beobachtungsmethode nicht angewendet werden darf, weil die erforderliche Interventionszeit nicht zur Verfügung steht. Zum Beispiel bei Sicherungen gegen Lawinen oder Murgänge, was allerdings nicht eigentliche Hangsicherungen sind.

### 3.4 30 jährige Geschichte einer Hangsicherung (Eine exemplarische Anwendung der Beobachtungsmethode)

#### 3.4.1 Baugeschichte

Im Jahr 1970 ist im Bereich Hauetli bei Alpnachstad ein Hanganschnitt von beträchtlichem Ausmass für das Trasse der A8 und die hangwärts zu verlegende Brünigbahnlinie vorgenommen worden. Die Kubatur des Abtrages auf der rund 300 m langen Strecke betrug etwa 90'000 m<sup>3</sup>. Der Anschnitt ist ungesichert mit einer Neigung von 2:3 im Lockergestein und im aufgelockerten Fels, bzw. 1:1 im gesunden Fels (Stadschiefer) ausgeführt worden. Der Hang verhielt sich während den Abtragsarbeiten visuell ruhig. Verschiebungsmessungen sind allerdings nicht durchgeführt worden.

Im April 1971 bildeten sich im Gelände oberhalb des westlichen Anschnittbereiches (später als Hauetli I bezeichnet) Risse im Gelände. Bis Mitte April 1971 entstanden weitere Risse in höher gelegenen Hangpartien auch oberhalb des zentralen und östlichen Bereiches des Hanganschnittes (Hauetli II).

Die Risse öffneten sich im Laufe des Sommers 1971 jedoch nicht weiter und der Hang verhielt sich bis im Herbst 1972, trotz einiger heftiger Gewitter im Sommer 1972, visuell ruhig. Aus diesem Grund wurden die Rissbildungen nicht als Hinweise auf eine Rutschung interpretiert, sondern auf Setzungserscheinungen infolge der durch den Abtrag bewirkten Hangwasserabsenkung zurückgeführt.

Am 13. November 1972 öffnete sich der erste Riss oberhalb der Böschung im Hauetli I von neuem. Und zwei Tage später rutschte die Böschung unterhalb dieses Risses bis auf den gesunden Fels hinunter ab (Abb. 3.14). In der Folge öffneten sich auch die übrigen Risse wieder und weiteten sich bogenförmig bis zum östlichen Anschnittende aus. Damit bestand kein Zweifel mehr, dass die Risse eine **ausgedehnte Rutschung** umrandeten, welche die bestehenden und im Bau befindlichen Verkehrsträger (Nationalstrasse, Kantonsstrasse und Brünigbahnlinie) ernsthaft gefährdete (Abb. 3.15).



Abb. 3.14 (Die Abbildungen 3.14 bis 3.18 sind dem Heft 1976/6 der Zeitschrift "Strasse und Verkehr" entnommen.)

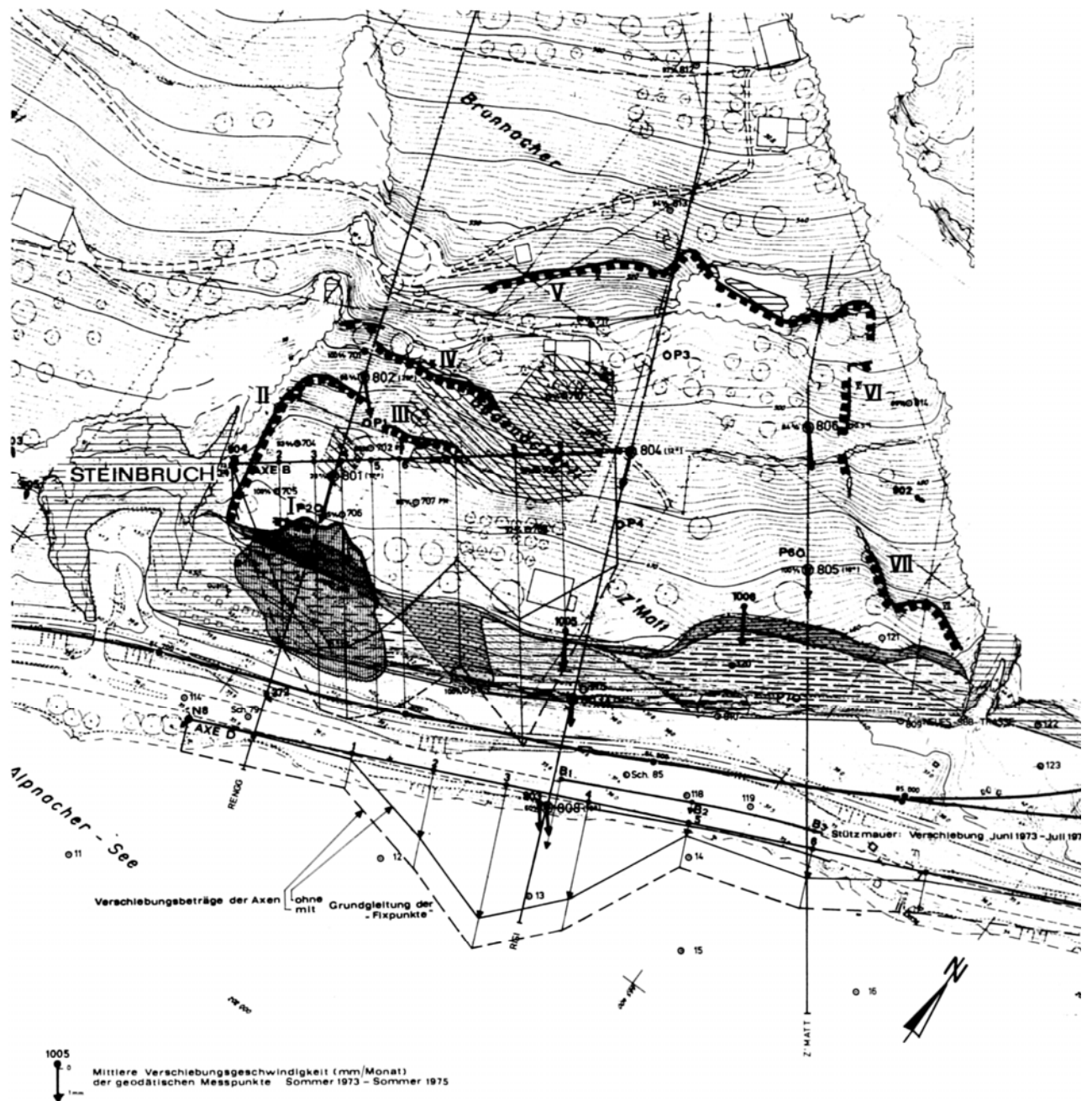


Abb. 3. Geologische Kartenskizze 1 : 2500

## Abb. 3.15

Aus einer Situation B, mit einem Baugrundmodell, das bei den gewählten Böschungsneigungen keine Hangsicherung erfordert, ist unerwartet ein Fall A geworden!

Im Jahr 1973 sind umfangreiche Untersuchungen (Sondierungen und bodenmechanische Berechnungen) durchgeführt und Messeinrichtungen (Mehrfachextensometer, geodätische Messsysteme und Porenwasserdruckgeber) eingerichtet worden. Mit den Ergebnissen der Extensometermessungen konnte eine über das ganze Gebiet durchgehende Gleitfläche konstruiert werden. Die gesamte Rutschmasse wurde zu rund  $700'000 \text{ m}^3$  ermittelt. Die Verschiebungsmessungen zeigten überdies eine direkte Korrelation zwischen den Niederschlägen und den Verschiebungsgeschwindigkeiten.

Als erste Sicherungsmassnahme sind im Mai 1973 10 Mehrstabanker  $7 \varnothing 16 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ t}$  (1472 kN) in zwei Reihen in der Böschungsfalllinie unmittelbar östlich der eingetretenen Böschungsrutschung eingebaut worden ("Riegel"). Ende 1974 bis Mai 1975 sind als weitere "Sofortmassnahme" im oberen Böschungsbereich Hauetli I 16 Paralleldrahtanker  $42 \varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow 135 \text{ t}$  (1324 kN) eingebaut worden. Die Anker sind auf Betonplatten  $1.6 \times 1.6 \text{ m}$  in einem Raster von 5 auf 6 m über die Böschung verteilt.

Auf der Basis der durchgeführten Untersuchungen und Messungen ist 1975 schliesslich ein umfassendes Sicherungskonzept für den gesamten Anschnitt Hauetli erarbeitet worden. Es sah insgesamt 274 Anker  $\rightarrow 135 \text{ t}$  (1324 kN) zusätzlich zu den bereits eingebauten 26 Ankern vor. Auch diese Anker sollten auf einzelnen Betonplatten angeordnet werden, verteilt über den ganzen Böschungsbereich des Hanganschnittes. Die geplante Verankerung wurde in drei Etappen unterteilt (Abb. 3.16):

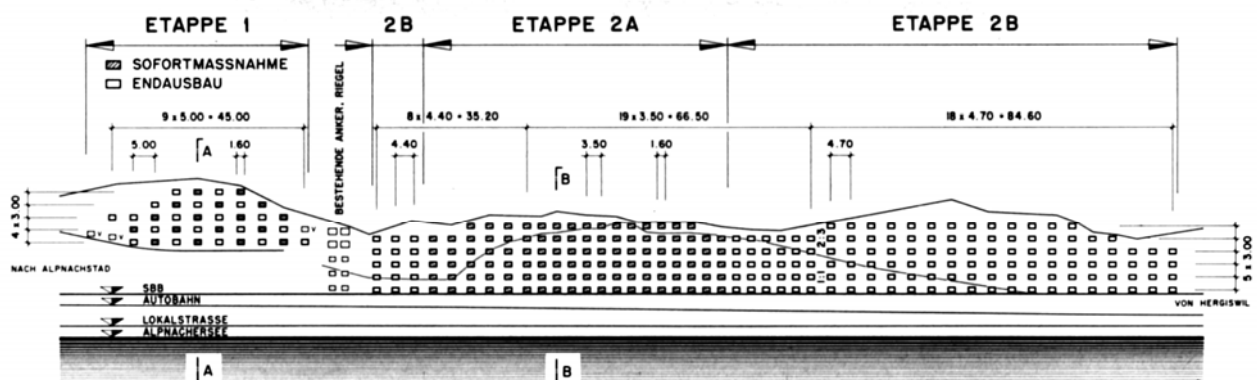


Abb. 20. Ansicht Hangsanierung Hauetli

Abb. 3.16

- 1) Als erste Etappe waren 19 Anker als "Endausbau" im Hauetli I zwischen den Ankern der "Sofortmassnahme" vorgesehen. Diese Anker sind im Frühjahr 1976 erstellt worden. Es sind Litzenanker mit je  $12 \varnothing \frac{1}{2}$ "-Litzen und einer Festsetzkraft von 135 t (1324 kN) (Abb. 3.16 und 3.17).
- 2) Als zweite Etappe waren 110 Anker im zentralen Bereich des Hanganschnittes (Hauetli II A) auf einer Abschnittlänge von rund 72 m vorgesehen. Diese Anker sind zwischen Mai 1976 und Januar 1977 erstellt worden. Der Ankertyp ist gleich wie bei der ersten Etappe (Abb. 3.16 und 3.18).
- 3) Als dritte Etappe waren 130 Anker im östlichen Bereich des Hanganschnittes (Hauetli II B), verteilt auf eine Länge von rund 105 m, und 15 Anker im Zwischenbereich zwischen dem "Riegel" und dem Bereich Hauetli II A geplant, also insgesamt 145 Anker (Abb. 3.16). Die Ausführung dieser Anker ist zunächst aus finanziellen Gründen zurückgestellt worden. Überdies wollte man auch die Auswirkung der bis damals eingebauten total 155 Anker auf die Hangverschiebungen beobachten.

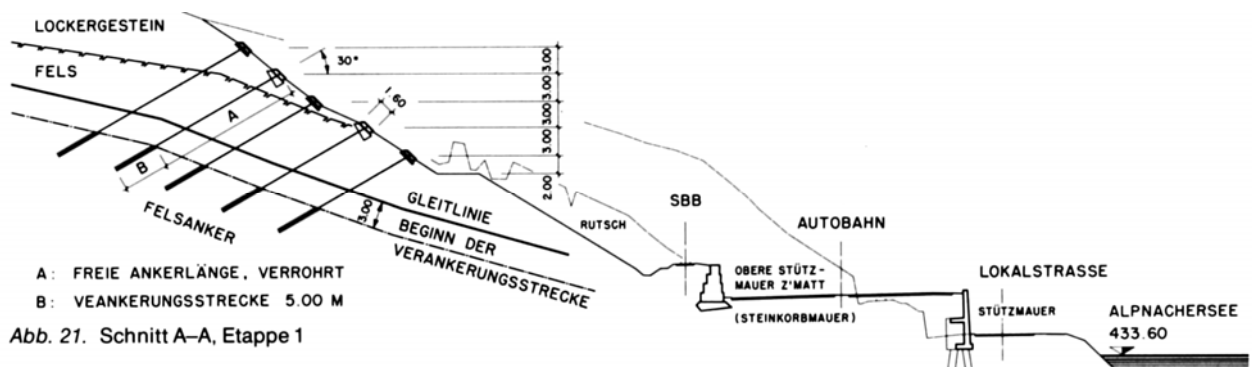


Abb. 21. Schnitt A-A, Etappe 1

Abb. 3.17

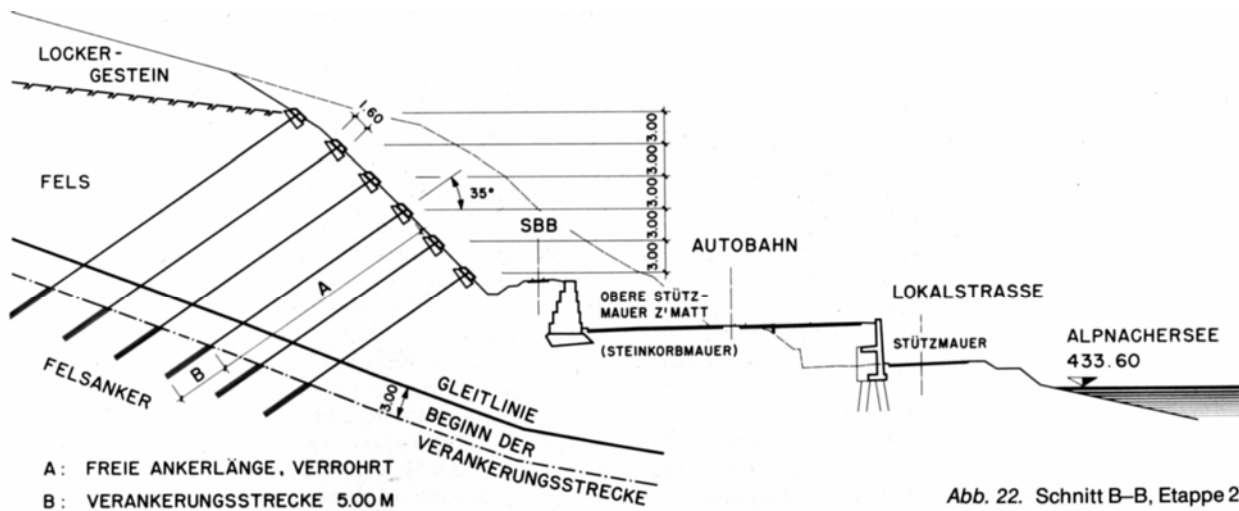


Abb. 22. Schnitt B-B, Etappe 2

route et trafic No 6 16 juin 1976

Abb. 3.18

### 3.4.2 Überprüfungen und zusätzliche Instrumentierungen 1980 - 1997

Sämtliche Anker sind als Kontrollanker ausgebildet. Kraftmessdosen sind keine eingebaut worden. Die meisten Anker sind etwa 2 bis 3 Monate nach dem Spannen abgehoben und in der Regel auf Sollkraft nachgespannt worden.

Im Jahr 1981 ist ein Teil der Anker überprüft und, wo nötig und möglich, nachgespannt worden:

Beim "Riegel" sind alle 10 Anker überprüft worden. Dabei sind an einem Anker vier und an einem zweiten Anker ein gebrochener Stab festgestellt worden. Der Anker mit vier gebrochenen Stäben wurde entspannt, der Anker mit einem gebrochenen Stab auf 125 t (statt 150 t) gespannt. Bei den übrigen Ankern sind keine Schäden festgestellt worden.

Anfang 1990 ist eine weitere Überprüfung vorgenommen worden. Dabei sind im "Riegel" weitere sieben gebrochene Stäbe aufgefunden worden. An den übrigen Ankern sind keine Schäden festgestellt worden. Zahlreiche Anker wiesen hingegen Kraftzunahmen auf.

Die 1990 vorgenommene Auswertung der seit 1973 durchgeführten Extensometermessungen zeigte sehr eindrücklich die Auswirkung der nach der "Riegel"-Verankerung eingebauten Ankergruppen auf die Verschiebungsgeschwindigkeiten in den einzelnen Hangabschnitten (Abb. 3.19):

Im Huetli I betragen die Verschiebungsgeschwindigkeiten im Herbst 1974 rund 50 bis 60 mm pro Jahr, nach den Verankerungen "Sofortmassnahme" und "Endausbau" lagen sie noch bei 4 bis 6.5 mm pro Jahr. Im Huetli II A wurden 1974 bis Mitte 1976 mittlere Geschwindigkeiten von rund 13 bis 20 mm pro Jahr registriert, nach der Verankerung II A betragen sie noch etwa 1.3 bis 3 mm pro Jahr.

Bemerkenswert ist, dass die umfangreiche Verankerung Huetli II A von insgesamt 145'640 kN Ankerkraft sich nicht nur im direkt betroffenen Bereich auswirkte: Sie hat auch die Geschwindigkeit im Huetli I von 4 bis 6.5 mm pro Jahr auf 1.8 bis 3.7 mm pro Jahr reduziert. Und im nicht verankerten Hanganschnitt Huetli II B ist die Verschiebungsgeschwindigkeit von rund 13 bis 24 mm pro Jahr auf 3 bis 7 mm pro Jahr reduziert worden!

N8 Alpnachstad - Lopper

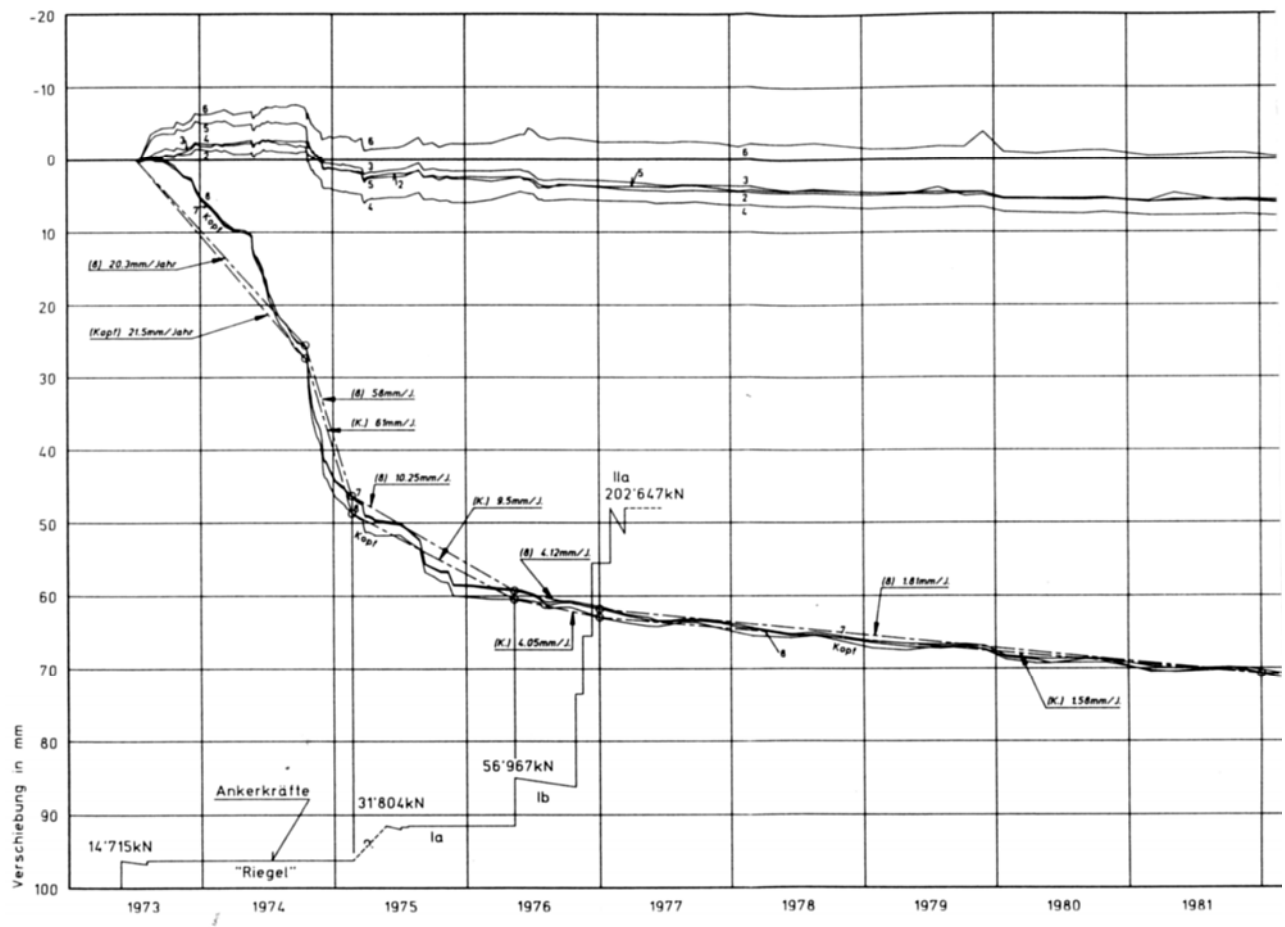
**Hauetli I Extensometer 801**

Abb. 3.19

Aus folgenden Gründen sind diese an sich bescheidenen Verschiebungsgeschwindigkeiten im vorliegenden Fall langfristig **nicht zulässig**:

- Ein Teil der Anker würde während der Restnutzungsdauer des Bauwerkes, die ab 1990 auf mindestens 50 Jahre angesetzt wurde, die Streckgrenze erreichen.
- Die Verschiebungen finden in einer Gleitzone statt, die im Fels liegt und nur etwa ein bis wenige Dezimeter mächtig ist. Deshalb könnten die Anker durch Abscheren brechen, bevor sie ihre Zugfestigkeit erreichen. Dies ist mit hoher Wahrscheinlichkeit bei einigen Stäben der "Riegel"-Anker eingetreten.
- Wenn ein nennenswerter Teil der Anker bricht, werden die Hangverschiebungen mit Sicherheit stark zunehmen. Dadurch werden innert kurzer Zeit auch die übrigen Anker überbeansprucht und sukzessive brechen.

Eine Verstärkung der Hangsicherung Hauetli wurde deshalb als unbedingt nötig betrachtet.

Zur besseren Überwachung der bestehenden Hangsicherung und zur Beschaffung von detaillierteren Grundlagen für die Erarbeitung eines Verstärkungskonzeptes sind 1992 zusätzliche Überwachungseinrichtungen eingebaut worden:

- Zwei Reihen von Slope Indicator Messrohren je unterhalb und oberhalb des Hanganschnittes, um die Hangverschiebungen und die Lage der Gleitfläche genauer zu erfassen.
- Ausrüstung von etwa 10% der Anker mit elektrischen Kraftmessdosen.

Die wichtigsten Informationen lieferten die Slope Indicator Messungen. Die Einbautiefe der Messrohre war 1992 auf etwa vier bis sechs Meter unter die vom Geologen aufgrund der Extensometermessungen im Jahr 1974 konstruierte Gleitfläche festgelegt worden. Die Auswertung der Messungen ergab, dass im westlichen und zentralen Bereich (Hauetli I und II A) ein einzige, klar belegte aktive Gleitfläche besteht, deren Lage gut mit der Konstruktion des Geologen übereinstimmt. Im Osten hingegen, also im nicht verankerten Bereich Hauetli II B, taucht die Gleitebene zunehmend unter die vom Geologen konstruierte Gleitfläche. Die östlichsten Messrohre waren zur Erfassung der Gleitebene sogar zu kurz. Im östlichen Bereich sind überdies zwei bis drei aktive Gleitflächen übereinander festgestellt worden.

### 3.4.3 Verstärkung 1999 - 2001

Die 1975 bis 1976 erstellten Verankerungen haben die Hangverschiebungsgeschwindigkeiten verglichen mit den im Herbst 1974 registrierten Werten sehr markant auf rund 5 % (in Perioden mit durchschnittlichen Niederschlagsmengen) bis etwa 10 % (in niederschlagsreicheren Perioden) gesenkt.

Der 1976 getroffene Entscheid, die dritte Sicherungsetappe vorderhand zurückzustellen, wurde damals primär aus finanziellen Überlegungen gefällt. Aus heutiger Sicht kann dieser Entscheid als eine für derart grossräumige Hang-Stabilitätsprobleme sehr sinnvolle Anwendung der "Beobachtungsmethode" gewertet werden, obwohl dieser Begriff damals noch gar nicht existierte! Als eigentlicher Glücksfall muss die Wahl der Etappengrenze bezeichnet werden, denn die östlich der ausgeführten Verankerung Hauetli II A projektierten Anker wären wegen der dort tieferen Lage der Gleitfläche, als damals angenommen, zu kurz ausgeführt worden und damit nutzlos gewesen!

Um die langfristige Erhaltung der bestehenden Hangsicherung gewährleisten zu können, muss die Verschiebungsgeschwindigkeit in der Hauptgleitung auf etwa 0.2 bis 0.4 mm pro Jahr reduziert werden. Dies kann nur mit einer zusätzlichen Verankerung, ähnlich wie sie schon als dritte Etappe der Hangsicherung im Jahr 1975 projektiert wurde, erreicht werden.

Da die Rutschung Hauetli - abgesehen von zwei oberflächennahen sekundären Rutschungen - aus einem zusammenhängenden Gleitkörper besteht, kann die erforderliche zusätzliche Ankerkraft gesamthaft berechnet werden. Dazu wird das im Abschnitt 3.3 beschriebene Rheologiegesetz verwendet.

Geht man sicherheitshalber von den in der regenreichen Periode 1977 bis 1981 registrierten Geschwindigkeiten in den verankerten Bereichen Hauetli I und Hauetli II A aus, muss die mittlere Verschiebungsgeschwindigkeit etwa um einen Faktor 8 reduziert werden (von 2.45 mm pro Jahr auf 0.3 mm pro Jahr).

Der Rheologie-Koeffizient  $\rho_0$  wird in der Literatur für schwachplastische steife bis harte Böden mit ca. 0.02 bis 0.04 angegeben. Verifizierung des Rheologie-Koeffizienten im Huetli:

In der Periode Oktober 1974 bis Februar 1975 (Huetli I) resp. bis Dezember 1976 (Huetli II A) hat ein labiles Gleichgewicht geherrscht ( $F = 1.0$ ). Damit war der vorhandene Scherwiderstand  $R_0$  identisch mit dem gesamten Hangschub  $S_0 \approx G \cdot \sin \alpha_m$ . Die dazugehörige Geschwindigkeit  $v_0$  wird als Referenzwert zu 100% angesetzt.

In der Periode Januar 1977 bis Dezember 1981 war der Scherwiderstand um  $\Delta R_1 =$  Ankerkraft Huetli I A + I B + II A  $\approx 188'000$  kN erhöht. Gleichzeitig hat die Geschwindigkeit in den drei Hangabschnitten auf folgende Werte abgenommen:

Huetli I	$v \approx 5.4 \% v_0$	
Huetli II A	$v \approx 11.5 \% v_0$	Mittelwert $v = 14.1 \% v_0$
Huetli II B	$v \approx 25.3 \% v_0$	

Das gesamte Volumen des Gleitkörpers oberhalb der Brünigbahnlinie beträgt rund  $550'000 \text{ m}^3$ . Mit einem mittleren Raumgewicht von  $23.5 \text{ kN/m}^3$  ergibt dies ein Gewicht  $G \approx 12.93 \cdot 10^6$  kN. Der mittlere Gleitflächenwinkel  $\alpha_m$  oberhalb der Bahnlinie beträgt ca.  $26^\circ$ .

Mit diesen Annahmen errechnet sich  $\rho_0 = 0.039$ .

Dieser Wert liegt in einer sehr plausiblen Grössenordnung. Er wird deshalb verwendet, um die zusätzliche Ankerkraft  $\Delta R$  zu berechnen, die erforderlich ist, um die Verschiebungsgeschwindigkeit um einen Faktor 8 zu reduzieren:

$$\Delta R = -R_{01} \cdot \rho_0 \cdot \log \frac{v}{v_{01}}$$

$$\frac{v}{v_{01}} = \frac{1}{8} = 0.125 \quad (\text{Reduktion der Geschwindigkeit um Faktor 8})$$

$$R_{01} = R_0 + \Delta R_1 = 12.93 \cdot 10^6 \cdot \sin 26^\circ + 188 \cdot 10^3 = 5.856 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

$$\Delta R = -5.856 \cdot 10^6 \cdot 0.0390 \cdot \log 0.125 = \underline{\underline{206'250 \text{ kN}}}$$

Diese zusätzliche Ankerkraft wird aus Platzgründen in den Abschnitten Huetli I und Huetli II B eingebaut. Mit konventionellen Stabilitätsberechnungen wird damit die Stabilitätssicherheit in diesen Hangabschnitten um einen Faktor 1.05 bis 1.06 erhöht. Dies entspricht gut der berechneten Wirkung der bestehenden Verankerung im Huetli II A, für die eine Sicherheitserhöhung um 1.06 ermittelt wurde.

Die zusätzlichen, umfassend korrosionsgeschützten Anker werden nicht mehr auf Einzelplatten, sondern gruppenweise auf horizontalen Betonriegeln angeordnet. Dies ermöglicht selbst bei kleineren Ankerabständen eine erhebliche Reduktion der Bodenpressungen und damit der Widerlagerungen bzw. der Ankerkraftverluste. Überdies wird so die Anordnung von Reservestandorten für den Ersatz von ungenügenden Ankern oder für allenfalls später erforderliche Zusatzanker sehr vereinfacht.

Die horizontalen Betonriegel werden senkrecht stehend zu den Achsen der Zusatzanker erstellt. Dadurch entsteht im Verstärkungsbereich eine Terrassenstruktur des Geländes. Die Zwischenbermen bieten Platz für Pflanzen und Sträucher und erleichtern den Zugang für spätere Ankerüberprüfungen (Abb. 3.20 und 3.21).

### Querprofil 1 1:200

Hauetli I

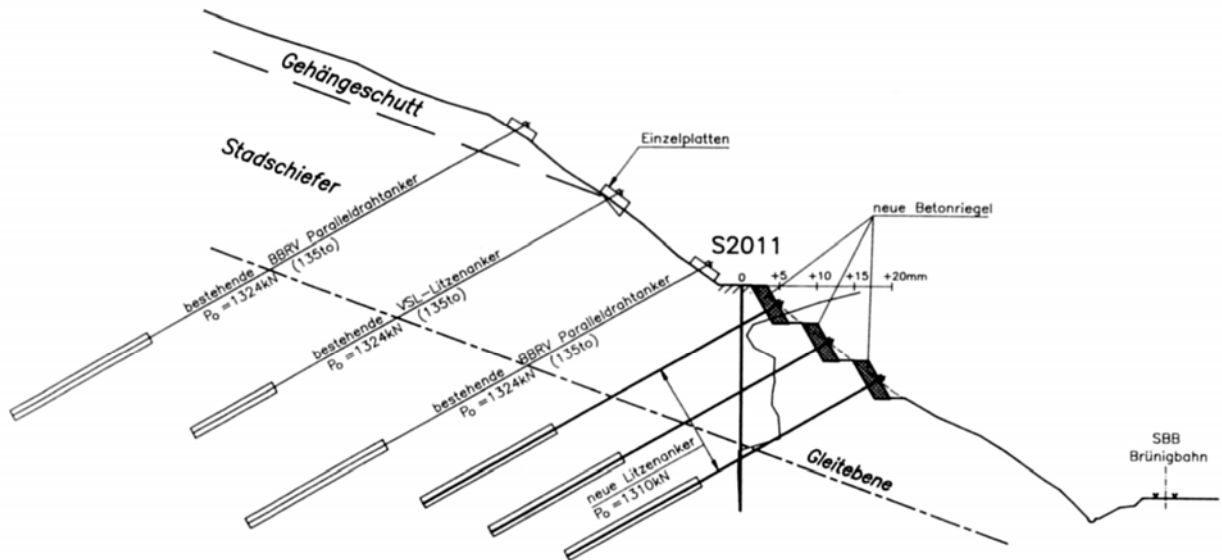


Abb. 3.20

### Querprofil 2 1:200

Hauetli IIB

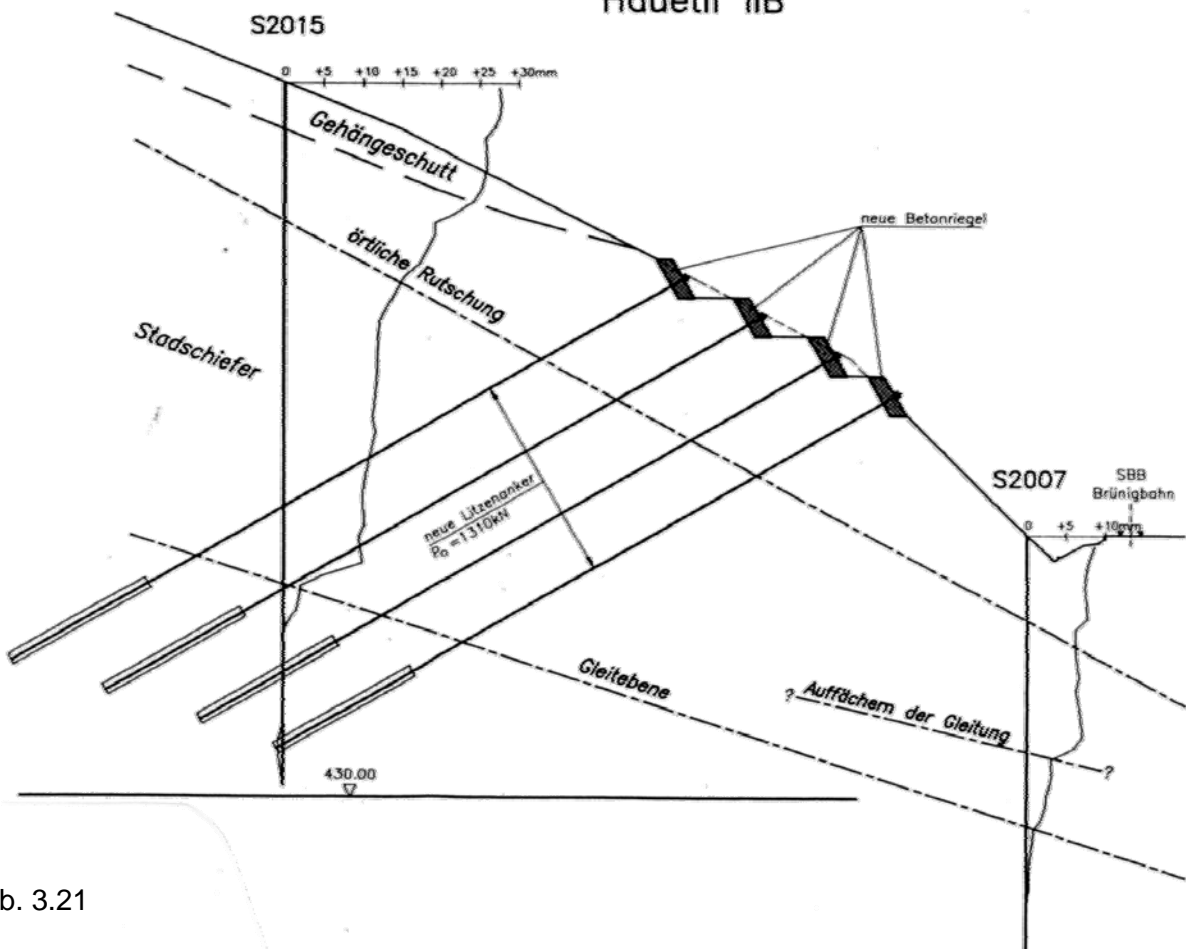


Abb. 3.21

## Überwachung

Der Erfolg der Verstärkungsmassnahmen muss sorgfältig überwacht werden. Die Überwachung erfolgt mit den vorhandenen Überwachungseinrichtungen (Extensometer, Slope Indicators und Kraftmessdosens). Zusätzlich werden etwa 10% der neuen Anker mit Kraftmessdosens und Messkabeln zur Überprüfung des Korrosionsschutzes ausgerüstet. Die im östlichen Endbereich des Hangabschnittes zu kurzen Slope Indicator Messrohre werden überdies durch neue, entsprechend längere Messrohre ersetzt.

## Bauablauf und heutiges Erscheinungsbild

Im Hauetli I sind im Jahr 1999 44 Zusatzanker eingebaut worden. Im Jahr 2000 bis Frühjahr 2001 sind im Hauetli II B rund 150 Zusatzanker eingebaut worden. Die Abbildungen 3.22, 3.23 und 3.24 zeigen den aktuellen Stand der Hangsicherung Hauetli (9. Mai 2001). Abbildung 3.23 zeigt die Verstärkung Hauetli II B in der Schlussphase und wirkt für das ungeübte Auge wohl nicht sehr landschaftsschonend. Abbildung 3.24 zeigt die Verstärkung im Hauetli I 15 Monate nach Fertigstellung. Es ist weder eine Bepflanzung noch eine Humusierung der Bermen vorgenommen worden!

Zum Schluss noch ein Bild der oberen Verankerung im Hauetli I aus den Jahren 1975/76 (Abb. 3.25). Dieser Bereich ist 1990 zur Überprüfung der Anker ausgeholzt worden. Es ist mir nicht gelungen mehr als einen Anker ins Bild zu kriegen ...



Abb. 3.22



Abb. 3.23



Abb. 3.24



Abb. 3.25