Stabilitätsprobleme bei einem grossen siltreichen Hanganschnitt

Autor(en): **Gautschi, M.A. / Schindler, C.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 42

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-72491

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

92. Jahrgang Heft 42 SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG 17. Oktober 1974
HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, 8021 ZÜRICH, POSTFACH 630

Stabilitätsprobleme bei einem grossen siltreichen Hanganschnitt

Von **M. A. Gautschi** und Dr. **C. Schindler**, Zürich [1])

DK 624.134:625.7

1. Einleitung

Die Nationalstrasse N1 quert zwischen St. Gallen und Gossau einen siltreichen Hang, dessen Bewältigung viel Kopfzerbrechen verursacht hat. Es handelt sich um einen rund 550 m langen und bis zu 23 m tiefen Einschnitt, in welchem recht ungewöhnliche Komplikationen aufgetreten sind, dies besonders in den ehemals verrutschten Hangpartien. Das Areal wurde – gerade wegen dieser Probleme – sehr gründlich untersucht: Im Laufe der Jahre wurden 27 Bohrungen mit einer gesamten Länge von über 600 m ausgeführt, ferner zahlreiche Rammsondierungen, Schächte, Piezometer usw. abgeteuft. Die geologische Bearbeitung vor dem Bau konnte durch zahlreiche Beobachtungen während des Aushubs ergänzt werden.

Die Voruntersuchungen begannen 1960, während dieser Abschnitt der N1 in den Jahren 1965 bis 1970 erstellt wurde und die Verkehrsübergabe 1970 stattfand.

Unser besonderer Dank gilt all jenen, welche an diesen Untersuchungen in irgendeiner Form teilgenommen haben, insbesondere möchten wir die stetige Unterstützung durch Kantonsingenieur W. Pfiffner und den damaligen Bauleiter H. Stamm erwähnen.

[1]) Überarbeitete Fassung eines Vortrages, gehalten an der Herbsttagung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, am 5. November 1970 in Zürich.

2. Baugrundverhältnisse

2.1 Geologie

Der sogenannte Silthang liegt zwischen St. Gallen und Gossau, im Nordosten des Weilers Oberdorf. Das Gelände fällt südwärts zu einem breiten, flachen Talboden ab, welcher sich von Breitfeld bis Gossau erstreckt. Die *Felsoberfläche* verläuft unruhig, Molasse ist im W wie im NE des Untersuchungsgebietes aufgeschlossen, dazwischen liegt sie aber recht tief. Die *Lockergesteinsdecke* wurde in der letzten Eiszeit gebildet, in welcher ein Arm des Rheingletschers von St. Gallen über das Breitfeld hierher vorstiess. Gleichzeitig drang ein anderer Lappen des gleichen Gletschers von Bischofszell her kommend gegen Gossau vor, so dass in unserem Gebiet zeitweise ein Tümpel oder sogar ein Stausee entstand. Als die in Bild 1 dargestellten Moränenwälle entstanden, lag die Stirn des Rheingletschers bei Stein am Rhein, jene des Linthgletschers bei Zürich. Für diese Zeit charakteristisch sind starke Pendelbewegungen der Eisfront. In Bild 1 kam der Gletscher von Osten her, so dass gegen rechts hin immer jüngere Moränenwälle erscheinen.

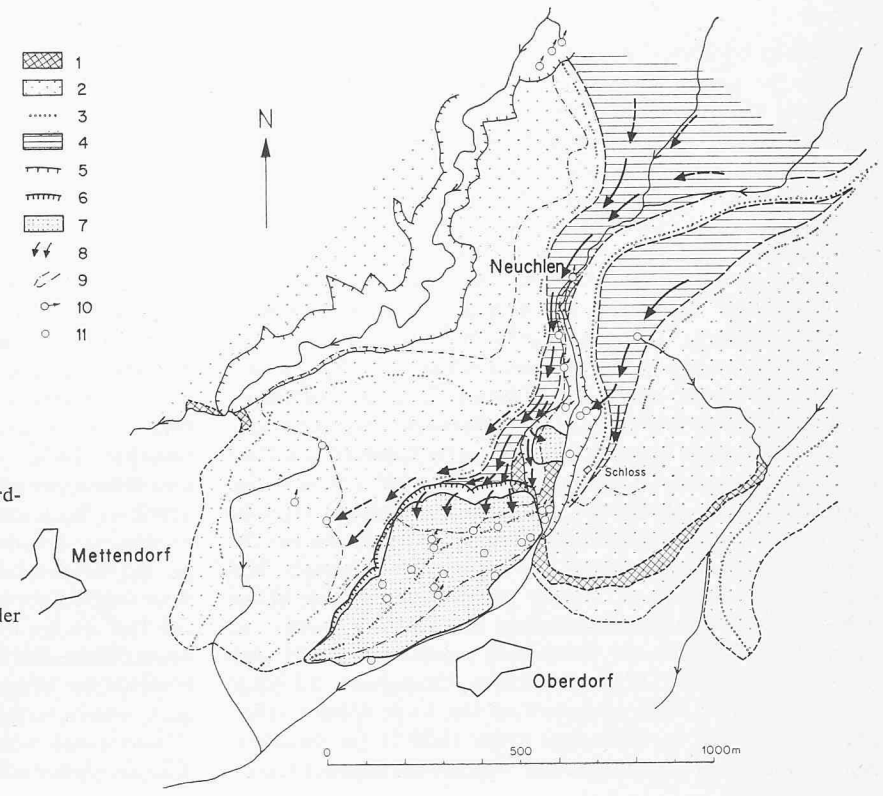


Bild 1. Geologie der Umgebung des Silthanges (nördlich Oberdorf)
1 Fels nahe der Oberfläche
2 Moränenbedecktes Gebiet
3 Moränenwall im Rutschgebiet, hypothetisch
4 Becken zwischen Moränenwällen, Wassersammler
5 Erosionskante
6 Anrissrand, Erosionsbord
7 Rutschgebiet
8 Wege des Grundwassers
9 Ausbiss des Grundwasserniveaus im Terrain
10 Quelle ungefasst
11 Quelle gefasst

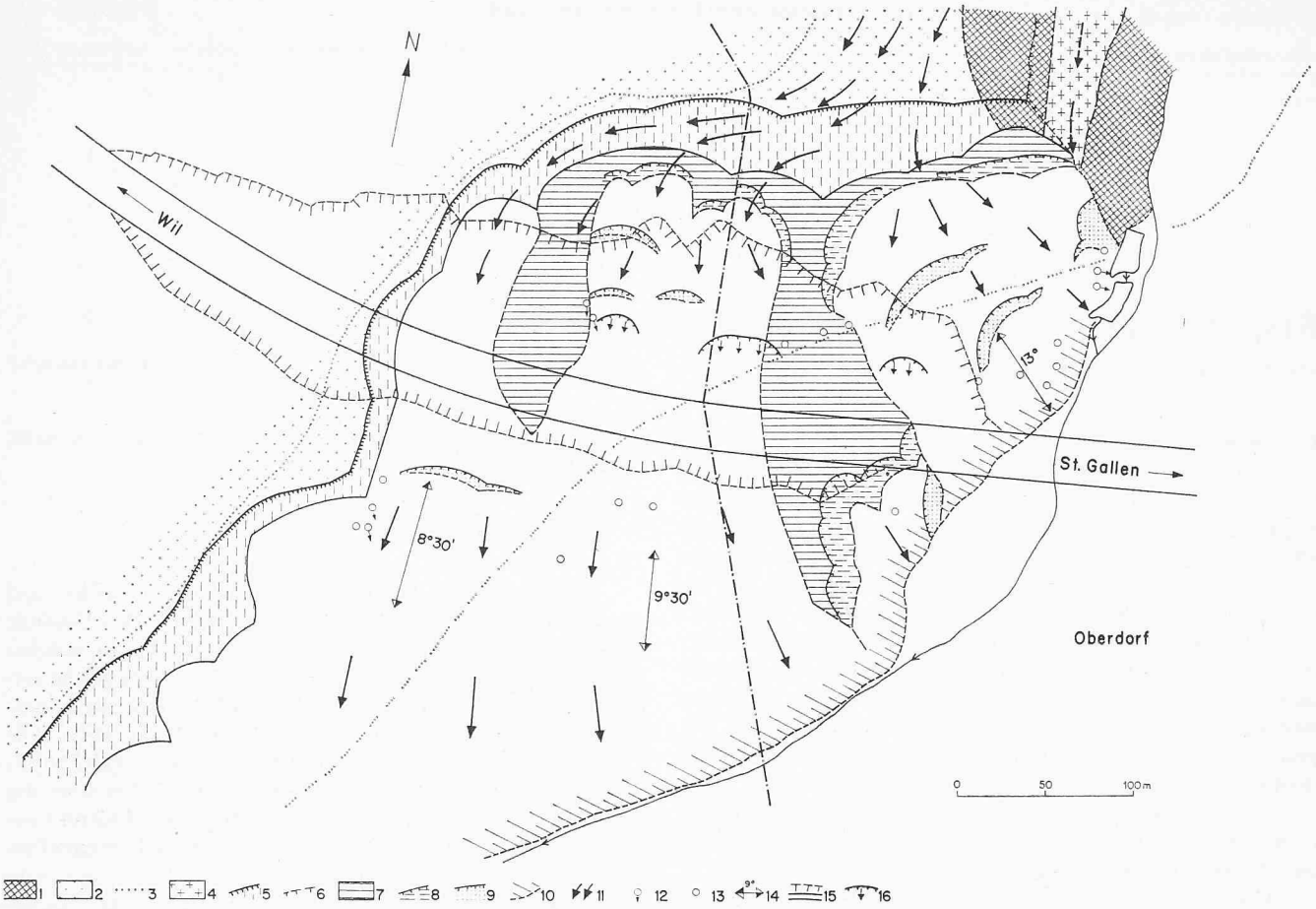


Bild 2. Detailsituation des Rutschgebietes «Silthang»

1 Fels nahe der Oberfläche
2 Moräne, unverrutscht
3 Moränenwall, im Rutschgebiet hypothetisch verlängert
4 Altes, mit Lockergestein aufgefülltes Bachtobel
5 Abrissbord des Rutschgebietes
6 Erosionsbord
7 Rutschmasse, etwas stabilisiert
8 Anrissbord in dieser Rutschmasse
9 Anrissbord in unstabiler Rutschmasse
10 Untere Abgrenzung der unstabilen Rutschmasse
11 Strömungslinien des Grundwassers
12 Quelle ungefasst
13 Quelle gefasst
14 Mittlere Hangneigung eines unstabilen Rutschgebietes
15 N1 mit Rand des Einschnitts
16 Rutschung während der Erstellung des Einschnitts

Vor diesen bildeten sich nochmals Senken und Tümpel, welche von der Eisfront abgestaut wurden und vorerst mit feinkörnigen, oft gut geschichteten Seeablagerungen, dann aber auch mit Sanden und Kies-Sanden aufgefüllt wurden. Derartige Ablagerungen finden sich im «Silthang», aber auch in den Gebieten, welche in Bild 1 horizontal schraffiert sind.

Infolge kurzfristiger neuer Vorstösse der Gletscherstirn wurden diese Lockergesteine oft nachträglich gestaucht oder verschuppt, z.T. auch mit Moräne überdeckt oder vermischt. Wo Kies-Sande überwogen, hält sich die Verschuppung meist in engen Grenzen, während diese beim Überwiegen von Silt, Ton und Feinsand sehr intensiv werden kann. Ein Beispiel dafür ist der Schnitt durch die höheren Teile des Silthanges (Bild 3). In diesem Profil erkennt man über dem Fels eine Decke von Grundmoräne. Darüber folgt ein wirres Gemisch von Lokkergesteinen, wobei im tiefsten Teil geschichtete, feinsandige oder tonige Silte überwiegen, im obersten dagegen typische Obermoräne. Sucht man die ursprüngliche Oberfläche vor der Rutschung zu rekonstruieren, so ergibt sich folgendes Bild (siehe Bild 3): Die ältere, auf der linken Seite liegende Masse von aufgeschürften Lockergesteinen und Moräne wurde nur noch geringfügig von der Rutschung ergriffen. Das Eis wich nach Bildung dieses Walls (Neuchlen–Obergrenze Silthang) stark zurück und blieb wiederum auf der Linie Schloss Oberdorf–unterer Teil des Silthanges stehen (Bild 1). Im Zwischenraum bildete sich ein Staubecken, welches im engeren Untersuchungsgebiet durch flachgelagerte Sande, Silte und tonige Silte aufgefüllt wurde.

2.2 Grundwasserverhältnisse

Wie bereits bemerkt, fliesst dem Silthang viel Grundwasser zu – gemessen wurden 70 bis 100 l/min –, welche mit etwa 2monatiger Verspätung auf Schwankungen der Niederschläge reagieren. Dies weist auf ein bedeutendes, nicht in unmittelbarer Nähe liegendes Speisungsgebiet. Eine solche Folgerung ist deswegen erstaunlich, weil der Silthang vom höher gelegenen Hinterland durch eine Depression fast vollständig abgeschnitten ist, eine Speisung aus dem Felsuntergrund aber aus geologischen Gründen ausgeschlossen werden kann. Die Wasserzufuhr muss demnach durch den schmalen Moränengrat bei Neuchlen (Bild 1) erfolgen, wo denn auch Quellen auftreten und Bohrungen zeigten, dass vom Gletscher verschürfte Pakete von Kies-Sand und Sand Grundwasser führen. Man muss also annehmen, dass die parallel zum Wall verlaufenden Wasserträger seitlich durch feinkörnige Seebodenablagerungen und Moräne abgedichtet sind, wie dies auch im linken Teil von Bild 3 der Fall ist. Im Profil ist aber auch zu erkennen, wie sehr die wasserführenden Schichten aufgespalten sind – es tritt nicht ein einheitlicher Strang auf, sondern eine Vielfalt von Wasserträgern, welche parallel zu den Moränenwällen verlaufen und im Wasserspiegel nicht genau miteinander übereinstimmen. Örtlich können syphonartige Bildungen entstehen. Die Wasserleitfähig

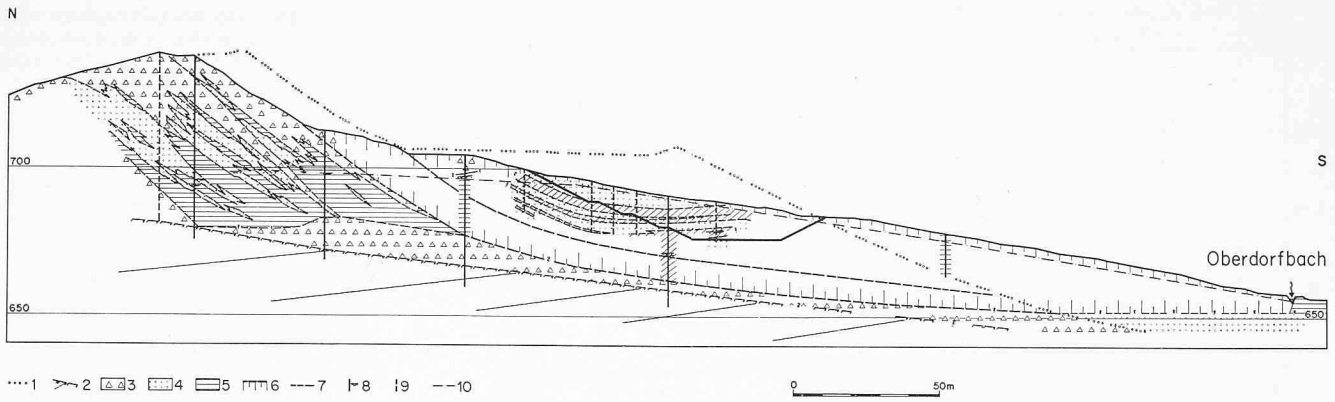


Bild 3. Profil durch den Silthang, nicht überhöht (Lage des Profils siehe Bild 2, strichpunktierte Linie)
1 Gelände vor der Rutschung, hypothetisch
2 Felsunterlage mit Schichtung
3 Gemisch Lehm/Sand/Kies/Blöcke (Moräne)
4 Sande und Kies-Sande
5 Silte und tonige Silte
6 Rutschmasse allgemein
7 Vermutete Gleitfläche
8 Kernbohrung, mit Wasserspiegel
9 Kernbohrung, projiziert
10 Grundwasserspiegel, vor dem Bau der N 1

keit parallel zu den Wällen ist hier hoch, senkrecht dazu wird sie aber sehr klein. Das Einzugsgebiet ist im NE von Neuchlen zu suchen, wo zwischen zwei Moränenwällen ausgedehnte Schmelzwasserablagerungen vorkommen, darunter auch Kies-Sande und Sande. Das gesammelte Wasser erreicht den bergseitigen Rand des Rutschgebietes in zahlreichen, voneinander weitgehend unabhängigen, schief zum Abrissbord verlaufenden Linsen von Kies-Sand und Sand. Gegen Westen hin werden immer nördlicher liegende Wasserträger angeschnitten, so dass der Hang auf die gesamte Breite durchnässt wird (Bild 2). Weitere, ähnliche Grundwasservorkommen fanden sich im unverrutschten Gebiet weiter im Westen wie auch jenseits des Oberdorfbaches (Bild 1).

Innerhalb der Rutschmasse lag der Wasserspiegel mit Ausnahme der obersten Partie sehr hoch, wobei sich das Wasser viele und oft sehr komplexe Wege suchte, aber auch in zahlreichen Quellen austrat. Zweifellos tragen diese ungewöhnlichen Wasserverhältnisse eine massgebliche Verantwortung dafür, dass im Silthang eine Rutschung entstand, welche bis in die jüngste Zeit aktiv blieb.

2.3 Rutschung

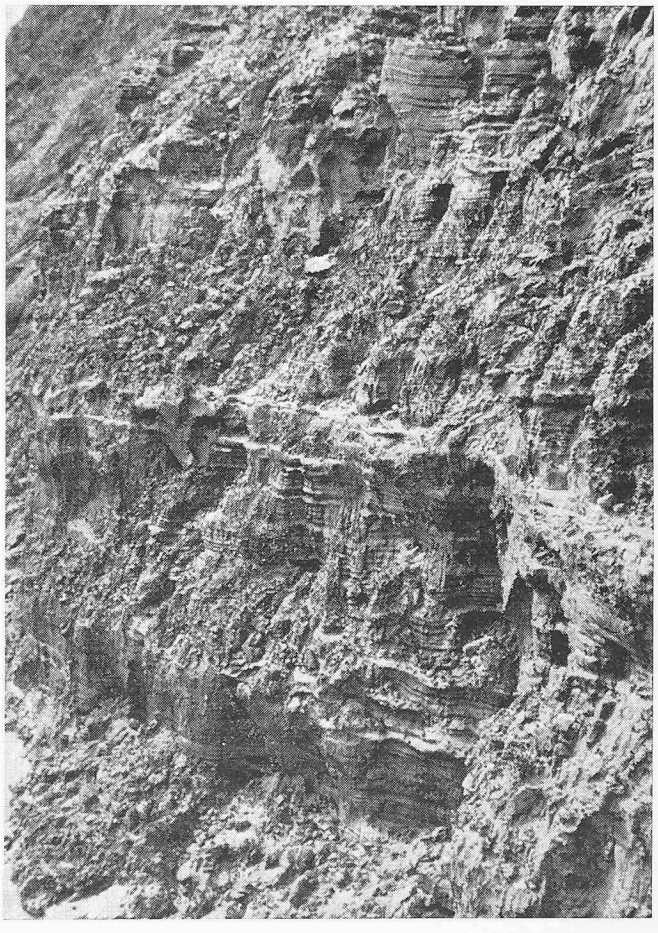
Als das Eis am Hangfuss abgeschmolzen war, scheint der Silthang unstabil geworden zu sein, wobei die massive Grundwasserzufuhr aus dem Hang und der vermutlich schon damals sehr hohe Wasserspiegel entscheidend mitwirkten. Die Gletscherseeablagerungen samt dem inneren und Teilen des äusseren Moränenwalls glitten ab und überfuhren die Alluvionen des vorgelagerten Talbodens. Bergseits bildete sich eine bis 40° steile, noch heute gut erkennbare Abrissnische. In der Rutschung selbst wurde die ursprünglich flachliegende Feinschichtung zwar verstellt, blieb aber auf weite Strecken erhalten (siehe Bild 4). Der Verlauf der basalen Gleitfläche ist nicht genau bekannt. Er könnte streckenweise nahe über der Felsgrenze liegen, im wesentlichen aber den tiefsten, besonders tonigen Partien der Seeablagerungen folgen. Eine Gleitfläche z.B. längs besonders tonigen Mergeln kommt nicht in Frage, da die Felsschichtung bergeinwärts fällt.

Auf Bild 2 ist das Rutschgebiet, sein Abrissbord und die Trasse der Nationalstrasse zu erkennen. Die grosse, wenig geneigte Rutschmasse kann untergliedert werden, wobei halbwegs stabile Teile von solchen unterschieden werden können, welche noch vor kurzem aktiv waren. Die vielleicht etwa 20000 Jahre alte, ursprüngliche Rutschung ist also in einzelnen Teilen später neu belebt worden, hat doch der Silthang nach Aussagen von Einheimischen seine Form noch in den letzten Jahrzehnten laufend etwas verändert.

Betrachten wir nun die drei jungen, durch sekundäre Abrissborde abgegrenzten Teilrutsche:

Die östliche Rutschung wird zum überwiegenden Teil aus Moräne aufgebaut und weist eine mittlere Neigung von 13° auf. Die beiden anderen, uns besonders interessierenden Teilrutsche bestehen dagegen zur Hauptsache aus geschichteten, siltigen bis sandigen Seeablagerungen und weisen eine Oberfläche auf, welche nur mit 8½° bis 9½° abfällt, trotzdem aber eindeutig unstabil war! Währenddem die Unstabilität des ursprünglichen

Bild 4. Eiszeitliche Seeablagerungen des Silthangs mit charakteristischer Feinschichtung. Wechsel von reinem Silt mit tonigem Silt und Feinsand. Höhe des Bildausschnittes rd. 2 m. Obwohl das Gesteinspaket zur Rutschung gehört, liegen die Schichten hier noch nahezu horizontal



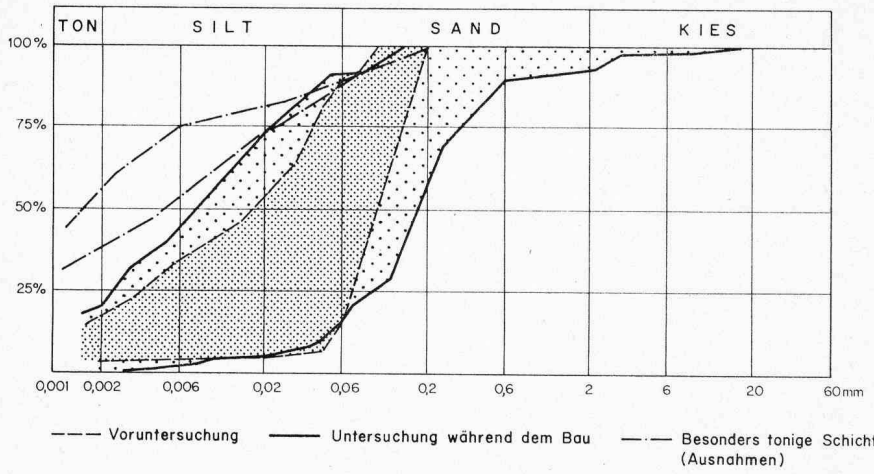


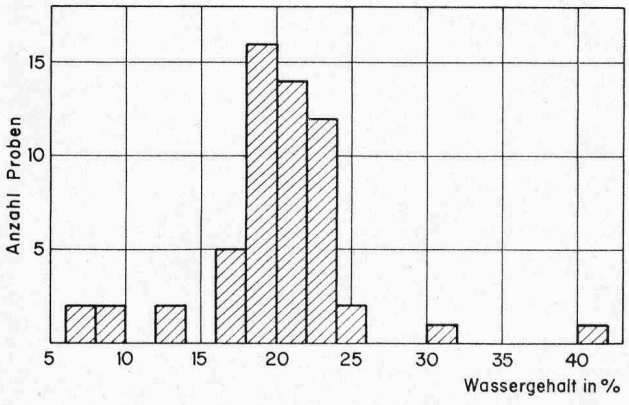
Bild 5. Korngrössenbereiche der untersuchten feinkörnigen Schichten. Die beiden strichpunktierten Linien sind Kornverteilungen von 2 höchstens 1 cm mächtigen Schichten

Gesamtrutsches wie auch des östlichen Teilrutsches durchaus begreiflich ist, geben die letztgenannten, ausserordentlich niedrigen Neigungen eines Rutschhanges Rätsel auf. Zweifellos dürften dünne, aber sehr tonige Schichten lokal oder sogar weiträumig als Gleithorizont gewirkt haben, ebenso sind sehr ungünstige Grundwasserverhältnisse anzunehmen. Die Details sprechen dafür, dass die jungen Bewegungen von unten nach oben fortschritten, so dass vielleicht zusätzlich eine innere Erosion von Feinsand und Silt für die Entstehung der Unstabilität eine bedeutende Rolle spielte – Beweise für diese Hypothese fanden wir keine.

2.4 Bodenmechanische Grundlagen

Bereits in den Jahren 1960/61 wurden im Auftrage der Tiefbau- und Strassenverwaltung Bohrungen und Rammsondierungen in diesem Gebiete durchgeführt. Nach der Festlegung der Linienführung wurde zwischen Frühjahr 1963 und Winter 1964/65 ein umfangreiches Sondierprogramm ausgeführt, welches die Grundlagen für die Projektbearbeitung lieferte. Infolge der Schwierigkeiten während des Baus wurden noch weitere Sondierungen und Laborversuche angeregt, um die Berechnungsannahmen überprüfen zu können.

Bei allen Kampagnen zeigte es sich, dass die Entnahme von ungestörten Proben nur in Ausnahmefällen gelang, da wegen der z. T. recht dichten Lagerung sehr hohe Einpressdrücke nötig waren, immer wieder Steine aus Moräneneinlagerungen vorkamen und das Material zum überwiegenden Teil wenig bis nicht plastisch war und bei der Entnahme gestört wurde.



	Mittel	Maximum	Minimum	Ausnahmen
Fliessgrenze	23,4	29	18	39/62
Ausrollgrenze	15,8	18	14	18/39

Bild 6. Statistische Verteilung der gemessenen Wassergehalte. Darunter sind die Streubereiche und das arithmetische Mittel der Fliess- und Ausrollgrenzen angegeben, wieder mit zwei Ausnahmen besonders hoher Plastizität

In Bild 5 sind die Korngrössenbereiche angegeben, die bei den Sondierkampagnen ermittelt wurden. Die beiden strichpunktierten Kurven stellen die Kornverteilung sehr dünner, besonders toniger Schichten dar, wie sie in den zuletzt ausgeführten Sondierungen ausnahmsweise angetroffen wurden. Der überwiegende Teil ist als wenig bis nicht plastischer, sandiger Silt bis siltiger Sand mit wenig bis keinem Tonanteil zu taxieren. Die Plastizitätsgrenzen, die gemessen werden konnten, sind in Bild 6 zusammengestellt, ebenso die gemessenen Wassergehalte.

Die an den wenigen zur Verfügung stehenden ungestörten Proben ermittelten Winkel der inneren Reibung ergaben aus 14 Scherversuchen folgende Werte: Maximum 44°, Minimum 26°, Mittel 37°. Da die stark tonigen Schichten sehr dünn waren und nicht in der Richtung der max. Scherkräfte lagen, konnte ihr Reibungsbeiwert nicht gemessen werden. Die ermittelten Werte stellten somit die Schereigenschaften der dominierenden Silte und Sande dar, mit Ausnahme der Probe der Voruntersuchung mit 26°, die aus einem tonigen Silt mittlerer Plastizität bestand.

3. Projektierung

3.1 Linienführung

Um das dicht besiedelte Gebiet von Gossau in angemessenem Abstand umfahren zu können, musste der eingangs beschriebene Hang in einem bis 23 m tiefen Einschnitt durchquert werden. Dieser massive Einschnitt war auch gewählt worden, um die Dämme im Westen und vor allem im Osten nicht zu hoch werden zu lassen und das Gefälle gegen das Breitfeld hin in tragbaren Grenzen zu halten. Der Bauherr nahm bewusst die durch diese Linienführung notwendigen wesentlichen Mehraufwendungen für die im Rutschgebiet notwendigen Sanierungen in Kauf.

3.2 Sanierungsmöglichkeiten durch Entwässerung

Es war naheliegend, den Silthang durch Entwässerung zu sanieren, weshalb auch der Weg des Grundwassers mit Hilfe von zahlreichen Sondierungen verfolgt wurde. Vorerst wurde im NE des Rutschgebietes ein altes, sehr tiefes, in den Fels eingeschnittenes Bachtobel entdeckt, welches in der letzten Eiszeit mit Lockergesteinen aufgefüllt worden war (Bild 2). Leider zeigten die Bohrungen und ein Schacht, dass zwar Grundwas- er auftrat, dieses aber nicht dem Silthang zufloss, sondern vermutlich in starken Quellen bei zwei kleinen Weihern am Oberdorfbach ausfloss. Im folgenden wurde der Engpass von Neuchlen abgetastet, den das Grundwasser ja passieren muss. Doch auch hier musste das Projekt eines Entwässerungsstollens aufgegeben werden, da der Wasserträger derart aufgespalten war, dass eine Entwässerung voraussichtlich nur teilweise Erfolg ge-

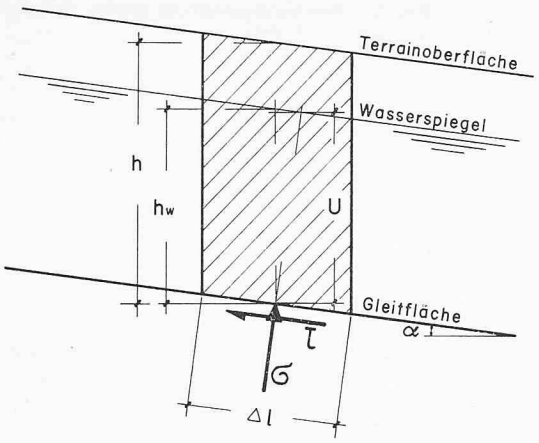


Bild 7. Hangparallele Rutschung mit ebenfalls hangparalleler Wasserströmung

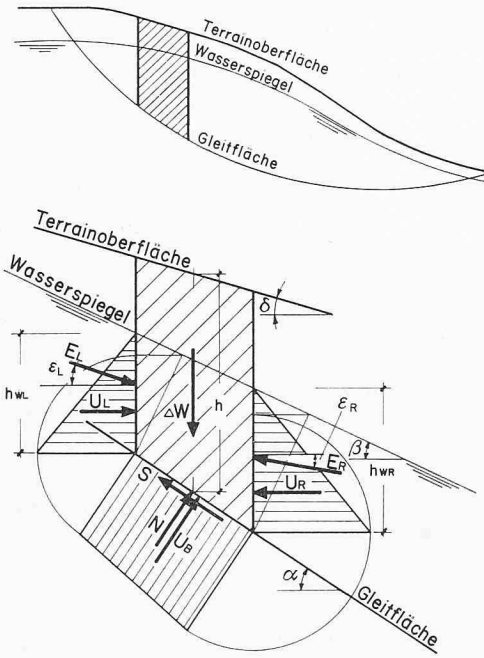


Bild 8. Böschungsrutschung unter Einfluss einer allgemeinen Hangströmung. Kräfte, die auf eine Gleitkreislamelle wirken

habt hätte. So wurden insbesondere Syphonbildungen befürchtet. Auch blieb dem Silthang bei erfolgreicher Drainage bei Neuchlen trotzdem noch ein kleines Einzugsgebiet. Angesichts der schlechten Durchflussmöglichkeiten im Rutschhang musste befürchtet werden, dass der Grundwasserspiegel auch bei stark verringertem Wasseranfall nicht wesentlich absinken würde – eine Annahme, welche sich beim Aushub bestätigt hat.

Unter diesen Umständen musste auf die an und für sich verlockende Möglichkeit einer Trockenlegung des Hanges durch Unterbindung der Wasserzufuhr verzichtet werden. Immerhin wurden in den höheren Teil des Rutschhanges zahlreiche Drainagen und Fassungen angelegt, die zwar beträchtliche Wassermengen erfassten, den Wasserspiegel der unterliegenden Hänge aber praktisch nicht beeinflussten.

3.3 Sanierungsmöglichkeiten im Rutschgebiet

Da eine tiefreichende Trockenlegung und damit eine grundlegende Sanierung des Hanges mit Massnahmen im Einzugsgebiet nicht erfolgversprechend war, wurde eine flächenmässige Entwässerung durch höchstens 4 m tiefe Drainageschlitze und eine Anpassung der Bodengestaltung an die dadurch geschaffenen hydrologischen Verhältnisse studiert. Die Drainagen sollten den Hangwasserspiegel 1,5 bis 2,5 m unter die zukünftige

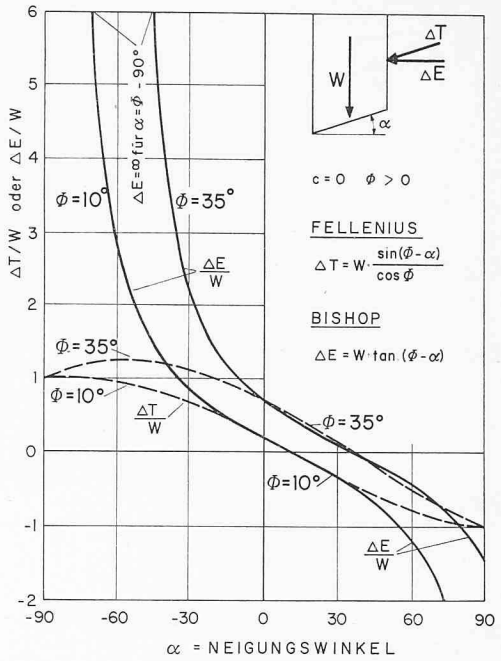


Bild 9. Einfluss der Neigung der Lamellenseitenkräfte auf die Stabilität in Abhängigkeit der Gleitflächenneigung. Besonders grosse Divergenz bei grossen negativen α-Werten. Die Annahme von horizontalen Seitenkräften gibt dort *zu hohe* Sicherheiten!

Geländeoberkante absenken und damit einerseits eine stabilisierende Auflast ergeben und anderseits die gefährliche Erosion von Sand und Silt durch ausfliessendes Hangwasser verhindern.

Andere denkbare Lösungen, wie tiefgreifende Drainage bergseits des Einschnittes bis in 20 und mehr Meter Tiefe oder Untertunnelung des Hanges fielen aus kosten- und ausführungstechnischen Gründen ausser Betracht.

3.4 Theoretische Grundlagen für die Beurteilung der Hangstabilität

Im vorliegenden Falle war neben der Möglichkeit einer guten Erfassung der Bodeneigenschaften vor allem der Einfluss des Hangwassers von ausschlaggebender Bedeutung für die Beurteilung der Hangstabilität. Die Labilität der flachen Hänge war nur möglich durch die ungünstige Wirkung des hangabwärts strömenden Wassers. Verschiedene Autoren haben schon auf diese Wirkung hingewiesen [1], [2], [3], [4].

Am einfachsten ist die Wirkung der Hangströmung an einem Hang zu erfassen, der in Fallrichtung durchströmt wird und längs einer hangparallelen Gleitfläche rutscht (Bild 7). Die Scherspannungen der Gleitfläche betragen:

$$\tau = \frac{W \sin\alpha}{\Delta l} \text{ und mit } W = \gamma\, h\, \Delta l \cos\alpha$$

$$\tau = \gamma\, h \cos\alpha \sin\alpha$$

die Porenwasserspannung

$$U = \gamma_w\, h_w \cos^2\alpha$$

die Normalspannung

$$\sigma = \frac{W \cos\alpha}{\Delta l} = \gamma\, h \cos^2\alpha$$

Die wirksamen Scherkräfte betragen nach Coulomb

$$S = (\sigma - u)\ \mathrm{tg}\ \Phi' + c'$$

$$S = (\gamma\, h - \gamma_w\, h_w) \cos^2\alpha\ \mathrm{tg}\ \Phi' + c'$$

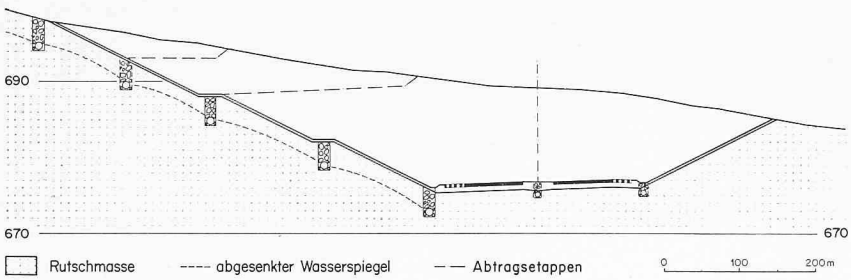


Bild 10. Böschungsgestaltung gemäss dem ursprünglichen Projekt

Der Sicherheitsfaktor ergibt somit

$$F_s = \frac{S}{\tau} = \frac{(\gamma\, h - \gamma_w\, h_w)\cos^2\alpha\ \mathrm{tg}\,\Phi' + c'}{\gamma\, h \cos\alpha \sin\alpha}$$

Für den Spezialfall $c' = 0$ und $F_s = 1$ beträgt die kritische Neigung der Böschung

$$\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{(\gamma\, h - \gamma_w\, h_w)\ \mathrm{tg}\,\Phi'}{\gamma\, h}$$

oder wenn $h = h_w$ $\quad \mathrm{tg}\,\alpha = \dfrac{(\gamma - \gamma_w)\ \mathrm{tg}\,\Phi'}{\gamma}$

Das heisst, dass beispielsweise ein Hang, dessen Boden ein Nassraumgewicht von 2,0 t/m³ aufweist, bei einer hangparallelen Strömung schon labil wird, wenn der tg des Hangwinkels die Hälfte desjenigen des Winkels der inneren Reibung erreicht. Weiter geht auch daraus hervor, dass umgekehrt die Trockenlegung der Geländeoberfläche eine wesentliche Verbesserung der Stabilität bewirkt.

Etwas komplizierter wird die Rechnung, wenn die kritische Gleitfläche nicht mehr hangparallel verläuft. Bild 8 zeigt einen solchen allgemeineren Fall. Die Böschungswinkel δ, der Gleitflächenneigungswinkel α und der Neigungswinkel der Strömungslinien β sind voneinander verschieden. Die Wasserdrücke auf die Lamelle ergeben sich nun zu

$$U_L = \tfrac{1}{2}\, h_{ul}^2 \cos^2\beta$$

$$U_R = \tfrac{1}{2}\, h_{ur}^2 \cos^2\beta$$

$$U_B = \tfrac{1}{2}\,(h_{ul} + h_{ur}) \cos^2\beta \cdot l = h_{um} \cdot \cos^2\beta \frac{b}{\cos\alpha}$$

Ferner wirken die Kräfte

E_L Erddruck links
E_R Erddruck rechts
W Gewicht der Lamelle ohne Auftrieb
N Normalkraft in der Gleitfläche
S Scherwiderstand in der Gleitfläche.

Der Einfluss des Wassers kann in zwei Spezialfällen verhältnismässig einfach berücksichtigt werden. Ist $\beta = 0$, so ergibt sich der bekannte Fall des ruhenden Wasserspiegels, die Resultierende der Wasserdrücke U_L, U_R und U_B ist gleich dem Auftrieb A des im Wasser eingetauchten Lamellenteils

$$A = h_u \cdot b \cdot \gamma_w$$

und wirkt senkrecht nach oben (rechtwinklig zur Wasserspiegelfläche).

Wird $\beta = \alpha$, so ist $h_{ul} = h_{ur}$ und damit
$U_L = U_R = \gamma_w \tfrac{1}{2}\, h^2{}_u \cos^2\alpha$ und
$U_B = \gamma_w h_u \cos\alpha\ b$

Die Momente der Wasserkräfte in bezug auf den Angriffspunkt von U_B in der Gleitfläche des Gleitkreismittelpunktes beträgt:

$$\Delta M = U_L\, l \sin\alpha = \gamma_w \tfrac{1}{2} h_u^2 \cos^2\alpha\ l \sin\alpha$$

oder

$$\Delta M = -\ U_B\, \tfrac{1}{2} h_u \sin\alpha$$

Daraus geht hervor, dass ΔM solange hemmend auf den Gleitvorgang wirkt, als $\alpha > 0$ ist. Wird der Einfluss in diesem Falle vernachlässigt, so liegt das Ergebnis der Stabilitätsberechnung auf der sicheren Seite. Da die Annahme für eine Strömung parallel der Gleitfläche ohnehin nur für wenig geneigte Gleitflächen mit überwiegendem Anteil $\alpha > 0$ näherungsweise gilt, kann in diesem Fall $\Delta M = 0$ gesetzt werden und es ergeben sich die vereinfachten Werte:

Scherbeanspruchung:

$$\tau = \Delta W \sin\alpha = \gamma\, h \sin\alpha\ b$$

Scherwiderstand (nach Coulomb)

$$\begin{aligned} S &= N\ \mathrm{tg}\,\Phi' + c' = (\Delta W \cos\alpha - U_B)\ \mathrm{tg}\,\Phi' + c' \\ &= (\gamma\, h\, b \cos\alpha - \gamma_w\, h_w \cos\alpha\ b)\ \ \mathrm{tg}\,\Phi' + c' \\ &= (\gamma\, h\, b - \gamma_w\, h_w\, b)\cos\alpha\ \mathrm{tg}\,\Phi' + c' \end{aligned}$$

Für die treibenden Kräfte wird also das Feuchtraumgewicht, für die stabilisierenden Kräfte das um den Auftrieb reduzierte Gewicht eingesetzt.

Sind die Gleitflächen steil, so werden solche Vereinfachungen problematisch, da sie den wirklichen Strömungsverhältnissen nicht gerecht werden, d.h. dass der Fehler durch die Vereinfachung der Wasserdruckannahmen zu gross wird.

Auch bezüglich des Einflusses der seitlichen Erdkräfte gilt ähnliches. So wiesen *Turnbull* und *Hvorslev* [5] nach, dass besonders bei grossen negativen α-Werten die rechnerisch ermittelten Sicherheiten sehr stark divergieren, je nachdem, welche Neigung der Seitenkräfte E_L und E_R angenommen wird. Bild 9 ist aus dieser Abhandlung entnommen.

Während die Annahmen bezüglich Neigung der Seitenkräfte für $\alpha > 0$ keine grossen Unterschiede zwischen den Methoden *Fellenius* und *Bishop* ergeben, divergiert das Verhältnis $\Delta T/W$ und $\Delta E/W$ bei $\alpha < 0$ sehr stark. Hier bietet die Computertechnik eine Möglichkeit, mit vernünftigem Aufwand sowohl den Einfluss der Strömung als auch der schief gerichteten Seitenkräfte zu berücksichtigen.

3.5 Projektvorschlag für die Querschnittsgestaltung und den Bauvorgang

Der Stabilitätsanalyse für die zukünftige Autobahnböschung wurden folgende mittlere Bodenkennwerte zugrunde gelegt:

Feuchtraumgewicht $\gamma = 2{,}1$ t/m³
Winkel der inneren Reibung $\Phi' = 30°$ und Kohäsion $c' = 1$ t/m² bzw. $\Phi' = 33°$ und $c' = 0$

Die Berechnungen erfolgten mit der einfachen schwedischen Methode ohne Berücksichtigung der Seitenkräfte (Methode Fellenius) und der Annahme einer Strömungsrichtung parallel der Gleitfläche. Dabei wurde eine Sicherheit von minimal 1,2 gefordert. Diese Bedingung konnte der zur Ausführung bestimmte Querschnitt gemäss Bild 10 erfüllen. Wichtigste Voraussetzung war aber, dass die verschiedenen Längsdrainagen den Hangwasserspiegel um 1,5 bis 2,5 m unter die Böschungsoberfläche absenken.

Damit diese 3,5 bis 4 m tiefen Drainagen erstellt werden konnten, war der Hang provisorisch mit Wellpointfiltern zu entwässern. Aus Stabilitätsgründen und um ein möglichst we-

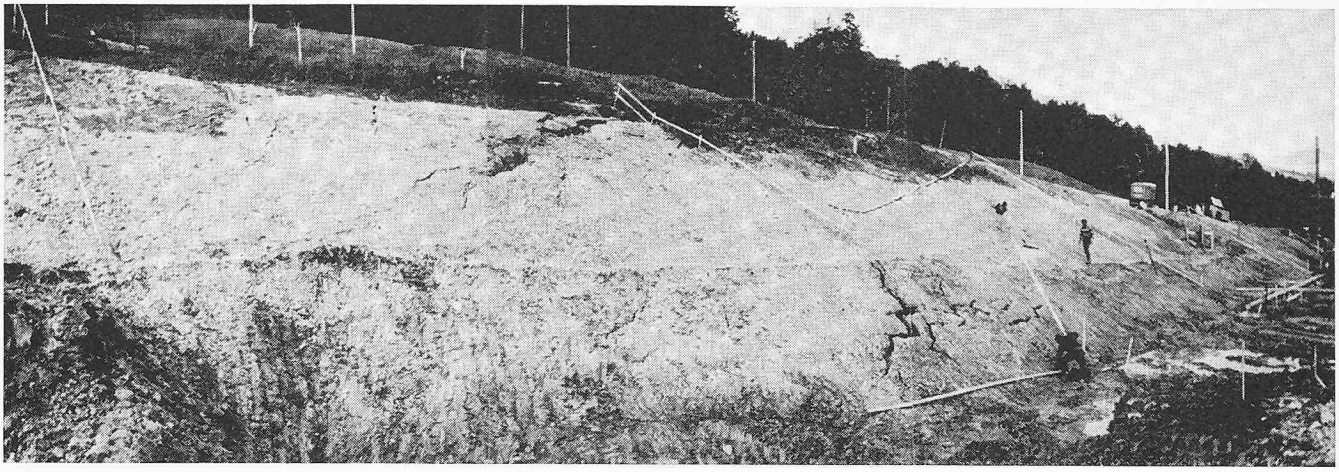


Bild 11a. Böschungsrutschung am Abend des ersten Tages

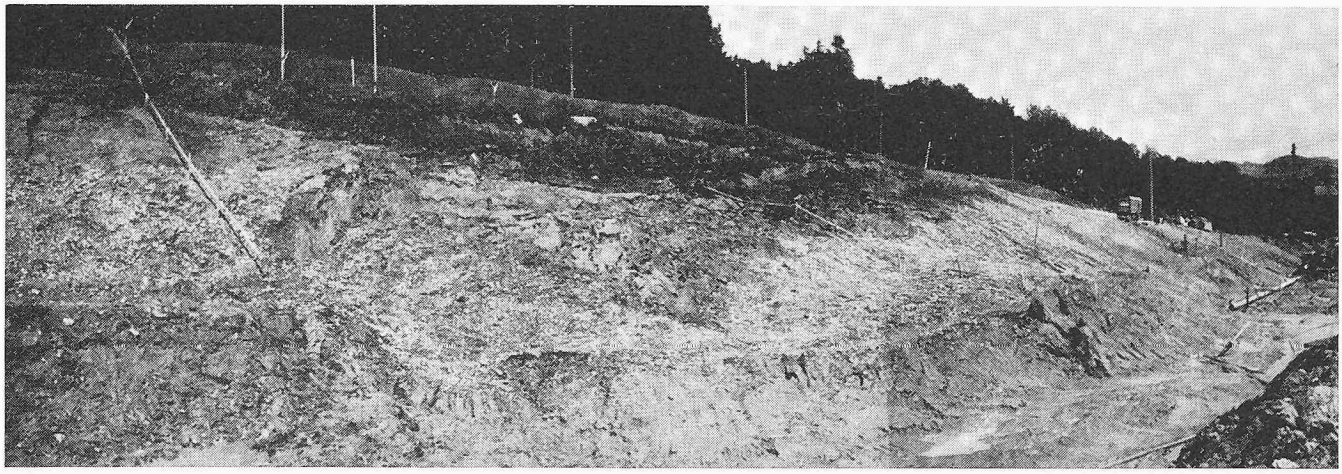


Bild 11b. Böschungsrutschung nach einer Woche

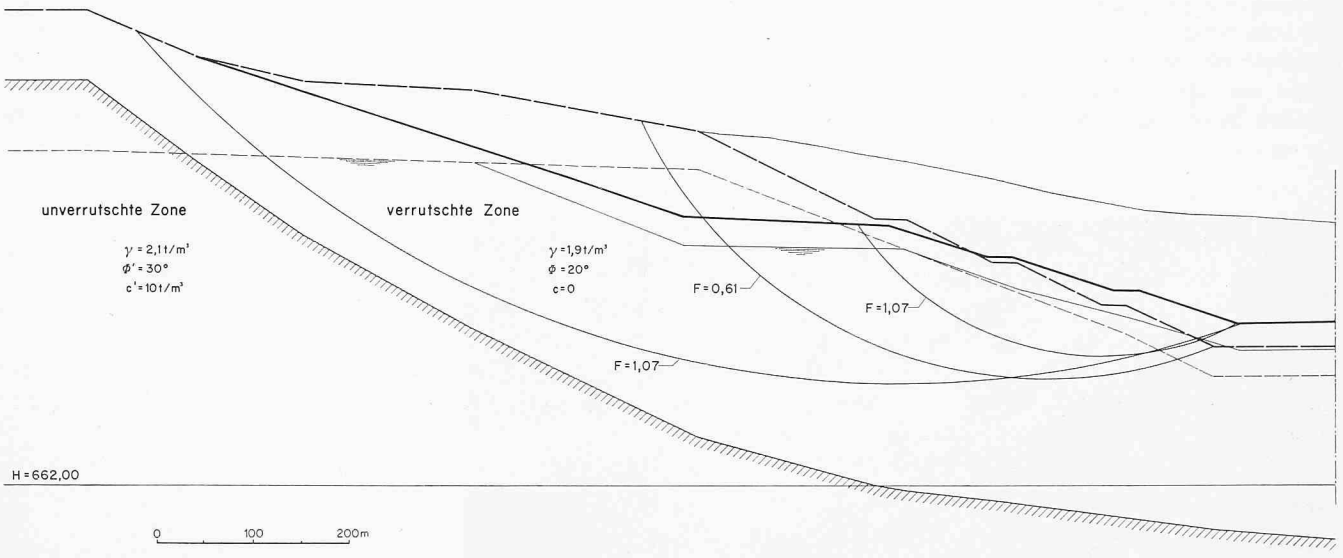


Bild 12. Massgebende Gleitkreise und abgeändertes Querprofil mit übergrosser Berme als Kopfentlastung

nig durchnässtes Abtragsmaterial zu erhalten, drängte sich ein etappenweiser Abtrag auf. Zunächst waren alle Quellen und feuchten Stellen oberhalb des Einschnittes zu fassen und zu entwässern. Sodann war eine erste Längsdrainage längs der Böschungsoberkante zu erstellen, die nachfolgend den Abtrag bis auf den abgesenkten Hangwasserspiegel erlaubte. Anschliessend konnte die 2. Drainage in Angriff genommen werden, die die 2. Abtragstufe ermöglichte.

4. Ausführung

Damit möglichst günstige Verhältnisse geschaffen werden konnten, wurde die Hangentwässerung oberhalb der Autobahn schon vor der Vergebung des Erbau-Loses durch eine örtliche Bauunternehmung im Herbst 1965 in Angriff genommen. Die dabei gewonnenen Erfahrungen gaben wertvolle Hinweise für die im Herbst 1966 beginnenden grossen Drainage- und Erdarbeiten.

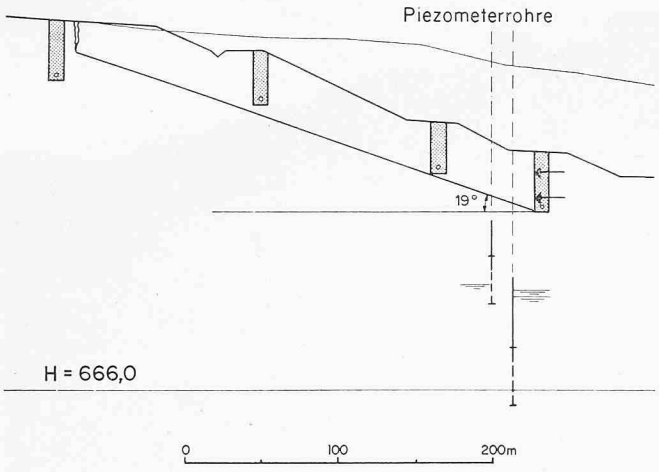


Bild 13. Schema einer weiteren, diesmal hangparallelen Rutschung, ohne messbaren Einfluss von Hangwasser

4.1 Schwierigkeiten während des Baus

Kurz nachdem bis zur ersten Berme ausgehoben worden war, stellte sich eine Rutschung von rd. 40 m Länge ein, die ihren Anrisspunkt bei der Längsdrainage oberhalb des Anschnittes hatte. Die Bewegung stellte sich sehr langsam ein. Zunächst öffneten sich grosse Risse. Bild 11 zeigt die Rutschung am Abend des ersten Tages (oben) und nach einer Woche (unten). Die in Mitleidenschaft gezogene Drainage wurde sofort abgehängt und das zufliessende Wasser abgepumpt. Die angesetzten Sondierbohrungen zeigten auf den ersten Blick scheinbar fast homogene Kerne, die aber bei genauerer Untersuchung oft feingeschichtet waren, wobei Sand und Silt dominierten. Dazwischen waren in verschiedenen Horizonten weiche Lagen von tonigem Silt eingeschaltet. Während man hier auf Grund der sehr hohen Reibungswinkel der untersuchten Materialien annahm, dass sich der mittlere wirksame Winkel der inneren Reibung um 30° befinde und eine Instabilität in diesem Falle nur im Zusammenspiel mit druckgespanntem Wasser unterhalb der durch die Drainagen erfassten Schichten zu erklären war, zeigten weitere kleine Rutsche, dass auch hangparallele Bewegungen ohne druckgespanntes Wasser möglich waren. Ihre rechnerische Analyse ergab für Φ' 19°. Bild 13 zeigt einen Fall, wo oben Risse entstanden und unten eine starke Grabenspriessung zerdrückt wurde. Die Piezometer zeigten Spiegel, die sehr tief lagen.

Auf Grund dieser Beobachtungen musste angenommen werden, dass die tonigen dünnen Schichten teils infolge der Sedimentation, teils infolge Rutschungen über grössere Strecken in ungünstiger Neigung vorkommen und zudem eine wirkungsvolle Entwässerung erschwerten (Bild 3). Während im unverrutschten westlichen Teil des Einschnittes die vorgesehene Böschungsgestaltung ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden konnte, musste für den östlichen Teil kurzfristig nach neuen Möglichkeiten gesucht werden, die diesen ungünstigen Verhältnissen genügend Rechnung trugen.

Das Bild 14 zeigt eine Flugaufnahme der Baustelle in der kritischen Zeit. Oben links ist der Abschnitt im unverrutschten Gebiet sichtbar, bei dem die Arbeiten ohne Schwierigkeiten gemäss Projekt ausgeführt werden konnten. Der Aushub ist dort beinahe vollendet. In Bildmitte ist der Aushub nur bis zur ersten Berme vorgenommen. Die helle Zone zwischen Berme und dem Flurweg am oberen Rand des Einschnittes zeigt die provisorisch sanierten ersten Rutsche. Die in Bild 12 beschriebene Rutschung fand am E-Ende des Einschnittes statt (unten rechts).

4.2 Abgeänderte Querschnittsgestaltung auf Grund der gemachten Beobachtungen

Durch kleinere Änderungen der Strassenachse in Situation und Längenprofil konnte eine Abflachung der Böschungen und eine Verminderung der Einschnitt-Tiefe in der kritischen Zone erwirkt werden, wie sie in Bild 12 dargestellt ist. Sie musste allerdings mit z.T. kostspieligen Korrekturen im angrenzenden Gebiet erkauft werden. Weitere Verbesserungen waren aber unumgänglich.

Durch eine übergrosse, rd. 20 m breite Berme in halber Höhe der Rutschung gelang es, die Gesamtstabilität wie auch die Stabilität der Teilböschungen so zu verbessern, dass eine Sicherheit von 1,07 erreicht wurde, wenn ein mittlerer Reibungswinkel Φ' von 20° im Rutschgebiet wirkte und kein druckgespanntes Wasser vorhanden war. Die Messungen zahlreicher Piezometer liessen das Vorhandensein druckgespannten Wassers in grösserer Tiefe nicht ganz ausschliessen. Die Massnah-

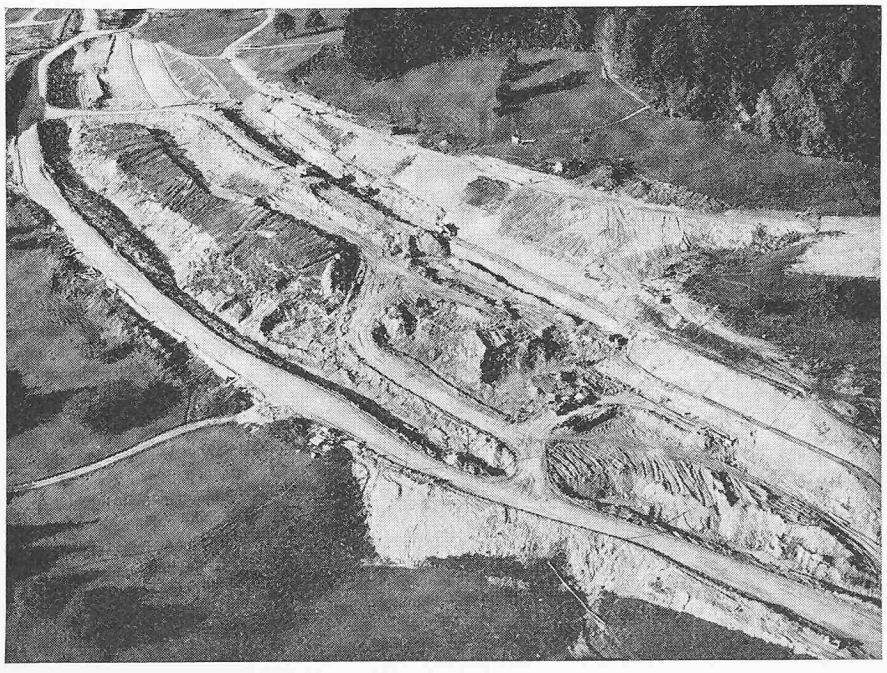


Bild 14. Flugaufnahme der Baustelle. Oben links ist der Abschnitt im unverrutschten Gebiet sichtbar, bei welchem die Arbeiten ohne Schwierigkeiten gemäss Projekt ausgeführt werden konnten. Der Aushub ist dort beinahe vollendet. In Bildmitte ist der Aushub nur bis zur ersten Berme vorgenommen. Die helle Zone zwischen der Berme und dem Flurweg am oberen Rand des Einschnittes zeigt die provisorisch sanierten ersten Rutsche

men, um diese Spannungen dauernd abzubauen, wären aber sehr kostspielig und nicht unbedingt auf die Dauer zuverlässig gewesen.

Die Bauleitung entschloss sich, die Kopfentlastung in Form der übergrossen Berme zusammen mit der Änderung der Linienführung durchzuführen, die Entwässerung aber auf die obersten 3 bis 4 m ab OKT mit Längsdrainagen zu beschränken. Man hoffte, dass nach Fertigstellung der untersten Drainagen eine genügende Entspannung auch der tieferen Wasserträger eintreten werde. Zwar ereignete sich noch kurz vor Beendigung des Aushubes nochmals eine Rutschung, die mit weitgehendem Ersatz der bewegten Massen durch durchlässigeren Kies und Geröllbeton saniert wurde. Danach hat sich nach den vorliegenden Messungen der Hang beruhigt und damit die Zweckmässigkeit der Massnahmen bestätigt.

Literatur

[1] *R. Müller*: Die Anwendung von Strömungsbildern zur Berechnung durchsickerter Erdschüttungen. «Strasse und Verkehr» 1938.

[2] *R. Haefeli*: Grenzneigung von parallel durchströmten Böschungen. Interner Bericht Nr. 98 VAWE 1945.

[3] *A. W. Skempton* and *F. A. de Lory*; Stability of natural slopes in London clay. Proceedings of the 4th conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering der Int. Gesellschaft, London 1957.

[4] *R. Sevaldson*: Der Versuchsdamm bei Horgen an der linksufrigen Höhenstrasse N3. «Strasse und Verkehr» H. 8/9, 1962.

[5] *W. J. Turnbull* and *M. J. Hvorslev*: Special problems in slope stability. «Journal of the Soil Mechanics and Foundation division», July 1967, p. 499–528.

Adresse der Verfasser: *M. A. Gautschi*, dipl. Ing. ETH, ASIC, und Dr. *C. Schindler*, Geologe, Geotechnisches Büro Dr. von Moos, Bachofnerstrasse 5, 8037 Zürich.

Konstruktion des Dauerschattens von Gebäuden

Von **Paul Märki**, Meilen

DK 515.7:72.017

In den baupolizeilichen Vorschriften sind die zulässigen Grenzabstände, Gebäudeabstände und Gebäudehöhen vorgeschrieben. Weichen nun Überbauungen von diesen Massen ab, ist die Beurteilung des Schattenwurfes von grosser Bedeutung. Das Baugesetz des Kantons St. Gallen vom 18. April 1972 macht beispielsweise in Artikel 69 für Hochhäuser folgende Vorschrift:

«Für die Bemessung der Gebäude- und Grenzabstände ist der auf die umliegenden Gebäude und Parzellen fallende Dauerschatten massgebend, der am mittleren Sommertag nicht mehr als drei Stunden und am mittleren Wintertag nicht mehr als zwei Stunden betragen darf.»

Ein solcher Dauerschatten kann mit den beiden Diagrammen Bild 9 und Bild 10 konstruiert werden.

Vorerst soll gezeigt werden, wie der Schatten eines 20 m hohen Stabes (z. B. die Hauskante A) am mittleren Sommertag über das Gelände wandert (Bild 1). Diese Figur ist ein Ausschnitt aus Bild 10. Für alle ganzen Stunden wurde der Schatten eines Stabes von 20 m Höhe herauskopiert. Die Konstruktion des Dauerschattens soll nun an zwei Beispielen gezeigt werden.

Beispiel 1

Um den Schatten eines 20 m hohen Gebäudes in Bild 2 um 6 h am mittleren Sommertag zu zeichnen, gehen wir so vor: Wir denken uns jede Hausecke als Stab, dessen Schatten wir dem Bild 10 entnehmen. Die Hauskante A wirft den Schatten A–A′, die Hauskante B wirft den Schatten B–B′, usw.

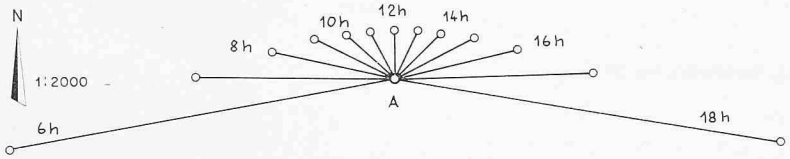


Bild 1. Schatten eines 20 m hohen Stabes A zu jedervollen Stunde des mittleren Sommertages

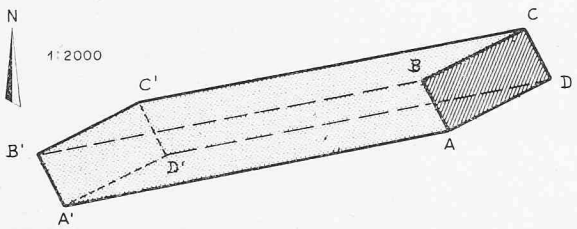


Bild 2. Schatten eines 20 m hohen Gebäudes mit dem Grundriss A-B-C-D um 6 h am mittleren Sommertag

Wenn vom Gebäude nur die Dachfläche vorhanden wäre, würde diese den Schatten A′–B′–C′–D′ werfen, der in Form und Richtung dem Gebäudegrundriss A–B–C–D entspricht. Der Schatten des ganzen Gebäudes wird begrenzt durch die Linie A–A′–B′–C′–C–B–A.

Nun beobachten wir in Bild 3 den Schatten desselben, 20 m hohen Gebäudes am mittleren Sommertag von 6 h bis 9 h und stellen fest, dass gewisse Flächen während 1, 2 oder 3 Stunden dauernd im Schatten liegen. Eine solche Fläche nennt man «Dauerschatten». Der *Dauerschatten* ist massgebend, um die Frage zu beurteilen, wie stark der Schattenwurf einer projektierten Baute die Nachbargrundstücke beeinträchtigt.

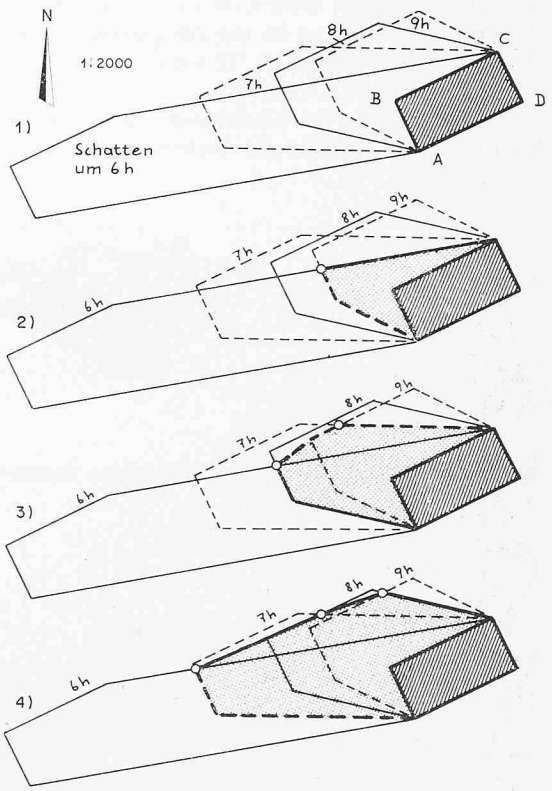


Bild 3. Schatten des Gebäudes nach Bild 2 am mittleren Sommertag von 6 bis 9 h
1 Schattenwurfkonturen um 6, 7, 8 und 9 h
2 Dreistündiger Dauerschatten von 6 bis 9 h
3 Zweistündiger Dauerschatten von 6 bis 9 h
4 Einstündiger Dauerschatten von 6 bis 9 h