

**Zeitschrift:** Schweizer Ingenieur und Architekt  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 98 (1980)  
**Heft:** 44

**Artikel:** Artesisch gespanntes Grundwasser als Ursache von Böschungsrutschungen  
**Autor:** Schär, Ulrich  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-74239>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 12.02.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

# Artesisch gespanntes Grundwasser als Ursache von Böschungsrutschungen

Von Ulrich Schär, Zürich

Ein im Grundbau gelegentlich unterschätzter Einfluss ist die Wirkung artesisch gespannten Grundwassers. Die Berücksichtigung der entsprechenden Druckverhältnisse beispielsweise bei der Projektierung einer Baugrube, erfolgt wahrscheinlich deshalb oft nicht konsequent, weil die effektiv vorhandenen Wasserdrücke mangels ausreichender und sachbezogener Sondierungen nicht oder nur ungenau zum voraus bekannt sind und weil man sich – eine häufig feststellbare Beobachtung in der Praxis – die Wirkungsweise des Wasserdrucks im Untergrund nicht so richtig vorstellen kann.

Zweck des vorliegenden Aufsatzes soll es sein, anhand zweier typischer Beispiele die Zusammenhänge zwischen Wasserdruck und Stabilität von Baugrubenböschungen etwas zu veranschaulichen.

## Zur Bestimmung des Wasserdrucks

Der Grundwasserspiegel wird in der Regel mittels Beobachtungsrohren (Piezometern) gemessen, die in Bohrlöcher versetzt oder gerammt werden. Die am meisten verwendeten Piezometerdurchmesser liegen dabei zwischen 0,5 bis 2". Bei der Beurteilung der Messergebnisse wird es oft unterlassen, einen Unterschied zwischen piezometrischem Niveau und effektivem Grundwasserspiegel bzw. Grundwasserdruckniveau zu machen, was zu schwerwiegenden Fehlschlüssen führen kann. So kommt es beispielsweise etwa vor, dass ein Piezometer des vorerwähnten Durchmessers in einem feinkörnigen, bindigen und deshalb nur wenig durchlässigen Boden versetzt wird und während Tagen oder Wochen naturgemäss kein oder nur wenig Wasser führt, obschon in einer tieferen, durchlässigen Schicht gespanntes Grundwasser vorhanden ist, dessen Druckniveau für die Projektierung massgebend wäre. In einem solchen Fall – zu wenig tiefe Bohrung und Berücksichtigung eines «falschen» Wasserspiegels – wird der Aushub in der feinkörnigen, bindigen Schicht (erwartungsgemäss) «trocken» erfolgen, bis dann in einer bestimmten Tiefe, d.h. nach Einbüssung der hydraulischen Stabilität des Untergrundes, die Grubensohle schlagartig aufbricht, die Wände einstürzen bzw. der hydraulische Grundbruch eintritt und sich das gespannte Grundwasser in die Grube entlasten kann.

Die effektiv vorhandenen und für die Projektierung massgebenden Druckverhältnisse lassen sich nur dann zuverlässig zum voraus ermitteln, wenn der Aufbau des Untergrundes durch ausreichend tiefe Bohrungen bekannt ist und zur Messung des oder der Druckniveaus entsprechende, unter Umständen gegeneinander abgedichtete Piezometer

versetzt worden sind. Die piezometrischen Niveaus sind dabei über längere Zeit zu messen oder mittels selbstschreibenden Registrierpegeln aufnehmen zu lassen. Falls die Durchlässigkeit des Untergrundes so gering ist, dass sich in einem Piezometer des genannten Durchmessers innert nützlicher Frist der wahre piezometrische Druck nicht einzustellen vermag und Druckschwankungen – wenn überhaupt – nur stark verzögert feststellbar sind, besteht die Möglichkeit, die Druckverhältnisse punktförmig mittels Porenwassergebern zu bestimmen. Es handelt sich dabei um ein erprobtes, zuverlässiges und kostenmässig tragbares Verfahren (vgl. dazu auch: J. Huder «Erkundung der Grundwasserverhältnisse». Schweiz.

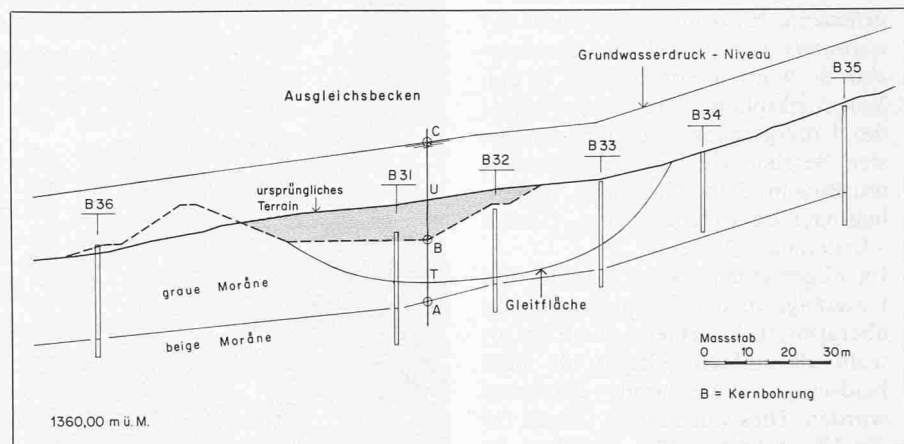


Bild 1. Querprofil durch das Ausgleichsbecken Gneida. Die dunkle Fläche entspricht dem Beckenaushub. Man beachte die hohe Lage des Grundwasserdruckniveaus und die tiefe Lage der Gleitfläche

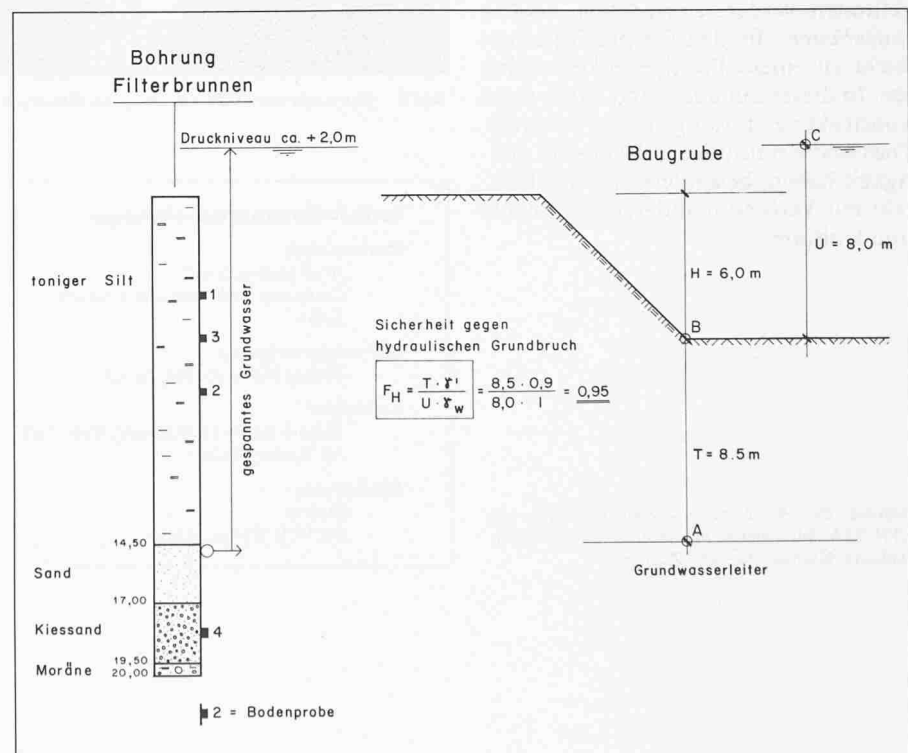


Bild 2. Schematischer Schnitt durch die Baugrube Zürich. Die durchgeführte Gleichgewichtsbetrachtung zeigt, dass die Baugrube ohne vorgängige Druckentlastung eine kleinere Sicherheit  $F_H$  als 1 aufweist, also instabil ist

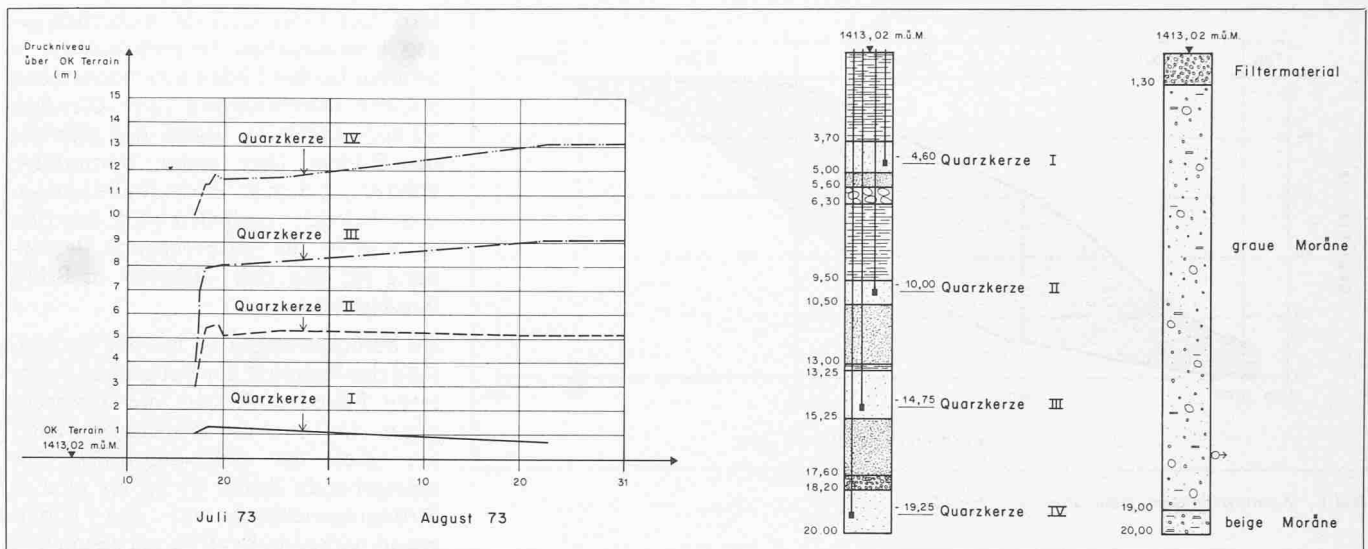


Bild 3. Messung der Porenwasserspannung in Bohrung B32b in Gneida. Die Drücke wurden mittels Manometern bestimmt

Bauzeitung, Heft 37/1976). Ein Beispiel dieser Art ist in Bild 3 der vorliegenden Arbeit dargestellt.

### Wirkung des Wasserdrucks

Wenn – wie bei den vorliegenden beiden Beispielen – artesisch gespanntes Grundwasser vorhanden ist, resultiert daraus eine *nach oben gerichtete Sickerströmung* und zwar deshalb, weil der Druck  $U$  bzw. die Potentialdifferenz von Punkt A bis B in den Bildern 1 und 2 über die entsprechende Sickerstrecke AB vom Wert bei Punkt C auf Null ab-

gebaut wird. Je grösser nun der hydraulische Gradient bzw. das Potentialgefälle wird, desto grösser wird die Strömungskraft. Eine Vergrösserung des Potentialgefälles erfolgt dann, wenn die Sickerstrecke  $T$  – bei gleichbleibendem Druck  $U$  – kleiner wird oder – auf die Baugruben in den Bildern 1 und 2 bezogen – die Baugrubensohle schrittweise abgetieft und somit die Schichtstärke zwischen Oberkante Grundwasserleiter und Unterkante Baugrube reduziert wird. Mit der Vergrösserung der nach oben gerichteten Strömungskraft ist eine zunehmende Bodenauflockerung und letztlich ein Verlust der innern Reibung des Untergrundes verbunden.

Nachzuweisen ist in Fällen, wie sie unsere Beispiele darstellen, einmal die *Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch*  $F_H$ . Dabei handelt es sich um die Bestimmung des Verhältnisses von kritischem zu effektiv vorhandenem Gradienten. Die Wahl der Grösse des Sicherheitskoeffizienten hängt im Einzelfall vom Kenntnisgrad der Randbedingungen, d.h. vor allem von der Lage des Druckniveaus und der einzelnen Schichtstärken des Untergrundes ab. Im allgemeinen wird der Sicherheitskoeffizient, da diese beiden Randbedingungen meist nicht genau erfassbar sind (Druckschwankungen, Inhomogenitäten im Schichtverlauf), eher hoch ange-

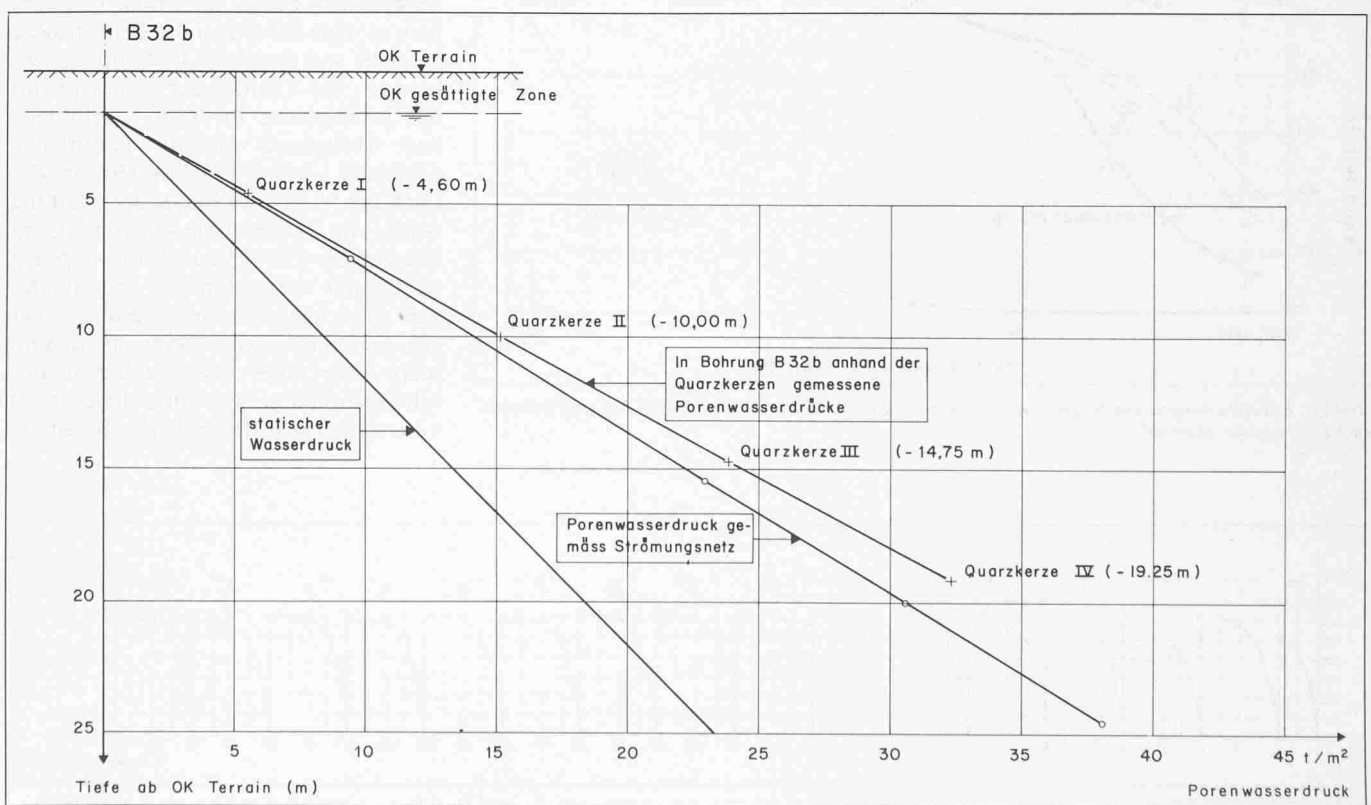


Bild 4. Darstellung der gemessenen Porenwasserspannungen in Gneida. Man beachte den linearen Druckabbau von Quarzkerze IV bis Quarzkerze I

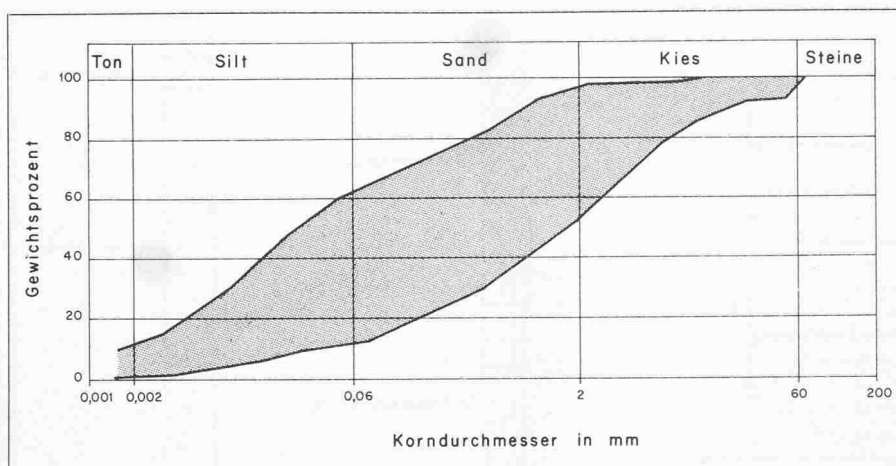


Bild 5. Kornverteilungen «graue Moräne» in Gneida

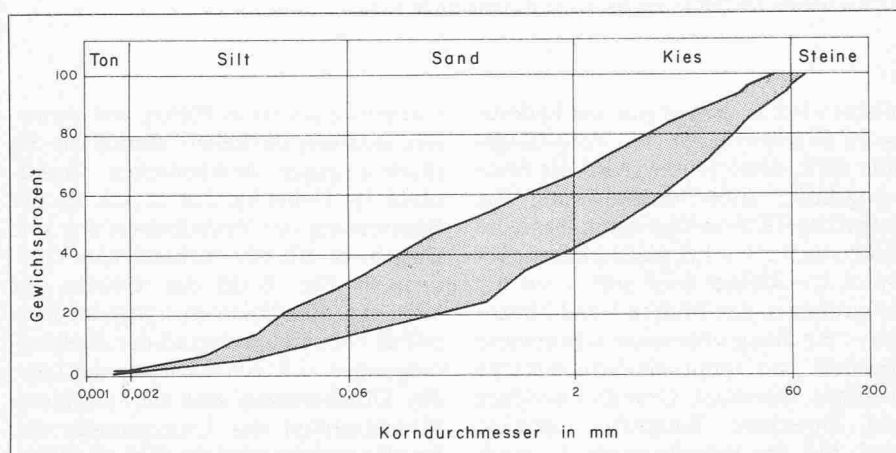


Bild 6. Kornverteilungen «beige Moräne» in Gneida

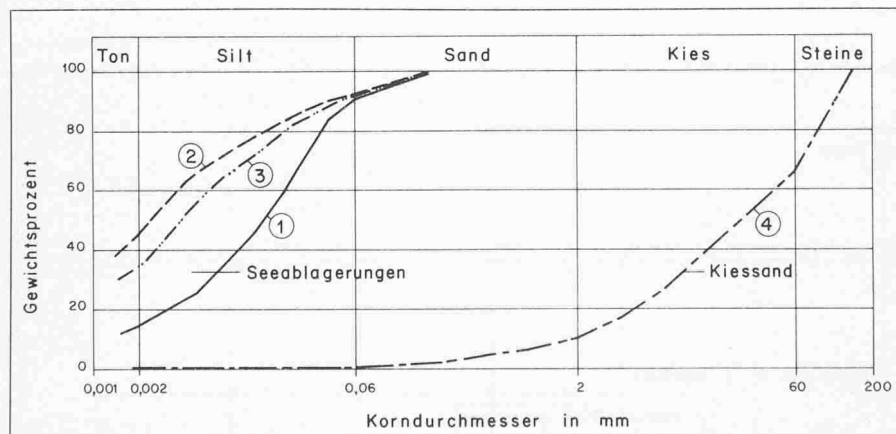


Bild 7. Kornverteilungen Seeablagerungen und Kiessand in Zürich. Probe 3 entspricht dem dem Scherversuch unterzogenen Material

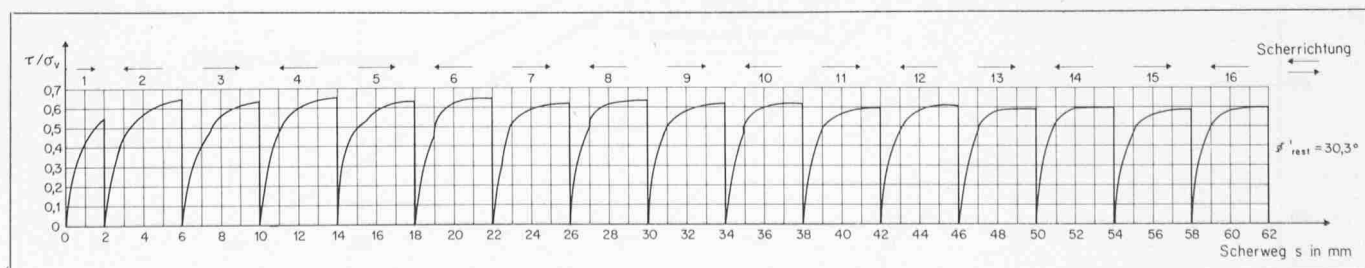


Bild 8. Scherversuch Probe 3 (Seeablagerungen) in Zürich. Es ist kein nennenswerter Abfall von der maximalen Scherfestigkeit auf die Restscherspannung festzustellen. Die Abscherung erfolgte parallel der Feinschichtung

setzt. Die Ermittlung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist in unseren beiden Fällen gleichbedeutend mit der Durchführung einer *Gleichgewichtsbetrachtung*, indem das Gewicht des Bodens über einem bestimmten Schnitt mit dem an dieser Stelle wirksamen Auftrieb verglichen wird. Zur Illustration ist die entsprechende Berechnung für den Fall «Zürich» in Bild 2 durchgeführt.

Zu berücksichtigen ist bei der Beurteilung der Stabilität der Baugruben in unseren Fällen andererseits die *Sicherheit gegen Abgleiten der Böschungen*. Hierbei spielt der *Strömungsdruck* eine massgebende Rolle. Er ist als eine in Strömungsrichtung auf den Untergrund wirkende Kraft zu verstehen und in seiner Grösse vom Gradienten  $i$  abhängig, der insbesondere beim Beispiel «Gneida» zufolge der hohen Potentialdifferenz gross war (vgl. Bild 1). Der Strömungsvorgang wurde hier mit einem Strömungsnetz veranschaulicht. Dieses erlaubte es, die an den angenommenen Gleitflächen wirkenden Porenwasserdrücke zu bestimmen und in der Stabilitätsberechnung zu berücksichtigen. Dabei erwies sich die Wirkung der vorhandenen Sickerströmung stabilitätsmässig als ausserordentlich gross, indem die Sicherheit gegen Abgleiten durch sie drastisch herabgesetzt wurde.

### Beispiel «Gneida»

Im Zuge des Aushubs eines Ausgleichbeckens in einem mit 10 bis 15° geneigten, aus tonig-siltig-sandiger Moräne aufgebauten Hang (vgl. Bilder 1, 3, 5, 6) kam es nach Erreichen der Beckensohle zu einer weiträumigen Instabilität, wobei sich ein Gleitkörper entsprechend der Markierung in Bild 1 ausbildete. Am Abrissrand war die Gleitfläche praktisch vertikal (vgl. Bild 9), im Bereich des talseitigen Endes der Gleitung wurde die Beckensohle um rund 1,5 m angehoben. Das Schadenbild entsprach dem einer tiefgreifenden, grossflächigen Gleichgewichtsveränderung einer zusammenhängenden Bodenmasse und nicht dem eines oberflächlichen Böschungsbruches, wie ein solcher nach Überschreitung der Scherfestigkeitsre-



Bild 9. Ausgleichsbecken Gneida. Abrissrand der Rutschung. Man beachte das nahezu senkrechte Abtauchen der Gleitfläche



Bild 10. Ausgleichsbecken Gneida, Hangseite. Einige Jahre nach Inbetriebnahme. Die frühere Abrisskante der Rutschung liegt am rechten Bildrand. Auf der Berme in Bildmitte sind einzelne Brunnenschächte der Entlastungsbrunnen zu erkennen

serven des Untergrundes in Material der vorliegenden Art etwa beobachtet werden kann. Für die letztgenannte, «übliche» Art von Instabilität waren die Voraussetzungen nicht gegeben: Die Hangneigung war vergleichsweise flach, der Reibungswinkel der anstehenden, durch die Kornverteilungen in Bild 5 und 6 charakterisierten Moräne wurde experimentell zu mindestens  $32^\circ$  nachgewiesen, wobei kein nennenswerter Abfall von der maximalen Scherfestigkeit zur Restscherfestigkeit zu erkennen war und der bauliche Eingriff bzw. die Beckenböschung war nach Bild 1 den Verhältnissen angepasst. Erst der Nachweis artesisch gespannten Grundwassers mit einer Druckhöhe von 15 m über Terrain, die bei allen ausgeführten Bohrungen im Bereich des Überganges von der sog. grauen Moräne zur beigen Moräne in 20 bis 25 m Tiefe aktiv in Erscheinung trat, ermöglichte eine Erklärung des Rutschphänomens.

Der relativ hohe Wasserüberdruck konnte im Zuge der Ausführung von bis 30 m tiefen Kernbohrungen im Bereich des Gleitkörpers festgestellt werden und zwar – bei jeder der 10 ausgeführ-

ten Bohrungen – immer in einer Tiefe von 20 bis 25 m. Granulometrisch unterschied sich dabei der Untergrund (d. h. die graue Moräne) über der Wassereintrittsstelle kaum vom Grundwasserleiter («beige Moräne»), wie die entsprechenden Kornverteilungskurven in den Bildern 5 und 6 belegen. Nach Versetzen von Piezometern in den Bohrlöchern erfolgte jeweils ein freier Wasserüberlauf auf OK Bohrung – der örtlichen Durchlässigkeit im wasserführenden Untergrund entsprechend – von wenigen Litern pro Minute bis zu rund 30 l/min. Auf einzelne Piezometer montierte Manometer zeigten Überdrücke über Terrain von bis 15 m, wobei mit Sicherheit noch Druckverluste durch mangelnde Abdichtungsmöglichkeit zu berücksichtigen sind. Die mittels Manometern gemessenen Überdrücke wurden ausserdem an einer Stelle (Bohrung B 32b) mit Porenwassergebern in verschiedenen Tiefen kontrolliert. Die Einbauart und das Einbauschema der betreffenden Quarzkerzen sowie die Messergebnisse sind in Bild 3 aufgezeichnet. Die früheren Druckmessergebnisse wurden dabei bestätigt (vgl. unterster Geber, Quarzkerze IV, rund

13 m Überdruck). Verblüffend klar konnte bei dieser Gelegenheit auch der lineare Druckabbau entlang der Sickerstrecke veranschaulicht werden (Bild 4). Wie aus dieser Abbildung hervorgeht, liegen die einzelnen Messwerte der vier Porenwassergeber auf einer Geraden.

Die Ergebnisse der den Porenwasserüberdruck berücksichtigenden Stabilitätsuntersuchungen haben in der Folge gezeigt, dass eine Hangstabilisierung nur durch eine Druckentlastung des Grundwassers zu erzielen war. Zu diesem Zwecke wurden im Bereich der Gleitung und teilweise auch ausserhalb derselben insgesamt 14 Entlastungsbrunnen (Bohrdurchmesser 900 mm, Filterdurchmesser 400 mm), die bis in eine Tiefe von durchschnittlich 25 m reichten, ausgeführt. Sämtliche Brunnen zeigten einen freien Wasserüberlauf und waren dementsprechend funktionstüchtig. Mit dieser Massnahme war es möglich, das Druckniveau auf die Dauer derart abzusenken, dass sich keinerlei Hangbewegungen mehr einstellten und das Ausgleichsbecken (vgl. Bild 10) nach dessen Sanierung termingerecht in Betrieb genommen werden konnte.



Bild 11. Baugrube Zürich, unmittelbar nach erfolgten Böschungsrutschungen. Man beachte das «Eintauchen» der Böschungsmasse in den Untergrund und die erhebliche rückwärtige Ausdehnung der Instabilität

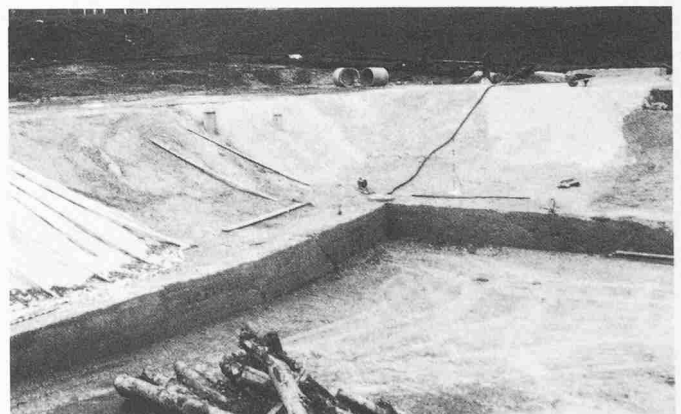


Bild 12. Baugrube Zürich, nach der Grundwasserdruckentlastung und erfolgter Böschungssanierung



## Beispiel «Zürich»

Beim Aushub einer Baugrube zeigten sich an drei Baugrubenseiten nach Erreichen der Baugrubensohle Böschungsinstabilitäten (vgl. Bild 11), die in ihrem Ausmass und in ihrer Erscheinungsform nicht Böschungsbrüche, wie sie etwa durch zu steiles Böschsen bei Material geringer Scherfestigkeit vorkommen, darstellten. Die Art des Abgleitens, bzw. das «Versinken» des Böschungskörpers, wie es auf Bild 11 deutlich sichtbar ist, wies auf einen hydraulischen Grundbruch als Schadenursache hin. Die Aufschluss- und Brunnenbohrungen zeigten denn auch, dass – nach Bild 2, Bohrprofil – unter einer knapp 15 m mächtigen Schicht feinkörniger, feingeschichteter, meist siltig-toniger Seeablagerungen (Kornverteilungen Bild 7, Proben 1 bis 3) wasserdurchlässiger *Kiessand* (Kornverteilung Bild 7, Probe 4), der von dichter Moräne unterlagert wird, ansteht. Beim Durchstich der Seeablagerungen stieg das Grundwasser des vorerwähnten

Kiessandes schlagartig in die Höhe, wobei dessen *Druckniveau bis rund 2 m über Terrain* stieg. Diese Verhältnisse sind schematisch in Bild 2 dargestellt. Wie im Falle Gneida war auch hier das in der Baugrube anstehende Material bezüglich seiner Scherfestigkeit nicht derart kritisch, dass sich eine offene, geböschte Baugrube nicht hätte verantworten lassen. Ein nachträglich an einer feingeschichteten, ungestörten Bodenprobe durchgeführter Scherversuch (vgl. Bild 8) ergab einen Restschervinkel von  $\Phi' = 30,3^\circ$ , wobei die Probe so eingebaut wurde, dass ein Abscheren parallel der Schichtflächen möglich war.

Als Ursache der Böschungsruhrungen war aufgrund einfacher Gleichgewichtsüberlegungen, wie sie in Bild 2 festgehalten sind, auch bei diesem Beispiel die Einbusse der hydraulischen Stabilität und damit der Verlust der Reibung des Untergrundmaterials zu erkennen. Der Porenwasserüberdruck hatte sich über die verbleibende Sickerstrecke  $T$  von 8,5 m Stärke auf Null abzubauen (Bild 2).

Durch die Erstellung dreier Filterbrunnen bis auf 20 m Tiefe und zweier KleinfILTERbrunnen auf derselben Länge war es in der Folge möglich, das Druckniveau mindestens bis auf die Baugrubensohle abzusenken. Durch diese «Beruhigung» der Grundwassersituation gelang es, die Böschungen zu sanieren bzw. die abgesackte Masse zu entfernen und die Böschungsflächen auszugleichen. Sie wurden – da die Sanierung rasch zu erfolgen hatte und eine Entwässerung des durchnässten Untergrundmaterials zufolge der relativ geringen Durchlässigkeit nicht kurzfristig zu bewerkstelligen war – mit einem Sickerbetonüberzug versehen (siehe Bild 12). Die Pumpmenge, welche anfänglich recht beträchtlich war, nahm im Verlaufe der Betriebsdauer der Entlastungsbrunnen merklich ab.

Adresse des Verfassers: Dr. U. Schär, Beratender Geologe SIA/ASIC, Bergstr. 125, 8032 Zürich