



## Hydraulisch bedingtes Bodenversagen

Referent	<b>Univ.-Prof. Dr. Ing. Karl Josef Witt</b> Bauhaus-Universität Weimar  Tel.: +49 3643 584560 Fax: +49 3643 584564 <i><a href="mailto:kj.witt@uni-weimar.de">kj.witt@uni-weimar.de</a></i>
Tagungsort	<b>Ramada Hotel Leipzig</b> Schongauer Straße 29 04329 Leipzig  Tel.: +49 341 2540
Termin	<b>25./26. Februar 2016</b>

# 1 Einleitung

Die Vielfalt von Geomaterialien in unserer Umwelt ist unbegrenzt. Sie reicht von hartem oder zersetztem Fels über Verwitterungslehm, Kies, Sand, Schluff, festem und weichem Ton bis zu organischen und flüssigen Böden. Boden ist ein offenporiges granulares Material, das aus überwiegend mineralischem Feststoff, Wasser und im ungesättigten Zustand auch aus Luft besteht. Das mechanische Verhalten wird durch die Größe und Härte der Körnung, die Struktur und durch das Verhältnis der Komponenten bestimmt. Wir bauen mit, in und auf diesem Material Bauwerke wie Gründungen, Baugruben, Kanäle, unterirdische Hohlräume, Dämme und Deiche und müssen das Verhalten des Bodens, des Baugrundes in der geotechnischen Planung berücksichtigen. Das Wasser ist dabei die Komponente, die am meisten eine Veränderung des Materialverhaltens bewirken kann, sei es durch Kapillarkräfte beim Austrocknen, durch Infiltration von Niederschlagswasser, durch Änderung der Grundwasserverhältnisse, durch die Einwirkungen von Hochwasser oder durch die auf die Körner wirkenden Scherkräfte einer Wasserströmung. Dabei ist jeder Boden, jeder Baugrund, jedes Erdbauwerk in seinem Lebenszyklus Schwankung des Wassergehaltes und des Porenwasserdruckes ausgesetzt. Auch hier kommt es auf das rechte Maß an. Zu viel wie zu wenig Wasser kann zu Bodenversagen führen.

Aus dem Spektrum der verschiedenen Versagensarten werden in dem Beitrag die Grenzzustände Auftrieb/Aufschwimmen, hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping vorgestellt und diskutiert. Zum besseren Verständnis dieser Phänomene werden einleitend die physikalischen Grundlagen der Bewegung des Wassers im Boden dargelegt.

## 2 Geohydraulische Grundlagen

### 2.1 Fourier, Ohm, Darcy und Kontinuität

Soweit ein Strömungsprozess nicht die physikalischen Eigenschaften eines Bodens verändert, strömen Elektrizität, Wärme und Fluide nach dem gleichen physikalischen Prinzip. Der Fluss ist jeweils proportional zu einer treibenden Kraft und zu einem materialspezifischen Strömungswiderstand. Der Fluss von elektrischem Strom wird durch das Ohm'sche Gesetz beschrieben, die übertragene Wärmeleistung durch das Fourier'sche Gesetz, für die Strömung von Wasser gilt das Darcy'sche Gesetz. Die treibenden Kräfte sind das Gefälle der elektrischen Spannung, der Temperatur und bei der Wasserströmung das Potentialgefälle, der hydraulische Gradient. Die Koeffizienten des Strömungswiderstandes (Konduktivität) sind die elektrische Leitfähigkeit, die Wärmeleitfähigkeit und der Koeffizient der Wasserdurchlässigkeit.

Das Darcy'sche Gesetz besagt, dass zwischen der scheinbaren Geschwindigkeit des Wasserflusses, der Filtergeschwindigkeit  $v_f$ , und dem hydraulischen Gradienten  $i$  Proportionalität besteht, wobei der Proportionalitätsfaktor *Wasserdurchlässigkeitskoeffizient*  $k_f$  oder schlicht Wasserdurchlässigkeit genannt wird.

$$v_f = k_f \frac{\Delta h}{\Delta l} = k_f \cdot i \quad (1)$$

Soweit die Randpotentiale unverändert sind, keine Änderung des Wassergehaltes auftritt oder der Boden wassergesättigt ist (Stationarität, Kontinuität), ist der Fluss  $q$  durch eine Fläche  $A$  proportional zum hydraulischen Gradienten.

$$q = k_f \cdot i \cdot A \quad (2)$$

Der Querschnitt  $A$  ist als Fläche senkrecht zur Fließrichtung definiert.

Die Wasserdurchlässigkeit ist ein Bodenkennwert, ein mittlerer Widerstand, der sich als räumlicher Mittelwert aus der Porenstruktur den Porenweiten und damit aus der Kornstruktur des Bodens ergibt. Während in Hinblick auf praktische Anwendungen wie Strömungsmodelle und Sicherheitsnachweise Gradient und Fläche mit guter Genauigkeit bestimmt oder vorhergesagt werden können, ist die Wasserdurchlässigkeit ein sehr unsicherer Einflussfaktor. Keine andere bodenmechanische Kenngröße ändert sich vom Ton über den Schluff und Sand bis zum Kies in derart weiten Grenzen von mehr als 10 Größenordnungen und wird darüber hinaus so stark und nichtlinear von dem Wassergehalt, der Lagerungsdichte und der Homogenität der Bodenstruktur beeinflusst.

Die Wasserdurchlässigkeit kann nach DIN 18130 durch Feld- oder Laborversuche bestimmt werden. Feldversuche liefern einen über die Einflusszone des Versuchs effektiven Wert. Durch Laborversuche kann die Wasserdurchlässigkeit unter definierten Bedingungen wie Sättigung, Gradient oder Spannungszustand relativ zuverlässig ermittelt werden. Die Frage ist hier vor allem die Repräsentativität der Proben. Empirische und theoretische Ansätze gehen von der Korngrößenverteilung aus, verwenden z. B. bei Sanden und Kiesen in dem empirischen Ansatz von HAZEN 1893 oder BEYER 1964 den Fraktildurchmesser bei 10 % Massendurchgang  $d_{10}$ , da er in erster Näherung ein indirektes Maß der Porengröße darstellt. Theoretische Betrachtungen modellieren das Porennetzwerk als System von Röhren und wenden die Grundlagen der Druckrohrströmung, das Gesetz von Hagen-Poiseuille mit der Anpassung von Kozeny-Carman an [CARRIER, 2003],

$$v = \frac{\gamma_p R^2}{8\eta} i \quad (3)$$

wobei  $\eta$  die dynamische Viskosität,  $R$  der Radius der korrespondierenden Röhre und  $\gamma_p$  die Wichte des Fluids ist. Eine gute Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem mittleren Porenradius und dem wirksamen Korndurchmesser findet sich in BUSCH ET AL., 1993, sowie in MITCHELL & SOGA, 2005.

## 2.2 Potential, Potentialströmung, Strömungskraft

Der Druck im Porenwasser eines wassergesättigten Bodens hat einen entscheidenden Einfluss auf Grenzzustände der Standsicherheit, der Erosionssicherheit und der Bodenverflüssigung. Eine Porenströmung wird dagegen nicht durch den Druck, sondern durch ein Energiegefälle initiiert und aufrechterhalten. Grundlage der Beschreibung ist die in der Hydraulik häufig betrachtete Bernoulli-Gleichung für das Potential und die Potentialdifferenz zwischen zwei Punkten 1 und 2

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_{1-2} \quad (4)$$

wobei  $z_1, z_2$  die geodätische Höhe,  $p_1, p_2$  die hydrostatischen Wasserdrücke der Punkte 1 und 2 und  $v_1, v_2$  die Fließgeschwindigkeit des Wassers darstellen (Bild 1).  $\gamma_w$  ist die Wichte des Wassers,  $g$  die Erdbeschleunigung und  $\Delta h_{1-2}$  ist der Potentialverlust infolge Fließwiderstand zwischen den betrachteten Punkten 1 und 2.

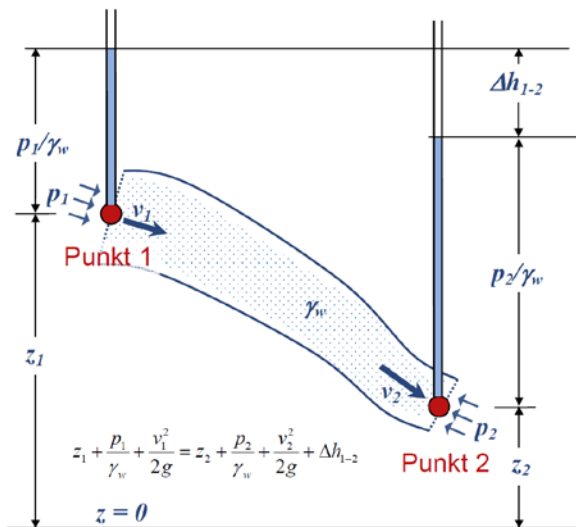


Bild 1: Erläuterung zur Bernoulli-Gleichung

Das Potential in einem beliebigen Punkt ist vergleichbar mit der lokal verfügbaren freien Energie, beträgt

$$h_i = z + \frac{p_i}{\gamma_w} + \frac{v_i^2}{2g} \tag{5}$$

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \Delta h_{1-2} \tag{6}$$

Die Beschreibung des Potentials als Standrohrspiegelhöhe, bei der der Anteil der Geschwindigkeit vernachlässigt wird, berücksichtigt nicht Effekte aus einer Temperaturdifferenz, Konzentrationsgefälle oder Dichteunterschiede des Wassers, aus elektrischer Ladung, Adsorption des Wassers an

den Partikeln oder aus Kapillarität. Insofern beschreiben Gl. (5) u. (6) lediglich das sog. *Gravitätspotential*. Weitere in der Bodenmechanik relevante Energieanteile sind das *Matrixpotential* (Kapillarität) und das *Osmotische Potential* (Diffusion).

Betrachtet man eine stationäre Strömung in  $x$ ,  $y$  und  $z$ -Richtung und kombiniert die Darcy-Gleichung mit der Kontinuitätsbedingung (Inkompressibilität, Stationarität), ergibt sich als generelle Gleichung der Hydrodynamik die Laplace-Gleichung, wie sie auch von den vergleichbaren physikalischen Phänomenen Elektrizität, Wärmeleitung oder magnetischer Fluss bekannt ist. Mit den oben genannten Kenngrößen der Porenwasserströmung lautet sie

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = 0 \tag{7}$$

Und kann im Falle der Isotropie ( $k_x=k_y=k_z$ ) und der Modellierung als ebenes Problem in der  $x$ - $y$ -Ebene weiter vereinfacht werden.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial v_x}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial x} = 0 \tag{8}$$

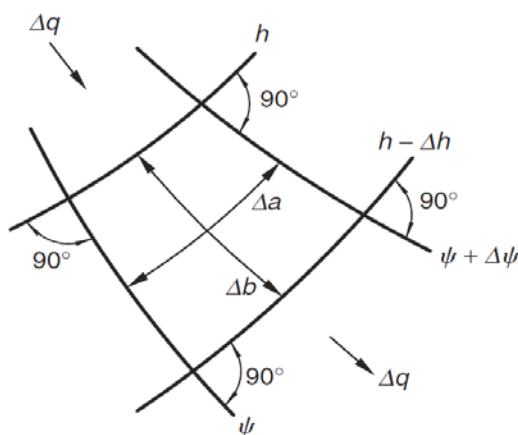


Bild 2: Strom- und Äquipotentiallinien

Dies erlaubt die Einführung einer Potentialfunktion  $\phi(x,z) = -k h(x,z) + \text{const}$ , die eine Kurvenschar darstellt, entlang derer das Potential konstant ist, die sog. Äquipotentiallinien. Auf die gleiche Weise lässt sich eine Stromfunktion  $\psi(x,z) = -v_z dx + v_x dz$  definieren, deren Tangente an jedem Punkt der Kurve  $\psi = \text{const.}$  die Fließgeschwindigkeit anzeigt. Die beiden Funktionen verlaufen orthogonal und bilden ein Netz aus Strom- und Potentiallinien, das sog. Strömungsnetz, das in jedem Punkt der  $x$ - $z$ -Ebene die Richtung der Strömung und das Potential anzeigt (Bild 2). Die geometrischen Größen der räumlichen Quadrate sind  $\Delta a$

und  $\Delta b$  mit  $\Delta a = \Delta b$  (Bild 2). Zwischen zwei aufeinanderfolgenden Potentialschritten wird immer das gleiche Potential  $\Delta h$  abgebaut und durch jede Röhre zwischen zwei benachbarten Stromlinien fließt die gleiche Wassermenge

$$\Delta q = k \frac{\Delta h}{\Delta b} \Delta a \tag{9}$$

Mit diesen Voraussetzungen lässt sich die gesamte durch das System (in der x-z-Ebene) fließende Wassermenge  $q$  ermitteln

$$q = n_R \Delta q = n_R k \frac{\Delta h}{\Delta b} \Delta a = k \frac{n_R}{n_P} h \tag{10}$$

$n_R =$  Anzahl der Stromröhren,  $n_P =$  Anzahl der Potentialschritte,  $h =$  gesamte Potentialdifferenz

Die Strömungsbedingungen in einem homogenen, isotropen und ebenen System können allein durch den sog. Formfaktor  $n_R/n_P$  beschrieben werden, der in der Literatur gelegentlich auch  $f$  oder  $\beta$  bezeichnet wird.

$$\frac{q}{k \cdot h} = \frac{n_R}{n_P} \tag{11}$$

Diese Darstellung zeigt, dass die Form des korrekten Strömungsnetzes allein von der Geometrie und von den Randbedingungen, nicht aber von der Wasserdurchlässigkeit abhängt.

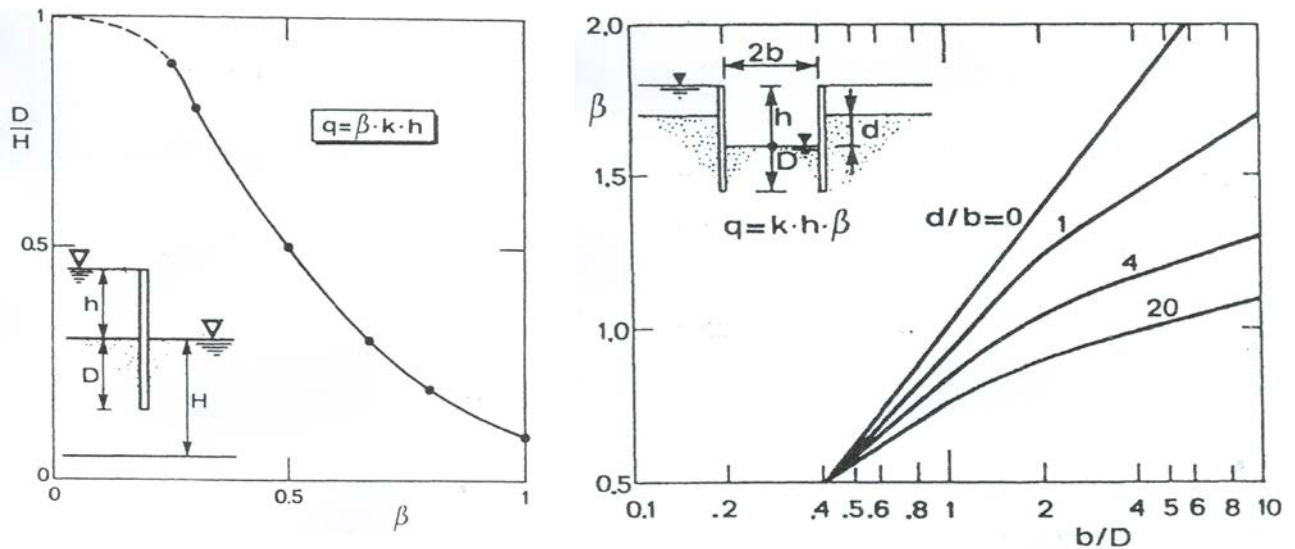
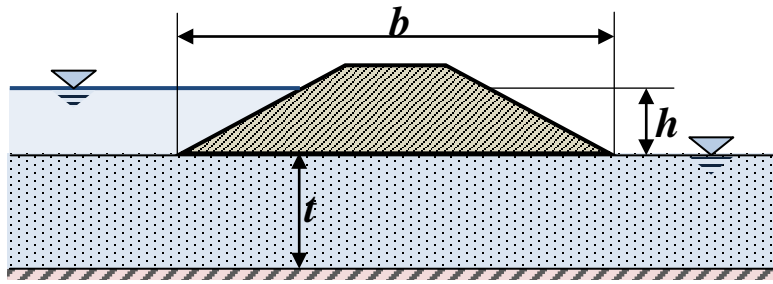


Bild 3: Standard-Lösungen des Formfaktors [POLUBARINOVA KOCHINA 1952, LANCELOTTA 1995]

Für standardisierte Strömungsprobleme existieren analytische Lösungen, die sich dimensionslos darstellen lassen. Beispiele sind in den Bildern 3 und 4 angegeben. Weitere Lösungen finden sich in DACHLER 1936, POLUBARINOVA KOCHINA 1956, HARR 1962 sowie in CEDERGREN 1977. Dammbauspezifische Anwendungen wurden von CASAGRANDE, 1936 publiziert (siehe auch DAVIDENKOFF 1964, LANCELOTTA 1995).



$$\frac{q}{k \cdot h} = \frac{1}{0,88 + \frac{b}{t}} \quad \text{für } b > t$$

$$\frac{q}{k \cdot h} = 0,77 \log \frac{13 + \left(\frac{b}{t}\right)^2}{2,54 \cdot \frac{b}{t}} \quad \text{für } b < t$$

Bild 4: Unterströmung eines undurchlässigen Bauwerks auf begrenztem Aquifer [DACHLER 1936]

Für hydraulisch bedingtes Bodenversagen ist jedoch weniger der Formfaktor von Interesse, als das Potential und die Wasserdruckverteilung an konkreten Stellen im Baugrund oder im Bauwerk. Zum Nachweis des Hydraulischen Grundbruchs, Fragen der Verflüssigung oder der rückschreitenden Erosion interessiert, z. B. der Austrittsgradient. Auch hierzu gibt es dimensionslos darstellbare analytische und empirische Lösungen.

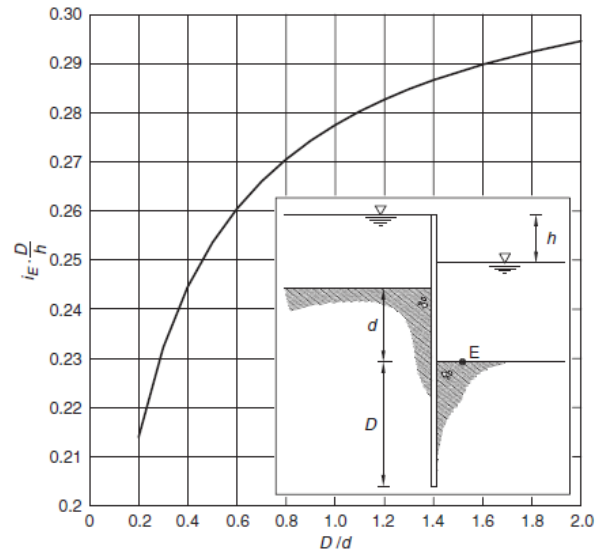
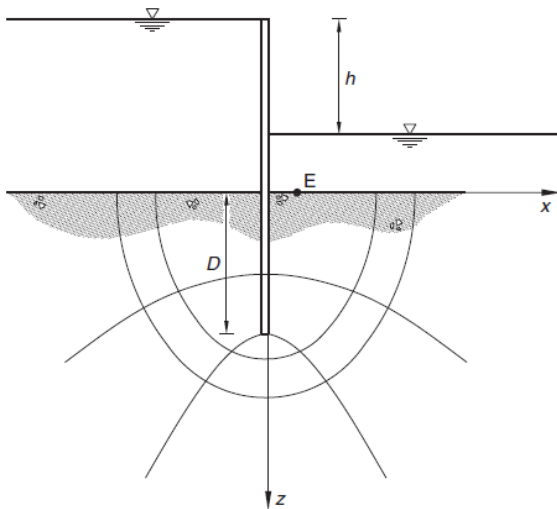


Bild 5 links: Umströmung einer Spundwand; rechts: Austrittsgradient in einer Baugrube, HARR, 1962

Für die symmetrische Umströmung einer Spundwand, Bild 5 links, können die Stromlinien durch Ellipsen, der Potentiallinien durch Hyperbeln approximiert werden. Der lokale Gradient ergibt sich dabei zu

$$|i| = \frac{h}{\pi \left[ \left( D^2 + x^2 - z^2 \right)^2 + 4x^2 z^2 \right]^{0,25}} \quad (12).$$

Der für die Beurteilung der Erosion und Verflüssigung maßgebende Austrittsgradient beträgt danach

$$|i_E| = \frac{h}{\pi \cdot D} \quad (13)$$

Für den Zustrom zu einer Baugrube im Grundwasser kann der Austrittsgradient in Abhängigkeit der geometrischen Bedingungen nach Bild 5, rechts, bzw. mit Gl. (14) und (15) iterativ ermittelt werden

$$|i_E| = \frac{h}{d} \cdot \frac{m}{1-m} \quad (14)$$

wobei  $m$  iterativ ermittelt wird:

$$\pi \frac{D}{d} = \frac{\sqrt{1-m^2}}{m} - \arccos(m) \quad (15)$$

Für ein undurchlässiges Bauwerk auf homogenem, isotropem, unbegrenztem Baugrund (Bild 6) leitet POLUBARINOVA KOCHINA 1952 die Gleichungen für Strom- und Potentiallinien ab und gibt für den Austrittsgradienten an

$$|i_E| = \frac{h}{\pi \sqrt{x^2 + b^2}} \quad (16)$$

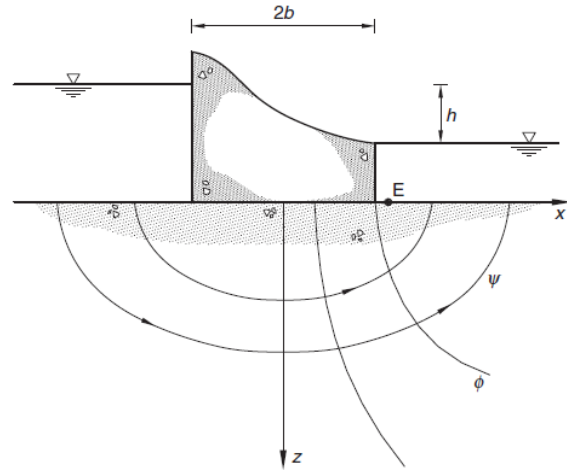


Bild 6: Unterströmung eines undurchlässigen Bauwerks auf unbegrenztem Aquifer

Die bisher aufgeführten Ansätze und Lösungen zur Konstruktion und zur analytischen Lösung einer Potentialströmung setzten Homogenität und Isotropie der Wasserdurchlässigkeit voraus. In jedem geschichteten Baugrund liegt aber eine Anisotropie der Wasserdurchlässigkeit vor und auch in einer vermeintlich homogenen Schicht muss aufgrund des mit der Tiefe zunehmenden Überlagerungsdrucks eine zur Tiefe abnehmende Porosität und somit eine Durchlässigkeitsanisotropie vorliegen. Bei nichtbindigen Sedimentböden kommt ein Einfluss der Orientierung der Körner hinzu, in bindigen Böden ein Einfluss der Struktur und der Konsolidation. Bei Schüttungen ist schon alleine aufgrund der Effekte der Verdichtung (Orientierung, Kornzertrümmerung) mit einer Schichtung und damit mit Anisotropie der Wasserdurchlässigkeit zu rechnen.

Sind die Schichtdicken  $d_i$  und die zugehörigen Wasserdurchlässigkeiten  $k_i$  bekannt, kann die effektive horizontale und vertikale Wasserdurchlässigkeit des Schichtpaketes ermittelt werden:

$$\overline{k_h} = \frac{\sum k_i d_i}{\sum d_i} \quad (17); \quad \overline{k_v} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{k_i}} \quad (18)$$

Zur graphischen und analytischen Lösung kann eine Durchlässigkeitsanisotropie, die in Richtung der Hauptachsen  $x$  und  $z$  orientiert ist, durch eine geometrische Verzerrung berücksichtigt werden. Ebenso lässt sich graphisch eine schräg verlaufende Schichtgrenze durch eine Verzerrung und Beugung der Stromlinien berücksichtigen. Details zur graphischen Lösung und zahlreiche Beispiele finden sich in CEDERGREEN 1977. Aufgrund der heute gebräuchlichen numerischen Lösungen (vgl. unten) dienen diese graphisch demonstrierten Beispiele jedoch eher dem Verständnis und der Anschauung, als der konkreten Anwendung in der heutigen Ingenieurpraxis.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen eines wassergesättigten durchströmten Bodens ergibt sich unter Ansatz der effektiven Spannungen, dass das Bodeneigengewicht unter Auftrieb mit der Volumenkraft der Wichte unter Auftrieb  $\gamma'$  wirkt und zusätzlich in Richtung der Porenströmung eine auf das Volumen bezogene spezifische Strömungskraft  $f_s$ , die über das Volumen integriert vergleichbar einer Gewichtskraft als Kraft  $S$  auf das betrachtete durchströmte Bodenvolumen  $V$  wirkt.

$$f_s = i \cdot \gamma_w \quad (19)$$

$$S = f_s \cdot V = i \cdot \gamma_w \cdot V \quad (20)$$

Die Strömungskraft resultiert aus der Scherspannung des strömenden Wassers auf das Korngerüst und repräsentiert den Potentialverlust infolge Reibung. Sie überlagert so als zweites Kraftfeld das Gewicht des Bodens. Bei einer eindimensionalen Betrachtung wirkt eine vertikal nach unten gerichtete Strömung in einem Volumen  $V$  als scheinbare Erhöhung der Gewichtskraft, bei einer entgegen der Schwerkraft nach oben gerichteten Strömung wird das effektive Gewicht durch das Potentialgefälle bzw. die Strömungskraft abgemindert.

$$G = (\gamma' \pm |i| \cdot \gamma_w) \cdot V \quad (21)$$

Hydraulisch bedingte Grenzzustände der Geotechnik können entweder mit effektiven oder mit absoluten Spannungen beschrieben werden. Eine Analyse mit Auftriebsraumgewicht und Strömungskraft beschreibt die Situation in effektiven Spannungen. In diesem Fall wird das Bodenskelett betrachtet. Alternativ können die äußeren Wasserdruckkräfte auf das betrachtete Volumen und das Gewicht des wassergesättigten Bodens als Kontinuum betrachtet werden, wenn ein Nachweis mit totalen Spannungen geführt wird. Im Grenzzustand führen beide Methoden zum gleichen Ergebnis. Der Unterschied liegt in der Sicherheitsdefinition bzw. im Ansatz der Teilsicherheitsfaktoren. Bei reinen Auftriebsphänomenen auf Bauwerke werden absolute Spannungen angesetzt. Das Prinzip der effektiven Spannungen (Auftrieb und Strömungskraft) ist nach Ansicht des Autors das bodenmechanisch konsequentere Modell bei allen Fragen, bei denen Boden oder Bauwerk durchströmt werden.

### 2.3 Numerische Modellierung und Randbedingungen

Für einfache ingenieurpraktische Anwendungen mit klaren ingenieurgeologischen Bedingungen bieten die graphischen und analytischen Methoden hinreichend genaue und rasche Lösungen. Dies gilt gleichermaßen für die oben nicht aufgeführten analytischen Methoden zur Berechnung von Grundwasserhaltung und Dammdurchsickerung, die ebenfalls auf der Potentialtheorie beruhen und zur Lösung vereinfachende Annahme erfordern [ODENWALD ET AL. 2011]. Zur Lösung komplexer Situationen wie Schichtung, Inhomogenität oder instationären Bedingungen sind numerische Verfahren verfügbar. Das durchströmte Gebiet wird dabei diskretisiert, die Bedingungen an den Stützpunkten werden zu einem linearen Gleichungssystem zusammengeführt. Lösungen sind in der Regel die Potentiale an den Stützpunkten. Damit ergeben sich zwar keine geschlossenen Lösungsfunktionen, jedoch Aussagen zu beliebigen Punkten, zwischen denen interpoliert werden kann. Die analytischen Methoden können dann zur Plausibilitätsprüfung oder Verifikation eingesetzt werden.

Mit der Methode der finiten Differenzen erhält man gute Näherungslösungen der Laplace-Gleichung, indem die Differentialgleichung durch Taylor-Reihen approximiert und für diskrete Punkte als lineares Gleichungssystem gelöst wird. Dies ist ausreichend, soweit nur die hydraulischen Aspekte interessieren, die Potentiale und Drücke in diskreten Punkten oder Gebieten. Sollen die Daten jedoch für andere geotechnische Fragen weiter verwendet werden, zur Berechnung von effektive Spannungen, Konsolidation oder für eine Verformungsanalyse, sind Finite-Elemente-Programme besser geeignet. In beiden Fällen geht es nicht nur darum, den Baugrund mit seiner Wasserdurchlässigkeit und Anisotropie angemessen genau abzubilden, sondern auch und vor allem, die Randbedingungen richtig zu erfassen.



Als Rand- und Anfangsbedingungen sind verschiedene Arten zu unterscheiden. Klare Bedingungen liegen bei Kenntnis der Randstromlinien und der Randpotentiale, des Zu- und Abstroms oder bei beidem vor (Dirichlet, Neumann und Cauchy-Bedingung, DAVID 1997). Diese klaren Bedingungen lassen sich bei geotechnischen Fragestellung jedoch nicht an allen Rändern definieren. So ist z. B. bei der Durchsickerung eines Dammes die Sickerlinie (freie Oberfläche der Sickerparabel) oder die Sickerstrecke, der Wasseraustritt an der landseitigen Böschung oder der Eintritt in eine Drainage, keine Potentiallinie bzw. weder Potential- noch Stromlinie. Die Sickerlinie im Damm ist zwar eine Randstromlinie, die Form ist aber nicht a priori bekannt. Hier wirkt die vom Boden und der Bodenfeuchte abhängige Kapillarspannung. Beim Austritt des Sickerwassers aus der Böschung oder bei Eintritt in eine Drainage wirkt der Atmosphärendruck als Randbedingung. Hier muss meist händisch in ansonsten sehr komfortablen Programmen zur numerischen Berechnung eingegriffen werden, indem Wasserspannungen vorgegeben oder Zu- und Abflüsse kontrolliert und ggf. korrigiert werden. Einen guten Erläuterung zum Einfluss der Randbedingungen und der Saugspannungen der ungesättigten Bodenzone auf das Ergebnis gibt ODENWALD 2011.

## 2.4 Ungesättigte Verhältnisse

In nicht wassergesättigten Böden, oberhalb des Grundwasserhorizontes, werden die effektiven Spannungen im Boden durch die Saugspannung kontrolliert. Bild 7 zeigt exemplarisch den Zusammenhang zwischen Saugspannung und Sättigungszahl  $S_r$ , die Entwässerungskurve (SWCC = Soil-Water Characteristic Curve). Ebenso ließe sich die Saugspannung über dem gravimetrischen oder volumetrischen Wassergehalt darstellen.

Die geläufigste Form zur Darstellung der effektiven Spannung im ungesättigten Boden ist

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (22)$$

wobei  $\sigma - u_a$  die totale Spannung und  $u_a - u_w$  die Saugspannung darstellt. Da  $u_w$  negativ ist, kann auch die gesamte effektive Spannung negativ werden, was die Prozesse Schrumpfen und Verfestigung unter Austrocknung von Böden erklärt. Die Potentialtheorie und das Darcy'sche Gesetz können auch für eine ungesättigte Porenströmung angewendet werden. Die Wasserdurchlässigkeit ist dann nicht mehr konstant, sondern hängt von der Sättigungszahl  $S_r$  ab.

$$k(S_r) = k_r \cdot k_s \quad (23)$$

In Gl. (23) ist  $k_s$  die oben beschriebene Wasserdurchlässigkeit unter gesättigten Verhältnissen mit der Dimension [m/s] und  $k_r$  ein dimensionsloser Parameter, die relative Wasserdurchlässigkeit, dessen Größe zwischen 0 (vollständig trocken) und 1 (gesättigt) liegt. Die experimentelle Bestimmung der  $k_r$ -Funktion ist sehr aufwändig und schwierig. In der Praxis verwendet man daher zur Abschätzung das sog. van Genuchten-Mualem Modell:

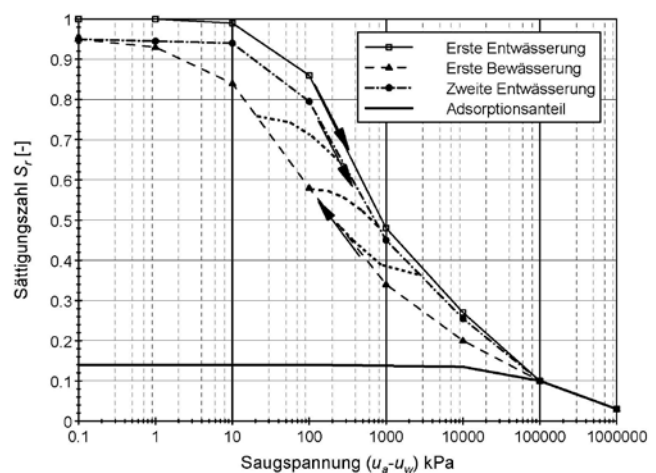


Bild 7: Zusammenhang zwischen Saugspannung und Sättigungszahl bei Be- und Entwässerung [v. SOOS, ENGEL, 2009]

$$k_r = \Theta^{\frac{1}{2}} \left[ 1 - \left( 1 - \Theta^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad \text{mit } \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad \text{und} \quad m = 1 - \frac{1}{n} \quad (24)$$

Die Größe  $\theta$  ist der aktuelle,  $\theta_r$  der residuale und  $\theta_s$  der Wassergehalt bei Sättigung, jeweils auf das Volumen bezogen,  $m$  bzw.  $n$  sind Konstanten, die aus der Entwässerungskurve abgeleitet werden. Aus der Bodenkunde sind Erfahrungswerte für verschiedene Böden bekannt.

In Hinblick auf hydraulisch bedingtes Bodenversagen ist die ungesättigte Wasserdurchlässigkeit für alle Prozesse der Infiltration von Niederschlagswasser relevant. Dies betrifft vor allem Standsicherheitsdefizite, die auf den Verlust der Kapillarkohäsion und auf das Auftreten einer Strömungskraft bei Kompensation der Kapillarität zurückzuführen sind. Andere Effekte sind die kapillare Sperrwirkung an der Grenze von feinen zu groben Böden, was zu versagensrelevanten Schichtabflüssen führen kann, sowie die Übertragung des Matrixpotentials auf benachbarte Bodenschichten unterschiedlicher Korngröße und Bodenfeuchte, was Austrocknen, Vernässen und die damit verbundenen Änderungen der Scherfestigkeit und Steifigkeit hervorrufen kann. Letztere Prozesse sind gerade in Zusammenhang mit geänderten klimatischen Einwirkungen von Bedeutung. Zur verlässlichen Berechnung einer Durchsickerung unter gesättigten Verhältnissen mit numerischen Methoden ist die Kenntnis der Saugspannung in der Schicht der freien Oberfläche von Bedeutung (vgl. oben).

### 3 Hydraulische bedingte Grenzzustände

#### 3.1 Auftrieb und Aufschwimmen

Durch Aufschwimmen versagt ein in Wasser eingetauchtes Bauwerk oder eine geringdurchlässige Bodenschicht nach dem archimedischen Prinzip, wenn die aus dem i. A. hydrostatischen Wasserdruck resultierende Auftriebskraft die Gewichts- und Auflastkräfte überschreiten (Bild 8)

Zum Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen eines Bauwerks oder einer weniger durchlässigen Bodenschicht werden die Bemessungswerte der ständigen stabilisierenden Einwirkungen  $G_{stb,d}$  aus Gewicht und eventuellen zusätzlichen Widerständen

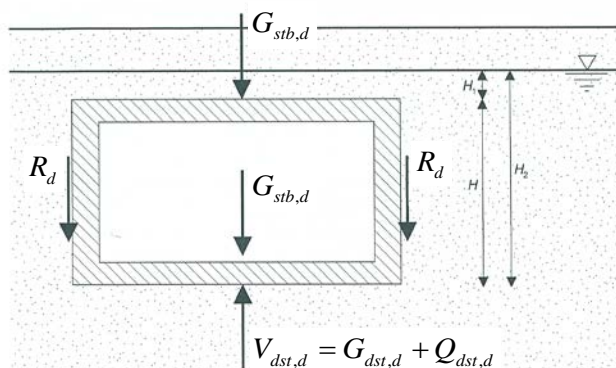


Bild 8: Kräfte auf ein Bauwerk unter Grundwasser

$R_d$  den ständigen und veränderlichen destabilisierenden Einwirkungen  $V_{dst,d}$  aus Wasserdruck gegenübergestellt. Im Normenhandbuch EC- 7, DIN 1054 wird der Nachweis in Abschnitt 10.2 behandelt und gem. Abschnitt 2, dort Gl. 2.8, wie folgt formuliert:

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (25)$$

In der nationalen Ergänzung durch DIN 1054 werden die Widerstände aus stabilisierenden Scherkräften weiter aufgeschlüsselt, deren Ansatz erläutert und gefordert, dass die Sicherheit gegen Aufschwimmen auch bei Vernachlässigung der seitlichen Scherkräfte für die außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A erfüllt sein muss.

Der Nachweis gegen Aufschwimmen nach Gl. (25) wird mit absoluten Spannungen geführt. Während dies bei dem in Bild 8 dargestellten Bauwerk wegen der klaren Zuordnung der stabilisierenden und destabilisierenden Kräfte und der auf das Bauwerk wirkenden Scherkräfte gerechtfertigt ist, sind die Bedingungen beim Nachweis *Aufschwimmen einer Bodenschicht* unter gespannten Grundwasserverhältnissen nicht so eindeutig. Ein Versagen einer mit Wasserdruck beaufschlagten durchströmten Bodenschicht kann nur dann als Auftrieb oder Aufschwimmen betrachtet werden, wenn der Boden eine ausreichende Kohäsion, Steifigkeit und einen hohen Erosionswiderstand hat, so dass eine Modellierung als unverändertes Kontinuum zutrifft. Ist dies nicht der Fall, wäre ein Nachweis des hydraulischen Grundbruchs oder der Erosion zu führen. Beide Nachweise erfordern höhere Teilsicherheiten (vgl. SCHUPPENER 2012).

Als Beispiel für den Nachweis der Auftriebssicherheit einer durchströmten Bodenschichten soll hier die Ermittlung der erforderliche Tiefe  $T_S$  einer Dichtsohle erläutert werden. Bild 9 zeigt den Querschnitt mit dichten Baugrubenwänden und einer horizontalen Dichtsohle, deren Raumbgewicht wie das des Bodens angenommen wird. Der Innenwasserspiegel soll 0,5 m unter Aushubsohle gehalten werden. Die 0,5 m starke ungesättigte Bodenschicht zwischen Baugrubensohle und Innenwasserspiegel wird bei den Gewichtskräften zur Vereinfachung vernachlässigt. Die Wasserdurchlässigkeit der Dichtsohle soll um mindestens zwei Größenordnungen unter der des Bodens liegen, so dass der Potentialabbau allein der Dichtsohle zugeordnet werden kann. Nach EC 7 wird der Grenzzustand UPL in der Bemessungssituation BS-T betrachtet. Der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen bzw. die Bemessung der Tiefenlage kann sowohl mit absoluten, als auch mit effektiven Spannungen geführt werden. Die Teilsicherheitswerte betragen  $\gamma_{G,dst} = 1,05$  und  $\gamma_{G,stab} = 0,95$ . Die Bezeichnungen und die Geometrie sind in Bild 9 angegeben.

$$\text{Nachweis EC 7, 2.4.7.4, Gl. 2.8: } A_d = A_k \cdot \gamma_{G,dst} \leq G_d = G_k \cdot \gamma_{G,stab} \quad (26)$$

*Nachweis mit absoluten Spannungen*

$$\begin{aligned} A_d &= h \cdot \gamma_w \cdot 1,05 \\ &= [T_S - (T_A + 0,5m) + \Delta h] \cdot \gamma_w \cdot 1,05 \\ G_d &= [T_S - (T_A + 0,5m)] \cdot \gamma_r \cdot 0,95 \end{aligned} \quad (27), (28)$$

$$\begin{aligned} T_S &\geq T_A + 0,5m + \Delta h \frac{1,05 \cdot \gamma_w}{0,95 \cdot \gamma_r - 1,05 \cdot \gamma_w} \\ &= T_A + 0,5m + 1,01 \cdot \Delta h \end{aligned} \quad (29)$$

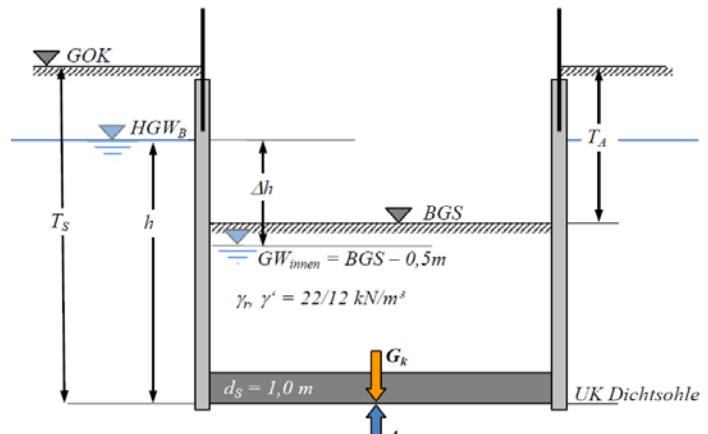


Bild 9: Auftriebsnachweis einer Dichtsohle

*Nachweis mit effektiven Spannungen*

$$A_d = \Delta h \cdot \gamma_w \cdot 1,05 \quad (30)$$

$$G_d = [T_S - (T_A + 0,5m)] \cdot \gamma' \cdot 0,95 \quad (31)$$

$$T_S \geq T_A + 0,5m + \Delta h \frac{1,05 \cdot \gamma_w}{0,95 \cdot \gamma'} = T_A + 0,5m + 0,921 \cdot \Delta h \quad (32)$$

Der Nachweis mit absoluten Spannungen führt wegen der Faktorisierung des gesamten Potentials  $h$  an Stelle der Potentialdifferenz  $\Delta h$  auf ein etwas höheres Sicherheitsniveau. Dieser Ansatz wird in der EAB empfohlen [WEIßENBACH, HETTLER 2009].

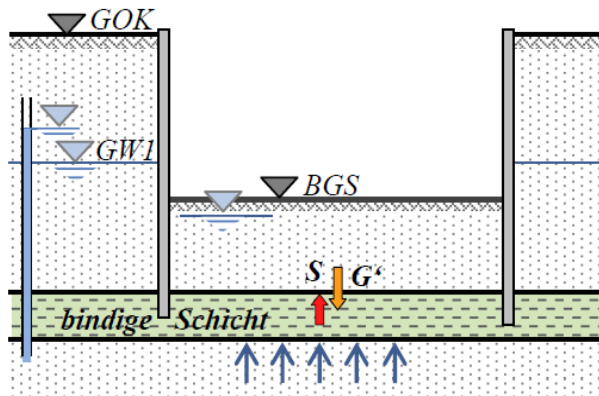


Bild 10: Aufschwimmen einer Bodenschicht

Die Modellierung der Dichtsohle als intakte, nicht erosive Bodenschicht und somit der Nachweis mit effektiven Spannungen ist in diesem Beispiel nach Ansicht des Autors angemessen. Kritischer zu betrachten ist eine derartige Einstufung beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen einer natürlichen bindigen Schicht im Baugrund (Bild 10), einer flach unter Gelände verlaufenden bindigen Bodenschicht unter gespannten Grundwasserverhältnissen, wie dies z. B. beim Nachweis des Auftriebs einer bindigen Deckschicht

landseits eines Damms oder eines Hochwasserschutzdeiches der Fall ist (Bild 11). In Abhängigkeit der Kenntnis der bodenmechanischen Eigenschaften und des Zustandes (Integrität) der Deckschicht sollte ein höheres Sicherheitsniveau gefordert werden, vergleichbar mit dem des hydraulischen Grundbruchs, zumal die Folge des Versagens nicht ein Aufschwimmen, sondern eine Verformung mit Bruch des Bodens mit ggf. nachfolgender rückschreitender Erosion wäre. Vergleichbare Fragen stellen sich auch beim Nachweis der Einbindetiefe von Baugrubenwänden in einen weichen bindigen Boden.

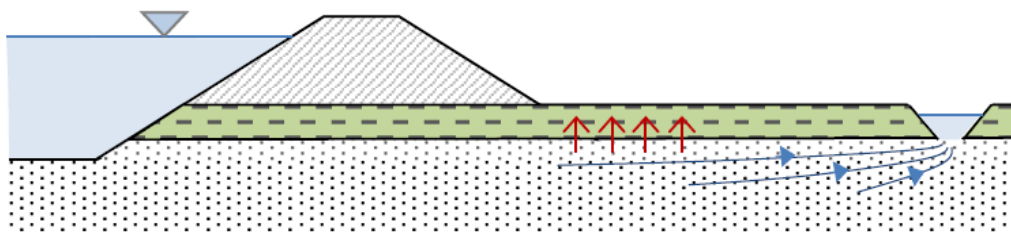


Bild 11: Aufbrechen einer bindigen Deckschicht

### 3.2 Hydraulischer Grundbruch

Der Hydraulische Grundbruch zählt mit seinen verschiedenen Ausprägungen und Folgen zu den gefährlichsten Arten geotechnischen Bodenversagens. Der Grenzzustand tritt im nichtbindigen Boden plötzlich ohne Vorankündigung ein, der Prozess der Verflüssigung des Bodens lässt sich nur sehr schwer stoppen und entwickelt sich progressiv zu einer Art rückschreitende Erosion. Im englischen Sprachgebrauch spricht man daher von *quick condition* oder *boiling*.

Da die Scherfestigkeit in einem kohäsionslosen Boden direkt proportional zur effektiven Spannungen ist, besitzt der Boden keine Scherfestigkeit mehr, sobald die effektive Spannung durch den Porenwasserdruck aufgezehrt ist. Der Porenwasserdruck entspricht dann der totalen Spannung, es findet eine Volumenexpansion statt, der Boden verflüssigt sich sobald die kritische Porenzahl erreicht wird. In der Praxis hat diese Versagensform zwei typische Ursachen (i) eine aufwärts gerichtete Strömung, bei der die spezi-

fische Strömungskraft die Wichte des Bodens unter Auftrieb übersteigt und (ii) Erschütterungen in locker gelagerten gleichförmigen nichtbindigen Böden, die einen Kollaps des Skeletts erzeugen, so dass die effektive Spannung auf den Porenwasserdruck übergeht. Der erste Fall ist typisch für die Umströmung einer Baugrubenwand, tritt aber ebenso bei der Unterströmung von Bauwerken des technischen Hochwasserschutzes auf. Der Boden wird dabei durch die nach oben gerichtete Strömung scheinbar gewichtslos wenn gilt

$$S \geq G' + Q \tag{33}$$

wobei  $S$  die nach oben gerichtete Strömungskraft,  $G'$  die Gewichtskraft des unter Auftrieb stehenden durchströmten Bodens und  $Q$  eine eventuelle Auflast ist. Mit den Gleichungen (20) u. (21) ergibt sich der kritische, aufwärts gerichtete Gradient einer unbelasteten Fläche im Grenzzustand aus dem Verhältnis des Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma'$  zur Wichte des Wassers  $\gamma_w$ , die mit 10 kN/m<sup>3</sup> angesetzt wird.

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 1 \tag{34}$$

Ein lokaler Ausfall der effektiven Spannungen erzeugt zwar lokal eine Volumendehnung und Verflüssigung, jedoch noch keine großflächige Bodenbewegung. Im Falle der Unterströmung einer Wand beginnt die Verflüssigung unter dem Wandfuß und pflanzt sich bei einem Anstieg des Potentialgefälles zur Baugrubenseite bzw. Geländeoberfläche fort. Mit Beginn der lokalen Verflüssigung ändern sich die Wasserdurchlässigkeit, die Potentialverteilung und die lokalen Gradienten, was zur Progression der Verformungen führt. Zum Nachweis der Sicherheit erhebt sich daher die Frage, über welches Volumen das Potentialgefälle oder der hydraulische Gradient definiert oder gemittelt wird, welches Volumen für ein Kräftegleichgewicht betrachtet wird. Nach EC 7 muss das Gleichgewicht für jedes in Frage kommende Referenzvolumen erfüllt werden. Aus Beobachtungen in Modellversuchen kann man ableiten, dass die Verflüssigung in etwa einen ellipsoiden Bodenkörper entspricht, der von der Form der Stromlinien begrenzt wird (Bild 14).

In der Ingenieurpraxis hat sich der Vorschlag von TERZAGHI, PECK 1948 durchgesetzt, nach dem der mittlere Gradient in einem Bodenprisma unmittelbar an der unterströmten Wand betrachtet wird, das die halb so breit wie tief ist. TERZAGHI 1943

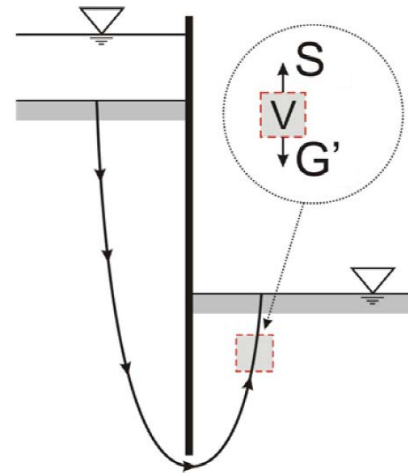


Bild 12: Hydraulischer Grundbruch, Gleichgewicht am Volumenelement nach WUDTKE, 2014

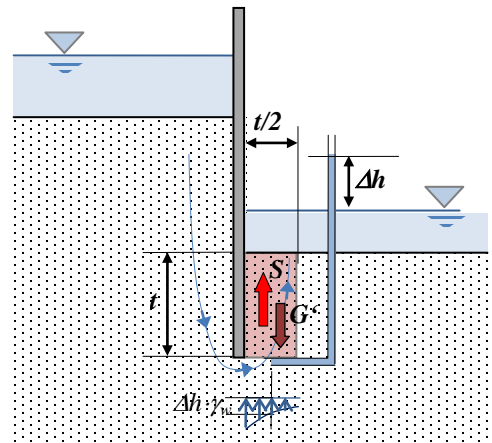


Bild 13: Definition des Prismas bei einer unterströmten Wand

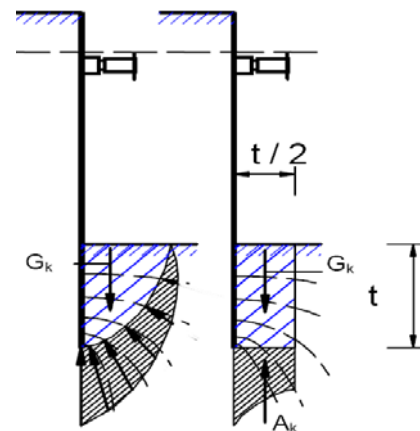


Bild 14: Form des Prismas, links EAU, rechts Vorschlag TERZAGHI, PECK 1948, nach WUDTKE 2014

hat vorgeschlagen, die ungünstigste Tiefe des Prismas durch Vergleichsrechnungen zu ermitteln. Heute wird in den meisten Empfehlungen als Tiefe des Prismas die Einbindetiefe der Wand angenommen (Bild 13). Viele Vergleichsrechnungen bestätigen diese Form und Größe als angemessene Näherung bei nichtbindigen Böden, vgl. AULBACH & ZIEGLER, 2014.

In der deutschen Anwendung des EC 7 ist der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mit effektiven Spannungen zu führen (Gl. 2.9b, EC 7, dort Kapitel 2.4.7.5).

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad (35)$$

$$S_{dst,d} = i \cdot \gamma_w \cdot V \cdot \gamma_H \quad G'_{stb,d} = \gamma' \cdot V \cdot \gamma_{G,stb} \quad (36, 37)$$

$$i \leq \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{\gamma_{G,stb}}{\gamma_H} \quad (38)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige stabilisierende Einwirkung  $\gamma_{G,stb}$  beträgt in allen Bemessungssituationen 0,95. Bei dem Teilsicherheitsbeiwert der Strömungskraft  $\gamma_H$  wird der Empfindlichkeit des Bodens gegenüber einer Verflüssigung Rechnung getragen, hierzu wird ein sog. günstiger ( $\gamma_H=1,35/1,30/1,2$ ) und ungünstiger Untergrund ( $\gamma_H=1,80/1,60/1,35$ ) unterschieden.

Die zur Verflüssigung eines nichtbindigen Bodens erforderliche Volumendehnung ist umso kleiner, je feinkörniger und gleichförmiger ein Boden ist. Gleichzeitig erhöht sich der Effekt einer Zunahme der Wasserdurchlässigkeit bei einer betrachteten Volumendehnung mit abnehmender Korngröße. Am stärksten neigen reine Feinsande ohne bindige Beimengungen zum Verlust der Scherfestigkeit und zur Verflüssigung, während weitgestufte Sande, Kiese oder Böden mit bindigem Charakter diesbezüglich robuster sind. Sobald der Boden eine Kohäsion besitzt, erhöht sich der Widerstand gegen Verflüssigung stark.

Den früheren Regelwerken folgend werden auch in den aktuellen Normen und Empfehlungen empfindliche und robustere Bedingungen des Untergrundes durch ein unterschiedliches Sicherheitsniveau unterschieden. Als *günstig* werden Kiese und Kiessande sowie steife bindige Böden, als *ungünstig* locker gelagerter Sand, Feinsand und weiche bindige Böden betrachtet (EC 7, 10.3, A(1b)). Nach diesen Vorschriften kann ein gemäß Korngrößenverteilung ungünstiger Boden als günstig eingestuft werden, wenn er mit einem mindestens 30 cm starken Auflastfilter überdeckt wird. Eine wasserdurchlässige Flächenlast  $p$  auf das Prisma kann auch rechnerisch bei der Berechnung des kritischen Gradienten im Grenzzustand berücksichtigt werden (Gl.39).

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + \frac{p}{t \cdot \gamma_w} \quad (39)$$

Der Effekt eines Auflastfilters auf die Initiierung einer Verflüssigung wurde erstmals von TERZAGHI 1943 quantitativ hergeleitet und wird detailliert in ODENWALD, HERTEN 2008 sowie in SCHOBBER, BOLEY 2014 untersucht. TERZAGHI 1943 ist von der zwingenden Notwendigkeit eines Auflastfilters ausgegangen. Das Versagen einer unbelastet angeströmten Oberfläche hat er dem Phänomen der rückschreitenden Erosion zugeordnet.

So einfach das Modell zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist, in der Praxis bringt es doch enorme Unschärfen bei der Bestimmung des maßgebenden Gradienten im Bodenprisma mit sich, i. e. in einer realitätsnahen Festlegung des mittleren Potential am Fuß dieses Referenzvolumens. Für einfache Situationen im homogenen, isotropen Baugrund können die oben aufgeführten analy-

tischen Lösungen herangezogen werden. Darüber hinaus gibt es Tafelwerke, um die Strömungskraft oder den Gradienten zu ermitteln wie z. B. die Formfaktoren nach DAVIDENKOFF, FRANKE 1965 oder normierte Diagramme nach AULBACH, ZIEGLER 2014, die auch den Einfluss der Breite der Baugrube berücksichtigen. Bei komplexeren Situationen wie Anisotropie, Schichtung, Einschlüssen, zusätzlichen Maßnahmen zur Drainage oder zur Entspannung, können numerische Verfahren zur Ermittlung der Potentiale und Gleichgewichtsbedingungen angewendet werden.

All diese Hilfen gehen aber von mehr oder weniger idealisierten Bedingungen und speziellen Randbedingungen aus. Es verbleibt immer eine Unschärfe aus den Effekten einer Inhomogenität, Streuungen der Wasserdurchlässigkeit, der Lagerungsdichte, von Feinschichtungen und von bevorzugten Wasserwegsamkeiten entlang von Kontaktfugen zu Bauwerken. Der Effekt von Anomalien wie Tonlinsen oder Auflockerungszonen unterhalb der Baugrube werden exemplarisch in einer numerischen Studie von PANE ET AL. 2015 untersucht. Die Autoren kommen zu der Empfehlung, dass bei Unsicherheiten im Baugrund in Abhängigkeit des Schadenspotentials höhere Sicherheiten gefordert werden sollten. An dieser Stelle sei daran erinnert, dass TERZAGHI 1943 in seiner ersten qualitativen Analyse des Phänomens einen Sicherheitsfaktor von 4 bis 5 vorgeschlagen hat.

Der oben erläuterte Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch betrachtet zwar ein Referenzvolumen und Kräfte, ist aber nicht ein statischer Nachweis eines Bruchzustandes. Die tatsächliche Spannungsverteilung im Boden, insbesondere die Entlastung durch den Aushub der Baugrube und der passive Erddruck der in den Baugrund einbindenden Wand können nicht berücksichtigt werden. Hinter der Betrachtung und Modellierung steht immer die Verflüssigung eines nichtbindigen Bodens, wobei zum Feinsand hin die Anfälligkeit zunimmt, bis ein kohäsiver Widerstand im Boden mobilisierbar wird. Die nationale Anwendung des EC 7 erlaubt ohne konkreten Hinweis auf eine Methode, dass stabilisierende Effekte aus einer Kohäsion als zusätzlichen Widerstand berücksichtigt werden können, wenn ein bindiger Boden mindestens in steifer Konsistenz ansteht.

DAVIDENKOFF 1964b macht einen Vorschlag zur Berücksichtigung einer Kohäsion als zusätzlichen Widerstand in Form einer Haftkraft entlang der Baugrubenwand. In WUDTKE, WITT 2013 und WUDTKE 2014 wird gezeigt, dass bereits eine relativ gering mobilisierbare Kohäsion im Bereich  $c \geq 5 \text{ kN/m}^2$  eine Verflüssigung unter realistischen hydraulischen Gradienten verhindert. Der hydraulische Grundbruch findet dann als Zugversagen oder als Scherbruch im Boden statt. WUDTKE 2014 analysiert die Bruchbedingungen im Detail und schlägt eine Grenzzustandsgleichung vor. Experimentelle wie auch praktische Erfahrungen zeigen, dass zwar die Kohäsion einer Verflüssigung entgegenwirkt, nach Initiation eines in diesem Fall muschelförmigen Bruches aber die Bedingungen des Auftriebs im Sinne eines residualen Widerstandes gelten. In Scherfugen setzt sich das Versagen dann je nach Plastizität als Defraktionierung und Erosion von Bodenaggregaten fort. In weichen bindigen Böden führen Potentialgefälle und Strömungskraft eher zu einer plastischen Verformung, einer Aufwölbung, als zu einem Scherbruch. Die Kohäsion sollte daher nur in Zusammenhang mit einer geotechnischen Analyse von Szenarien und Risiken als Widerstand berücksichtigt werden.

Ist der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch nicht oder nicht mit dem erforderlichen Sicherniveau zu führen, sind zusätzliche Maßnahmen zur Erhöhung des Widerstandes durch einen Auflastfilter oder zur Reduzierung der Einwirkungen durch das Grundwassers möglich. Einige grundsätzliche Lösungen werden in WEIßENBACH, HETTLER 2009 vorgestellt.

### 3.3 Erosion, Filtration, Suffosion und Piping

Erosion von Boden ist der Überbegriff für den Partikeltransport durch Wind, Wasser und Erschütterungen. Die Oberflächenerosion betrifft den Abtrag und den Transport von Boden von einer freien Oberfläche infolge der Scherkraft einer Strömung, die Erosion einer Geländeoberfläche, einer Flusssohle, des Meeresbodens oder einer Unterwasserböschung. Hierzu wird auf das aus der Geomorphologie bekannte Hjulström-Diagramm verwiesen, das den Zusammenhang zwischen Fließgeschwindigkeit und Transport-Initiationen bzw. Sedimentation von Körnern darstellt [HJULSTRÖM 1936].

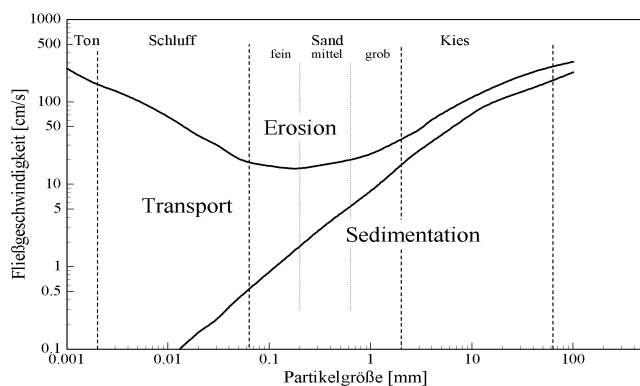


Bild 15: Hjulström-Diagramm, Fließgeschwindigkeit und Partikeltransport [WITT, JOHANNSEN 2009]

Der Verlauf der Erosions-Kurve ist qualitativ auch für die innere Erosion, das Lösen von Körnern in einem Bodengefüge gültig, wobei jedoch die maßgebende Geschwindigkeit des Wassers im Boden nicht bekannt ist. Die innere Erosion umfasst sowohl das Lösen und den Transport von einzelnen Körnern, Aggregaten und Fraktionen, als auch den des gesamten Bodens. Das erste Phänomen wird als Suffosion bezeichnet. Der Transport des gesamten Bodens kann die Folge einer Verflüssigung sein, aber auch einen auf bevorzugte Pfade konzentrierten Transport, die Röhrenbildung oder rückschreitende Erosion, auch Piping genannt.

Die Erosion von Bodenkörnern, Aggregaten oder einer ganzen Kornfraktion ist nur möglich, wenn die geometrischen Bedingungen dafür gegeben sind, wenn Transportpfade existieren. Umgekehrt wird die innere Erosion unabhängig von der Größe der hydraulischen Einwirkung gestoppt, sobald der transportierte Boden an Grenzen zurückgehalten wird. Eine solche Grenze kann das Porensystem des Bodens im Abstrom sein, ein mineralischer Filter, ein geosynthetisches Filterelement, oder eine künstliche Barriere wie z. B. eine Vertikalabdichtung.

Bei der Analyse der inneren Erosion sind die Initiation und die Progression zu unterscheiden. Die Initiation ist ein Effekt der hydraulischen Einwirkung, die mögliche Progression dagegen ist mit der Frage der Filtration verbunden. Existieren für erodierte Körner oder Fraktionen passierbare Pfade, setzt sich die Erosion unter Progression fort. Findet dagegen Filtration an Grenzschichten oder im Netzwerk des Porenraums von im Abstrom angrenzenden Böden statt, wird die Erosion gestoppt.

Analytische oder empirische Lösungen zur Prognose der Initiation, die Ermittlung kritischer Gradienten oder kritischer Geschwindigkeiten, sind sehr ungenau. Es ist zwar bekannt und experimentell quantifizierbar, dass zur Initiation und Stagnation eines Transports im Boden qualitativ ein vergleichbarer Zusammenhang wie im Hjulström-Diagramm besteht, dass kohäsionsloser Feinsand die größte Erodibilität besitzt, während grobe Sande, Kiese und kohäsive Böden deutlich höhere hydraulische Einwirkungen zur Initiation erfordern. Quantitativ gibt es aber bisher nur für spezielle Randbedingungen und Böden experimentell nachgewiesene Grenzen (BRIAUD ET AL. 2001). Die lokalen Geschwindigkeiten, Geschwindigkeitsgefälle und Scherkräfte lassen sich nicht für ein Einzelkorn, sondern nur gemittelt über Bereiche im



Boden darstellen. Insofern sollten in der geotechnischen Ingenieurpraxis zumindest bei der Frage des Transports und des Rückhaltes von nichtbindigen Böden Nachweise mit geometrischen Kriterien geführt werden. Bindige Böden sind weitaus weniger erodibel, gehen eventuell als dispersive Böden in Lösung oder zerfallen in Aggregate [REHFELD 1967], [Zou 2000].

Da die Initiation eines Partikeltransportes nicht im Detail greifbar ist, muss die Gefahr eines Versagens in der Ingenieurpraxis zumindest durch Verhinderung der Progression beherrscht werden. Die Grundlage einer Rückhaltung von mobilen Körnern oder Aggregaten ist die Boden-Filtration. Dies betrifft sowohl den Rückhalt an einer konkreten Grenze zweier Böden in einem Erdbauwerk, die Stabilität einer Basis-Filter-Kombination, als auch die Suffosion nichtbindiger Böden, ein für weitgestufte und inhomogene entmischte Böden charakteristisches Phänomen der inneren Erosion.

Zur Beurteilung der Filterstabilität zweier benachbarter Böden gibt es zahlreiche Kriterien, die das Verhältnis von Fraktildurchmessern der Korngrößenverteilung betrachten [WITT 1986, BAW-MMB, 2013]. Die meisten dieser Filterkriterien basieren auf dem Vergleich des Korndurchmessers  $d_{15,F}$  oder  $d_{50,F}$  des Filtererdstoffs mit dem Korndurchmesser  $d_{85,B}$  oder  $d_{50,B}$  des zu sichernden Bodens (Basis). Der Autor hält für praktische Anwendungen das Terzaghi-Kriterium für die zuverlässigste Nachweismethode.

$$\text{Filterkriterium Terzaghi:} \quad \frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 4 \quad (40)$$

Bild 16 zeigt eine Kopie der Originalveröffentlichung von TERZAGHI, PECK 1948. Die Kritik, dass dieses Filterkriterium damals nur für enggestufte Böden experimentell abgesichert war, ist berechtigt. Viele eigene Untersuchungen haben jedoch die Gültigkeit auch für weitgestufte Basis-Filter-Kombinationen bestätigt, wobei dann ein etwas größerer Materialverlust zu akzeptieren ist, bis sich stabile Verhältnisse einstellen.

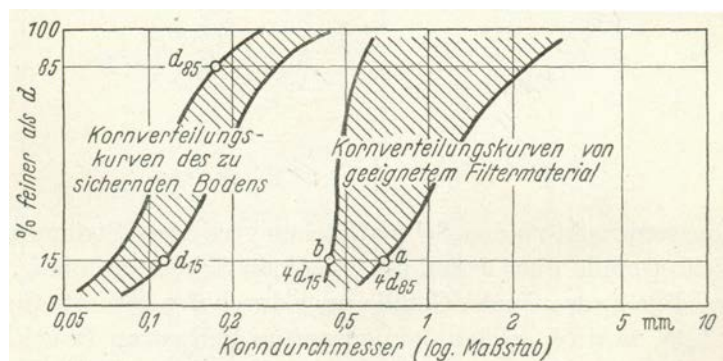


Bild 16: Filterkriterium Terzaghi [Terzaghi, Peck, 1948]

Diese Einschätzung der Gültigkeit beruht auch auf dem physikalischen Hintergrund, dass unabhängig von der Ungleichförmigkeit eines Bodens die für die Filtration maßgebenden Engstellen durch die zahlenmäßig dominanten kleinsten Fraktionen gebildet werden, die etwa durch die Fraktildurchmesser  $d_{10,F}$  bis  $d_{15,F}$  repräsentiert werden, während eine Blockierung durch die gröbere Fraktion des zu sichernden Bodens eingeleitet wird, für die  $d_{85,B}$  eine gute Näherung ist. Eine relative scharfe Grenze der Filtration tritt bei einem Verhältniswert von 9 ein. Ab diesem geometrischen Verhältnis ist ein Filter auch nicht über größere Tiefen in der Lage, erodierte Körner des Basiserdstoffs zurückzuhalten, es finden sich bevorzugte Transportpfade.

$$\text{Grenzbedingung der Filtration:} \quad \frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \cong 9 \quad (41)$$

Weitgestufte Böden können je nach Feinteilgehalt unterschiedliche Packungsstrukturen bilden. Stellt der feinere Anteil mehr als ca. 30 % der Gesamtmasse, ist dieser strukturbildend. Die gröberen Fraktionen sind dann nur in die Feinteilmatrix ohne Kornkontakt eingelagert. Liegt dagegen die Masse des feinen

Anteils deutlich unterhalb von 30 %, liegt eine Grobstruktur mit eingelagerten Feinteilen vor. Die Körner der groben Fraktionen haben als mechanisch tragendes Skelett untereinander Kontakt, die feinen Anteile sind im Porenraum des Skeletts lose eingelagert. Sowohl Korn- als auch Porenstruktur sind bimodal. Das Porensystem des Skeletts bestimmt die Wasserdurchlässigkeit und bildet die möglichen Porenpfade, die Transportwege einer inneren Erosion der feinen Anteile.

Böden mit einer Grobstruktur, ob in natürlichem Zustand oder als Folge einer Entmischung beim Einbau, sind potentiell erosionsgefährdet. Das Suffosionspotential hängt von der Durchgängigkeit der Porenpfade der Grobstruktur für die eingelagerten feinen Bestandteile des Bodens ab. Bei nichtbindigen in die Struktur eingelagerten Feinteilen kann die Beurteilung der Suffosionsgefährdung auf die Selbstfiltration zurückgeführt werden. Die eingelagerten Feinteile ist der zu sichernde Basiserdstoff, das Skelett der Bodenstruktur wirkt als Filter. Bei bindigen Feinteilen wird der Zerfall in Aggregate und damit deren Mobilität durch die Mineralogie des bindigen Anteils und durch das chemische Milieu beeinflusst. Hier können die geometrischen Betrachtungen ohne Kenntnis der Aggregatgröße nicht angewendet werden.

Auch zur Beurteilung der Suffosionsgefährdung gibt es zahlreiche Kriterien, die überwiegend auf empirischen Grundlagen basieren [BAW-MMB, 2013]. Nach Ansicht des Autors kann das Kriterium von KENNEY, LAU 1986 als zuverlässig und abgesichert betrachtet werden. Dieses Kriterium prüft jedoch lediglich, ob die gesamte Korngrößenverteilung des Bodens eine ideale Porenfüllung der Struktur ermöglicht, so dass eine innere Erosion gar nicht stattfinden kann. Ein Nachweis der Selbstfiltration, der auf einen Vorschlag von KÉZDY 1969 zurückgeht, wird in WITT 2013, 2014 vorgestellt.

Alle Erfahrung des Autors mit suffosiven Böden zeigen, dass die Suffosionsgefährdung nicht alleine anhand der Korngrößenverteilung beurteilt werden kann. Suffosion findet in durchströmten Erdbauwerken aus weitgestuften Böden hauptsächlich als Phänomen der Kontaktfiltration an den Grenzen von entmischten Fein- und Grobpartien auf. Ist der Grad der Entmischung bekannt, können die Filterkriterien auf die entmischten Böden angewendet werden. Die Folgen können nur durch geostatistische Methoden über Wahrscheinlichkeiten beurteilt werden. Im Gegensatz zum oben behandelten hydraulischen Grundbruch ist die Suffosion von Feinteilen ein langsam und nicht zwingen progressiv ablaufender Prozess, der über Jahre kontinuierlich oder intermittierend auftreten kann. Der Effekt ist eine Zunahme der Wasserdurchlässigkeit des Erdbauwerks, eine erhöhte Sickerrate, eine Schwächung der Struktur mit der Folge von Verformungen oder schädlichen Veränderungen der Potentialverteilung.

Die dritte hier behandelte Versagensart ist die rückschreitende Erosion, das Piping. Diese Art der inneren Erosion kann in Staudämmen, Seitendämmen von Wasserstraßen und Deichen auftreten. Auch hier ist die Initiation und die Progression des Prozesses zu unterscheiden. Initiation der rückschreitenden Erosion ist ein lokaler Aufbruch, Riss oder ein lokal begrenzter hydraulischer Grundbruch auf der Landseite eines durch- oder unterströmten Bauwerks. Dies kann an der Austrittsstelle eines unterströmten Wehres, auf der landseitigen Böschung eines durchströmten Dammes oder Deiches, meist aber im Vorland oder Seitengraben von Kanaldämmen oder Hochwasserschutzdeichen auftreten.

Ausgangspunkt ist eine unbelastete Bodenoberfläche, Risse oder Schwachstellen in der bindigen Deckschicht oder undichte Fugen einer Verbaukonstruktion. Bei der Initiation wird aufgrund einer konzentrierten Durchsickerung Boden ausgespült. An der Oberfläche bilden sich Sandtrichter, vergleichbar einem Krater. Im Baugrund aber entstehen dünne röhrenförmige Hohlräume mit mäandrierenden amorphen Strukturen in Richtung Wasserseite. Diese Progression geht mit einer Zunahme des Gradienten und der

Strömungskraft im verbleibenden unbeschädigten Boden einher, so dass sich bei einer Stauanlage rasch, bei einer temporären Einwirkung wie einem Deich oder einer Hochwasserschutzwand von Ereignis zu Ereignis sukzessive eine Schwächung des Bauwerks oder des Baugrundes ergibt, was schließlich zum Versagen des Bauwerks führt. Die Phasen von der Initiation bis zum Versagen des Bauwerks sind in Bild 17 schematisch dargestellt.

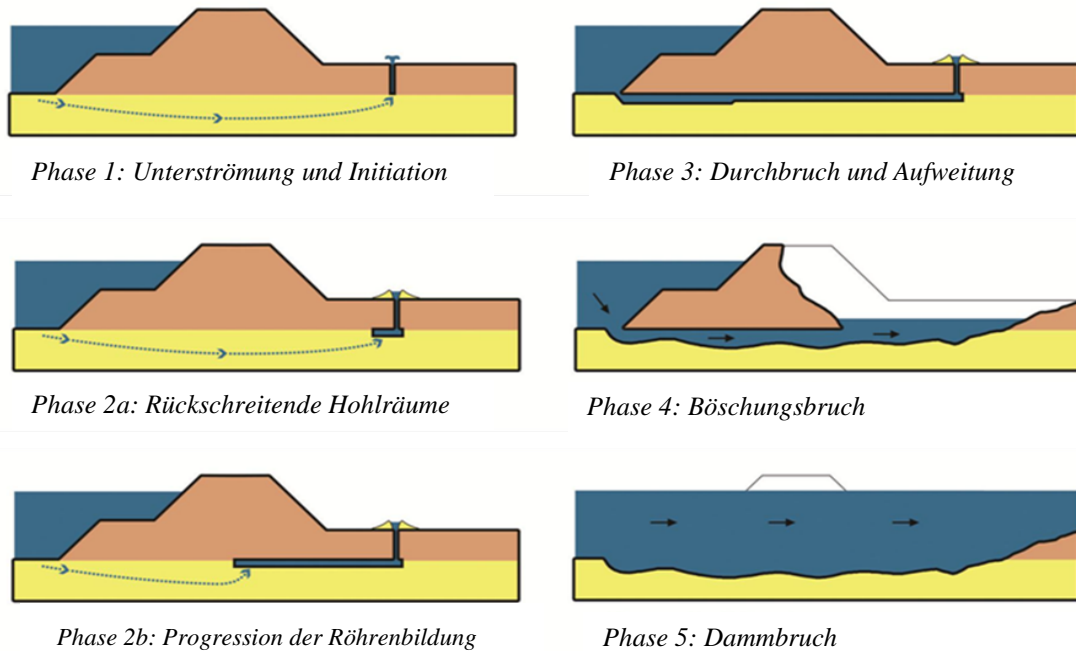


Bild 17: Phasen einer rückschreitenden Erosion (Piping) unter einem Deich [VAN BEEK, 2015]

Rückschreitende Erosion unter starren Absperrbauwerken war der Ausgangspunkt der Forschung auf dem Gebiet der hydraulisch bedingten Versagensarten und dieses Phänomen ist bis heute weltweit eine häufige Ursache von plötzlichem Deichversagen. Der gleiche Prozess findet aber auch bei undichten Fugen von Spund- oder Schlitzwänden in Baugruben oder an Unterwasserböschungen mit konzentrierter Ausströmung statt, wenn der Baugrund aus erodiblen Böden besteht und die erosiven Einwirkungen, auch hier das Potential und der Gradient, für den Transport des Bodens ausreichen.

Der EC 7 verlangt für wasserbauliche Anlagen einen Sicherheitsnachweis, wenn bei der Durch- oder Unterströmung die Standsicherheit oder die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks durch Piping gefährdet ist. In der nationalen Anwendung wird auf das BAW-Merkblatt *Standsicherheit von Dämmen* verwiesen [BAW-MSD 2011].

Das Phänomen der rückschreitenden Erosion wird bereits seit über 100 Jahren in Publikationen diskutiert und beachtet. In neuerer Zeit gab es in Folge von Hochwasserschäden immer wieder Versuche einer allgemeinen Beschreibung der Initiation und der Progression, der Bedingungen in der Röhre, an der wasserseitigen Wurzel der Röhre sowie Analysen der Stabilität der Hohlräume unter dem Überlagerungsdruck. Auch hier sind die feinsandigen kohäsionslosen Böden am Empfindlichsten, die Hohlräume fallen jedoch nach Hochwasserereignissen wieder zusammen und bilden aufgelockerte Schwachstellen für das nächste Ereignis. Schwach bindige Böden sind zwar weniger erodibel, die Hohlräume bleiben jedoch i. a. auch nach einem Hochwasser offen.

Für die in den Niederlanden anstehenden Sedimente gibt es sehr detaillierte Untersuchungen und anschauliche Experimente über die Phase der Initiation und Progression sowie gute analytische und nume-

rische Beschreibungen bis hin zu einer zeitlichen Prognose, die zwar die Empfindlichkeiten aufzeigen, aber nicht direkt auf andere Böden übertragen werden können [VAN BEEK, 2015].

Als Anhaltwert zur Abschätzung einer kritischen Situation haben sich bei allen analytischen und experimentellen Untersuchungen die ersten empirischen Regeln von BLIGH 1910 und LANE 1935 als zutreffend erwiesen. Beide Autoren betrachten die Mindestlänge des kürzesten Sickerwegs der Unterströmung eines starren Bauwerks und setzen diesen zum Potentialgefälle ins Verhältnis. Während BLIGH 1910 horizontale und vertikale Wege nicht unterscheidet, betrachtet LANE 1934 einen aufgrund von Schichtung anisotropen Baugrund und wichtet den horizontalen Anteil des Strömungspfades mit dem Faktor 1/3. Für den nach Gl. (42) und (43) ermittelten Faktor C, quasi der Reziprokwert des Gradienten entlang der kürzesten Stromlinie, werden für verschiedene Böden von beiden Forschern empirisch abgesicherte Untergrenzen angegeben, die auch von SHERARD ET AL. 1963 bestätigt werden. Ist der mit den tatsächlichen Distanzen ermittelte Faktor C größer als der für den Boden angegebene Grenzwert, findet keine Erosion statt. Ist er kleiner, muss zumindest an der Austrittsstelle des Sickerwassers mit einer Erosion im Untergrund gerechnet werden.

Das Bewertungsschema ist in Bild 18 und mit den Gleichungen (42, 43) erläutert. Die Faktoren sind auszugsweise in Tabelle 1 angegeben. Mit der Methode kann auch die erforderliche Länge des kürzesten Strömungspfades  $L_{min} = C \cdot \Delta h$  errechnet werden. Auch nach diesem Bewertungsschema zeigen sich kohäsionslose Feinsande am empfindlichsten, während ein stark bindiger Boden nur wenig Erosionspotential bietet. Eine ausführliche Erläuterung und Diskussion beider Methoden und eine Beurteilung anhand einer Vielzahl von Schadensfällen geben RICHARDS, REDDY 2007.

Summe der horizontalen Distanzen  $L_h = \sum b_i$ ; Summe der vertikalen Distanzen  $L_v = \sum t_i$

$$\text{Kriechfaktor BLIGH } C_{Bligh} = \frac{L_h + L_v}{\Delta h} \tag{42}$$

$$\text{Kriechfaktor LANE } C_{Lane} = \frac{\frac{L_h}{3} + L_v}{\Delta h} \tag{43}$$

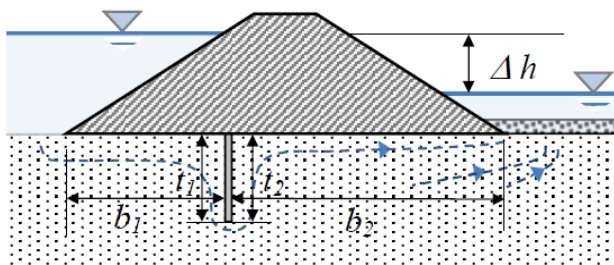


Bild 18: Beispiel zur Definition des Kriechfaktors C nach BLIGH UND LANE

Tab. 1 Untergrenzen des Kriechfaktors C nach BLIGH und LANE

Boden	$C_{BLIGH}$	$C_{LANE}$
Feinsand, Schluff (UL)	18	8,5
Mittelsand	15	6,0
Grobsand	12	5,0
Kies, Kiessand	9	4,8
Grobkies, Steine	4	3,0
Ton (TM, TA)		1,8

Die für Kontaktfugen entlang starrer Bauwerke entwickelten Kriterien von BLIGH und LANE sind empirisch anhand vieler Beobachtungen abgesichert, führen aber in reinen Bodenpfaden als Bemessungsgrundlage zu einer Überdimensionierung. Dies zeigt auch ein direkter Vergleich mit dem Nachweis des hydraulischen Grundbruchs an einer umströmten Wand, bei dem sich deutlich höhere Gradienten im Grenzzu-

stand ergeben. Oft wird der Querschnitt eines unterströmten Bauwerks jedoch anhand anderer Überlegungen festgelegt, so dass dann mit dieser Nachweismethode geprüft werden kann, ob denn generell eine Erosionsgefährdung im Baugrund oder entlang von Kontaktfugen besteht.

Genauere Nachweise des Piping existieren nur für bestimmte Böden und lassen sich nicht allgemein übertragen. Der Nachweis der Sicherheit gegen Piping reduziert sich in der Ingenieurpraxis daher meist auf die Vermeidung der Initiation infolge hydraulischem Grundbruch sowie auf experimentelle Prüfung, ob und ab welcher hydraulischen Einwirkung ein durchströmte Boden oder Fels erodiert [BRIAUD ET AL. 2001], [BONELLI, BRIVOIS 2008]. Bei nicht ausreichender Sicherheit oder bei Verdacht auf schädliche Anomalien im Baugrund sind Maßnahmen zur Verringerung der hydraulischen Einwirkung, z. B. Dichtungsschürzen und Dichtwände zur Verlängerung des Sickerweges oder Maßnahmen zur Erhöhung des Widerstandes erforderlich, z. B. Auflastfilter, Bermen oder auch temporäres Ballastieren.

## 4 Zusammenfassung

Von den verschiedenen Arten hydraulisch bedingten Bodenversagens werden die für die Standsicherheit und die Funktion durch- oder unterströmter Bauwerke wichtigen Grenzzustände Auftrieb/Aufschwimmen, Hydraulischer Grundbruch, Erosion, Filtration, Suffosion und Piping näher betrachtet. Die Gleichgewichtsbedingungen des Aufschwimmens lassen sich klar beschreiben. Aufgrund der einfachen Modellierung und der Kenntnisse der Einflussparameter reicht ein relativ niedriges Sicherheitsniveau aus. Die Phänomene hydraulischer Grundbruch, innere Erosion, Suffosion und Piping sind wesentlich komplexere, räumlich begrenzte Phänomene, die meist an Schwachstellen des Baugrundes oder eines Bauwerks auftreten. Zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch im nichtbindigen Boden wird das Gleichgewicht von Gewicht- und Strömungskräften in einem Referenzvolumen bilanziert. Mit den empfohlenen Sicherheitsbeiwerten ist ein globales Versagen im homogenen, isotropen Baugrund abgedeckt. Bodenphysikalisch ist der Grenzzustand all dieser Phänomene aber eine lokale Verflüssigung und ein Transport des Bodens oder einzelner Bodenfraktionen infolge Porenströmung. Die Progression der Erosion ist ein Prozess, der auf der Kornebene stattfindet. Mit den bis heute verfügbaren Methoden des Ingenieurwesens ist dies nicht befriedigend genau im Sinne eines Sicherheitsnachweises beschreibbar. Bodenversagen durch innere Erosion und Piping können nur empirisch bewertet werden. Der Empfehlung im Vorwort von TERZAGHI, PECK 1948 folgend sind für Situationen, in denen wir nicht rechnen können, hohe Sicherheitsbeiwerte und die Methode der Beobachtung angesagt.

Jedes Erosionsphänomen hat drei Komponenten, die Erodibilität des Boden (oder Felses), die Fließgeschwindigkeit des Sickerwassers und die Hindernisse entlang des Wegs, den die mit der Strömung erodierten Körner oder Aggregate zurücklegen müssen, ehe ein wie auch immer geartetes Versagen des Bauwerks eintritt. Die einzige zuverlässige Methode, einer schädlichen Erosion entgegenzuwirken, ist der Bau robuster Erdbauwerke, in denen Barrieren und sorgfältig bemessene Filter eine Progression erosiver Prozesse verhindern. Dies gilt für den hydraulischen Grundbruch, die innere Erosion und das Piping.

## 4 Literatur

- AULBACH, B., ZIEGLER, M., 2013: *Hydraulischer Grundbruch – Formel zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe*. Bautechnik 90 (2013), H. 10, S. 631-641
- AULBACH, B., ZIEGLER, M., 2014: *Versagensform und Nachweisformat beim hydraulischen Grundbruch – Plädoyer für den Terzaghi-Körper*. Geotechnik 37 (2014), H.1, S. 6-18
- BAW-MMB, 2013: *BAWMerkblatt Materialtransport im Boden*. <http://vzb.baw.de>
- BAW-MSD, 2011: *BAWMerkblatt Standsicherheit von Dämmen und Deichen an Bundeswasserstraßen*. <http://vzb.baw.de>
- BEEK, VAN V., 2015: *Backward Erosion Piping Initiation and Progress*. Dissertation TU Delft 2015. Abstract: <http://repository.tudelft.nl/>.
- BEYER, W., 1964: *Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve*. Wasserwirtschaft – Wassertechnik 4 (1964) H.6
- BLIGH, W. G., 1910: *Dams ,barrages and weirs in porous foundations*. Eng. News (15) 64, pp. 708-710
- BONELLI, S., BRIVOIS, O., 2008: *The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop* Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics Vol. 32, pp.1573 - 1595
- BRIAUD, J., TING, F., CHEN, H., CAO, Y., HAN, S., AND KWAK, K., 2001: *Erosion Function Apparatus for Scour Rate Predictions*. J. ASCE Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 127, No. 2, pp. 105-113
- BUSCH, K.-F., LUCKNER, L., THIEMER, K., 1993: *Geohydraulik, Lehrbuch der Hydrogeologie*, 3. Auflage, Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart
- CARRIER, W. III., 2003: *Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:11(1054), 1054-1056
- CASAGRANDE, A., 1937: *Seepage through dams*. J. New Engl. Water Works Ass. (reprint in Contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Eng. pp 176-205)
- CEDERGREN, H. R., 1977: *Seepage, drainage, and flow nets*. John Wiley & Sons, Inc.
- DACHLER, R., 1936: *Grundwasserströmung*. Julius Springer, Vienna
- DAVID, I., 1998: *Grundwasserhydraulik Strömungs- und Transportvorgänge*, Vieweg, 1998
- DAVIDENKOFF, R., 1964a: *Deiche und Dämme*. Werner Verlag
- DAVIDENKOFF, R., 1964b: *Zur Berechnung des Hydraulischen Grundbruches*. Wasserwirtschaft, 9 (1964), 230 - 235
- DAVIDENKOFF, R., FRANKE, E., 1965: *Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umpundete Baugrube in offenen Gewässern*. Die Bautechnik H. 9, 1965, S. 298–307
- EAU-ARBEITSAUSSCHUSS "UFEREINFASSUNGEN" DER HTG E. V. (HRSG.): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Uferneinbauten" Häfen und Wasserstraßen EAU 2012*. Ernst & Sohn
- EC 7 IN DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V. (HRSG), 2011: *Handbuch Eurocode 7 Geotechnische Bemessung Band 1: Allgemeine Regeln*. Beuth Verlag
- FLORES-BERRONES, R., LOPEZ-ACOSTA, N., P., 2011: *Internal Erosion Due to Water Flow Through Earth Dams and Earth Structures*.in Godone, D. (Ed.): Soil Erosion Studies. In Tech, 2011
- HARR, M. E., 1962: *Groundwater and Seepage*. McGraw-Hill
- HARTKE, K. H., HORN, R., 1999: *Einführung in die Bodenphysik*, 3. überarbeitete Auflage, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- HAZEN, A., 1893: *Some Physical Properties of Sands and Gravels with Special Reference to their Use in Filtration*. 24th An. Rep. Massachusetts State Bureau of Health, Publ. Doc. 34, 1893, p. 539–556
- HJULSTRÖM, F., 1935: *Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by River Fyriers*. Bulletin of the Geological Institute, University Uppsala 25, pp. 221-527; In LOUIS, H. U. FISCHER, K.: *Allgemeine Geomorphologie*. De Gruyter, 1979.
- KENNEY, T. C. LAU, D., 1986: *Internal stability of granular filters – Reply*. Canadian Geotechnical Journal 23 (1986), pp. 255-258

- KÉZDY, Á., 1969: *Verstärkung der Hochwasserschutzdeiche.*(Ungarisch) Institut für Geotechnik, Technische Universität Budapest, Bericht Nr. 1, 1969
- LANCELLOTTA, R., 1995: *Geotechnical Engineering.* Taylor & Francis
- LANE, E. W., 1934: *Security from under-seepage masonry dams on earth foundations.* Trans. ASCE 60(4) pp. 929-960
- MITCHELL, J. K. , SOGA, K., 2005: *Fundamentals of Soil Behavior.* John Wiley & Sons, Inc., 3rd Ed., 2005
- ODENWALD, B., 2011: *Numerische Berechnung der Dammdurchsickerung.* BAWMitteilung Nr. 94 2011
- ODENWALD, B., HEKEL, U., THORMANN, H., 2009: *Grundwasserströmung –Grundwasserhaltung.* In WITT, K. J.: (HRSG.): *Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren.* Ernst & Sohn 2009, S. 485-654
- ODENWALD, B., HERTEN, M., 2008: *Hydraulischer Grundbruch: neue Erkenntnisse.* Bautechnik, Vol. 85, Heft 9, S. 585-595
- PANE, V., CECCONI, M., NAPOLI, P., 2015: *Hydraulic Heave Failure in EC7: Suggestions for Verification.* Geotech Geol Eng. (33), 2015: pp. 739-750
- POLUBARINOVA KOCHINA, M., 1956: *Theory of ground water movements.* Princeton Univers. Press
- REHFELD, E., 1967: *Die Erosionsbeständigkeit bindiger Lockergesteine – die wichtigste Grundlage zur Dimensionierung von Dichtungsschichten aus natürlichem Erdstoff.* Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden, Vol. 16 (5), 1431 - 1437
- RICHARDS, K. S., REDDY K. R., 2007: *Critical appraisal of piping phenomena in earth dams.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment 66, pp. 381-402
- SCHOBER, P., BOLEY, C., 2014: *Der Einfluss eines Auflastfilters auf den Bruchvorgang beim hydraulischen Versagen nichtbindiger Böden.* Geotechnik 37 (2014) H. 4, 2014, S. 250-258
- SCHUPPENER, B., 2012 (HRSG.): *Kommentar zum Handbuch Eurocode 7- Geotechnische Bemessung Allgemeine Regeln.* Ernst & Sohn, 2012
- SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GZIENSKI, S. F., CLEVINGER, W. A., 1963: *Earth- and earth-rock dams: engineering problems of design and construction.* Wiley & Sons, New York
- SOOS, P. VON, ENGEL, J., 2008: *Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor.* In WITT, K. J.: (HRSG.): *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen.* Ernst & Sohn 2008
- TERZAGHI, K., 1943: *Theoretical Soil Mechanics.* Wiley, Hoboken
- TERZAGHI, K., PECK, R., B., 1948: *Soil mechanics in engineering practice.* Wiley, Hoboken
- WEIßENBACH, A., HETTLER, A., 2009: *Baugrubensicherung.* In WITT, K. J.: (HRSG.): *Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke.* Ernst & Sohn 2009, S. 427-578
- WITT, K. J., 1986: *Filtrationsverhalten und Bemessung von Erdstoff-Filtern.* Veröffentlichungen des Institutes für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 104
- WITT, K. J., 2013: *Der Selbstfiltrationsindex als Suffosionskriterium für nichtbindige Erdstoffe.* Geotechnik 36 (2013), Heft 3, S. 160-168
- WITT, K. J., 2014: *Suffosion nichtbindiger Böden – Phänomen und Nachweismethode.* BAW-Kolloquium „Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden“, 2014, [http://vzb.baw.de/publikationen/kolloquien/0/08\\_Suffosion\\_nichtbindiger\\_Boeden.pdf](http://vzb.baw.de/publikationen/kolloquien/0/08_Suffosion_nichtbindiger_Boeden.pdf)
- WITT, K. J., JOHANNSEN, R. 2009: *Geotechnische und Ingenieurbio-logische Maßnahmen zum Erosionsschutz von Rekultivierungsschichten.* Geotechnik, 32 (2009) Nr. 2, S. 71-79
- WUDTKE, R.-B., 2014: *Hydraulischer Grundbruch in bindigem Baugrund.* Dissertation Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 25
- WUDTKE, R.-B., WITT, K. J., 2013: *Hydraulic Heave in Cohesive Soils.* Proc. 18th Int. Conf. Soil Mech. and Geot. Eng., Paris 2013, TK 101, Session II, pp449 - 452
- ZOU, Y., 2000: *Der vom Spannungszustand und Bodengefüge abhängige Erosionsgrundbruch bindiger Böden.* Wasserwirtschaft 90 (2000) 11, S. 554-559