

## **Hydraulisch verursachtes Versagen nach EN 1997-1 im grobkörnigen Boden**

**Hon.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Lothar Martak**

Brunnenmeister und allgemein beeideter und gerichtlich zertifizierter  
Sachverständiger für Grundbau, Brunnenbau und Tunnelbau

**Dipl.-Ing. Dr. techn. Robert Hofmann**

Ingenieurkonsulent für Bauwesen, Lektor für Geotechnik – FH Campus Wien,  
allgemein beeideter und gerichtlich zertifizierter Sachverständiger für  
Grundbau und Bodenmechanik

**Dipl.-Ing. Petra Drucker**

Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien

### **Zusammenfassung**

Die Grundlagen der Berechnungsmodelle von Auftrieb und hydraulischem Grundbruch haben sich mit der Einführung der EN 1997-1 in keinster Weise geändert. Die im Eurocode EN 1997-1 empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte bleiben zwar im Erfahrungsschatz, jedoch im unteren Niveau der zurückliegenden Jahrzehnte (Terzaghi – Peck, Davidenkoff – Baumgart usw.). Gleich geblieben sind auch die Berechnungsverfahren, wie die Nachweise gegen Aufschwimmen eines Baukörpers (Auftriebskriterium) und gegen hydraulischen Grundbruch, für den die Nachweise jedoch mit wirksamen (effektiven) Spannungen und mit totalen Spannungen gleichberechtigt neben einander stehen, obwohl sie zu unterschiedlichen Ergebnissen führen.

Neu im Normenwerk, aber nicht immer in der täglichen Geotechnikpraxis, ist die Einführung des Erosions- bzw. Suffosionsnachweises, um hydraulische Gradienten zu vermeiden die nicht den bodenphysikalischen Anforderungen des jeweiligen Lockergesteinsuntergrundes entsprechen. Die Art des Nachweises bleibt in EN 1997-1 frei gestellt und in der Verantwortung des planenden Geotechnikers, was auch bisher für die Bestimmung des hydraulisch maßgebenden Sickerweges zur Bestimmung des in der Berechnung festgelegten hydraulischen Gefälles schon galt und weiterhin gilt.

# 1 Theoretische Grundlagen

## 1.1 Allgemeines

Die EN 1997-1 behandelt im Abschnitt 2.4.7.4 „Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim Aufschwimmen“ (UPL) und im Abschnitt 2.4.7.5 „Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim hydraulischen Grundbruch“ (HYD). Neben dem Versagen durch Aufschwimmen und durch hydraulischen Grundbruch kennt die EN 1997-1 weiters auch Versagen durch innere Erosion und Versagen durch Piping.

## 1.2 Hydraulisch verursachtes Versagen

Von strömendem Sickerwasser werden Druck- und Schubspannungen auf das Korngerüst übertragen. Diese Spannungen und die daraus resultierenden (destabilisierenden) Strömungskräfte

$$S_{\text{dst}} = i \cdot \gamma_w \quad [\text{kN/m}^3] \quad (1)$$

sind umso größer, je höher das hydraulische Gefälle  $i$  ist. Der hydraulische Gradient berechnet sich zu:

$$i = \frac{\text{Druckhöhendifferenz}}{\text{durchströmte Länge}} = \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (2)$$

Die Strömungskräfte führen zum Lösen von Körnern aus dem Korngerüst, vor allem im Bereich der luftseitigen Quellen. Infolge der sukzessiv abnehmenden Scherfestigkeit verliert das Korngerüst in weiterer Folge seine Bindung, was als hydraulischer Grundbruch bezeichnet wird.

Im Wesentlichen bestehen folgende Möglichkeiten für das Entstehen von Erosionskanälen durch hydrodynamische Bodendeformationen im Untergrund:

- Hydraulischer Grundbruch
- Hydraulischer Durchbruch (Piping)
- Kontakterosion (rückschreitende Erosion)
- Suffosion

## 1.3 Prinzip der totalen und effektiven Spannungen

Die in EN 1997-1 geforderten Nachweise gegen hydraulisches Versagen sind Gleichgewichtsnachweise. Die ständigen stabilisierenden Einwirkungen und die maßgeblich destabilisierenden Einwirkungen aus Eigengewicht, Auftrieb, Porenwasserdruck und/oder Strömungsdruck sind durch unterschiedlich große Teilsicherheitsfaktoren abgesichert.

Wie in EN 1997-1 Abschnitt 10.1, Anmerkung 5 ausgeführt, lassen sich die Bedingungen für ein hydraulisch verursachtes Versagen des Bodens in totalen Spannungen und Porenwasserdruck oder in wirksamen (effektiven) Spannungen und hydraulischem Gefälle formulieren (siehe dazu Bild 1).

Totale Spannungen  $\sigma_r$  setzen sich aus der Gewichtskraft der Festmasse des Bodens unter Auftrieb und der Gewichtskraft des Wassers über dem betrachteten Horizont, sowie allenfalls durch äußere Lasten zusammen:

$$\sigma_r = \sigma' + u \quad (3)$$

Der Porenwasserdruck  $u$  ergibt sich zufolge der hydrostatischen Druckhöhe im betrachteten Horizont:

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (4)$$

Effektive Spannungen  $\sigma'$  sind wirksame Spannungen, welche im betrachteten Horizont des Korngerüsts eines teilweise bzw. vollständig wassergesättigten Bodens herrschen:

$$\sigma' = \sigma_r - u \quad (5)$$

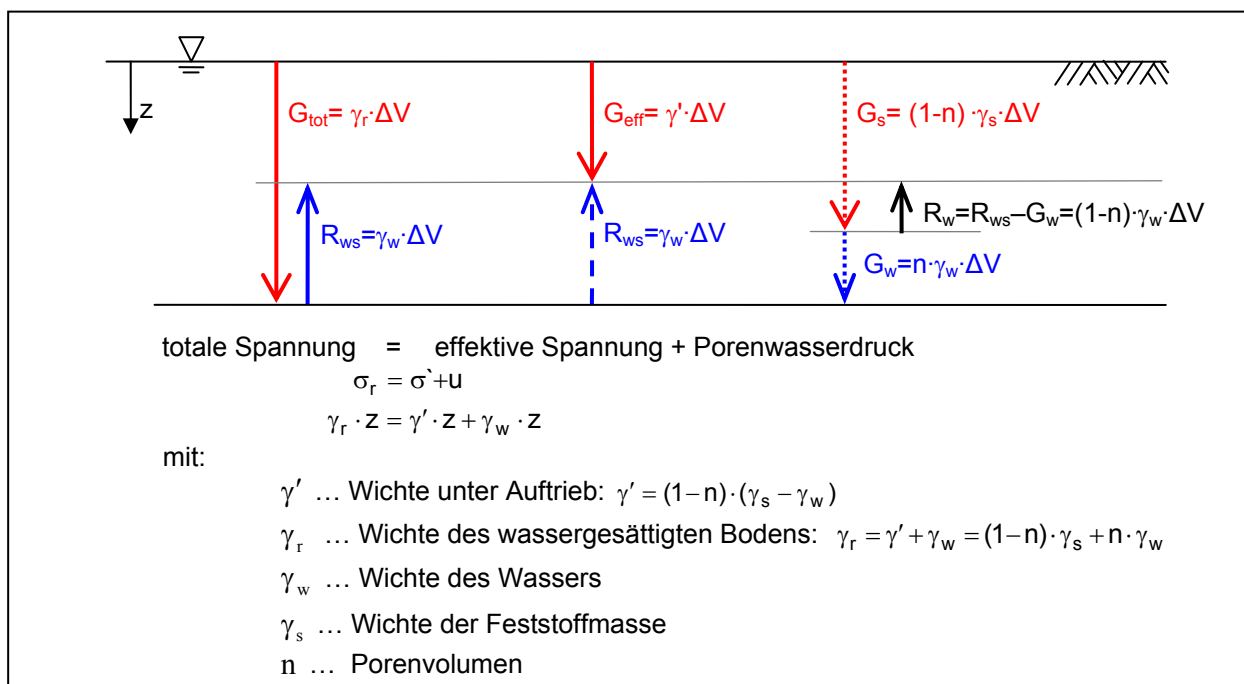


Bild 1: Möglichkeiten, die Kräfte anzuschreiben, die in der Tiefe  $z$  auf ein Teilchen im wassergesättigten Boden wirksam sind.

EN 1997-1 legt in Abschnitt 10.1, Anmerkung 5 fest, dass bei **Nachweisen gegen Versagen durch Aufschwimmen** der Ansatz mit totalen Spannungen verwendet wird. Die Sicherheitsbeiwerte gemäß A.4(1) und A.4(2) dienen zur Untersuchung des Gleichgewichtsnachweises nach dem Auftriebsmodell (UPL), gegebenenfalls mit Ansatz einer zusätzlichen rückhaltenden Baugrubenwandreibung.

Für die Untersuchung der **Sicherheit gegen Überschreiten des hydraulischen Gefälles** (HYD) kann gemäß EN 1997-1, Abschnitt 2.4.7.5 sowohl der Ansatz von totalen, als auch von effektiven Spannungen, mit Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß A.5(1) erfolgen. Diese beiden zulässigen Nachweise führen allerdings zu unterschiedlichen Dimensionierungsergebnissen, was in Abschnitt 2 dieses Beitrags exemplarisch gezeigt werden soll. Anzumerken wäre, dass die Nachweisführung gegen hydraulischen Grundbruch bislang üblicherweise nach dem Prinzip der effektiven Spannungen erfolgte, wobei die globalen Sicherheitsbeiwerte darauf abgestimmt waren (siehe Tabellen 1 und 2).

Tabelle 1: Zusammenstellung bisher üblicher globaler Sicherheitskoeffizienten.

Boden	EAB – 1994			Terzaghi/Peck	
	Kies, mitteldicht	Sand locker, Schluff/Ton, weich	Ton, mind. steif	Kies, mitteldicht	Sand locker, Schluff/Ton, weich
$\eta_{\text{global}}$	1,5	2,0	1,5	1,5 – 2,0	2,0 – 3,0

Die angegebenen globalen Sicherheiten lassen sich im Partialsicherheitskonzept folgendermaßen darstellen (siehe Tabelle 2):

$$\eta_{\text{global}} = \frac{\gamma_{G;\text{dst}}}{\gamma_{G;\text{stb}}} \quad (6)$$

Tabelle 2: Zusammenstellung von Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Beanspruchungen.

	Tabelle A.5 EN 1997-1	DIN 1054: 2010-12 bzw. EAB 6.1, Anlage A6			SIA 267
		LF 1	LF 2	LF 3	
$\gamma_{G;\text{dst}}$	1,35	1,35 – 1,8 <sup>*)</sup>	1,3 – 1,6 <sup>*)</sup>	1,2 – 1,35 <sup>*)</sup>	1,4 – 1,6 <sup>**)</sup>
$\gamma_{G;\text{stb}}$	0,9	0,9	0,9	0,95	0,9
$\gamma_{G;\text{dst}} / \gamma_{G;\text{stb}}$	1,5	1,5 – 2,0	1,44 – 1,78	1,33 – 1,5	1,56 – 1,78

Anmerkungen zu Tabelle 2:

<sup>\*)</sup> DIN 1054: 2005-01 → kleinerer Wert für  $\gamma_{G;\text{dst}}$  bei günstigem Untergrund.

<sup>\*\*)</sup> SN SIA 267 →  $\gamma_{G;\text{dst}} = 1,6$  für siltige und feinsandige Böden,  
 $\gamma_{G;\text{dst}} = 1,4$  für alle anderen Grundbruch gefährdeten Böden.

Nach diesen Untersuchungen ist es dem Planer überlassen, eine Gesamtsicherheit von

$\eta_{\text{global}} = \frac{\gamma_{G;\text{dst}}}{\gamma_{G;\text{stb}}} = \frac{1,35}{0,9} = 1,50$  gemäß EN 1997-1 (bzw. ÖNORM B 1997-1-1) als ausreichend zu

bezeichnen oder – bei Ansatz der Strömungskraft (effektive Spannungen) – wesentlich höhere Sicherheitskennwerte zu verwenden. Die damit verbundene Erhöhung der Einbindetiefe des Baugrubenverbaues bedeutet auch eine Verringerung des hydraulischen Gefälles, was bei erosionsgefährdeten Böden unumgänglich erforderlich ist.

Bei Untersuchungen gegen hydraulisch verursachtes Versagen bspw. an einer Baugrubensohle, ist vorab zu entscheiden, ob ein Versagen durch Aufschwimmen der Sohle oder ein hydraulischer Grundbruch maßgebend wird. Als Entscheidungskriterien dienen hierfür der hydraulische Gradient, der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$ , die Kornverteilung und die Kohäsion des anstehenden Bodens.

#### 1.4 Das hydraulische Gefälle

In diesem Beitrag wird nicht auf die Auswirkungen der Baugruben- oder Aushubgeometrie, im Sinne der bekannten schmalen oder breiten Baugruben, der einspringenden oder ausspringenden Ecken, etc. eingegangen, da sich die dargestellten Nachweise auf die Abdeckung des erforderlichen Gleichgewichts zwischen dem Boden, seiner Schichtung, Wasserdurchlässigkeit und dem Grundwasserstand innerhalb und außerhalb der Baugrube beziehen. Dafür wird aber vom denkbar kürzesten Sickerweg entlang der Baugrubenumschließung und damit dem denkbar größten hydraulischen Gefälle ausgegangen, was bei den meisten Fällen der Baupraxis einen Nachweis auf der sicheren Seite gleichkommt.

Wichtig ist festzuhalten, dass der tatsächliche Abbau des Strömungsdruckes entlang des kürzesten Sickerweges um den Fuß einer Geländesprungsicherung nicht linear erfolgt, wie die mittels numerischer Analyse ermittelten Strömungsfelder in Bild 2 veranschaulichen. Entsprechend der Potentiallinienverteilung verändert sich auch das hydraulische Gefälle entlang des Strömungsweges (siehe Bild 3).

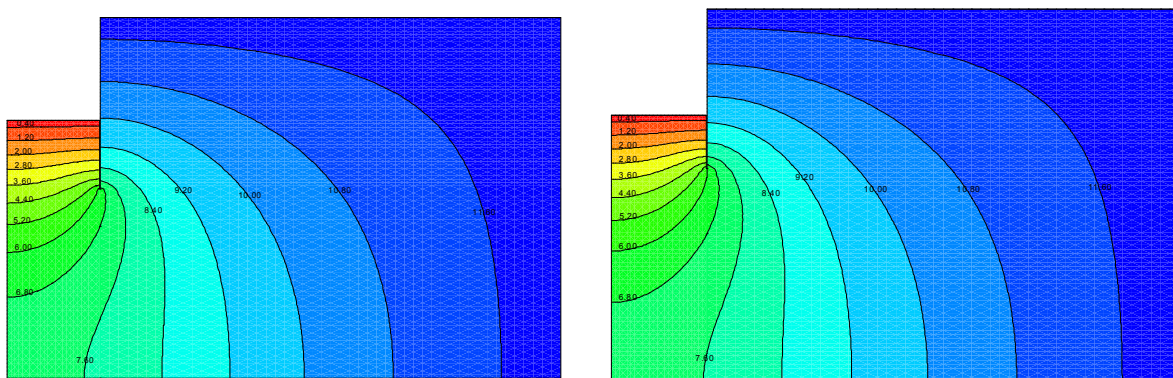


Bild 2: Potentialliniennetze bei  $\Delta h = 12$  m.

Links: Einbindetiefe  $t = 8$  m, globale Sicherheit  $\eta = 1,5$ . Rechts:  $t = 6$  m,  $\eta = 1,0$ .

In Bild 3 ist die Veränderung des hydraulischen Gefälles bei einer Grundwasserüberdrückhöhe  $\Delta h = 12$  m entlang des kürzesten Sickerweges  $L$  um die Baugrubenwand herum dargestellt. Für den Fall einer 6 m tiefen Einbindung ( $\eta = 1,0$ ) beschreibt der auf der Geländeseite ermittelte Strömungsdruckabbau ein  $i_{\min} \sim 0,18$ , auf der Aushubseite ein  $i_{\text{Sohle}} \sim 0,72$  und unter dem Wandfuß von  $i_{\max} \sim 8,0$ . Wenn bei diesen Strömungsdruckverhältnissen keine hydraulische Bodendeformationen eintreten

sollen, muss der Boden an der Aushubsohle neben der Wand einem  $i_{\text{Sohle}} \sim 0,72$  suffosionssicher Widerstand leisten können. Wird der Sickerweg z.B. um 4 m verlängert (Einbindetiefe 8 m, bzw.  $\eta = 1,5$ ), wird der hydraulische Gradient im Sohlbereich des Aushubes  $i_{\text{Sohle}} \sim 0,63$ , was für gleichförmige Kies/Sande und Sande durchaus stabil sein kann (Bažant, Terzaghi, Harza und Müller-Kirchenbauer).

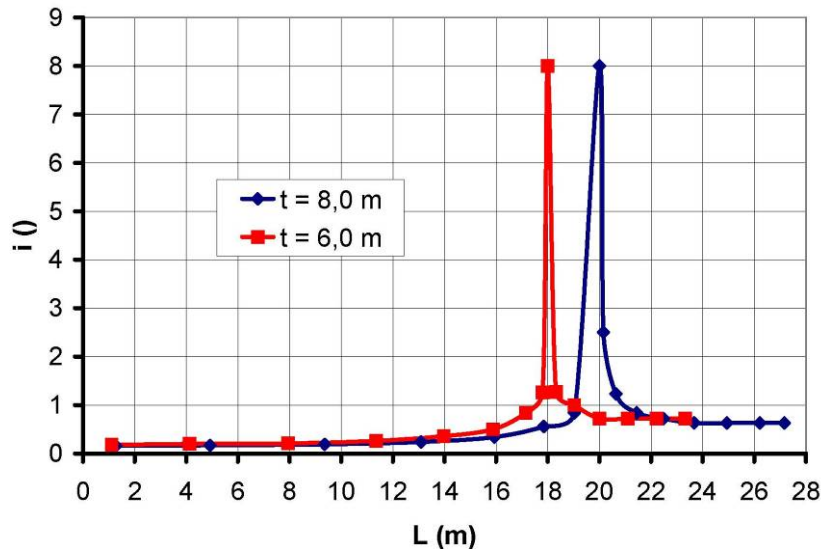


Bild 3: Verlauf des tatsächlichen hydraulischen Gefälles  $i$  aus den Potentialnetzen von Bild 2 entlang des kürzesten Sickerweges um die Geländesprungsicherung herum.

Nicht das über den gesamten kürzesten Sickerweg linear angesetzte hydraulische Gefälle ist für die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch maßgebend, sondern der Wert unmittelbar unter der Aushubsohle ist zu berücksichtigen. Dessen Zulässigkeit ergibt sich aus dem Nachweis der Suffosionssicherheit des anstehenden Bodens.

### 1.5 Beispiel für die Sicherheitsermittlung nach effektiven und totalen Spannungen

Das rechnerische Gleichgewicht mittels Ansatz von effektiven bzw. von totalen Spannungen ist nur bei Partialsicherheiten  $\gamma_{G,\text{dst}} = 1,00$  und  $\gamma_{G,\text{stb}} = 1,00$  (bzw. bei einem globalen Sicherheitsbeiwert  $\eta = 1,00$ ) zahlenmäßig ident. Bei allen anderen Größen der Teilsicherheitsbeiwerte, wie sie bspw. dem Anhang der EN 1997-1 zu entnehmen sind, treten durchaus gravierende Differenzen auf.

Das in Bild 4 dargestellte Beispiel verdeutlicht anhand der ermittelten Sicherheiten gegen Aufschwimmen einer vergleichsweise undurchlässigen Schluffschicht an der Baugrubensohle, dass eine „totale“ Sicherheit von  $\eta_{\text{tot}} = 1,21$  einer „effektiven“ Sicherheit von ca.  $\eta_{\text{eff}} = 1,5$  entspricht. (Anmerkung: der Ansatz totaler Spannungen ist bei  $k_f \leq 10^{-5}$  m/s möglich, während für den Ansatz von effektiven Spannungen eine Durchströmung – und somit ein durchlässiger Untergrund – vorausgesetzt wird.)

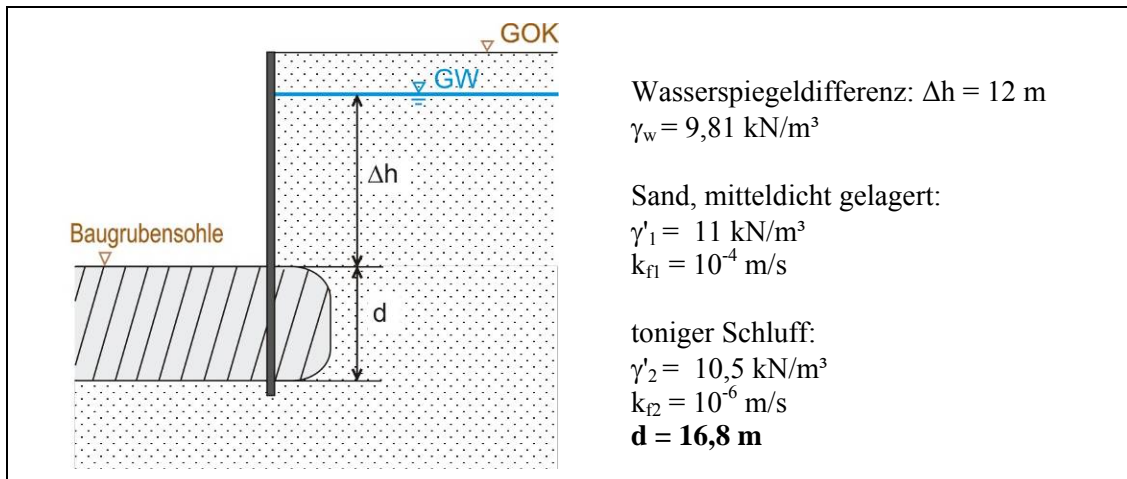


Bild 4: Situation Baugrube – Nachweis der Auftriebssicherheit einer Stauerschicht

Für das gegenständliche Beispiel werden die globalen Auftriebssicherheiten (die sich multiplikativ in stabilisierende und destabilisierende Teilsicherheiten aufspalten lassen) nach dem Konzept der totalen Spannungen und nach dem Konzept der effektiven Spannungen gegenüber gestellt:

$$\eta_{A,tot} = \frac{\gamma_r \cdot d}{\gamma_w \cdot (\Delta h + d)} = \frac{(10,5 + 9,81) \cdot 16,8}{9,81 \cdot (12 + 16,8)} = 1,21 \tag{7}$$

$$\eta_{A,eff} = \frac{\gamma' \cdot d}{\gamma_w \cdot \Delta h_w} = \frac{10,5 \cdot 16,8}{9,81 \cdot 12} = 1,50 \tag{8}$$

Variiert man nun bspw. die Einbindetiefe  $d$  (= Mächtigkeit der Stauerschicht), so wird ersichtlich, dass das Sicherheitsniveau nach dem Konzept der totalen Spannungen nicht über den Quotienten aus Sättigungswichte  $\gamma_r = \gamma' + \gamma_w$  und Wichte des Wassers  $\gamma_w$  ansteigt. Das durch Ansatz der effektiven Kräfte ermittelte Sicherheitsniveau ist jedoch direkt proportional zur Einbindetiefe  $d$  und kann somit theoretisch auch unendlich werden:  $\eta_{eff} \rightarrow \infty$ .

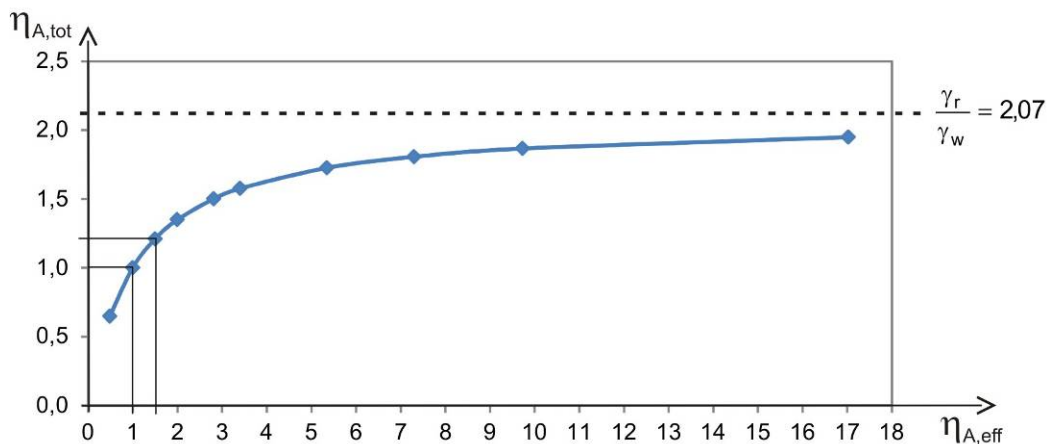


Bild 5: Entwicklung der Sicherheiten nach dem totalen und dem effektiven Konzept für die Bodenkennwerte des Beispiels in Bild 4.

Als Entscheidungskriterium, ob bei geschichtetem Untergrund das Aufschwimmen der Dichtschicht maßgebend ist (also der Nachweis mit totalen Spannungen und entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten zu führen ist) oder ein hydraulischer Grundbruch (und somit der Nachweis mit effektiven Spannungen empfohlen wird und jedenfalls andere Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen sind) kann das **Verhältnis der Durchlässigkeiten** herangezogen werden:

$$k_{f2} \leq 10^{-5} \text{ m/s und } k_{f1} \gg k_{f2} \rightarrow \text{Versagen durch Aufschwimmen}$$

$$k_{f2} \geq \frac{1}{2} \cdot k_{f1} \rightarrow \text{Versagen infolge hydraulischen Grundbruchs (Sickerweg nur im Bereich von } k_{f1})$$

### 1.6 Begrenzung des hydraulischen Gefälles zur Vermeidung von inneren Erosion

Nach ÖNORM B 1997-1-1 muss der Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch um den Nachweis der Beständigkeit gegenüber innerer Erosion, Suffosion und Kolmation ergänzt werden.

Kolmation (Ablagerungen an der Oberfläche oder in den Poren und Hohlräumen z.B. durch Versandung von Wasserhaltungsmaßnahmen) kann beispielsweise bei Rückgang des Strömungsdruckes z.B. durch Niedrigwasser im Grundwasserleiter entstehen. Bei einem neuerlichen Anstieg des Strömungsdruckes (Hochwasser) können sich dadurch in der Folge veränderte (verkürzte!) Strömungs- bzw. Sickerwege ergeben.

In Abschnitt 10.4(1)P gibt die EN 1997-1 an, dass Filterkriterien angewendet werden müssen, um die Gefahr des Austrags von Boden durch innere Erosion zu begrenzen. Welche geometrischen Nachweise bzw. Filterkriterien dafür herangezogen werden, bleibt jedoch der Fachkenntnis des Bearbeiters überlassen, da es hierfür zahlreiche Modelle gibt (z.B. Suffosionsnachweis im Merkblatt „Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen“ (MAK) der deutschen Bundesanstalt für Wasserbau).

Ein Verfahren zur Beurteilung der Erosionssicherheit von Wehren stellt das bereits 1965 veröffentlichte Verfahren nach Chugaev (Tabelle 3) dar, das kritische hydraulische Gradienten für verschiedene Bodenarten angibt. Die Gradienten gelten jedoch nur unter der Voraussetzung eines homogenen, isotropen Bodens und einer ausschließlich „horizontalen“ Durchströmung sowie für Stauanlagen mit überwiegend horizontalen Dichtungselementen. Außerdem enthält dieses Verfahren keine Sicherheitsdefinition.

Tabelle 3: Das kritische hydraulische Gefälle  $i_{krit}$  für Sande nach verschiedenen Autoren [Brandl / Hofmann 2006].

	Istomina	Brauns	Chugaev
$i_{krit} [-]$	0,30 – 0,40	0,20 – 0,40	0,12 – 0,30



Bild 6 und Bild 7 zeigen Anhaltswerte für kritische hydraulische Gradienten zur Beurteilung der Gefahr von Suffosion und Kontakterosion in Abhängigkeit von der Korngröße.

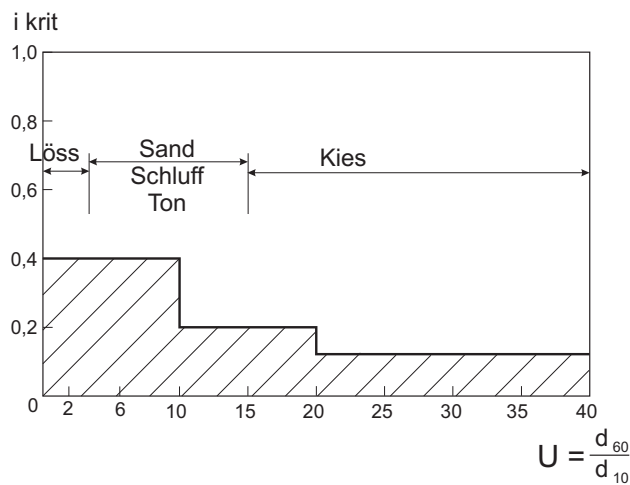


Bild 6: Beurteilung von Suffosionsgefahr in rolligen Böden nach Istomina (1957) [Brandl / Hofmann 2006].

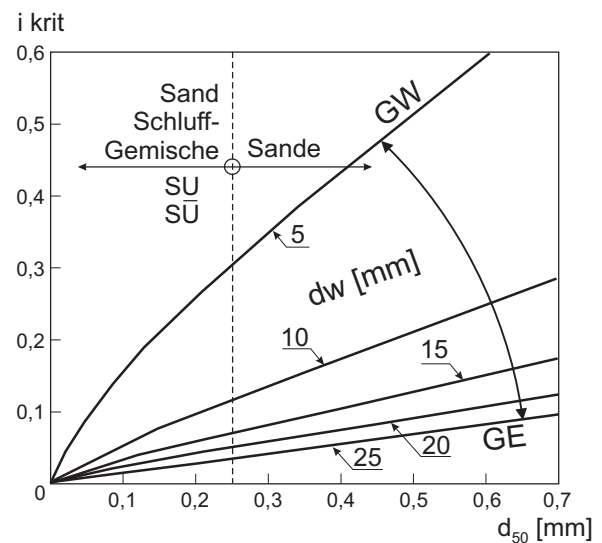


Bild 7: Kontakterosionskriterium für geschichteten Boden nach Brauns (1985) [Brandl / Hofmann 2006].  
d<sub>w</sub> ... wirksamer Korndurchmesser

Die Schichtung des Untergrundes und die damit verbundene rasche Änderung der Durchlässigkeit und des Verhältnisses von vertikaler zu horizontaler Durchlässigkeit erhöhen die Erosionsgefahr. Dieser Umstand könnte durch einen weiteren Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  berücksichtigt werden.

Der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegenüber Erosion ist nach einem Vorschlag von Brandl / Hofmann (2006) erfüllt, wenn das vorhandene hydraulische Gefälle  $i_{vorh}$  kleiner oder gleich dem Bemessungswert des hydraulischen Gradienten  $i_d$  ist:

$$i_{d,vorh} \leq i_d = \frac{i_{krit,k}}{\gamma_{i,j} \cdot \gamma_s} \tag{9}$$

- $i_{d,vorh}$  vorhandener hydraulischer Gradient  $i_{d,vorh} = i_k \cdot \gamma_H$
- $i_{krit,k}$  charakteristischer Wert des kritischen hydraulischen Gradienten
- $\gamma_{i,j}$  Teilsicherheitsbeiwert gemäß EN 1997-1 bzw. nationalem Anwendungsdokument
- $\gamma_s$  Teilsicherheitsbeiwert der die Schichtung des Untergrundes berücksichtigt

Für Hochwasserschutzdämme haben Brandl / Hofmann (2006) eine mögliche Zuordnung von Schutzklasse, Dammbauwerk, Bodenart und Sickerweg zu Teilsicherheitsbeiwerten und zulässigen hydraulischen Gefällen, auf der Basis von Erfahrungen bei Hochwasserschutzdämmen, verschiedenen Veröffentlichungen, Merkblättern und Richtlinien getroffen, siehe Bild 8.

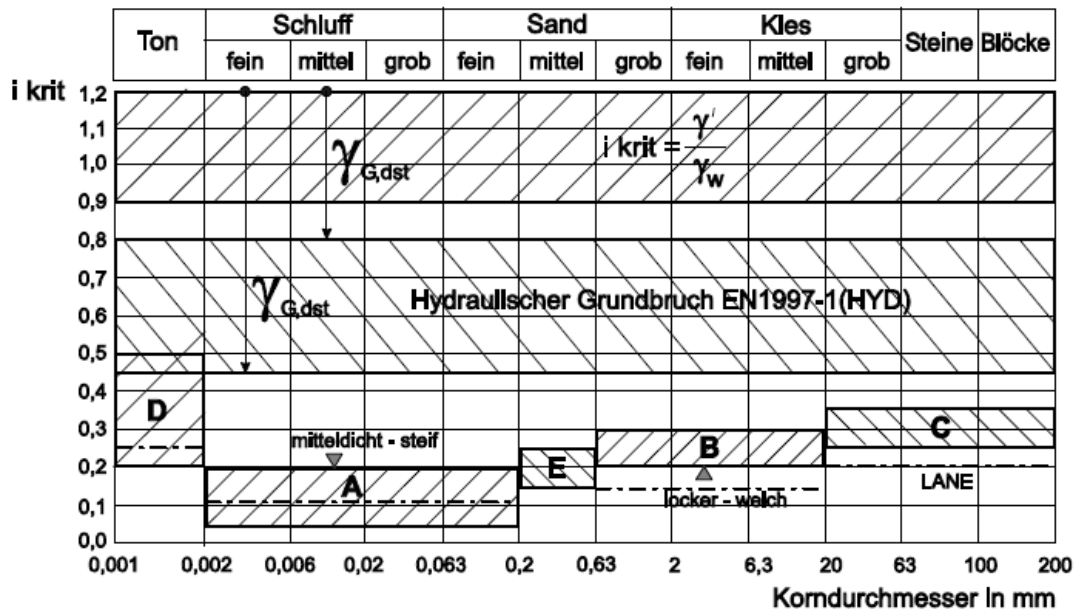


Bild 8: Zusammenfassung des kritischen hydraulischen Gefälles für Erosion für unterschiedliche feinkörnige Bodenarten A, B, C, D und E nach Brandl / Hofmann (2006).

In Tabelle 4 sind die für die Nachweise nach DWA – M 507, Entwurf 2007 und DIN 1054 anzuwendenden Global- und Teilsicherheitsbeiwerte zum Vergleich zusammengestellt.

$$\eta \geq \frac{i_{vorh}}{i_{krit}} \quad \text{und} \quad \frac{S}{\gamma_w} \geq i_{vorh} \cdot \gamma_{H,i} \geq \frac{i_{krit}}{\gamma_{H,Eros}} \quad (10)$$

Tabelle 4: Sicherheitsfaktoren  $\eta$  bzw. Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_H$  nach DWA – M 507, Entwurf 2007.

Hydraulisches Kriterium	Globalsicherheitskonzept Sicherheitsfaktor $\eta$	Teilsicherheitskonzept			
		Einwirkungen $\gamma_{H,i}(i_{vorh})$		Widerstände $\gamma_{H,Eros}(i_{vorh})$	
		LF 2	LF 3	LF 2	LF 3
Kontakterosion	1,5	1,20	1,05	1,25	1,25
Suffosion	2,0	1,20	1,05	1,65	1,50
Erosionsgrundbruch	1,5	1,20	1,05	1,25	1,25

## 2 Fallbeispiel zum Nachweis gegen hydraulisches Versagen gemäß EN 1997-1

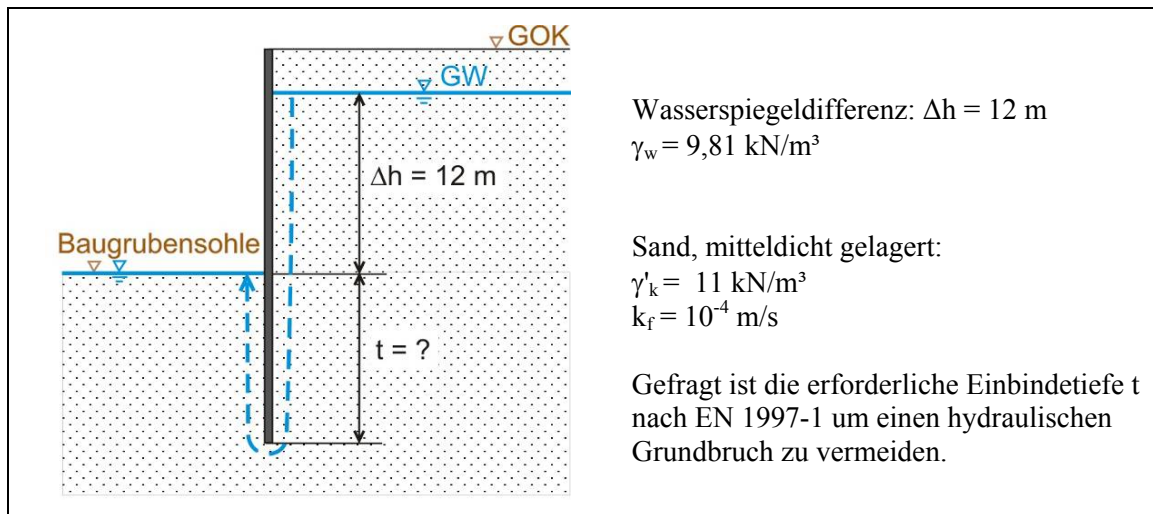


Bild 9: Fallbeispiel einer vollkommen umströmten Spundwand in homogenem Boden.

### 2.1 Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Nachweis gemäß EN 1997-1, Gleichung 2.9 b, mit **effektiven Kräften** (Modell „Durchströmung“):

$$S_{\text{dst;d}} \leq G'_{\text{stb;d}} \quad (11)$$

Bemessungswert der Strömungskraft:

$$S_{\text{dst;d}} = \gamma_{\text{dst}} \cdot \gamma_w \cdot i \cdot t \cdot A \quad (12)$$

Bemessungswert der Baugrubensohle unter Auftrieb:

$$G'_{\text{stb;d}} = \gamma_{\text{stb}} \cdot \gamma' \cdot t \cdot A \quad (13)$$

$A = \frac{t}{2} \cdot l$  ... Fläche des betrachteten Bodenprismas nach Terzaghi

Mit der vereinfachten Annahme einer für den Potentialabbau maßgebenden Länge von  $L = 2 \cdot t$  (siehe auch RVS 09.01.41 – in Entwurf) ergibt sich das hydraulische Gefälle zu:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \rightarrow i = \frac{\Delta h}{2t} \quad (14)$$

Und der näherungsweise Nachweis lautet somit:

$$\gamma_{\text{dst}} \cdot \gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{2t} \cdot t \cdot A \leq \gamma_{\text{stb}} \cdot \gamma' \cdot t \cdot A \quad (15)$$

bzw.

$$\gamma_{\text{dst}} \cdot \gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{2t} \leq \gamma_{\text{stb}} \cdot \gamma' \quad (16)$$

Mit den Teilsicherheitsfaktoren  $\gamma_{dst} = 1,35$  und  $\gamma_{stb} = 0,9$  errechnet sich die „effektiv“ erforderliche Einbindetiefe:

$$\Rightarrow t_{erf,eff} = \frac{\Delta h}{2} \cdot \frac{\gamma_{dst} \cdot \gamma_w}{\gamma_{stb} \cdot \gamma'} = \frac{12}{2} \cdot \frac{1,35 \cdot 9,81}{0,9 \cdot 11} \rightarrow \boxed{t_{erf,eff} = 8,02 \text{ m}} \quad (17)$$

Im vorliegenden Beispiel wird das hydraulische Gefälle  $i$  somit näherungsweise zu:

$$i = \frac{\Delta h}{2t} = \frac{12}{2 \cdot 8,02} = 0,75 \quad (18)$$

Die Länge des angesetzten hydraulischen Sickerweges ( $L = 2 \cdot t$ ) geht von der Annahme aus, dass der hydraulische Überdruck gegenüber der ausgepumpten Baugrube von  $\Delta h \cdot \gamma_w$  nur entlang der Einbindung der Baugrubenumschließung, und zwar linear, abgebaut wird.

Mit der Vereinfachung  $\gamma' \approx \gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$  und mit  $\gamma_{stb} = \gamma_{dst}$  wird:

$$t_{erf,eff} = \frac{\Delta h}{2} \cdot \frac{\gamma_{dst} \cdot \gamma_w}{\gamma_{stb} \cdot \gamma'} = \frac{\Delta h}{2} \rightarrow \Delta h = 2 \cdot t \rightarrow i = \frac{\Delta h}{2t} = 1,00 \quad (19)$$

Dieser Ansatz entspricht dem eher vorsichtigen Nachweis nach Davidenkoff (zitiert bei Müller-Kirchenbauer, 1964) für gleichförmige, lockere bis mitteldichte Sande, bei einem zulässig erachteten hydraulischen Gefälle von  $i = 1,00$  (vergleiche auch Bild 8).

Die Autoren Bažant, Terzaghi und Harza (zitiert bei Müller-Kirchenbauer, 1964) setzen  $\Delta h = 2,74 \cdot t$ ,  $2,83 \cdot t$  und sogar  $3,14 \cdot t$  an. Damit ergeben sich nach Auffassung der Autoren zulässige hydraulische Gefälle von  $i = 1,03$ ,  $1,06$  und  $1,17$ , je nach Bodenart und Bodenlagerungsdichte.

Gemäß **DIN 1054 bzw. EAU/EAB** wird ein fiktives hydraulisches Gefälle  $i_r$  mithilfe des fiktiven Wasserüberdrucks am Fuß der Geländesprungsicherung  $h_r$  und einer vorab gewählten (geschätzten) Einbindetiefe  $t_{gew}$  ermittelt. Für das gegenständliche Beispiel sei  $t_{gew} = 8,0 \text{ m}$  und  $h_r$  berechnet sich gemäß EAU zu:

$$h_r = \frac{\Delta h}{1 + \sqrt[3]{\frac{\Delta h}{t_{gew}} + 1}} = \frac{12}{1 + \sqrt[3]{\frac{12}{8} + 1}} = 5,09 \text{ m} \quad (20)$$

Ein Vergleich mit der genauen Ermittlung des Druckpotentials am Fuß der Geländesprungsicherung mittels numerischer Analyse des Strömungsbildes zeigt, dass die Näherungsformel für  $h_r$  gut mit dem genauen Wert  $h = 5,20 \text{ m}$ , entsprechend Bild 2 (links) übereinstimmt.

Das hydraulische Gefälle ist  $i_{vorh} = \frac{h}{t_{gew}} = \frac{5,20}{8} = 0,65$  und der Nachweis gegen hydraulischen

Grundbruch ist nach ÖNORM B 1997-1-1 bei einer Einbindetiefe von  $\boxed{t = 8,0 \text{ m}}$  erfüllt:

$$S_{dst,k} = i_{vorh} \cdot \gamma_w \cdot t \cdot \frac{t}{2} = 0,65 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 4 = 208 \text{ kN/m} \quad (21)$$

$$G'_{stb,k} = \gamma' \cdot t \cdot A = 11 \cdot 8 \cdot 4 = 352 \text{ kN/m} \quad (22)$$

$$S_{dst,k} \cdot \gamma_{dst} \leq G'_{stb,k} \cdot \gamma_{stb} \quad (23)$$

$$208 \cdot 1,35 \leq 352 \cdot 0,90 \quad \rightarrow \quad 281 < 318 \quad \text{Nachweis erfüllt} \quad (24)$$

Anmerkung: Die Berechnung zeigt, wie empfindlich die Nachweisführung HYD gegenüber der Wahl von  $\gamma'$  ist: Mit  $\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$  ist der Nachweis ebenfalls noch erfüllt ( $281 < 288$ ).

Zum Vergleich soll der Nachweis gemäß EN 1997-1, Gleichung 2.9 a, mit **totalen Spannungen** (Modell „gerade keine Durchströmung“) geführt werden:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (25)$$

Unter der Annahme, dass sich der Porenwasserdruck infolge der Umströmung des Baugrubenverbaus auf der Erdseite auf  $\Delta h \cdot \gamma_w$  abbaut, soll im ggst. Beispiel auf der Baugrubenseite für den Bemessungswert des destabilisierenden Porenwasserdrucks an der Unterseite des betrachteten Prismas angesetzt werden:

$$u_{dst,d} = \gamma_{dst} \cdot \gamma_w \cdot \Delta h \quad (26)$$

Der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung an der Unterseite des betrachteten Bodenprismas auf der Baugrubenseite ist:

$$\sigma_{stb,d} = \gamma_{stb} \cdot \gamma_r \cdot t = \gamma_{stb} \cdot (\gamma' + \gamma_w) \cdot t \quad (27)$$

Nachweis:

$$\gamma_{dst} \cdot \gamma_w \cdot \Delta h \leq \gamma_{stb} \cdot (\gamma' + \gamma_w) \cdot t \quad (28)$$

Mit  $\gamma_{dst} = 1,35$  und  $\gamma_{stb} = 0,9$  ergibt sich für die „totale“ erforderliche Einbindetiefe:

$$\Rightarrow t_{erf,tot} = \frac{\gamma_{dst} \cdot \gamma_w \cdot \Delta h}{\gamma_{st} \cdot (\gamma' + \gamma_w)} = \frac{1,35 \cdot 9,81 \cdot 12}{0,9 \cdot (11 + 9,81)} \Rightarrow t_{erf,tot} = 8,49 \text{ m} \quad (29)$$

Die Ergebnisse zufolge der beiden, gemäß EN 1997-1 möglichen Nachweise sind nicht genau ident. Wie in Abschnitt 1.5 ausgeführt, besteht bei den Ansätzen von totalen und von effektiven Spannungen **nur** bei Teilsicherheiten  $\gamma_{stb} = \gamma_{dst} = 1$  (und  $\gamma' = \gamma_w$ ) Äquivalenz.

Mit  $\gamma_{stb} = \gamma_{dst} \rightarrow \eta = \frac{\gamma_{dst}}{\gamma_{stb}} = 1$  folgt für das ggst. Beispiel (Bild 9):

$$t_{erf,eff} = \frac{\Delta h}{2} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma'} = \frac{12 \cdot 9,81}{2 \cdot 11} = 5,35 \text{ m} \quad \text{und} \quad t_{erf,tot} = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\gamma' + \gamma_w} = \frac{9,81 \cdot 12}{11 + 9,81} = 5,66 \text{ m} \quad (30)$$

Die Ergebnisse zufolge der beiden zulässigen Nachweisführungen werden erst dann vollkommen ident, wenn zusätzlich die näherungsweise Vereinfachung  $\gamma' \approx \gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$  getroffen wird.

Dann ergibt sich:

$$t_{\text{erf,eff}} = \frac{\Delta h}{2} \cdot \frac{10}{10} = 6 \text{ m} \quad \text{und} \quad t_{\text{erf,tot}} = \frac{10 \cdot \Delta h}{20} = 6 \text{ m} \quad (31)$$

## 2.2 Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion etc.

Der Nachweis der Suffosionssicherheit des Sandes aus vorliegendem Beispiel (Bild 9) ist in Bild 10 nach dem Merkblatt Anwendungen von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAK) geführt. Das Merkblatt hält in Anlage 1, Blatt 2 unter Punkt 2.4 Suffosionssicherheit fest, dass Böden mit stetigen Kornverteilungskurven und Ungleichförmigkeitszahlen  $C_U < 8$  als suffosionssicher gelten dürfen. **Ist  $C_U > 8$ , muss der Nachweis der Suffosionssicherheit geführt werden.** Eine Reduzierung des hydraulischen Gefälles allein durch eine Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{\text{dst}}$  von 1,35 bzw. 1,50 auf 2,0 oder 3,0 kann für einen allfälligen Suffosionsvorgang im Boden zeitverzögernd wirken. Die Feinteilverarmung im Boden dauert dann länger (Reduktion der Feinkornfracht), die hydraulische Grundbruchgefahr bleibt aber bei länger dauernder Einwirkung in der Regel bestehen.

Besonders Lockergesteine mit intermittierenden Kornverteilungen lassen häufig eine ausreichende Suffosionssicherheit vermissen, daher soll der Nachweis (bzw. die Bemessung eines ungebundenen Kornfilters) gemäß Deutschen BA für Wasserbau an einem solchen Beispielboden gezeigt werden.

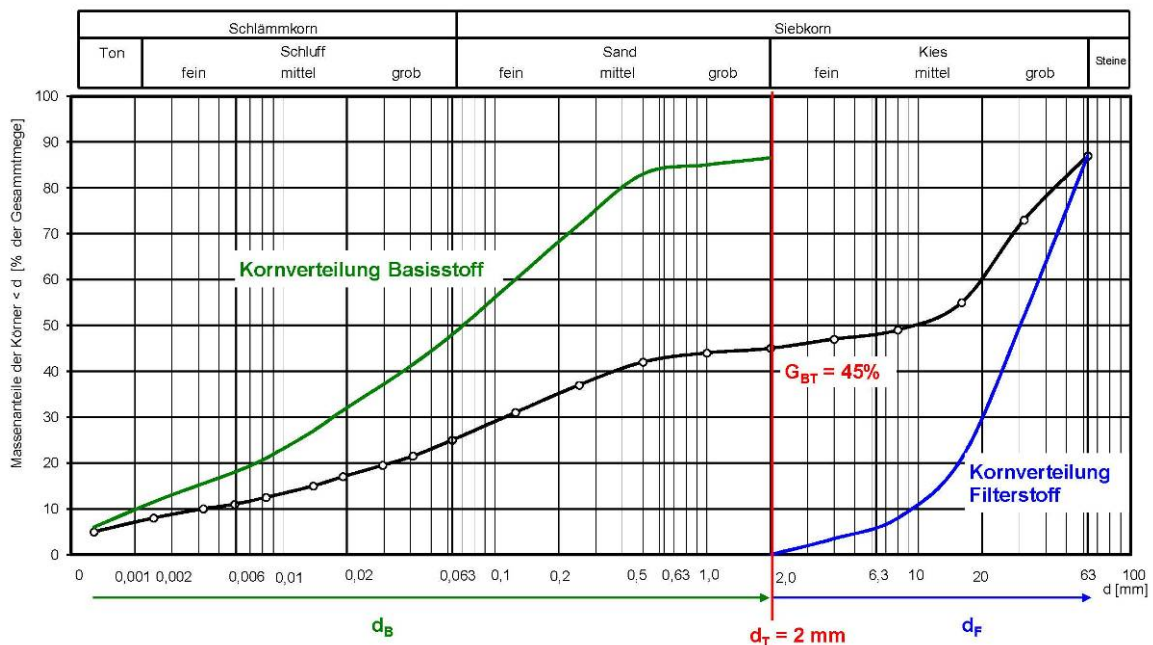


Bild 10: Nachweis der Suffosionssicherheit nach MAK der Deutschen BA für Wasserbau an einer beispielhaft gewählten Körnungslinie mit  $C_U = 20 / 0,005 = 4000$ .

Zunächst wird die vorhandene Körnungslinie in Basisstoff ( $d_B$ ) und Filterstoff ( $d_F$ ), beispielhaft für den Trenndurchmesser  $d_T = 2$  mm getrennt und bei Gewichtsprozenten ( $G_{BT}$ ) des Bodens am gewählten Trennschnitt  $d_T$  von  $G_{BT} = 45\%$  untersucht.

Bezogen auf das Untersuchungsbeispiel ergibt sich für den Basisstoff ein Ungleichförmigkeitsgrad  $d_{60}/d_{10}$  von etwa  $C_{U,I} = 0,14 / 0,002 = 70$  und für den Filterstoff  $C_{U,II} = 32 / 9 = 3,56$ .

Nach dem Diagramm von Cistin / Ziems (siehe z.B. MAK der Deutschen BA für Wasserbau) ergibt sich für das gewählte Beispiel das zulässige  $A_{50} < 8$ . Aus den beiden Kornverteilungslinien lässt sich ein vorhandenes  $A_{50} = (d_{50\text{Filter}})/(d_{50\text{Basis}}) = 30 / 0,068 = 441$  rechnerisch abschätzen. Damit wäre der angegebene Boden für den Trennbereich  $G_{BT} = 45\%$  extrem suffosionsgefährdet (vorh.  $A_{50} \gg$  zul.  $A_{50} \sim 8$ ).

Mit  $i_{\text{vorh}} = \frac{5,2}{8} = 0,62$  (siehe Bild 2 links) und unter Zugrundelegung der unteren und oberen Schranke der inneren Erosionsstabilität nach Brauns für Sande aus Tabelle 3 ergibt sich für das gegenständliche Beispiel:

$$i_{\text{vorh}} = 0,62 > 0,4 > 0,2 \quad \text{für } i_{\text{krit.}} \quad (32)$$

Nach den Kriterien von Brauns wäre das Beispiel für Sande nicht erosionssicher, da  $i_{\text{vorh}}$  zu hoch und damit die gewählte Einbindetiefe von  $t = 8,0$  m zu kurz ist. Um die obere Schranke mit  $i_{\text{vorh}} < 0,4$  zu erreichen, müsste ungefähr  $t \geq 15,0$  m werden.

Mit den Sicherheitsfaktoren  $\eta$  bzw.  $\gamma_H$  (Teilsicherheitsbeiwerte nach DWA – M 507, Entwurf 2007 entspr. Tabelle 4) ergibt sich für Lastfallkombination 2 bei Kontakterosion:

$$\eta_{\text{global}} = \frac{i_{\text{krit.}}}{i_{\text{vorh}}} = \frac{\gamma_{G;\text{dst}}}{\gamma_{G;\text{stb}}} \leq \gamma_{H,i}(i_{\text{vorh}}) \cdot \gamma_{H,\text{Eros}}(i_{\text{vorh}}) = 1,20 \cdot 1,25 = 1,50 \quad (33)$$

Für den Nachweis nach Tabelle 4 gegen Suffosionsgefahr bei Dämmen und lange anhaltenden, hohen Wasserdruckdifferenzen wird empfohlen

$$\eta_{\text{global}} = \gamma_{H,i}(i_{\text{vorh}}) \cdot \gamma_{H,\text{Eros}}(i_{\text{vorh}}) = 1,20 \cdot 1,65 = 1,98 \quad (34)$$

einzuhalten.

### 3 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Nach EN 1997-1 sind im Zusammenhang mit hydraulisch verursachtem Versagen entsprechende Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch, andere hydraulische Versagen (innere Erosion, Suffosion, Piping, etc.) sowie gegen Aufschwimmen erforderlich.

Der bisherige globale Sicherheitsfaktor wird im Sinne des Partialsicherheitskonzepts der EN 1997-1 in die stabilisierenden und destabilisierenden Teilsicherheitsfaktoren aufgespalten.

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch darf gemäß EN 1997-1 sowohl mittels effektiver, als auch mittels totaler Spannungen geführt werden, was jedoch zu unterschiedlichen Ergebnissen führt. Die Autoren empfehlen – in Übereinstimmung mit anderen Regelwerken (z.B. DIN 1054) – eine Vorgangsweise, bei der die wirksamen Strömungskräfte den mit den Auftriebswichten ermittelten, stabilisierenden Gewichtskräften gegenüber gestellt werden (Ansatz effektiver Spannungen). Dabei ist das für die Strömungskraft maßgebende hydraulische Gefälle, bzw. die für den Abbau der herrschenden Druckpotentialdifferenz zur Verfügung stehende, durchströmte Länge sachverständig zu bestimmen.

Der Nachweis der Erosions- bzw. Suffosionsbeständigkeit des Baugrundes („andere hydraulische Versagensformen“) ist besonders für langfristig ungeschützte Baukonstruktionen von entscheidender Bedeutung. Wenn dieser Nachweis nicht erfüllt wird, muss das hydraulische Gefälle durch eine Vertiefung der Verbauwand reduziert werden (z.B. nach gemäß Tabelle 3) und ein geotechnischer Sachverständiger ist beizuziehen. In kritischen Fällen ist eine bloße Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Größe des ehemaligen globalen Sicherheitsbeiwertes für feinkörnige Böden nach Tabelle 1, nach Meinung der Verfasser, für den Nachweis der Erosions- und Suffosionsbeständigkeit nicht immer ausreichend.

Welche Auswirkungen die möglichen hydraulischen Versagensformen in der Praxis haben können, geht aus Tabelle 5 hervor, in der die für ein Fallbeispiel ermittelten, erforderlichen Einbindetiefen einer Baugrubenwand verglichen sind.

Tabelle 5: Zusammenstellung der sich nach EN 1997-1 rechnerisch ergebenden Einbindetiefen  $t$  eines vollständig umströmten Baugrubenverbaus in einem homogenen Boden und bei einer Wasserdruckdifferenz von  $\Delta h = 12$  m (Fallbeispiel Bild 9).

Versagensformen			
Hydraulischer Grundbruch		Innere Erosion (Sand)	Aufschwimmen
$\sigma_{\text{eff}}$	$\sigma_{\text{tot}}$		$\sigma_{\text{tot}}$
$t = 8,02$ m ( $i = 0,65$ ) $t = 7,00$ m ( $i = 0,72$ )	$t = 8,49$ m	$t = 15,00$ m ( $i = 0,40$ )	( $t = 6,28$ m)



Die hydraulisch erforderliche Einbindetiefe einer Geländesprungsicherung bleibt somit – wie schon bisher auch – abgesehen von der Baugrubenform, dem Verhältnis Baugrubentiefe zu Baugrubenbreite etc., vom jeweils maßgeblichen feinkörnigen Boden (Kornverteilung, Kohäsion), von der Gleich- oder Ungleichförmigkeit der Wasserdurchlässigkeit (Bodenschichtung) und der Mächtigkeit der im Sickerweg des Grundwassers gelegenen Horizonte (Teil- oder Vollumströmung) bestimmt.

**Zusammenfassend sei nochmals darauf hingewiesen, dass für den Nachweis gegen hydraulisch verursachtes Versagen der Wahl des richtigen bodenmechanischen bzw. hydraulischen Modells besondere Bedeutung zukommt.**

## Literatur

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK).

Brandl, H.; Hofmann, R.: Erosionsstabilität und Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen bei Wildbächen, Tagungsband, Siegen 2006.

Davidenkoff, R.: Unterläufigkeit von Stauwerken, Wernerverlag, Düsseldorf 1970.

DIN 1054: 2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.

ÖNORM EN 1997-1:2009-05-05, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln.

ÖNORM B 1997-1-1:2010-03-15: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1.

Martak, L.: Standsicherheitsbetrachtungen bei Absenkungen und Abdichtungen, Sicherheitskonzept des Eurocode 7, schriftlicher Beitrag zum Lehrgang Abdichten statt Absenken im Erdbau, Grund- und Wasserbau, technische Akademie Esslingen 1996.

Martak, L.; Hofmann, R.: Hydraulisch verursachtes Versagen nach Abschnitt 10 der EN 1997-1:2006 in Verbindung mit Abschnitt 4.10 Hydraulischer Grundbruch (HYD) der ÖNORM B 1997-1-1:2007, Einführung des Eurocode 7 – Teil 1, Vortragsseminar, Wien 2009.

RVS-Richtlinie 09.01.41 Offene Bauweise T02 Tunnelbau im urbanen Raum, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr – in Vorbereitung 2011.

Terzaghi, K.; Peck, R.B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer Verlag Berlin 1961.