

## DIE BEMESSUNG DER KLEIABDECKUNG VON DEICHAUßENBÖSCHUNGEN

Ein Konzept zum Entwurf gleichermaßen sicherer wie wirtschaftlicher  
Seedeiche

*Dipl.-Ing. Carsten Pohl*

### 1. EINLEITUNG

Erste Aufzeichnungen über den Deichbau im deutsch-niederländischem Küstengebiet aus der Zeit nach dem 12. Jahrhundert betreffen vor allem den Bedarf und die Lieferung von Baustoffen sowie deren Kosten, wobei in dieser Zeit der Deichbau eine gewöhnliche bäuerliche Tätigkeit war. Zu Beginn der Neuzeit wurde der Deichbau schließlich eine eigenständige handwerklich-technische Disziplin. Einen tiefgreifenden Wandel in der Deichbautechnik brachte der Übergang von der Hand- zur Maschinenarbeit in den ersten Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts. Erkenntnisse zur Wehrhaftigkeit der Deichböden stammen zum größten Teil aus dieser Zeit, allerdings wurde erst nach den Sturmfluten von 1953 und 1962 damit begonnen, die Zusammenhänge zwischen den Einwirkungen und konkreten Schädigungsformen zu analysieren.

Aufgrund der Schäden während der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 wurde eine Ingenieurkommission zur Untersuchung eingesetzt. An den Außenböschungen traten insbesondere in der Zone des höchsten Tidehochwasserstandes schwere Schäden auf (Abb. 1). Ausgangspunkte waren neben einer minderwertigen Grasnarbe ausgeprägte Wechsel in der Böschungsneigung sowie die zahlreichen Anlagen im Deich, wie Schuppen, Treppen oder Weidezäune. Beschädigungen der Grasnarbe durch Wühlmäuse, Maulwürfe und andere tierische und pflanzliche Schädlinge stellten weitere Angriffspunkte für die Brandung dar.



Abb.1: Schwerer Schaden an der Außenböschung (Ingenieurkommission 1962)

Anhand dieser Erfahrungen leitete der Küstenausschuss Nord- und Ostsee im selben Jahr Empfehlungen ab, auf denen noch die heutige Bauweise von Seedeichen beruht. Bei folgenden Sturmfluten haben sich diese Empfehlungen bewährt. Eine Bemessung der

Abdeckung erfolgt jedoch nicht, stattdessen haben sich lokal sehr unterschiedliche Abdeckungsdicken etabliert. So reichen die empfohlenen Dicken nach EAK 2002 von 1,0 m in Schleswig-Holstein bis zu 1,50 m in Niedersachsen und 2,0 m in Hamburg, ohne dass dies nachvollziehbar wäre. Im Zusammenhang mit der Verknappung von deichfähigem Klei, länger werdenden Transportwegen und damit höheren Kosten entsteht jedoch immer öfter das Bedürfnis, die Dicke der Abdeckung aus den Einwirkungen einerseits und den bodenmechanischen Eigenschaften der Böden andererseits abzuleiten, die Dicke der Abdeckung also zu bemessen.

Unterstützt durch eine Förderung des II. Oldenburgischen Deichbands wurde daher am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Universität Duisburg-Essen unter der wissenschaftlichen Leitung von Prof. Dr.-Ing. W. Richwien ein Bemessungskonzept für die Außenböschung von Seedeichen erarbeitet. Hierzu liegt bisher nur ein unveröffentlichter Bericht vor (Richwien, W., Pohl, C. 2004). Der nachfolgende Beitrag stellt das in diesem Zusammenhang erarbeitete Bemessungskonzept vor.

## **2. BEMESSUNGSKONZEPT FÜR DIE ABDECKUNG DER AUßENBÖSCHUNG VON SEEDEICHEN**

Der Begriff Bemessung bezeichnet im Ingenieurwesen die Festlegung von Baustoffen, Baustoffeigenschaften und Bauteilabmessungen mit dem Ziel, das betreffende Bauteil für seine bestimmungsgemäße Beanspruchung auszulegen. Als bestimmungsgemäße Beanspruchung der Kleiabdeckung von Deichaußenböschungen sind vorrangig der Einstau des Deiches, der Brecherstoß sowie Wellenauflauf und –rücklauf und alle damit verbundenen Prozesse zu nennen. Die Kleiabdeckung ist somit für Sandkerndeiche ein unverzichtbares konstruktives Element, welches definierte Eigenschaften aufweisen muss. Das nachfolgende Bemessungskonzept folgt einem deterministischen Ansatz, der die denkbaren Versagensformen in Grenzzustandsgleichungen erfasst. Grundlage des Konzeptes ist die Quantifizierung der in EAK 2002 nur verbal formulierten Anforderungen: *„Eine bindige Deichabdeckung soll die folgenden Aufgaben erfüllen:*

- *Schutz des sandigen Deichkerns gegen Wellenschlag und Erosion*
- *Reduzierung der Infiltrationsrate (Durchsickerung), wobei im Gegensatz zu einer Deponieabdichtung keine absolute Dichtigkeit erforderlich ist und*
- *Bildung eines Substrats für eine möglichst dichte Grasnarbe.“*

Im Folgenden werden die beiden Elemente des Bemessungskonzeptes vorgestellt. Die Dicke der Abdeckung ergibt sich aus der Forderung der Begrenzung der Infiltrationsrate. Statische Erfordernisse liefern aus der Wellenbeanspruchung ein Festigkeitskriterium. Eine ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen Erosion wird durch eine qualitativ hochwertige Grasnarbe gewährleistet.

## 2.1. Bemessung der Dicke der Abdeckung

Im Sturmflutfall wird die Außenböschung längerfristig eingestaut, wobei die Infiltrationsrate  $q$  unterhalb eines zulässigen Grenzwertes bleiben muss. Die im Laufe der Jahre durch den Einfluss der Witterung, d. h. einem Wechsel aus Vernässung und Austrocknung, Gefrieren und Tauen, entstandene Struktur des Kleis prägt die Wasserdurchlässigkeit. Je nach Schrumpfneigung des verwendeten Bodens entstehen bei Austrocknung Schrumpfrisse im oberen Bereich der Deckschicht. Das Schrumpfmaß  $V_S$  als Differenz zwischen dem Bodenvolumen bei Fließgrenzwassergehalt und dem Volumen des Bodens nach Ofentrocknung, bezogen auf das Bodenvolumen bei Fließgrenzwassergehalt, gilt als Indikator für diesen Prozess. Schrumpfrisse sind umso ausgeprägter, je größer das bodenspezifische Schrumpfmaß  $V_S$  ist und sie reichen so tief in den Boden hinein, wie der Boden austrocknet. Durch eine anschließende Vernässung schließen sich die Risse zwar teilweise wieder, sofern sie nicht durch aus den Rissflanken herausgebrochene Aggregate blockiert werden, es bleiben aber bevorzugte Fließwege, sodass diesem Teil der Abdeckung keine dichtende Wirkung zugeschrieben werden kann. Die Abdeckung muss daher um ein Maß  $\Delta d$  dicker sein als die Risstiefe  $d_R$  (vgl. Abb. 2):

$$d \geq d_R + \Delta d. \quad (1)$$

Nach eigenen Beobachtungen beträgt die maximale Schrumpfrisstiefe rund das 3-fache des Schrumpfmaßes  $V_S$  (Weißmann, R., Richwien, W. 2004):

$$d_R = 3 \cdot V_S. \quad (2)$$

Mindestens ist jedoch von 0,2 m auszugehen, was dem stark zerlegten Durchwurzelungsbereich entspricht. Auf eine obere Begrenzung der Risstiefe wird aufgrund der hohen Beanspruchung der Außenböschung durch Einstau im Gegensatz zur Binnenböschung verzichtet (Weißmann, R., Richwien, W. 2004).

Die Zusatzdicke  $\Delta d$  dient zur Begrenzung des Gradienten des Potentials  $\psi$  und somit zur Reduzierung der Infiltrationsrate. Das Gesamtpotential setzt sich aus den Anteilen aus Gravitations-, Matrix- und Druckpotential zusammen, wobei die ersten beiden Anteile im Verhältnis zum Druckpotential  $\psi_p$ , welches der Summe aus Überstauhöhe, Risstiefe und Zusatzdicke entspricht, vernachlässigbar sind (Weißmann, R. 2003). Nach dem Gesetz von Darcy kann die Strömungsgeschwindigkeit  $v$  als Produkt aus der bodenspezifischen Durchlässigkeit  $k_f$  und dem Gradienten des Potentials ausgedrückt werden:

$$v = k_f \cdot \text{grad. } \Psi, \quad (3)$$

$$\text{bzw. } v = k_f \cdot \frac{h_{\bar{u}} + d_R + \Delta d}{\Delta d}. \quad (4)$$

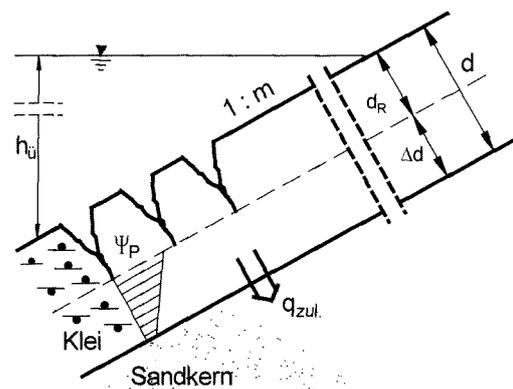


Abb. 2: Systemskizze zur Infiltration

Der pro  $m^2$  und Zeiteinheit in die Abdeckung infiltrierende Wasserstrom  $q$  ergibt sich unter Einbeziehung von Gleichung 4 zu:

$$q = k_f \cdot \frac{h_{\bar{u}} + d_R + \Delta d}{\Delta d} \left[ \frac{m^3}{m^2 \cdot s} \right] \quad (5)$$

Unter Vorgabe einer zulässigen Infiltrationsrate kann damit die Bestimmungsgleichung für die Zusatzdicke  $\Delta d$  angegeben werden:

$$\Delta d \geq \frac{k_f}{q - k_f} \cdot (h_{\bar{u}} + d_R) \quad [m]. \quad (6)$$

Aus baupraktischen Gründen ist es sinnvoll, eine Untergrenze für das Maß  $\Delta d$  festzulegen, so z. B.:

$$\Delta d \geq 0,1 \cdot h_{\bar{u}} \quad \text{und} \quad \Delta d \geq 0,5 \text{ m}. \quad (7)$$

## 2.2. Druckschlagbemessung

Nach der Sturmflut 1962 konnten an den Außenböschungen zahlreiche Ausschläge beobachtet werden, welche auf die Belastung aus Druckschlag zurückzuführen sind. Auf Böschungen wird ein Druckschlag aus brechenden Wellen allein durch den Sturzbrecher erzeugt (s. Abb. 3). Die Wassermassen bilden eine Fallparabel und schließen dabei Luft ein, welche die Welle schließlich explosionsartig aufbrechen lässt. Über einen Böschungsbereich von wenigen Dezimetern wird ein hoher Energieanteil in die Böschung eingeleitet. Die Druckspannungen können dadurch ein Vielfaches der statischen Wasserlast betragen. Die Druckschlagspitzen sind zufallsverteilt und hängen nach Führböter (1991)

von der Wellenhöhe  $H_S$  [m] und der Böschungsneigung  $m$  ab (die Bezeichnungen der Parameter wurden angepasst):

$$\begin{aligned} p_{\max} &= C(i) \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_S \\ &= \frac{24}{m} \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_S \quad \left[ \frac{kN}{m^2} \right]. \end{aligned} \quad (8)$$

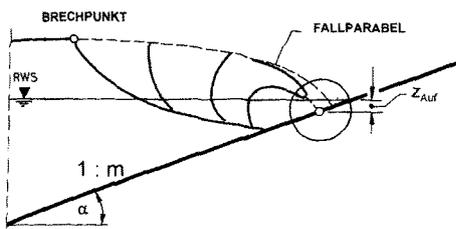


Abb. 3: Aufschlagende Brecherzunge des Sturzbrechers (EAK 2002)

In Gleichung 8 entsprechen  $\rho_W$  [ $g/cm^3$ ] der Dichte des Wassers und  $g$  [ $m/s^2$ ] der Erdbeschleunigung. Der Vorfaktor  $24/m$  spiegelt als Näherung die Druckschlagspitze wider, die einmal unter 1000 Wellen zu erwarten ist. Naturmessungen am Eiderdamm und auf Wangerooge haben an mit 1 : 4 geneigten Böschungen Werte für  $C(i)$  in Höhe von 4 bis 7 bestätigt (EAK 2002). Der große Einfluss der Böschungsneigung erklärt sich mit der längeren Verweilzeit des Rücklaufwassers bei flachen Böschungen, welches als Wasserpolster dient und den Druckschlag dämpft.

Die Druckschlagdauer liegt im Bereich von unter 1/100 Sekunde, bevor eine Entlastung von mehreren Sekunden stattfindet. Parameterstudien, die anhand von im Labor simulierten Druckschlägen auf eine Kleiabdeckung kalibriert wurden, haben gezeigt, dass aufgrund der geringen Druckschlagbreite keine nennenswerten Porenwasserdrücke unter der Abdeckung auftreten. Somit besteht die eigentliche Gefahr bei vorgeschädigten Abdeckungen. Führböter führte dazu bereits 1966 aus, dass die Verhältnisse völlig anders liegen, „wenn der von dem Druckschlag getroffene Festkörper wassergefüllte Spalten, Risse, Klüfte oder Fugen aufweist. Gerade die örtliche Begrenzung des Druckschlages führt hier zu einer inneren Sprengwirkung vergleichbar einer hydraulischen Presse, wenn der Druckschlag an einer Stelle wirkt, wo die wassergefüllte Spalte an die Oberfläche tritt; der Druckschlag wird mit der Schallgeschwindigkeit im Wasser ( $c = 1485 \text{ m/s}$ ) in das Spaltenetz übertragen und bricht von innen nach außen das Material auseinander.“

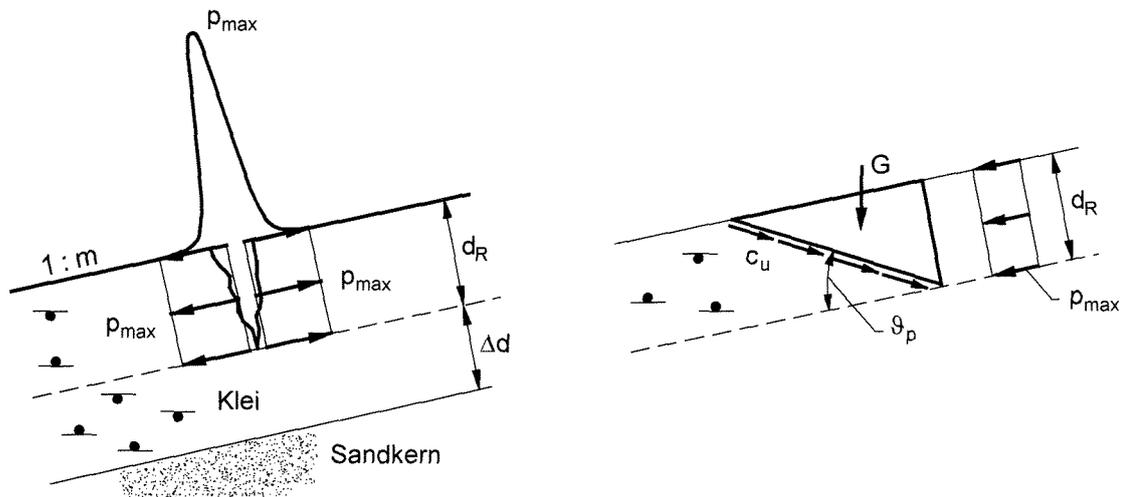


Abb. 4: Systemskizze zur Druckschlagbemessung (in Anlehnung an Führböter, A. 1966)

In Anlehnung an Führböter kann das Kräftegleichgewicht in der Gleitfuge unter Vernachlässigung des Bodeneigengewichtes gemäß Abb. 4 aufgestellt werden, sodass die Druckschlagspannung allein von der undrainierten Kohäsion  $c_u$  aufgenommen werden muss:

$$\frac{c_u \cdot d_R}{\sin \delta_p} \stackrel{!}{\geq} d_R \cdot p_{\max} \cdot \cos \delta_p. \quad (9)$$

Der Gleitflächenwinkel  $\delta_p$  für Kohäsion beträgt bei Sättigung des Porenraumes mit Wasser im undrainierten Zustand nach Ohde  $45^\circ$ . Somit muss die Kleiabdeckung mindestens eine undrainierte Scherfestigkeit von  $0,5 \cdot p_{\max}$  aufweisen:

$$\begin{aligned} c_u &\stackrel{!}{\geq} 0,5 \cdot \frac{24}{m} \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_S \\ &= \frac{12}{m} \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_S. \end{aligned} \quad (10)$$

Die Festigkeit eines bindigen aggregierten Bodens hängt von der Konsistenz und somit vom aktuellen Wassergehalt  $w$  ab. Die Konsistenz wird durch die Konsistenzzahl  $I_C$  beschrieben, welche sich neben dem aktuellen Wassergehalt  $w$  und dem Wassergehalt am Übergang vom flüssigen zum breiigen Zustand  $w_L$  (Fließgrenze) aus dem Wassergehalt am Übergang vom steifen zum halbfesten Zustand  $w_P$  (Ausrollgrenze) berechnet (Richwien, W., Lesny, K. 2004):

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad (11)$$

Als Konsequenz weist ein trockener Boden mit einer hohen Konsistenzzahl eine deutlich höhere Festigkeit auf, als ein vernässter Boden mit geringer Konsistenzzahl. Dieser Zusammenhang lässt sich durch eine logarithmische Beziehung zur Konsistenz formulieren (Weißmann, R. 2003):

$$c_u(w) = c_u(w_P)^{I_C} \quad (12)$$

In Gleichung 12 entspricht  $c_u(w_P)$  der Festigkeit eines Bodens bei einem Wassergehalt an der Ausrollgrenze  $w_P$ .

Während des Einstaus der Außenböschung sowie durch Niederschlag füllt sich das vorhandene Porenvolumen bis zur Sättigung mit Wasser, sodass eine weitere Zunahme des Wassergehaltes nicht möglich ist. Ausgehend vom Porenanteil  $n$  ergibt sich somit ein unterer Grenzwert der Festigkeit eines Bodens in Abhängigkeit vom Sättigungswassergehalt  $w_{sat}$ :

$$w_{sat} = n \cdot \frac{\rho_W}{\rho_d} \quad (13)$$

wobei  $\rho_d$  die Trockendichte des Bodens ist.

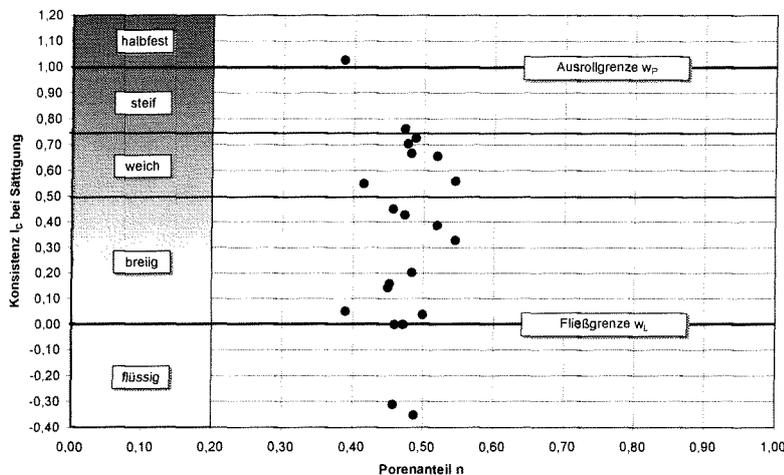


Abb. 5: Porenanteil und Sättigungskonsistenzzahl verschiedener norddeutscher Kleiböden (Weißmann, R., Richwien, W. 2004)

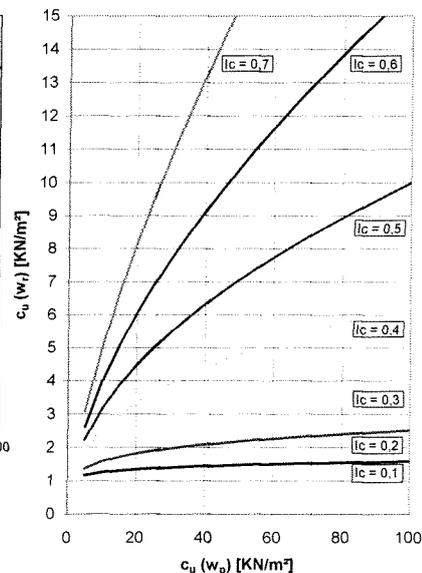


Abb. 6: Bandbreite der Scherfestigkeit bei Sättigung  $c_u(w_{sat})$  (Weißmann, R., Richwien, W. 2004)

Frühere Untersuchungen von Kleiabdeckungen in Niedersachsen und Schleswig-Holstein haben gemäß Abb. 5 Porenanteile in einem Bereich von rd. 0,40 bis rd. 0,55 ergeben, während Sättigungskonsistenzzahlen  $I_{C,sat}$  zwischen rd. 0 und rd. 0,75 vorlagen (Weißmann, R. 2003). Typischerweise weisen Kleiböden bei einem Wassergehalt an der Ausrollgrenze Scherfestigkeiten  $c_u(w_P)$  in einer Größenordnung von 10 kN/m<sup>2</sup> bis 100 kN/m<sup>2</sup> auf. Abb. 6 zeigt unter Auswertung von Gl. 12 die große praktisch relevante Bandbreite der undrainierten Scherfestigkeit bei Sättigung  $c_u(w_{sat})$  des Kleis.

Aus dem geforderten Kräftegleichgewicht nach Gl. 10 lässt sich somit unter Einbeziehung der Gleichungen 11 bis 13 ein bodenspezifischer maximaler Porenanteil  $n$  ableiten, der beim Einbau der Kleiabdeckung einzuhalten ist:

$$n \leq \frac{\rho_d}{\rho_w} \cdot \left[ w_L - \frac{\ln(12/m \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_s)}{\ln(c_u(w_P))} \cdot (w_L - w_P) \right] \quad (14)$$

Gegebenenfalls kann diese Gleichung um das Bodeneigengewicht und die Durchwurzelungskohäsion erweitert werden.

### 3. BEMESSUNGSBEISPIELE

Die Festlegung der zulässigen Infiltrationsrate hat maßgebenden Einfluss auf die erforderliche Dicke der Abdeckung und hängt neben der Deichgeometrie vor allem von der Leistungsfähigkeit der Deichkernentwässerung ab. Für den nicht planmäßig entwässerten Sandkern schlagen die Autoren der Studie (Richwien, W., Pohl, C. 2004) auf Grundlage von Parameterstudien eine zulässige Infiltrationsrate  $q$  von  $1 \cdot 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup> · s) vor. Im Vergleich erfordern Deponien der Deponiekategorie I nach derzeitiger Regelung in der Nachbetriebsphase (Phase III) ständig eine maximale Infiltrationsrate von  $5,3 \cdot 10^{-9}$  m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup> · s) (vgl. GDA 1997).

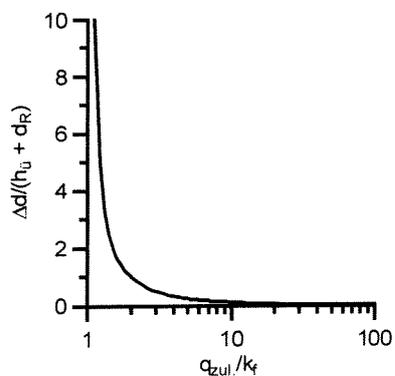


Abb. 7: Einfluss der zul. Infiltrationsrate auf die erforderliche Zusatzdicke

Die Durchlässigkeit  $k_f$  wird an speziell hergestellten Probekörpern, die der Struktur der Abdeckung vergleichbar sind, im Labor nach DIN 18130 T1 ermittelt, das Schrumpfmaß nach DIN 18122 T2. Böden mit Durchlässigkeiten, die nur geringfügig kleiner sind als  $q$ , erfordern eine sehr große Zusatzdicke  $\Delta d$ . Bereits bei einer Zehnerpotenz Unterschied zwischen zul. Infiltrationsrate und Durchlässigkeit wird das Verhältnis aus Zusatzdicke zur Summe aus Überstauhöhe  $h_0$  und Risttiefe  $d_R$  auf den Wert 0,11 reduziert (s. Abb. 7).

Böden mit hohen Durchlässigkeiten haben tendenziell auch ein geringes Schrumpfmaß, sodass die Risstiefe  $d_R$  i. d. R. klein ist, wenn die Zusatzdicke  $\Delta d$  groß ist und umgekehrt. Die drei in Tab. 1 dargestellten Beispiele verdeutlichen diesen Aspekt.

Boden 1 hat nur ein geringes Schrumpfmaß. Nach Gleichung 2 ist die Risstiefe mit 0,15 m kleiner als die Durchwurzelungstiefe von 0,20 m, die somit maßgebend wird. Für Durchlässigkeiten, die größer oder gleich der zulässigen Infiltrationsrate sind, ergibt Gl. 6 keinen

	Boden 1	Boden 2	Boden 3
$k_f$ [m/s]	$5 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-7}$
$V_S$ [-]	0,05	0,15	0,30
$d_R$ [m]	0,20	0,45	0,90
$\Delta d$ [m]	$\rightarrow \infty$	1,36	0,43
$d$ [m]	$\rightarrow \infty$	1,81	1,33

Tab. 1: Bemessungsbeispiele Abdeckungsdicke

physikalischen Sinn. Die Zusatzdicke strebt daher für diese Fälle gemäß Abb. 7 gegen unendlich. Aufgrund der zu hohen Wasserdurchlässigkeit scheidet Boden 1 damit unter Zugrundelegung einer zul. Infiltrationsrate von  $1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$  als Deichbaustoff aus.

Boden 2 hingegen ist durch eine geringere Durchlässigkeit  $k_f$  und ein höheres Schrumpfmaß  $V_S$  gekennzeichnet. Es ergibt sich eine Risstiefe von 0,45 m, die zusammen mit einer Zusatzdicke  $\Delta d$  von 1,36 m zu einer erforderlichen Abdeckungsdicke von 1,81 m führt.

Im Gegensatz dazu beträgt bei Boden 3, der die geringste Systemdurchlässigkeit  $k_f$  und das höchste Schrumpfmaß  $V_S$  der drei Beispielböden aufweist, die Risstiefe 0,90 m. Durch die geringe Durchlässigkeit erhält man nach Gl. 6 lediglich eine rechnerische Zusatzdicke von 0,43 m, sodass der Mindestwert in Höhe von 0,5 m gemäß Gl. 7 anzusetzen ist. Die Verwendung von Boden 3 würde somit lediglich eine Abdeckungsdicke von 1,33 m bedingen. Allgemein spielen allerdings auch die mineralogischen Eigenschaften der Tonfraktion eine Rolle. Im ungünstigsten Fall kann daher auch ein Boden mit großer Risstiefe trotzdem eine große Zusatzdicke erfordern. Auf Basis der unterschiedlichen auszuführenden Mengen kann der Anwender dieses Konzeptes somit einen direkten wirtschaftlichen Vergleich zwischen dem Einbau von Boden 1 und 2 ziehen, wobei in beiden Fällen dasselbe Sicherheitsniveau gewährleistet ist.

Im Rahmen der Druckschlagbemessung dient die undrainierte Scherfestigkeit bei einem Wassergehalt an der Ausrollgrenze  $c_u(w_p)$  als Kennwert für die Festigkeit des Bodens. Labortechnisch gibt es mehrere Möglichkeiten zur Bestimmung von  $c_u(w_p)$ , die einfachste und zugleich zutreffendste ist die Ermittlung als einaxiale Druckfestigkeit nach DIN 18136. Für die Trockendichte  $\rho_d$  in Gl. 14 besteht die folgende Beziehung zum Porenanteil  $n$ :

$$\rho_d = \rho_s \cdot (1 - n), \quad (15)$$

wobei  $\rho_s$  der Korndichte des Bodens entspricht.

Bodenkennwerte		Randbedingungen	
Fließgrenze $w_L$ [-]	0,4	Wellenhöhe $H_S$ [m]	1,0
Ausrollgrenze $w_P$ [-]	0,2	Böschungsneigung 1 : m	1 : 6
Korndichte $\rho_S$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,75	⇒ zulässiger Porenanteil $n \leq 0,35$	
undr. Scherfestigkeit $c_u(w_P)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	40		

Tab. 2: Bemessungsbeispiel Druckschlag

Tab. 2 enthält typische bodenmechanische Kennwerte für Klei. Als Beanspruchung wird beispielhaft eine signifikante Wellenhöhe  $H_S$  von 1,0 m angesetzt. Die Bedingung von Gl. 14 gilt unter Beachtung von Gl. 15 als erfüllt, wenn nach der Verdichtung ein Porenanteil von weniger als  $n = 0,35$  vorliegt. Das Verdichtungsverfahren ist auf diese Einbauvorschrift beispielsweise durch das Anlegen von Prüflosen abzustimmen.

#### 4. ZUSAMMENFASSUNG UND DANKSAGUNG

Das vorgestellte Konzept ermöglicht erstmals die Bemessung der Kleiabdeckungen von Deichaußenböschungen im Hinblick auf die erforderliche Abdeckungsdicke und die Festigkeit unter Berücksichtigung der Qualität des verwendeten Kleis. Die Anwender haben damit die Möglichkeit, gleichermaßen sichere wie wirtschaftliche Seedeiche zu entwerfen. Grundlage ist die Quantifizierung der in EAK 2002 nur verbal formulierten Anforderungen an die bindige Abdeckung.

Die Dicke der Abdeckung ergibt sich aus der geforderten Dichtwirkung. Vorschädigungen durch den Einfluss der Witterung werden durch einen empirischen Ansatz für die Tiefe von Schrumpfrissen erfasst. Die Qualifizierung der erwünschten Abdichtungswirkung geschieht durch Festlegung der zulässigen Infiltrationsrate  $q$  in Abhängigkeit von Deichgeometrie und Deichkernentwässerung. Für den nicht planmäßig entwässerten Deichkern schlagen die Autoren der Studie (Richwien, W., Pohl, C. 2004) auf Grundlage von Parameterstudien eine Begrenzung der Infiltrationsrate auf  $1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$  vor, stellen diesen Wert aber zur Diskussion.

Bedingt durch die Belastung aus Druckschlag muss die Abdeckung eine Mindestfestigkeit aufweisen. Die undrainierte Scherfestigkeit nimmt mit dem aktuellen Wassergehalt ab, wobei die geringste Festigkeit vorliegt, wenn der gesamte Porenraum mit Wasser gesättigt ist. In Abhängigkeit von den spezifischen bodenmechanischen Eigenschaften des Bodens lässt sich somit ein maximal zulässiger Porenanteil  $n$  definieren, der beim Einbau einzuhalten ist.

Alle für die Bemessung benötigten Bodenkennwerte werden nach genormten Standardversuchen im bodenmechanischen Labor ermittelt. Etliche Parameter finden ebenfalls Eingang in die Bewertung der Eignung des Bodens als Deichbaustoff nach EAK 2002, sodass der zusätzliche Aufwand für die Bemessung gering ist. Die Einhaltung der bodenmechanischen Kennwerte beim Einbau sollte im Rahmen von Eigen- und Fremdüberwachung überprüft werden.

Wir bedanken uns für die Unterstützung und für die stete konstruktive Begleitung unserer Arbeiten bei folgenden Ämtern, Verwaltungen, Institutionen und Personen:

- II. Oldenburgischer Deichband, Verbandsvorsteher Leenert Cornelius
- III. Oldenburgischer Deichband, Verbandsvorsteher Früsmer Ortgies
- Nds. Landesamt für Ökologie, Außenstelle Norderney, Herr Dipl.- Ing. Hanz Niemeyer
- NLWK –Betriebsstelle Brake, Herr Baudirektor Klaas Peters
- Bezirksregierung Weser-Ems, Herr Baudirektor H. Schmidt
- Bezirksregierung Lüneburg, Außenstelle Stade, Herr Dipl.- Ing. Karsten Petersen
- Amt für ländliche Räume, Husum, Herr Dipl.- Ing. Jochen Gärtner
- Bundesministerium für Forschung und Technologie
- Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)

## 5. LITERATUR

- EAK 2002, *Empfehlungen für Küstenschutzwerke*, Fachausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG, Die Küste, Heft 65, Westholst. Verlagsges. Boyens & Co, Heide in Holstein.
- Führböter, A., 1966, *Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen*, Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 27.
- Führböter, A., 1991, *Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen*, Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft (HTG), Bd. 46, S. 225 – 282.
- GDA, 1997, *GDA-Empfehlungen, Geotechnik der Deponien und Altlasten*, Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Ingenieurkommission, 1962, *Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet*, in: Die Küste, Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, Heft 1, Jahrgang 10, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide in Holstein.
- Küstenausschuss Nord- und Ostsee, 1962, *Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962*, Arbeitsgruppe Küstenschutzwerke, in: Die Küste, Heft 10, Band 1, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide in Holstein.
- Richwien, W., Lesny, K., 2004, *Bodenmechanisches Praktikum, Auswahl und Anwendung von bodenmechanischen Laborversuchen*, 11. Auflage, Glückauf Verlag, Essen.
- Richwien, W., Pohl, C., 2004, *Bemessung der Kleiabdeckung von Deichaußenböschungen für die geplante Deicherhöhung und –verstärkung von Schweiburg bis Dangast*, Untersuchung im Auftrag des II. Oldenburgischen Deichbands, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, unveröffentlicht.
- Weißmann, R., 2003, *Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser*, Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, Hrsg. Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Heft 30, Glückauf Verlag, Essen.
- Weißmann, R., Richwien, W., 2004, *Funktionale und statische Bemessung der Abdeckung von Deichbinnenböschungen*, HANSA, 141. Jahrgang, Nr. 6, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide in Holstein, S. 69 - 75.