

## Empfehlungen B 2002

# Geotechnische Untersuchungen von See- und Tidestromdeichen

### Inhalt

1. Vorbemerkungen .....	303
2. Geotechnische Untersuchungen von Untergrund und Deichböden .....	306
2.1 Durchführung von Untergrundaufschlüssen .....	308
2.2 Bodenkennwerte des Untergrundes .....	309
3. Einbauanforderungen der Deichböden .....	313
3.1 Anforderungen an nichtbindige Böden .....	313
3.2 Anforderungen an bindige Böden .....	314
3.3 Besonderheiten des Kleis als Abdeckboden .....	315
4. Hydraulik in Deich und Untergrund .....	316
5. Belastungen und Sicherheiten .....	317
6. Erdstatische Nachweise zur Standsicherheit .....	318
7. Setzungen .....	323
8. Sackungen .....	325
9. Schrumpfungen bindiger Deckschichten .....	325
10. Geotechnische Messungen .....	326
11. Beispiele geotechnischer Messungen .....	327
12. Schriftenverzeichnis .....	334

### 1. Vorbemerkungen

An den Küsten der Nord- und Ostsee sowie an den Tideflüssen werden seit Jahrhunderten Deiche zum Schutz gegen Sturmfluten und Hochwässer errichtet, deren Bauweisen und Profile auf der Grundlage von bautechnischen Erfahrungen einerseits und den Seegangsbelastungen andererseits entstanden sind. Schäden nach Sturmfluten und Hochwässern haben durch Verstärkungen zu immer größeren Deichquerschnitten geführt, wobei an Nord- und Ostseeküste regionale Unterschiede im Bodenaufbau bestehen, KRAMER (1989); HO-MEIER, SIEBERT, KRAMER (1969).

In der Gegenwart werden Deiche und Deichverstärkungen viel schneller als früher gebaut, so dass – insbesondere bei bindigen und organischen Weichböden als Untergrund – zur Setzungs- und Standsicherheitsbeurteilung geotechnische Untersuchungen erforderlich sind. Voraussetzung dafür sind sowohl Aussagen über die geohydraulischen Verhältnisse als auch Kenntnisse über die bodenmechanischen Eigenschaften von Deichboden und Untergrund. Meist an der Nord- aber auch an der Ostseeküste sind oder werden die Deiche auf nahezu zeitlich bindigen oder organischen Weichschichten gegründet (Abb. B 1). Infolge Sedimentation sind diese Böden sehr heterogen geschichtet, bestehen aus Ton-, Schluff-, Sand- und

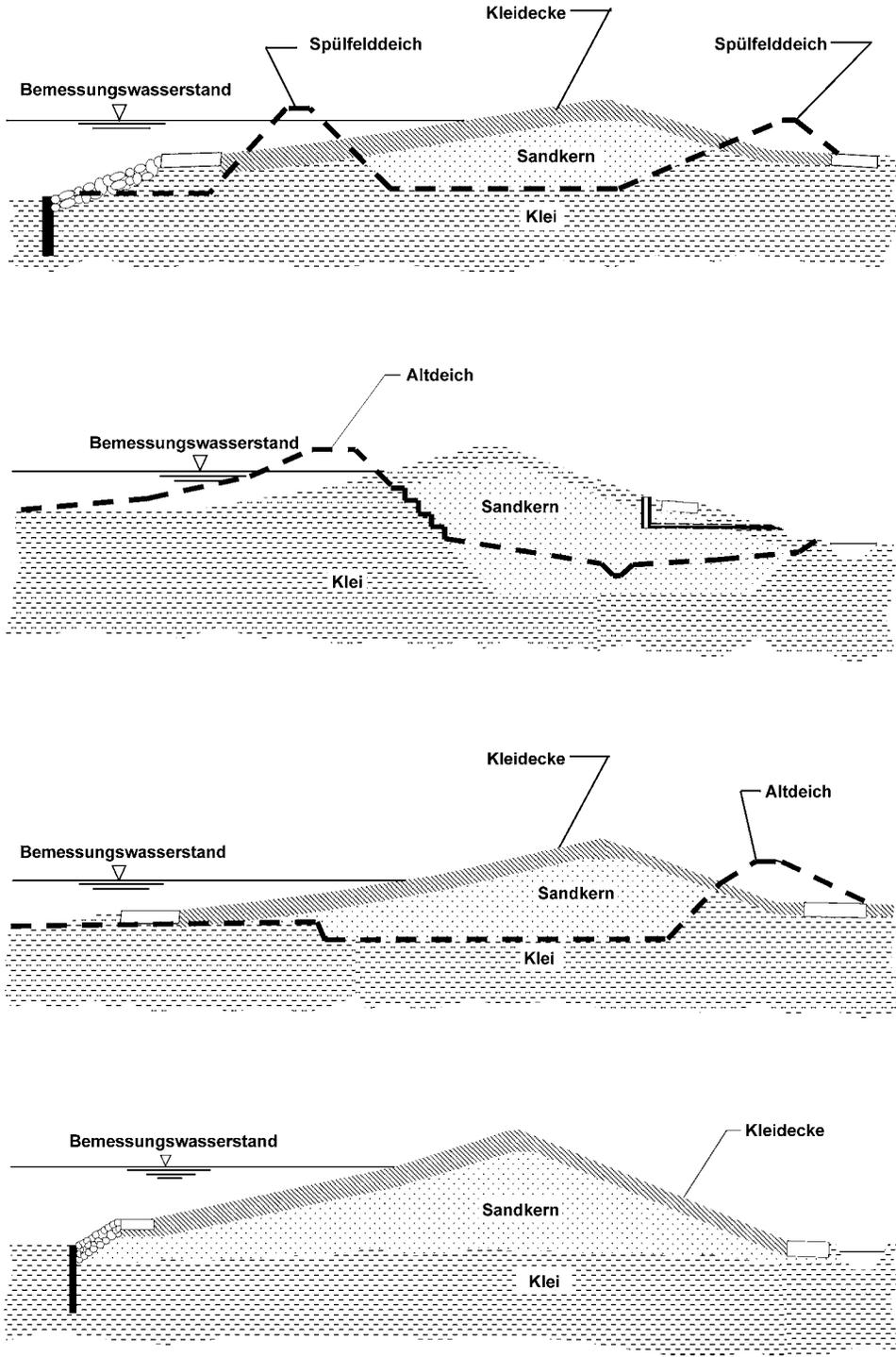


Abb. B 1: Bodenaufbau von Deichprofilen an der Nordseeküste

organischen Anteilen unterschiedlicher und wechselnder Zusammensetzung und besitzen damit unterschiedliche bodenmechanische Eigenschaften. Ein sandiger Klei mit Sandbändern an der Nordsee verhält sich beispielsweise anders als ein torfiger Klei mit Torflagen, ebenso wie an der Ostsee eine sandige Mudde gegenüber einer Torfmudde.

Die Deiche an der Nordsee bestehen überwiegend aus einem Sandkern und Kleidecken (Abb. B 1) oder auch nur aus Klei. An der Ostsee sind sie in Mecklenburg-Vorpommern meist aus Sanden geschüttet und mit natürlichen bindigen Böden (Lehm, Mergel) oder künstlichen Belägen (Pflasterungen) abgedeckt (Abb. B 2). Die Ostseedeiche in Schleswig-Holstein bestehen meist aus Lehm und/oder Mergel. Die ökologischen Forderungen gehen jedoch dahin, statt der klassischen Erdbaustoffe auch weniger geeignete Böden – wie z. B. tonarmen, schluffigen Feinsand – zu verwenden. Dass diese Böden Schwierigkeiten beim Einbau

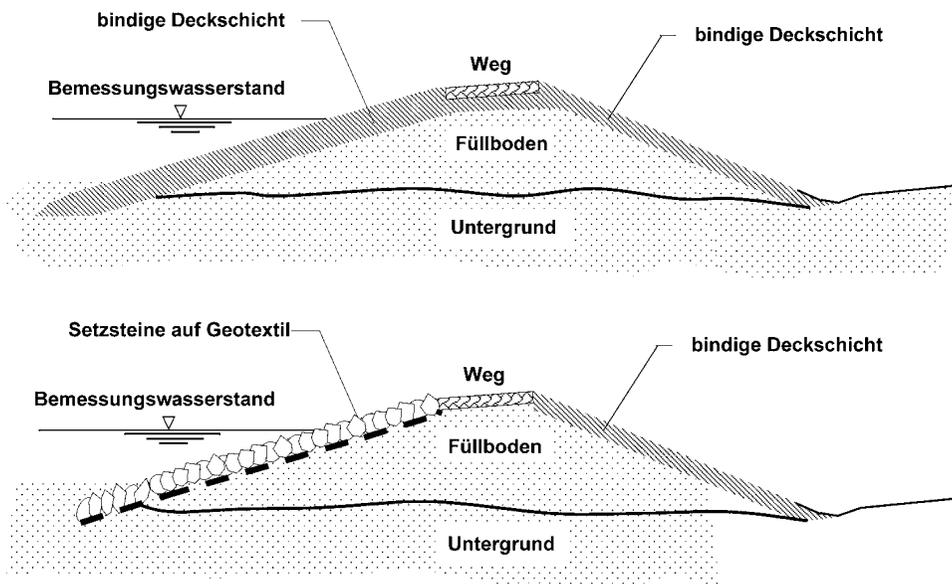


Abb. B 2: Bodenaufbau von Deichprofilen an der Ostseeküste

und im Hinblick auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit Probleme bereiten, liegt auf der Hand. Daher erfordern Deichbaumaßnahmen heute oft eine intensivere geotechnische Bearbeitung und Begleitung als bisher.

Die Querschnittsabmessungen und Böschungsneigungen werden vor allem von den örtlich unterschiedlichen Wellen- und Wasserbelastungen der Sturmfluten bestimmt und richten sich vereinzelt auch nach den zur Verfügung stehenden Platzverhältnissen. Die Höhen der Deichkronen ergeben sich auf der Grundlage der jeweiligen Bemessungs- oder Sturmflutwasserstände zuzüglich Wellenaufauhöhen und Sicherheitszuschlag (s. Abschn. A 2).

Im Unterschied zu Dämmen an Binnenwasserstraßen in Auftragsstrecken werden See- und Tidestromdeiche zum temporären Rückhalt des Wassers gebaut. Wegen der zeitlich begrenzten Wasserbelastung treten im Deichkörper daher überwiegend instationäre Strömungsverhältnisse auf, die maßgeblich von den Bodenarten, deren Durchlässigkeiten sowie vom Schichtenaufbau beeinflusst werden. Darüber hinaus müssen die Deichdecken erosi-

onsstabil sein, um dem Wasseranriff und -überlauf infolge Wellen zu widerstehen. Die natürlichen mineralischen Deichdecken müssen deshalb bei ausreichender Qualität und Verdichtung sorgfältig eingebaut sein.

Erfahrungen zu geotechnischen Untersuchungen von See- und Tide-Stromdeichen aus früheren Deichbaumaßnahmen sind bereits zahlreich in der Literatur beschrieben (KRAMER, 1989; HOMEIER, SIEBERT u. KRAMER, 1969; EAK 1993; KÜHN u. PANTEN, 1989; BRÖSKAMP 1976; DVWK 1992). Sinngemäß sind auch die Erfahrungen mit Flussdeichen nach DVWK (1986) zu beachten.

## 2. Geotechnische Untersuchungen von Untergrund und Deichböden

Grundlegende Hinweise und Empfehlungen zur Baugrunduntersuchung für Deichbauzwecke und Baustoffgewinnung sind in der Empfehlung B der EAK 1993 gegeben. Um Standsicherheit und Verformung von Küstenschutzwerken beurteilen zu können, sollten die geotechnischen Fragen von einem ortskundigen, fachkompetenten Gutachter bearbeitet werden, der die typischen Böden der norddeutschen Küste an Nord- und Ostsee sowie den Tidestromdeichen kennt. Im Ergebnis ist für jede Deichbaumaßnahme ein geotechnisches Gutachten oder eine Stellungnahme zu erstellen. Bevor allerdings das Untersuchungsprogramm festgelegt wird, sollten für den Deichbauabschnitt und seine Nachbarbereiche

- Altaufschlüsse, geotechnische Stellungnahmen und Gutachten früherer Deichbaumaßnahmen,
  - geologische Karten und Bestandsunterlagen sowie
  - geotechnische Datenbanken, z. B. Geologisches Landesarchiv,
- gesichtet werden. In der Regel ist der grundsätzliche Aufbau von Untergrund und bestehendem Deichkörper aus den vorgenannten Archivunterlagen früherer Baumaßnahmen so weit bekannt, dass nach deren Aufarbeitung für die geplante Bauaufgabe nur noch ganz gezielte Baugrunduntersuchungen erforderlich sind.

Die Tab. B 1 gibt eine Übersicht der geotechnischen Untersuchungsmethoden und der daraus resultierenden Angaben, die für den Untergrund und den Boden als Baustoff maßgebend sind. Weitere Einzelheiten zur Baugrunduntersuchung sind in der Empfehlung B der EAK 1993 und im DIN-Taschenbuch *Erkundung und Untersuchung des Baugrundes* angegeben bzw. geregelt. Darüber hinausgehende spezielle geotechnische Angaben liefert CUR (1996).

In den Deichtrassen stehen häufig gering tragfähige nacheiszeitliche Weichböden marinen Ursprungs an. Die nacheiszeitlichen Ablagerungen im norddeutschen Küstenbereich zeichnen sich durch einen häufigen Wechsel zwischen nichtbindigen und bindigen sowie organischen Sedimenten aus. An der Nordsee und den Tideflüssen sind dies Schlick, Torf und Klei, an der Ostsee vorwiegend die Bodenarten Mudde und Torf. Die Mächtigkeit der Weichschichten kann bis zu 35 m betragen. Demnach finden die Aufschlussbohrungen und Sondierungen meist in schwierigen Untergrundverhältnissen statt, wo die Qualität der Baugrundaufschlüsse ein besonders hohes Maß erfordert. Wenn aus Kostengründen in diesen Weichböden dann auch noch einfache Bohrverfahren wie z. B. gerammte Kleinbohrungen gewählt werden, so schränkt dies die geotechnische Aussagekraft hinsichtlich Standsicherheit, Verformung und Bauausführung von Deichbaumaßnahmen deutlich ein. Baugrundaufschlüsse mit gerammten Kleinbohrungen können beispielsweise wegen der Pflöpfungswirkung in der Bohrschuppe oder durch Kernverluste bei ausfließendem Bohrgut im Grundwasser die

Tab. B 1: Untersuchungsmethoden mit geotechnischen Aussagen

Untersuchungsmethode	Ergebnisse, Aussagen etc.
Bohrungen	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Bodenarten, Schichtenaufbau, Schichtgrenzen</li> <li>– Bohr-, Kern- und Sonderproben (ungestörte Bodenproben) für Laborversuche</li> <li>– Grundwasserhorizonte bzw. -spiegel</li> </ul>
Sondierungen	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Drucksondierungen               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Erkundung von Schichtenaufbau</li> <li>– Überprüfung von Altbohrungen</li> <li>– Festigkeitsbestimmung (Lagerungsdichten) nichtbindiger Böden</li> <li>– Durchlässigkeitsbestimmung über Porenwasserdruckmessungen</li> </ul> </li> <li>– Flügelsondierungen               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Anfangsscherfestigkeiten von Weichböden</li> </ul> </li> </ul>
Laborversuche	<ul style="list-style-type: none"> <li>– zur Klassifizierung               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Korngrößenverteilungen</li> <li>– Wassergehalte</li> <li>– Konsistenz und Plastizität</li> <li>– Feucht-, Trocken-, Korndichten</li> <li>– Glühverluste und Kalkgehalte</li> <li>– Proctordichten</li> </ul> </li> <li>– zur Bestimmung der bodenmechanischen Eigenschaften               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Anfangs- und Endscherfestigkeiten</li> <li>– Durchlässigkeiten</li> <li>– Zusammendrückbarkeiten (Steifemodule)</li> <li>– Schrumpfverhalten</li> </ul> </li> </ul>
Messungen bzw. in-situ-Versuche	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grund- und Sohlwasserdruckmessungen</li> <li>– Porenwasserdruckmessungen</li> <li>– Neigungsmessungen</li> <li>– Setzungs- und Extensometermessungen</li> <li>– Probeschüttungen</li> </ul>

Bohrergebnisse so verfälschen, dass konventionelle Bohrungen mit der Entnahme von hochwertigen, ungestörten Sonderproben und einwandfreien Bohrkernen immer vorzuziehen sind. Dies gilt nicht nur für die marinen Weichböden, sondern in den Feldern der Bodenentnahme auch für schwach plastische bindige Böden wie Geschiebelehm und Geschiebemergel an der Ostseeküste, die bei unqualifizierten Probenentnahmen aufweichen und kein zutreffendes Bild von den tatsächlichen Festigkeiten vermitteln.

Für eine sichere Standsicherheits- und Verformungsbeurteilung ist die Bestimmung der bodenmechanischen Parameter – insbesondere Anfangsscherfestigkeit und Steifemodul – von maßgebender Bedeutung. Dies setzt die einwandfreie Gewinnung von Bodenproben und die fachgerechte Durchführung der Bohr- und Sondierarbeiten voraus. Um dies auch zu gewährleisten, sollten die Baugrundaufschlüsse, Sondierungen und Messungen im Feld im Rahmen der Qualitätssicherung von einer Fachaufsicht vor Ort überwacht werden. Es empfiehlt sich, dass dem geotechnischen Gutachter die Verantwortung für die Qualitätssicherung der Bohrarbeiten und Felduntersuchungen übergeben wird, da sie die Grundlagen für seine Aussagen sind.

Bei besonders schwierigen Baugrundverhältnissen ist eine wirtschaftliche Lösung der Baumaßnahme oft erst durch eine Probeschüttung als in-situ-Versuch kalkulierbar, die von sorgfältigen Messungen der Setzungen, der horizontalen Verschiebungen, der Porenwas-

serüberdrücke, der Größe der Verdrängungskörper usw. zu begleiten ist. Art und Umfang der Messungen sollten mit dem geotechnischen Gutachter festgelegt werden, dem auch die Überwachung und Beurteilung der Messergebnisse obliegt.

## 2.1 Durchführung von Untergrundaufschlüssen

Zur Baugrunderkundung sind Bohrungen nach DIN 4021 auszuführen, wobei die erbohrten Bodenarten nach DIN 4022 Teil 1 bzw. DIN 18196 benannt und die Ergebnisse nach DIN 4023 dargestellt werden. Bei einem Linienbauwerk – wie einem Deich – sollten die Ergebnisse in einem geotechnischen Längsschnitt aufgetragen werden. Hauptbohrungen sollten dafür im Abstand von etwa 50 bis 200 m in der Bauwerkstrasse vorhanden sein. Bei schwierigen geologischen Verhältnissen sowie bei Unregelmäßigkeiten im Untergrund sind zusätzliche Aufschlüsse durchzuführen, wobei sich Kleinbohrungen nach DIN 4021 als Nebenbohrungen anbieten. In jedem Fall sollte ein hinreichender Überblick über die Baugrundverhältnisse auch längs eines Streifens auf beiden Seiten des Deiches gewonnen werden (EAU 1996, E 1). Die Bohrtiefe richtet sich nach der Mächtigkeit der die Setzungen und die Standsicherheit beeinflussenden Bodenschichten (DIN 4020). Weiche Bodenschichten sollten jedoch bis zum tragfähigen Untergrund erkundet werden.

Zusätzlich zum Bodenaufbau sind die Grundwasserverhältnisse über einen längeren Zeitraum zu beobachten. Daher sollten ausgewählte Bohrungen als Grundwassermessstellen nach DIN 4020 und DIN 4021 ausgebaut werden.

Um die Feinschichtung des Untergrundes zuverlässig erkennen zu können, bietet sich als Bohrverfahren bei Hauptbohrungen ein Baugrundaufschluss mit durchgehender Gewinnung gekernter Bodenproben an (DIN 4021, Tab. 1). Bei allen bindigen und organischen Bodenarten können die maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte zuverlässig nur an ungestörten Bodenproben bestimmt werden. Daher sind zusätzlich zu den Kernproben Sonderproben der Güteklasse 1 bis 2 gem. DIN 4021 zu entnehmen.

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte und Festigkeit nichtbindiger Böden werden noch zusätzlich Sondierungen nach DIN 4094 erforderlich. Um die Anzahl der Sondierungen gezielt und in einem möglichst wirtschaftlichen Rahmen durchzuführen, ist die Festlegung der Sondierpunkte und Sondiertiefen erst nach Durchführung der Bohrungen sinnvoll.

Drucksondierungen haben sich dabei als geeignetes Sondierverfahren erwiesen, um die Festigkeit von nichtbindigen Böden zu bestimmen und daraus die maßgebenden Bodenkennwerte abzuleiten. Durch getrennte Registrierung von Spitzendruck und Mantelreibung können außerdem in Verbindung mit Schlüsselbohrungen Schichtenaufbau und Schichtgrenzen bestimmt werden. Drucksondierungen mit gleichzeitiger Porenwasserdruckmessung lassen ebenfalls eine gute Aufschlussmöglichkeit bei Wechsellagerungen von nichtbindigen und bindigen Böden zu. Durch Dissipationstests, bei denen innerhalb einer organischen oder bindigen Schichtenfolge der Sondenvorschub gestoppt wird und in einer nachfolgenden Ruhepause der Abbau des Porenwasserüberdrucks gemessen wird, lässt sich nach LEVADOUX u. BALIGH (1986) der Konsolidierungsbeiwert und indirekt der Durchlässigkeitsbeiwert vor Ort ermitteln. Dieses zumeist erst nach der eigentlichen Baugrunderkundung angewandte Untersuchungsverfahren bietet dort große Vorteile, wo Bemessungskriterien für eine Schütthöhenbegrenzung auf tonigen und organischen Weichschichten im Untergrund zu ermitteln sind.

Falls Drucksondierungen nicht durchführbar sind, kann im Ausnahmefall auf die Ausführung von Rammsondierungen zur Ermittlung der Festigkeiten von nichtbindigen Bo-

denschichten zurückgegriffen werden. Der Eindringwiderstand bei Rammsonden wird, trotz verdickter Spitze, durch Mantelreibung am Gestänge beeinflusst. Das ist besonders dann der Fall, wenn im Untergrund bindige Bodenschichten eingelagert sind oder wenn nichtbindige Böden eine besonders hohe Lagerungsdichte aufweisen. Deshalb sind Rammsondierungen im Gegensatz zu Drucksondierungen weder zur Feststellung von Schichtgrenzen noch von Bodenarten geeignet. Der Einsatz von Rammsonden ist sinnvoll für maximale Untersuchungstiefen bis ca. 5 m bei der leichten Rammsonde und bis 12 m bei der schweren Rammsonde. Für noch größere Untersuchungstiefen oder im freien Wasser kommt die Standard-Penetration-Sonde (SPT) zur Anwendung. Diese Sonde arbeitet wie eine Rammsonde und wird am Seil hängend in einer Bohrung auf der Bohrlochsohle eingesetzt. Einzelheiten zur Handhabung und Abmessungen von Sondiergeräten sind in der DIN 4094 geregelt.

Die Feldflügelsonde nach DIN 4096 dient zur Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit bindiger und organischer Weichböden. Die Flügelsonde wird entweder direkt in den Boden gepresst oder von der Bohrlochsohle aus eingesetzt. Feldflügelsondierungen sind dann durchzuführen, wenn aus breiigen bis weichen bindigen Böden keine Sonderproben zu gewinnen sind.

## 2.2 Bodenkennwerte des Untergrundes

Um Bodenkennwerte für die angetroffenen Bodenschichten angeben zu können, sind Laborversuche an Bodenproben durchzuführen sowie Sondiererergebnisse auszuwerten. Bodenproben werden sowohl für nichtbindige als auch für bindige Bodenarten zur Ermittlung von Klassifikationsmerkmalen und erdstatischen Kennwerten benötigt, wobei letztere für bindige und organische Böden nur an Sonderproben durch Laborversuche und für nichtbindige Bodenarten aufgrund von Sondiererergebnissen bestimmt werden.

Zur Klassifikation und Zustandsbeschreibung des Bodens sind die in Tab. B 2 zusammengestellten Laborversuche durchzuführen, die Ergebnisse über Korngrößen, Dichte des Bodens und Wassergehalte sowie über die im Boden enthaltenen Nebenbestandteile liefern.

Tab. B 2: Laborversuche zur Klassifikation und Zustandsbeschreibung von Böden

Titel	Norm
Wassergehalt; Bestimmung d. Ofentrocknung	DIN 18121
Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen)	
a) Laborversuche	DIN 18122
b) Feldversuche	DIN 4022 Teil 1
Bestimmung der Korngrößenverteilung	DIN 18123
Bestimmung der Korndichte	DIN 18124
Bestimmung der Dichte des Bodens	DIN 18125
Bestimmung des Glühverlustes	DIN 18128
Bestimmung des Kalkgehaltes	DIN 18129

Nach DIN 18122 werden für bindige Böden zunächst die Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenzen bestimmt. Die hiernach ermittelte Konsistenzzahl  $I_c$  führt jedoch bei sensitiven und inhomogenen Böden (z. B. Klei und Geschiebemergel) im Vergleich zu der nach DIN 4022 Teil 1 vorgenommenen Ansprache zu unterschiedlichen Ergebnissen in der Kon-

Tab. B 3: Konsistenz in Abhängigkeit von der Anfangsscherfestigkeit nach KIEKBUSCH, 1999

Anfangsscherfestigkeit $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Benennung der Konsistenz
< 2	flüssig
2–6	breiig
6–20	sehr weich
20–60	weich
60–200	steif
200–600	halbfest
> 600	fest

sistenz. Nach SCHUPPENER u. KIEKBUSCH (1988) sowie KIEKBUSCH (1999) kann die Konsistenz durch Bestimmung der Scherfestigkeit des undrÄnirten Bodens (Anfangsscherfestigkeit  $c_u$ ), z. B. mit dem Taschenpenetrometer zutreffender gemÄß Tabelle B 3 eingestuft werden.

Die WasserdurchlÄssigkeit wird bei bindigen und gemischtkörnigen BÖden nach DIN 18130 ermittelt. Bei Sanden kann die WasserdurchlÄssigkeit unter BerÜcksichtigung der Ungleichförmigkeit  $U$  und der Lagerungsdichte  $D$  zutreffender nach BEYER (1964) als nach DIN 18130 bestimmt werden. Ein Pumpversuch vor Ort liefert die genauesten Angaben.

Mit den erdstatischen Kennwerten wird das Verhalten des Bodens bei BelastungsÄnderungen beschrieben, wobei zwischen dem Anfangszustand und dem Endzustand unterschieden wird. Für den Anfangszustand ist die Scherfestigkeit des undrÄnirten Bodens (Anfangsscherfestigkeit) maßgebend, wÄhrend für den Endzustand die Scherfestigkeit des drÄnirten und konsolidierten Bodens (Endscherfestigkeit) anzusetzen ist.

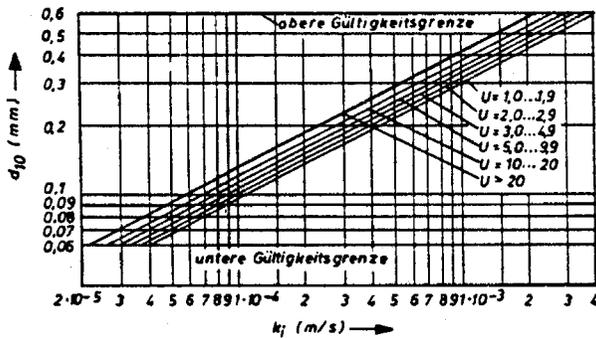


Abb. 1. Beziehung zwischen  $d_{10}$  und der DurchlÄssigkeit  $k$  in AbhÄngigkeit von  $U$  nach BEYER (WWT, H. 6, S. 165, 1964)

- $d_a$  = KorngrÖÙe in mm, welche (100 –  $n$ ) % Gewichtsanteile grÖÙerer KÖrner und  $n$  % kleinerer einer gegebenen KÖrnung trennt
- $d_{10}$  = definiert als „wirksame KorngrÖÙe“ fÜr  $n = 10$
- $U = d_{60}/d_{10}$  = Ungleichförmigkeit einer KÖrnung
- $k_i$  = WasserdurchlÄssigkeit einer KÖrnung  $i$  mittlerer Lagerungsdichte
- $k = (\sum k_i \cdot a_i) / \sum a_i \approx$  mittlere WasserdurchlÄssigkeit eines Bodens, der aus mehreren Schichten der Dicke  $a_i$  unterschiedlicher KÖrnung besteht

Abb. B 3: Beziehung zwischen  $d_{10}$  und der DurchlÄssigkeit  $k$  in AbhÄngigkeit von  $U$  nach BEYER (1964)

Die zur Bestimmung der jeweiligen Scherfestigkeit üblichen Versuche sind in Tab. B 4 zusammengestellt. Dafür sind ungestörte Bodenproben erforderlich, die durch Entnahme und Transport nicht verändert sein dürfen.

Tab. B 4: Labor- und Feldversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit

	<b>Anfangsscherfestigkeit</b> Für den undränierten Boden kann ermittelt werden:		<b>Endscherfestigkeit</b> Für den dränierten Boden kann ermittelt werden:	
Erstkonsolidierte und wassergesättigte Böden	a) Totaler Reibungswinkel $\varphi_u$ aus: UU-Versuch	DIN 18137	Winkel der Gesamtfestigkeit $\varphi'_s$ aus: CU-Versuch CD-Versuch	
	b) Kohäsion $c_u$ aus: UU-Versuch Einaxialversuch Taschenpenetrometer Laborflügelversuch Feldflügelsondierung	DIN 18137 DIN 18136 DIN 4096	DIN 18137 DIN 18137	
z. B. Klei, Mudde				
Überkonsolidierte und wassergesättigte Böden	a) Totaler Reibungswinkel $\varphi_u$ aus: UU-Versuch	DIN 18137	Effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	
	b) Kohäsion $c_u$ aus: UU-Versuch Einaxialversuch Taschenpenetrometer Laborflügel	DIN 18137 DIN 18137	b) Effektive Kohäsion $c'$ aus: CU-Versuch CD-Versuch	
z. B. Lauenburger Ton Geschiebemergel				

Wird die Anfangsscherfestigkeit  $c_u$  aus Flügelsondierungen ermittelt, sind die gemessenen Werte in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl  $I_p$  nach EAU 1990, E88, abzumindern.

Ein Maß für die Zusammendrückbarkeit von Böden ist der Steifemodul  $E_s$ , der bei bindigen Böden durch Kompressionsversuche ermittelt wird. Für Setzungsberechnungen ist bei erstkonsolidierten Böden der Steifemodul aus dem Erstbelastungsast und bei überkonsolidierten Böden aus dem Wiederbelastungsast zu ermitteln. Nach BRINCH-HANSEN u. LUNDGREN (1960) soll der Kompressionsversuch bei überkonsolidierten Böden in der Erstbelastung so durchgeführt werden, dass eine Rückverdichtung der Bodenprobe erfolgt.

Zur Auswertung von Spitzendrucksondierungen hinsichtlich der Scherfestigkeit und Kompressibilität bindiger Weichschichten siehe SENNESET et al. (1982).

Da in nichtbindigen Böden keine Sonderproben entnommen werden können, sind deren Festigkeiten aus den Ergebnissen von Sondierungen empirisch abzuleiten.

Bei Drucksondierungen, die gegenüber von Rammsondierungen die zuverlässigeren Ergebnisse liefern, ist der Spitzenwiderstand  $q_c$  ein Maß für die Festigkeit des Bodens. Mit „Festigkeit“ ist hier summarisch die Eigenschaft eines nichtbindigen Bodens bezeichnet, die durch seine Lagerungsdichte, Korngröße und Kornrauigkeit gekennzeichnet ist und sich in der Größe des Steifemoduls  $E_s$  sowie des Reibungswinkels  $\varphi'$  äußert. Dabei kann in Anlehnung an das Beiblatt 1 der DIN 4094 von dem in Tab. B 5 angegebenen Zusammenhang zwi-

Tab. B 5: Bewertung von Drucksondierergebnissen zur Ermittlung der Festigkeit von Sanden und Kiesen

Spitzenwiderstand $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Charakteristischer Reibungswinkel $\varphi'$	Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Benennung der Festigkeit
< 2	$\leq 30$	< 15	sehr gering
2–6	30°–35°	15–50	gering
6–11	35°–37,5°	50–80	mittel
11–19	37,5°–40°	80–100	groß
> 19	$\geq 40^\circ$	> 100	sehr groß

schen dem Sondierergebnis, der Größe des charakteristischen Reibungswinkels  $\varphi'$ , dem Steifemodul  $E_s$  und der Benennung der Festigkeit ausgegangen werden.

Sollten in Ausnahmefällen Rammsondierungen erforderlich werden, können der Reibungswinkel  $\varphi'$  und das Steifemodul  $E_s$  aus dem Eindringwiderstand  $N_{10}$  (Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung) nach DIN 4094 ermittelt werden. Bei Standard-Penetration-Tests (SPT) kann zusätzlich auch PIANC (1984) herangezogen werden.

Die bei Spitzendrucksondierungen gemessene örtliche Mantelreibung erlaubt nach WEISS (1990) Rückschlüsse auf die Bodenart und Schichtenfolge.

Für Ausführungsentwürfe sind für die Scherfestigkeit charakteristische Werte anzugeben, die in DIN 4020 und EAU definiert sind. Bei Berechnungen nach EAU (1990) sind die charakteristischen Werte den dort genannten Grundwerten gleichzusetzen und müssen daher mit den Sicherheitsbeiwerten nach Abs. 1.13 (E 96) abgemindert werden. Berechnungen nach dem neuen Sicherheitskonzept nach EAU (1996), Abs. 0.2, erfolgen mit den dort angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten, mit denen die charakteristischen Bodenkennwerte abgemindert werden. Der Nachweis globaler Sicherheiten wird mit den charakteristischen Werten geführt.

Für bindige und nichtbindige sowie organische Bodenarten bei Deichbaumaßnahmen als Untergrund oder Baustoff sind vom geotechnischen Gutachter die vorgenannten Bodenkennwerte zu ermitteln und als charakteristische und/oder Bemessungskennwerte anzugeben. Angaben über Bodenkennwerte zur Vorbemessung ohne detaillierte bodenmechanische Feld- und Laboruntersuchungen können der Tab. E 9-1 der Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen EAU (1996) entnommen werden.

Auf Grundlage der Bodenkennwerte und unter Bewertung von Labor- und Felduntersuchungen sind außerdem qualitative Aussagen über weitere Bodeneigenschaften wie Wasser- und Frostempfindlichkeit, Baugrundtragfähigkeit und Befahrbarkeit zu machen. Maßgebend für die Erdbaumaßnahmen im Deichbau ist die Klassifizierung der verschiedenen Böden nach den gültigen Erdbau-Normen, damit der Unternehmer den Geräteeinsatz kalkulieren und optimieren kann. Die Tab. B 6 gibt einen Überblick der dafür anzuwendenden Normen und Empfehlungen.

In den DIN-Normen 18300 (Erdarbeiten) und 18311 (Nassbaggerarbeiten) werden die Böden nach ihrer Festigkeit beim Lösen klassifiziert. Bei den bindigen Bodenarten richtet sich diese Klassifizierung vorwiegend nach den Konsistenzgrenzen. Werden die Konsistenzgrenzen abweichend von DIN 18122 bzw. 4022 auf Grundlage der Anfangsscherfestigkeit  $c_u$  (nach Tab. B 3) festgelegt, ist der Erdbauunternehmer im Rahmen der Ausschreibung darauf hinzuweisen.

Tab. B 6: Normen und Empfehlungen zur Klassifizierung des Bodens für Baggerarbeiten

Titel	Norm/Empfehlung
Erd- und Grundbau	DIN 18196
Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke	
Erdarbeiten	DIN 18300
Nassbaggerarbeiten	DIN 18311
Classification of soils and rocks to be dredged	PIANC (1984)

Beim Baggern dichtgelagerter Sande findet entlang der Schnittfläche eine Kornauflöckerung mit Porenraumvergrößerung (Dilatation) statt, die bei geringdurchlässigem Feinsand infolge verzögertem Wasserzutritts zu einem Druckverlust an der Schneide mit einer deutlichen Zunahme der zum Lösen erforderlichen Schnittkraft führen kann (VERBEEK, 1984).

Erfahrungen zur Beurteilung von Böden bei Baggerarbeiten hinsichtlich Geräteeinsatz, -leistung und Wirtschaftlichkeit sind bei BOBZIN (1989), VERBEEK (1984) und BRÖSKAMP (1976) beschrieben.

### 3. Einbauanforderungen an Deichböden

Nicht nur für den Untergrund müssen Bodenkennwerte vorliegen, sondern auch für die in den Deichen einzubauenden Böden. Diese sind nicht nur für die Standsicherheitsbeurteilung während der Bauphase, sondern auch für zukünftige Beanspruchungen nach Fertigstellung des Bauwerkes maßgebend. Neben dem Bodenmaterial ist das Maß der Verdichtung entscheidend für die anzusetzenden Bodenkennwerte.

#### 3.1 Anforderungen an nichtbindige Böden

Deiche sind im Gegensatz zu Straßen und Bahndämmen weniger empfindlich gegen Sackungen und Setzungen. Deshalb können an die Verdichtung eines sandigen Deichkerns im Regelfall geringere Anforderungen gestellt werden als an einen nach ZTVE-StB 76 errichteten Straßendamm. Deichkerne werden meistens in kombiniertem Spül- und Trockenbauverfahren hergestellt (BRÖSKAMP, 1976). Aus bautechnischen Gründen soll der Feinkornanteil  $\leq 0,063$  mm im Spülsand im Mittel 15 % nicht überschreiten, um eine zügige Entwässerung des Spülfeldes und Profilierung des Deichkörpers zu ermöglichen.

Die Lagerungsdichte innerhalb eines Spülkörpers hängt u. a. von der Körnung des Ausgangsmaterials (Ungleichförmigkeitsgrad), der Konzentration des Spülgemisches, der Spülgeschwindigkeit, der Art des Spülfeldes (offen/geschlossen) und der Höhe des Wasserspiegels im Spülfeld ab. Aus Erfahrungen mit aufgespülten Seedeichen im Küstenbereich (RICHWIEN u. WEHNER, 1988) werden im Allgemeinen Proctordichten von  $D_{Pr} = 93$  % bis 103 % erreicht, was einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht. Am Spülfeldende kann sie bis auf  $D_{Pr} = 83$  % abfallen, was einer lockersten Lagerung entspricht. Diese Proctordichten zeigen, dass in solchen Deichen keine einheitliche Lagerungsdichte erreicht wird. Deshalb sollte bei Standsicherheitsuntersuchungen von geringer Festigkeit der Sande (s. Tab. B 5) ausgegangen werden. Erfahrungsgemäß sind die heute üblicherweise mit 1:3 bis 1:6 und flacher

geneigten Böschungen der Seedeiche mit diesen geringen Festigkeiten ausreichend standsicher. Falls für die Standsicherheit höhere Bodenkennwerte erforderlich sind, so kann dies durch Wahl besseren Materials, durch Steuerung des Spülbetriebes und durch Tiefenverdichtung erreicht werden. Dies ist dann unbedingt durch Sondierungen zu kontrollieren.

Für den im Trockenbetrieb aufgesetzten sandigen Deichkern kann eine lagenweise Verdichtung durchgeführt werden. Dabei ist ein Mindestwert für die Proctordichten von  $D_{Pr} = 93\%$  einzuhalten.

Unter Deichverteidigungswegen sollte der aufgesetzte, nichtbindige Boden bis in 0,5 m Tiefe unter dem Rohplanum auf  $D_{Pr} = 100\%$  verdichtet werden.

### 3.2 Anforderungen an bindige Böden

Die Eigenschaften eines bindigen Füllbodens im Deichkern sind abhängig von der Trockendichte und dem Verdichtungsgrad zu ermitteln. Dazu werden an dem einzubauenden Boden neben den vorgenannten Klassifikationsversuchen im geotechnischen Labor Proctorversuche durchgeführt. Hinsichtlich der Eignung als Baustoff im Wasserbau wird auf die in Tab. B 7 angegebenen Zusammenhänge verwiesen. Außerdem gelten die Empfehlungen in Tab. 5 der DIN 18196.

Tab. B 7: Anforderungen an bindige Böden im Wasserbau nach STRIEGLER (1968)

Plastizität	$W_L$ [%]	$I_p$ [%]	$\rho_{Pr}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$W_{Pr}$ [%]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ] bei Proctor- werten	Verdicht- barkeit
schwach	< 25	< 8	> 1,9	< 11	> 2	gut
mittel	25–40	8–20	1,9–1,75	11–17	2–1,5	normal
stark	40–55	20–32	1,7–1,6	17–22	1,5–1	mäßig
sehr stark	> 55	> 32	< 1,6	> 22	< 1	schlecht bis unmöglich

Wo der Erdbaukörper aus lagenweise eingebautem und verdichtetem bindigen Boden besteht, sollte vor Baubeginn ein Prüffeld angelegt werden, auf dem die Eignung des vorgesehenen Verdichtungsgerätes erprobt wird. Insbesondere ist dabei der Zusammenhang zwischen Einbauschichtdicke, Zahl der Übergänge des vorgesehenen Verdichtungsgerätes und der nach den Laborversuchsergebnissen geforderten Trockendichte zu ermitteln, woraus der erreichte Verdichtungsgrad folgt. Im Deichkern soll bei der Verdichtung von bindigem Boden mindestens ein Verdichtungsgrad von  $D_{Pr} \geq 92\%$  erreicht werden, wobei der Gehalt an luftgefüllten Poren 12 % nicht übersteigen darf. Der Einbau des Bodens ist ständig mit den am Prüffeld geeichten Verfahren daraufhin zu kontrollieren, ob das Schüttgut nach Art und Verdichtung die getroffenen Voraussetzungen erfüllt. Bei Deichschüttungen sollte ein Kontrollversuch je 2500 m<sup>3</sup> eingebauten Bodens vorgesehen werden.

Bei bindigen Abdeckböden – außer Klei – sollte bei ausreichend plastischen Eigenschaften der Mindestwert für den Verdichtungsgrad  $D_{Pr} \geq 95\%$  betragen. Weitere Einzelheiten sind in EAK 2002 dem Abschn. 3 der Empfehlung G zu entnehmen.

## 3.3 Besonderheiten des Kleis als Abdeckboden

Der Klei nimmt an der deutschen Nordseeküste eine Sonderstellung ein. Seine Kohäsion macht ihn widerstandsfähig gegen Wellenangriff. Deshalb wird Klei bevorzugt zur Böschungsabdeckung (Kleidecke) auf Sandkernen verwendet, was meistens wirtschaftlich gegenüber anderen Baustoffen ist und das Landschaftsbild nicht beeinträchtigt. So werden die guten Eigenschaften des schnell entwässernden, befahrbaren Sandes mit dem höheren Erosionswiderstand des Kleis gegenüber dem Wellenangriff verbunden.

Die schlechte Verdichtbarkeit des im gewachsenen Zustand im Allgemeinen wassergesättigten Kleis kann in Kauf genommen werden. Es dürfen jedoch zwischen den eingebauten Kleiklumpen keine Hohlräume verbleiben. Nach den bei Deichneubauten der letzten Jahre gesammelten Erfahrungen gelingt das beim Einbau in Lagen von 30 bis 50 cm Dicke, die mit Planierraupen unter möglichst hohem Flächendruck angedrückt werden. Bei der Verwendung von angetrocknetem, weich- bis steifplastischen bindigen Altdeichmaterial ist eine Zerstörung der Klumpen durch Umsetzen und lagenweise Verdichtung mit schweren Raupenfahrzeugen oder besser Schafffußwalzen zum Schließen der Hohlräume besonders wichtig.

Die Befahrbarkeit eines weichen bindigen Bodens hängt entscheidend von der Anfangsscherfestigkeit  $c_u$  ab. Nach BARTELS-LANGWEIGE (1987) ist dessen uneingeschränkte Bearbeitbarkeit gegeben bei Erdbaugeräten mit

geringem Bodendruck	( $\sigma = 22\text{--}40 \text{ kN/m}^2$ )	für	$c_u \geq 14 \text{ kN/m}^2$
mittlerem Bodendruck	( $\sigma = 40\text{--}58 \text{ kN/m}^2$ )	für	$c_u \geq 18 \text{ kN/m}^2$
hohem Bodendruck	( $\sigma > 58 \text{ kN/m}^2$ )	für	$c_u \geq 22 \text{ kN/m}^2$ .

Tab. B 8: Grenzwerte der Bodeneigenschaften für Klei im Deichbau

Bodeneigenschaft	Grenzwerte
a) Gehalt an organischen Bestandteilen (Glühverlust)	$v_{gl} < 10 \%$ , max. 15 %
b) Sandanteil ( $d < 0,06 \text{ mm}$ )	$< 40 \%$
c) Tonanteil ( $d < 0,002 \text{ mm}$ )	$> 10$ (15) %
d) Fließgrenze Ausrollgrenze Plastizitätszahl	$w_L > 25$ (45) % $w_p > 15$ (25) % $I_p > 10$ (20) %
e) Anfangsscherfestigkeit	$c_u > 20$ (30) $\text{kN/m}^2$
f) Trockendichte	$0,85$ (1,0) $< \rho_d < 1,45 \text{ t/m}^3$
g) Einbauwassergehalt	$80$ (60) % $> w > 30 \%$

Ein für die Deichabdeckung geeigneter Klei sollte die in Tab. B 8 genannten Grenzwerte der Bodeneigenschaften erfüllen. Diese Grenzwerte sind mit geotechnischen Laborversuchen zu überprüfen. Die eingeklammerten Zahlenwerte gelten für besonders exponierte See- deiche. Weitergehende Angaben zum Abdeckboden aus Klei sind Abschn. 3.2.2.1 der Empfehlung G zu entnehmen.

Diese Anforderungen beruhen auf Erfahrungen, die bei Deichverstärkungen und Deichneubauten an der deutschen Nordseeküste gesammelt wurden. Die Qualitätssicherungen a) bis e) gelten für Kleidecken auf Außen- und Innenböschungen.

#### 4. Hydraulik in Deich und Untergrund

Bei Sturmfluten und Hochwasser ist bei See- und Tidestromdeichen zwischen den äußeren Wasserdrücken an der Wasserseite und daraus resultierenden Innenwasserdrücken im und unter dem Deichkörper zu unterscheiden. Die äußeren Wasserlasten treten als hydrostatische Kräfte und Kräfte der auf- und ablaufenden Wellen in Abhängigkeit von den Sturmflut- und Hochwasserständen auf und lassen sich bei Standsicherheitsberechnungen als Bemessungswasserstände durch Ansätze nach Empfehlung A der EAK (1993) und der vorhergehenden Empfehlung A berücksichtigen. Der hydrostatische Druck wirkt stets senkrecht auf die belastete Fläche, z. B. wasserseitige Deichabdeckung, und ist abhängig von der Tiefe unter dem freien Wasserspiegel. Änderungen in den Schicht- und Grundwasserständen infolge Sturmflut oder Hochwasser sind zeitabhängig, was sich in der Größe von Porenwasser, Strömungs- und Sohlwasserdruck äußert und damit auch Auswirkungen für die Standsicherheit von Deichen hat.

Die Aufsättigung und Ausbildung einer Sickerlinie im Deich wird zum einen von den geotechnischen Randbedingungen wie Bodenarten, Schichtenaufbau, Schichtdicken und Durchlässigkeiten bestimmt, zum anderen von der Dauer eines Hochwassers bzw. einer Sturmflut beeinflusst. Bei sandigen Deichkörpern mit bindigen Abdeckungen aus Klei, Geschiebemergel o. ä. ist auf der sicheren Seite liegend von einer stationären Sickerlinie für den jeweiligen Bemessungswasserstand auszugehen. Dies gilt insbesondere dann, wenn der seeseitige Böschungfuß bei diesen Deichen ohne Dichtung durchlässig ausgebildet ist. Oftmals wird der seeseitige Fußbereich bewusst offen ausgebildet, damit das bei Sturmflut und Hochwasser eingedrungene Sickerwasser bei Rückgang des Außenwasserstandes schnell genug wieder abfließen kann, ohne die Deichabdeckung durch Aufbrüche zu gefährden. Die Ermittlung stationärer Sickerlinien kann mit gängigen Rechenprogrammen erfolgen, um dann in den Standsicherheitsberechnungen berücksichtigt zu werden. Beispiele für die Ausbildung von möglichen Sickerlinien zeigt die Abb. B 4.

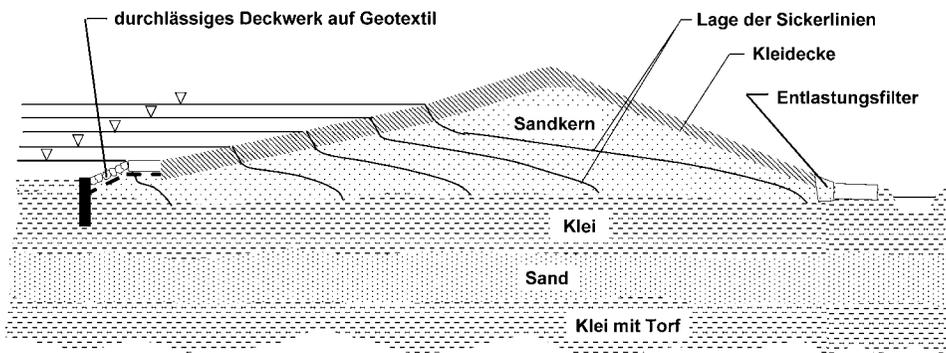


Abb. B 4: Schematische wasserstandsabhängige stationäre Sickerlinien im Deichkörper bei verschiedenen Sturmflutwasserständen

Heute stehen aber auch Finite-Elemente-Programme zur Berechnung instationärer Grundwasserströmungen zur Verfügung, mit denen die Ausbildung von Sickerlinien und die Aufsättigung im Deichkörper simuliert werden kann. Deren Genauigkeit hängt jedoch maßgeblich von den bodenmechanischen Eingangsparametern wie horizontale und vertikale Durchlässigkeit, Kornaufbau und Dichte innerhalb einer Bodenschicht ab. Gerade die Weichböden an Nord- und Ostsee aus Klei und Mudde schwanken hinsichtlich ihrer Kornzusammensetzung und Feinschichtung aus Sedimentation (z. B. Feinsand- und Torfbänder) oftmals so stark, dass die numerischen Grundwassermodelle nicht uneingeschränkt angewendet werden können. Parameterstudien mit diesen Rechenmodellen geben daher eine Abschätzung der möglichen geohydraulischen Verhältnisse in und unter dem Deich. Numerische Grundwassermodelle können als Ersatz für kleinmaßstäbliche Modellversuche und früher angewandte Analogverfahren dienen.

Bei Deichen und deren Untergrund aus vorwiegend bindigen Böden ohne nennenswerte Sandeinlagerungen kann wegen der geringen Durchlässigkeiten auf eine Ermittlung der geohydraulischen Verhältnisse verzichtet werden. Gleiches gilt auch für landseitig mit Sand verstärkte Deiche, deren seeseitige Böschungs- und Fußbereiche aus undurchlässigem, bindigem Boden bestehen (siehe oberen Deichquerschnitt in Abb. B 1).

Beim Deichbau im Spülverfahren werden zur Entwässerung des Sandkerns häufig Rohrdrainagen eingebaut, deren hydraulische Wirksamkeit nicht nur im Bauzustand, sondern auch im Endzustand verfolgt werden muss. Es wird empfohlen, die entlastende Wirkung von Drainagen am landseitigen Böschungsfuß nur dann in Ansatz zu bringen, wenn ihre Wirksamkeit ständig kontrolliert wird und jederzeit wiederherstellbar ist.

Die geohydraulischen Verhältnisse im und unter dem Deich sind den Untersuchungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zugrunde zu legen (KÄRCHER, GOTTHEIL u. KLAIBER, 1997). Unter Gebrauchstauglichkeit ist hier u. a. die Gefahr von Erosionen an der Abdeckung bei Wellenlauf und Wellenüberlauf zu sehen (RICHWIEN, 1995).

## 5. Belastungen und Sicherheiten

Die See- und Tidestromdeiche müssen auf wenig tragfähigen Weichböden zunächst standsicher hergestellt werden und später den Belastungen aus Wasserdruck und Wellenangriff widerstehen. Daher ist aus geotechnischer Sicht für beide Fälle zu prüfen, ob rechnerisch eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden kann. Wesentliche Grundlage für derartige Standsicherheitsnachweise sind die Belastungsannahmen sowie Bodenaufbau und Bodenkennwerte.

Im **Bauzustand** ergeben sich die maßgeblichen Belastungen aus den Schüttungen, die in großer Mächtigkeit in kurzer Zeit aufgebracht werden. Durch Standsicherheitsnachweise auf Grund- und Böschungsbruch ist zu prüfen, ob und mit welcher Sicherheit die Schüttlasten vom Untergrund aufgenommen werden können. Diese Nachweise sind insbesondere dann zu fordern, wenn es sich um Deichbaumaßnahmen auf wenig tragfähigen Weichböden (z. B. sehr weiche Torfe, Klei- und Muddeböden) handelt. Im Bauzustand sollten im Sinne der DIN 1054 die Sicherheiten für den Lastfall 2 zugrunde gelegt werden. Es können unter Einbeziehung der Beobachtungsmethode aber auch geringere Sicherheiten zugelassen werden, wenn durch Grund- und Böschungsbrüche eine Gefährdung von Personen und Sachgegenständen auszuschließen ist.

Im **Gebrauchszustand** am Ende der Bauzeit (Endzustand) ergeben sich die Belastungen aus den maßgebenden Wasserständen der Bemessungssturmflut bzw. dem Bemessungs-

sungshochwasser mit den jeweiligen Verweilzeiten. Abhängig vom Bodenaufbau sind darauf aufbauend die hydraulischen Verhältnisse im Deich und Untergrund nach Abs. 4 zu ermitteln und bilden die Grundlage für die erdstatischen Nachweise. Die rechnerischen Sicherheiten sollten über den zulässigen Sicherheiten der jeweiligen Normen (z. B. DIN 4084 bei Böschungsbruchberechnungen) liegen. Dies gilt auf jeden Fall für Neubaumaßnahmen, während bei bestehenden Deichen gleichfalls unter Einbeziehung der Beobachtungsmethode und jederzeit möglicher Zusatzmaßnahmen auch geringere Sicherheiten vertretbar sind.

## 6. Erdstatische Nachweise zur Standsicherheit

Beim Bau von See- und Tidesstromdeichen ist die Standsicherheit rechnerisch nachzuweisen. Dabei muss ausreichende Sicherheit gegen

- Gelände- und Böschungsbruch,
- hydraulischen Grundbruch sowie
- Materialtransporte infolge Erosion und Suffosion vorhanden sein.

Die Berechnung der globalen Standsicherheit von Böschungen ist in der DIN 4084, Ausgabe Juli 1981, geregelt. Dort wird nach dem Lamellenverfahren für kreisförmige Gleitflächen die ungünstigste Gleitfläche mit der geringsten Sicherheit ermittelt. Beispielhaft sind derartige Gleitkreisuntersuchungen in Abb. B 5 dargestellt.

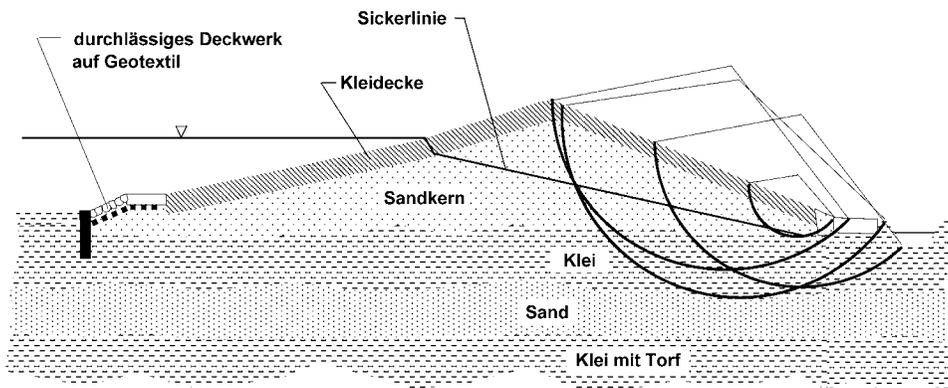


Abb. B 5: Nachweis der globalen Standsicherheit an der luftseitigen Böschung

Bei den Böschungsbruchberechnungen ist nicht nur der Deichkörper, sondern vor allem auch der Untergrund zu betrachten. Da die Deiche oftmals aus einem Sandkern bestehen und auf weichem Untergrund geringer Scherfestigkeit (z. B. Klei an der Nord- und Mudde an der Ostsee) gegründet werden, schneiden die kritischen Gleitkreise tief in den Untergrund ein und treten weit land- bzw. seeseitig vom Böschungsfuß aus. In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass die Standsicherheit sowohl für die Scherfestigkeit des undrained Bodens (Anfangsscherfestigkeit) als auch für die Scherfestigkeit des drained Bodens (Endscherfestigkeit) nachzuweisen ist und die geringste Sicherheit für den Nachweis maßgebend wird. In der DIN 4084 Beiblatt 2 – Berechnungsbeispiele – zeigt das Beispiel 2 den typischen

Fall einer Böschungsbruchuntersuchung für See- und Tidestromdeiche auf wenig tragfähigem Untergrund. Es zeigt sich dort, dass die Gleitflächen mit ungünstigster Sicherheit mit den Kennwerten der Anfangsscherfestigkeit stets an der Unterkante der Weichschicht liegen. Darüber hinaus ist – wie in Abb. B 6 dargestellt – neben den kreisförmigen Gleitkreisen die Böschungsbruchsicherheit im Fall von eingelagerten Weichschichten in der Gründungsebene auch mit nichtkreisförmigen Gleitkörpern in Anlehnung an JANBU (1954) zu untersuchen.

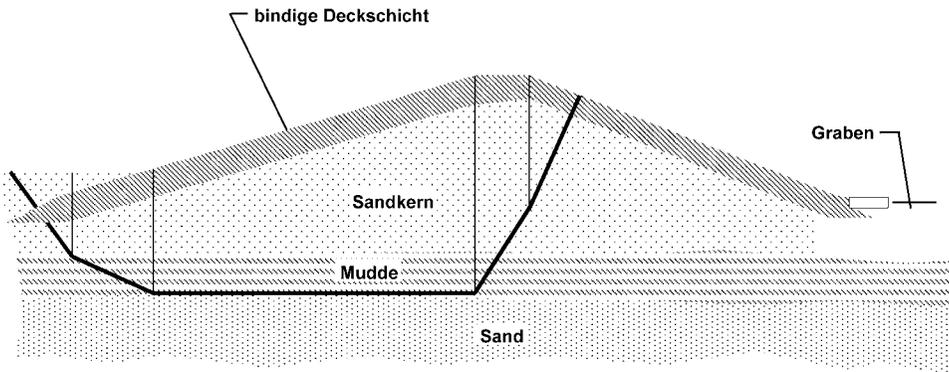


Abb. B 6: Beispiel einer Standsicherheitsuntersuchung nichtkreisförmiger Gleitkörper eines Ostsee-Deiches

Neben dem Lamellenverfahren für kreisförmige Gleitflächen sind nach DIN V 4084-100 auch Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach dem Blockgleit-Verfahren zu untersuchen. Gerade bei Deichverstärkungen lassen sich mit dieser Methode zutreffendere Bruchmechanismen überprüfen, so dass sie bei Standsicherheitsuntersuchungen besonders zu empfehlen ist.

Für eine erste überschlägliche Standsicherheitsuntersuchung von Deichen auf weichem bindigen Boden ohne Wasserdurchströmung kann für den Bauzustand das Diagramm aus GRASSHOFF, SIEDEK u. KÜBLER (1969) angewendet werden, was nachfolgend in Abb. B 7 dargestellt ist. Danach kann mit einer bekannten Deichlast ( $\gamma_D \cdot h$ ) und Böschungsneigung ( $n$ ) sowie vorgegebenem Verhältnis von  $h/t$  die Stabilitätszahl  $F$  abgelesen und hieraus die erforderliche Scherfestigkeit  $c_u$  der weichen Schicht für die Sicherheit  $\eta = 1$  berechnet werden.

Die globale Standsicherheit von Deichen auf wenig tragfähigem Untergrund wie Klei, Torf und Mudde kann durch Bewehrungen aus Geokunststoffen erhöht werden (TEMMLER, 1995). Die Bewehrungen aus Geokunststoffen werden dazu in der Deichaufstandsfläche verlegt und übernehmen bei einer Überschüttung zusätzlich in Ansatz zu bringende widerstehende Zug- und Scherkräfte. In der EBGEO 1997 sind Hinweise und Beispiele angegeben, wie Bewehrungen aus Geokunststoffen bei den Standsicherheitsnachweisen zu berücksichtigen sind.

Durch den Einbau von Vertikaldräns aus Kunststoffen, Sand oder geotextilmantelten Sandsäulen wird die vertikale Entwässerung von Weichböden verbessert und damit die Konsolidation und Zunahme der Tragfähigkeit beschleunigt. Dies ist allerdings nur in Sonderfällen erforderlich. Die Bemessung der Vertikaldräns hinsichtlich gegenseitigem Abstand hängt von den vorhandenen Durchlässigkeiten und den geforderten Konsolidationszeiten ab.

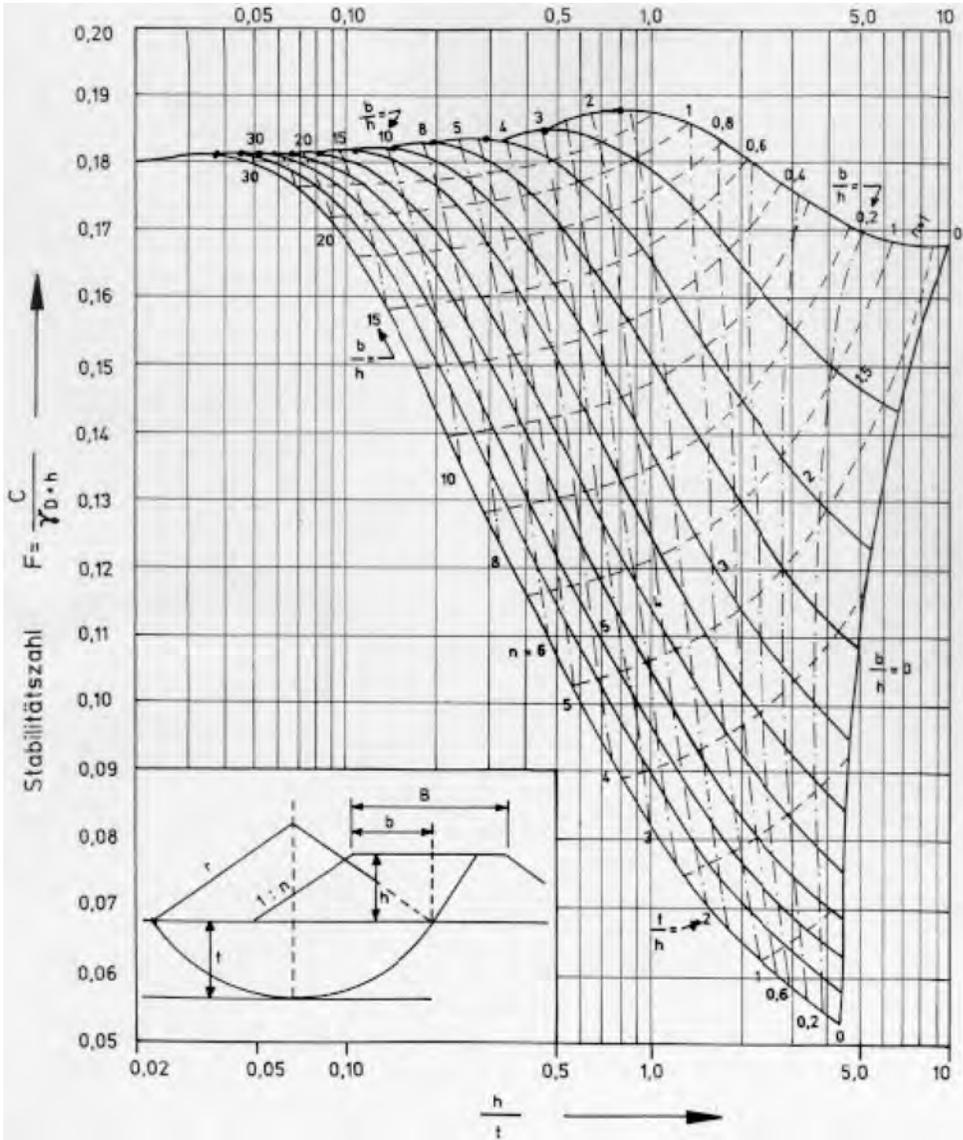


Abb. B 7: Standsicherheitsabschätzung für den Bauzustand nach SIEDEK, GRASSHOFF, KÜBLER (1969)

Die lokale Standsicherheit ist mit böschungsp parallelen Gleitflächen nachzuweisen, wenn Sickerwasser infolge Aufsättigung und Durchströmung an der luftseitigen Böschung austritt. Bei nichtbindigen Böden (Sanden) wird die Sicherheit aus dem Quotienten

- oberhalb der Sickerlinie mit  $\eta = \tan\varphi / \tan\beta$  und
- unterhalb der Sickerlinie mit  $\eta = (\tan\varphi/2)/\tan\beta$

errechnet, wobei  $\varphi$  als charakteristischer Reibungswinkel und  $\beta$  als Böschungswinkel eingehen. Alternativ und bei kohäsiven Böden sind flach einschneidende oberflächennahe Gleitfugen gemäß den Böschungsbruchberechnungen der DIN 4084 zu untersuchen. Die zuläs-

sige Sicherheit sollte bei Sicherstellung einer geschlossenen Grasnarbe den Wert  $\eta_{zul} = 1,2$  nicht unterschreiten.

Bei Hochwasser oder Sturmflut ist für eine landseitige undurchlässige Deckschicht der Nachweis auf hydraulischen Grundbruch oder sinngemäß gegen Auftrieb im Sinne von Abs. 3.2 der EAU (1996) zu führen. Beim hydraulischen Grundbruch vermindern sich durch die Wirkung der überwiegend nach oben gerichteten Strömung die wirksamen Spannungen im Boden, so dass der Boden sowohl seine tragende als auch stützende Funktion verliert. Ein Beispiel für eine typische Situation für einen hydraulischen Grundbruch bzw. einen Nachweis der Auftriebssicherheit zeigt die Abb. B 8.

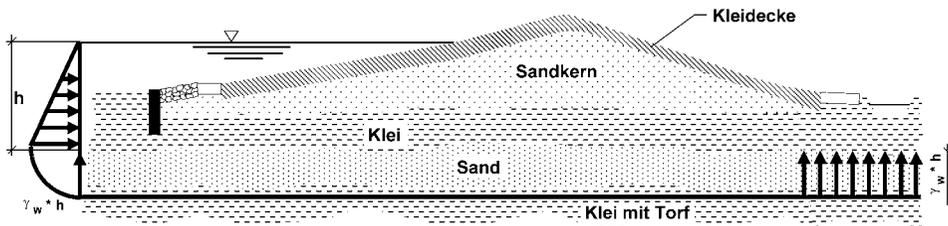


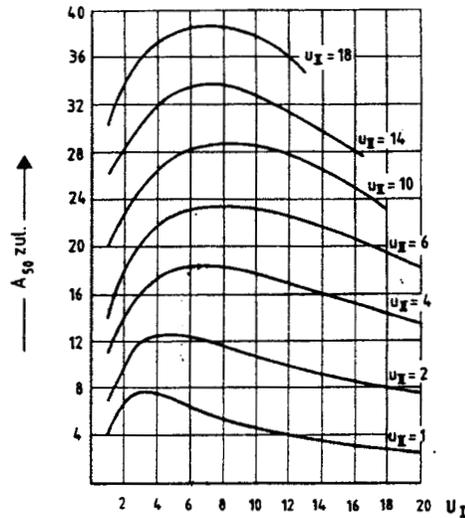
Abb. B 8: Hydraulischer Grundbruch landseitig vom Deichfuß

Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist definiert als der Quotient der nach unten gerichteten Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb und der nach oben wirkenden Strömungskraft (s. Abs. 3.2, EAU, 1996). Die Strömungskraft lässt sich entweder aus Strom- und Potentialnetzen ableiten oder aus numerischen Berechnungen ermitteln. Es wird empfohlen, für den ungünstigsten Fall eine Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch von  $\eta > 1,2$  einzuhalten.

Die Strömungskraft des Wassers kann Teile der Kornfraktionen von Bodenschichten oder den ganzen Boden in Bewegung setzen und somit zu Materialtransporten führen. Diese können in See- und Tidestromdeichen als Suffosion und Erosion immer dann wirksam werden, wenn eine Aufsättigung und Durchströmung infolge Hochwasser und Sturmflut stattfindet (s. Abs. 3.4).

- Bei **Suffosion** werden die Einzelkörner der feineren Fraktion eines ungleichförmigen nichtbindigen Bodens durch die Strömungskraft des Wassers durch die Poren der größeren Fraktion transportiert und verlassen damit den Boden. Das Erdstoffskelett der größeren Fraktion bleibt zwar bestehen, kann aber durch die Zunahme des Strömungsgefälles in seiner Stabilität gefährdet werden und dann zu einem Fließen des Bodens führen.
- **Kontakterosion** findet an der Schichtgrenze (Kontaktfläche) von fein- zu grobkörnigem, nichtbindigem Boden statt, indem der feinere Boden infolge Strömungskraft des Wassers durch den Porenraum des größeren Bodens transportiert wird. Dadurch vermindert sich das Bodenvolumen an der Schichtgrenze und verschlechtert die Stützung seitlicher und oberhalb liegender Bodenschichten.
- **Rückschreitende Erosion** – oder auch **Piping** genannt – entsteht in einem durchströmten Deich immer dann, wenn Einzelkörner durch hohe Strömungsgradienten an der landseitigen Böschung forttransportiert werden und sich bei Fortsetzung dieses Vorgangs im Boden in Richtung der Wasserseite bevorzugte Röhren oder Hohlräume ausbilden. Im ungünstigsten Fall kommt es zu einem Erosionsbruch und einer Gefährdung der Deichstandsicherheit.

In Anlehnung an die Nomenklatur von BUSCH u. LUCKNER (1974) gibt es hinsichtlich des Materialtransportes mehrere Arten von Suffosion und Erosion, die jeweils mit demselben Nachweis behandelt werden. Beim Nachweis ausreichender Sicherheit gegen Materialtransport ist im ersten Schritt zu untersuchen, ob ein Transport von Feinstbestandteilen des Bodens bei der vorhandenen Poren- und Korngeometrie überhaupt möglich ist. Wegen der breiten Anwendungsgrenzen wird zur Überprüfung dieses geometrischen Kriteriums das Verfahren von CISTIN u. ZIEMS (1967) und BAW – MAK (1989) empfohlen.



$A_{50}$  = Verhältnis der mittleren Korndurchmesser  $D_{50}$  der Deckschicht und  $d_{50}$  des zu schützenden Bodens  
 $U_I$  = Ungleichförmigkeitszahl des Bodens  
 $U_{II}$  = Ungleichförmigkeitszahl der Deckschicht

Abb. B 9: Diagramm zum Nachweis von Materialtransport nach CISTIN u. ZIEMS (1967)

Kann das geometrische Kriterium nicht erfüllt werden, d. h. ist das vorhandene Abstandsverhältnis  $A_{50 \text{ vorh}} = D_{50}/d_{50}$  größer als das zulässige Abstandsverhältnis  $A_{50 \text{ zul}}$  nach Abb. B 9, so ist im weiteren Schritt zu prüfen, ob die Schleppkraft der Sickerströmung überhaupt ausreicht, um einen Materialtransport von Feinstanteilen im Boden hervorzurufen. Dieses hydraulische Kriterium gilt als erfüllt, wenn im Boden das hydraulische Gefälle  $i_{\text{vorh}}$  aus den hydraulischen Berechnungen unter dem kritischen hydraulischen Gefälle  $i_{\text{krit}}$  nach BUSCH u. LUCKNER (1974) liegt. Wenn weder das geometrische noch das hydraulische Kriterium eingehalten sind, finden Materialtransporte statt, die sich nur durch eine filterstabile Zwischen- und Auflastschicht unterbinden lassen. Diese Filterschicht sollte aus einem mineralischen Kornfilter bestehen, der nach dem Merkblatt BAW „Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen“ (MAK, 1989) zu bemessen ist. Sofern nachweislich keine Verockungsgefahr besteht, kann alternativ zum Kornfilter auch ein Geotextil als Filter verwendet werden, dessen Bemessung nach dem Merkblatt BAW – MAG (1993) erfolgen kann.

Erfahrungsgemäß sind Materialtransporte infolge Suffosion und innere Erosion an den Tidestrom- und Seedeichen der Nordseeküste kaum zu befürchten, da beim Deichbau dort vorwiegend bindige Böden mit organischen Beimengungen aus Klei bzw. sandigem und

torfigem Klei sowie mehr oder weniger schluffige Fein- und Mittelsande als nichtbindige Böden verwendet werden, die kornanalytisch gut aufeinander abgestimmt sind. Bei den Seedeichen der Ostseeküste können Materialtransporte allerdings bei deutlichen Unterschieden zwischen den fein- und grobkörnigen Böden infolge Durchströmung schon eher maßgebend werden. Der Planer und sein geotechnischer Gutachter sind daher bei jeder Deichbaumaßnahme aufgefordert, die standsicherheitsgefährdende Wirkung von Materialtransporten für den jeweiligen Schichtenaufbau und die verwendeten Bodenarten zu überprüfen.

## 7. Setzungen

See- und Tidestromdeiche im Küstengebiet werden meist auf wenig tragfähigem (kompressiblem) Untergrund gegründet, so dass die Setzungen im Hinblick auf die erforderlichen *Überschneidungsmasse* und damit bei den Erdarbeiten zu berücksichtigenden sind. In vielen Fällen reicht es aus, Setzungsmaße und Setzungsdauer näherungsweise zu ermitteln. Diese Setzungsabschätzungen liefern bei Deichneubauten oder annähernd symmetrischen Deichaufhöhungen hinsichtlich der Größenordnung zutreffende Angaben und können durch Setzungsberechnungen nach DIN 4019 und numerische Verformungsberechnungen verfeinert werden. Genauere Setzungsberechnungen sind immer dann zu empfehlen, wenn bei Altdeichverstärkungen unsymmetrische Schüttungen vorgenommen werden.

In Weichböden unterscheidet man drei Setzungsanteile:

- Bei der Lastaufbringung treten volumenkonstante Verformungen, das sind Setzungen unter der Last und Bodenverdrängung nach den Seiten sowie neben der Last nach oben, als sogenannte *Initialsetzungen* ein. Wird der Boden überlastet, so überwiegen die Initialsetzungen gegenüber den Setzungsanteilen; im Extremfall tritt Grundbruch ein.
- Dann folgen die *Konsolidationssetzungen*, bei denen der Boden unter der Last zusammengedrückt wird. Wegen seiner geringen Durchlässigkeit entsteht zunächst Porenwasserüberdruck, der anfangs einen Teil der Last trägt und zur Auspressung von Porenwasser führt. Diese Entwässerung dauert so lange, bis die Druck- und Reibungsspannungen zwischen den Bodenpartikeln im Gleichgewicht mit der aufgebrachten Last sind.
- Zeitlich parallel mit den Konsolidationssetzungen, über die Phase der messbaren Porenwasserüberdrücke hinausreichend, kriecht der Boden so lange, bis die Kohäsionsanteile der Spannungen abgebaut und durch Reibungsspannungen zwischen den Bodenpartikeln aufgenommen sind. Dies sind die *Kriechsetzungen*.

Bei ausreichender Standsicherheit gegen Böschungsbruch sind beim *Deichneubau* auf Weichschichten die Initialsetzungen gegenüber den Konsolidations- und Kriechsetzungen im Allgemeinen gering. Das ist vor allem auf die günstige Belastungsfigur der Seedeiche mit ihren flachen Böschungen zurückzuführen, wie sie heute gebaut werden. Eine genaue Ermittlung der Zusatzspannungen aus der Deichlast im Untergrund nach DIN 4019 lohnt meist nicht, da bei den üblichen Deichabmessungen (6 bis 9 m Höhe und  $\geq 80$  m Breite) die Belastung von der Mitte zu den Lasträndern hin allmählich abnimmt. Die seitliche Ausbreitung der Spannungen aus der Deichlast in der Weichschicht ist dann nicht sehr groß, so dass mit guter Näherung die Setzung  $s$  an jeder Stelle aus dem linearen Ansatz

$$s \approx \gamma \cdot H \cdot \sum \frac{h}{E_s} \text{ [m]}$$

berechnet werden kann.

$s$  = Setzung [m]

$\gamma$  = Feuchtwichte des Deichbodens [kN/m<sup>3</sup>]

$H$  = Höhe des aufgebrachten Deichkörpers [m]

$h$  = Mächtigkeit der einzelnen Weichschicht [m]

$E_s$  = Steifemodul der einzelnen Weichschicht [kN/m<sup>2</sup>].

Bei einer Altdeichverstärkung auf weichem Untergrund ist eine genauere Spannungsermittlung nach DIN 4019 in der Regel zu empfehlen. In einem solchen Fall sind die Setzungen unter der im nicht bzw. im wenig vorbelasteten Bereich liegenden neuen Böschung oft größer als unter der meist im höher vorbelasteten Bereich liegenden neuen Deichkrone. Bei der Begradigung einer gewundenen Altdeichlinie sollte besonders auf eine ausreichende Überhöhung der vorher unbelasteten Deichabschnitte geachtet werden.

Die Setzungsanteile aus den tragfähigen Bodenschichten unterhalb der Weichschicht sind vernachlässigbar klein.

Die Deiche müssen beim Bau um das errechnete  $s$  überhöht werden. Die Böschungsabdeckungen erfahren bei der Setzung eine Stauchung, die infolge der flachen Böschung aber unerheblich ist.

Die Setzungsdauer  $t$  kann für Deichneubauten bei beidseitiger Entwässerung des weichen Untergrundes nach folgender Formel grob abgeschätzt werden:

$$t = \frac{\gamma_w}{k \cdot E_s} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 [\text{s}]$$

$t$  = Setzungsdauer [s]

$\gamma_w$  = Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]

$k$  = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

$h$  = Mächtigkeit der Weichschichten [m].

Wenn die Weichschicht nur nach oben oder nach unten entwässern kann, weil auf der gegenüberliegenden Seite ein undurchlässiger Boden angrenzt, ist statt  $h/2$  die volle Schichtdicke  $h$  zu berücksichtigen.

Bei größerer Streuung des Steifemoduls  $E_s$ , besonders aber des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$ , empfiehlt es sich, für diese beiden Parameter plausible obere und untere Werte in obiger Formel anzuwenden und schließlich eine Mittelbildung zur Errechnung der Setzungszeit vorzunehmen.

Von den errechneten Setzungen treten etwa 50 % bereits innerhalb von etwa 20 % der errechneten Zeit ein, während ca. 80 % der Setzungen nach Verlauf von ca. 50 % dieser Zeit zu erwarten sind (Abb. B 10).

Der zeitliche Verlauf der Setzungen ist bei Deichverstärkungen außer vom Untergrund auch vom Kronenabstand Alt-/Neudeich abhängig (TEMMLER, 1985).

Da die Setzungen an den Nordsee- und Tidestromdeichen maßgeblich durch stark wechselnden Untergrund aus Torf- und Kleiböden unterschiedlicher Kornzusammensetzung und geologischer Vorbelastungen geprägt werden, sollten auch gemessene Setzungen aus früheren Deichbaumaßnahmen mit vergleichbaren Schütthöhen und ähnlichem Untergrundaufbau zur Setzungsbeurteilung herangezogen werden. Gerade aus Setzungsmessungen früherer Deichbaumaßnahmen lassen sich in Verbindung mit den rechnerischen Setzungsmaßen zutreffende Aussagen zur erforderlichen Überhöhung beim Deichbau ableiten. Vor allem aber sollten die Setzungsmessungen der ersten Schüttphase ausgewertet

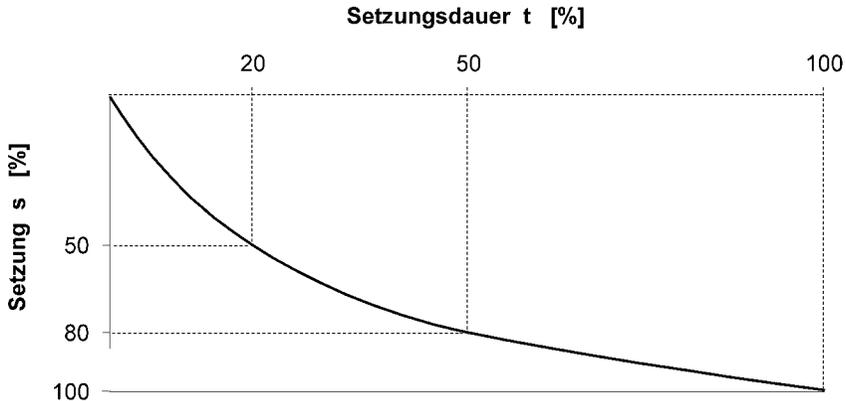


Abb. B 10: Typischer Zeit-Setzungsverlauf im Weichboden unter Deichneubauten

werden, um die Restsetzungen mit hinreichender Zuverlässigkeit durch eine grafische Darstellung der Zeit/Setzung mit logarithmischer Zeitachse zu extrapolieren (s. Abschn. 12).

## 8. Sackungen

Neben den Setzungen im Untergrund infolge Konsolidation sind für die Überhöhung beim Deichbau auch die Sackungen im Deichkörper zu berücksichtigen, die gegenüber den Setzungen allerdings deutlich geringer sind. Sackungen im Sandkern treten immer dann auf, wenn der Deichkörper nicht aufgespült, sondern im Trockenen mit Erdbaugeräten aufgesetzt wird. Bei Aufsättigung infolge von Sturmflut und Hochwasser finden dann Kornumlagerungen statt, deren Sackung von der beim Einbau erzielten Lagerungsdichte, dem Ausmaß der Aufsättigung und der dazugehörigen Sandmächtigkeit abhängt. Bei der Festlegung der Überhöhung empfiehlt es sich, Sackungen mit etwa 5 % bis 10 % der Schütthöhe zuzüglich zu den Setzungen zu berücksichtigen (EAU, 1996, Abs. 7.8).

Bei einer Deichschüttung aus bindigem Boden lässt sich das Sackmaß deutlich reduzieren, wenn der Bodeneinbau lagenweise mit Verdichtung erfolgt (siehe Empfehlung B der EAK, 1993).

## 9. Schrumpfungen bindiger Deckschichten

Die bindige Deckschicht erfährt Schrumpfungen durch witterungsbedingte Aus- und Antrocknung. Dies kann nach dem Bodeneinbau im Laufe der Zeit durch extrem trockene Sommer erfolgen. Untersuchungen in Nordfriesland und bei der Aufgrabung von Deichabdeckungen an der Westküste Schleswig-Holsteins ergaben, dass die Austrocknung erwartungsgemäß in der stark durchwurzelten Mutterbodenaufgabe am größten ist und bei vergleichbarer Zusammensetzung des Abdeckmaterials mit zunehmender Tiefe nach einer angenähert parabolischen Verteilung – wie in Abb. B 11 – abklingt. Bei den zu Schrumpfungen neigenden tonreichen Kleiauffüllungen ist der beim Einbau vorhandene Feuchtigkeitszustand – erkennbar an der ursprünglichen blau- bis schwarzgrauen Färbung – zumeist in Tiefen ab 0,8 bis 1,2 m unter GOK noch vorhanden.

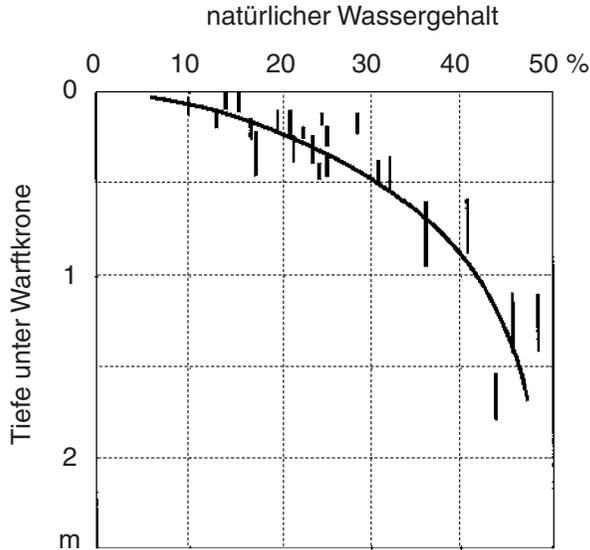


Abb. B 11: Zunahme des Wassergehaltes mit der Tiefe in bindigen Abdeckböden von Warftverstärkungen auf der Hallig Langeness (gemessen am 15.5.1996, TEMMLER LANU SH)

Die vertikale Schrumpfung einer Kleidecke infolge Austrocknung kann je nach Einbauwassergehalt und organischem Anteil etwa bis zu 10 % der ursprünglich eingebauten Schichthöhe erreichen. Eine horizontale Schrumpfung führt in bindigen Abdeckungen zwar zu Rissen, die sich im Regelfall allerdings bei Durchfeuchtung infolge von Niederschlägen wieder schließen. Weitere Einzelheiten zum Schrumpfverhalten beim Einbau bindiger Deichabdeckungen sollten vom beratenden Geotechniker im Vorwege beantwortet werden, damit Missverständnisse zwischen Auftraggeber und bauausführender Firma, z. B. bei der Verwendung von schllickigem Boden breiiger Konsistenz oder witterungsbedingt aufgeweichtem Boden, ausgeschlossen werden.

## 10. Geotechnische Messungen

Erfahrungen mit dem Deichbau haben immer wieder gezeigt, dass die Standsicherheits- und Setzungsbeurteilungen maßgeblich von den Belastungsannahmen und Bodenparametern abhängen. Zur Verifikation werden daher bei fast allen Deichbaumaßnahmen geotechnische Messungen herangezogen, die später auch in die Erfahrungssammlung der planenden und ausführenden Stellen einfließen (TEMMLER, 1983). Die geotechnischen Messungen beschränken sich dabei nicht nur auf die Bauausführung, sondern sollten in repräsentativen Querschnitten auch später – insbesondere bei Hochwasser und Sturmflutereignissen – fortgeführt und ausgewertet werden. Darüber hinaus bilden geotechnische Messungen auch die Grundlage zur Ursachenermittlung von Schadensfällen (TEMMLER, 1985).

Bei Deichbaumaßnahmen auf kompressiblen Weichböden im norddeutschen Küstengebiet sind Setzungsmessungen unverzichtbar. Sie dienen zur Beobachtung der Konsolidation einzelner Schüttlagen sowie der gesamten Deichschüttung und bilden die Grundlage zur Festlegung der Überhöhung für die Erdarbeiten. Neben der geodätischen Flächenauf-

nahme erfolgt die punktuelle Ermittlung der Setzungen über herkömmliche Setzungspegel oder Magnetsetzungslothe. Alternativ können auch Extensometermessungen sinnvoll sein. Setzungen quer zum Deichbauwerk lassen sich durch Horizontalinklinometer oder hydrostatische Setzungsgeber bestimmen.

Die hydraulischen Verhältnisse im Deich und Untergrund können durch Grundwasserstandsstellen – ggf. in verschiedenen Schichten durch Sperrschichten voneinander getrennt – oder bei Ermittlung der Wasserdruckhöhen in bestimmten Bodenschichten durch abgepackte Wasserdruckaufnehmer ermittelt werden. Die Messung der Grundwasserstände sollte kontinuierlich und automatisiert erfolgen, um neben den saisonalen Schwankungen den Einfluss bei Hochwasser und Sturmflut im Deich und Untergrund auch tatsächlich zu erfassen. Eine Dauerüberwachung ausgewählter Grundwasserstandsstellen durch Wasserdruckaufnehmer bietet sich daher an.

Bei kritischen Schüttungen auf wenig tragfähigem, bindigem Untergrund ist es angebracht, baubegleitend zur Konsolidationsbeurteilung Porenwasserdruckmessungen durchzuführen. Sie sind dabei auch eine Entscheidungshilfe, nach welcher Liegezeit die nächste Schüttlage aufgebracht werden kann, ohne die Standsicherheit zu gefährden (TEMMLER, 1985). Porenwasserdruckmessungen in bindigen Böden sind allerdings schwierig und setzen umfangreiche Erfahrungen voraus.

Horizontale Bodenverschiebungen in wenig tragfähigem Untergrund als Folge der Deichschüttung lassen sich punktuell durch Neigungsmessungen erfassen. Dies ist immer dann zu empfehlen, wenn im oder direkt hinter dem Deich auf Pfählen tiefgegründete Ingenieurbauwerke (wie z. B. Sielbauwerke o. ä.) oder Häuserbebauung vorhanden sind. Bei Pfahlgründungen ist horizontaler Kleisub infolge der Deichschüttung zu untersuchen, dessen Größe durch Inklinometermessungen verifiziert werden sollte. Bei benachbarter Häuserbebauung sollte neben Setzungsmessungen auch auf zusätzliche Inklinometermessungen zur Beweissicherung nicht verzichtet werden.

Einen Überblick und weitere Einzelheiten über den Einsatz geotechnischer Messungen liefert die Zusammenstellung von KUNTSCHKE (1996). Grundsätzlich sollten Erfordernis und Durchführung der geotechnischen Messungen mit dem baubegleitenden geotechnischen Gutachter abgesprochen werden, um den Messumfang für die Bauaufgabe zu optimieren. Auch die fachtechnische Begleitung und Bewertung der geotechnischen Messungen sollte diesem Gutachter übertragen werden, um Rückschlüsse auf die erdstatischen Berechnungen zu ziehen und Aussagen über geotechnische Auswirkungen der Deichbaumaßnahme zu erhalten.

## 11. Beispiele geotechnischer Messungen

Nachfolgend sind für jüngste Deichbaumaßnahmen beispielhaft die Ergebnisse geotechnischer Messungen dargestellt. Dabei handelt es sich um baubegleitende Setzungs-, Verschiebungs- und Porenwasserdruckmessungen im Rahmen der Deichbaumaßnahme Glückstadt-Süd an der Unterelbe.

Die Deichbaumaßnahme Glückstadt-Süd umfasst das Aufsetzen einer mehr als 4 m hohen Deichkappe auf einem bereits 1977 mit Sand aufgespülten Gelände, die Verfüllung eines tiefen Grabens, die Überbauung eines im Zuge der Baumaßnahme teilweise geräumten Spülfeldes, den Bau eines neuen Deichabschnittes zwischen dem elbseitigen Spülfeld von 1977 und dem Verstärkungsabschnitt im Altdeichbereich. Im Lageplan auf Abb. B 12 sind die einzelnen Deichbaumaßnahmen dargestellt. Darüber hinaus enthält die Abb. B 13 charakteristische Querschnitte.

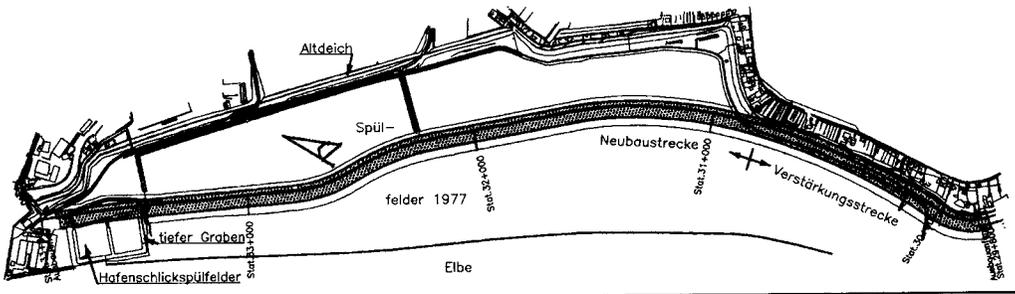


Abb. B 12: Lageplan der Deichbaumaßnahme

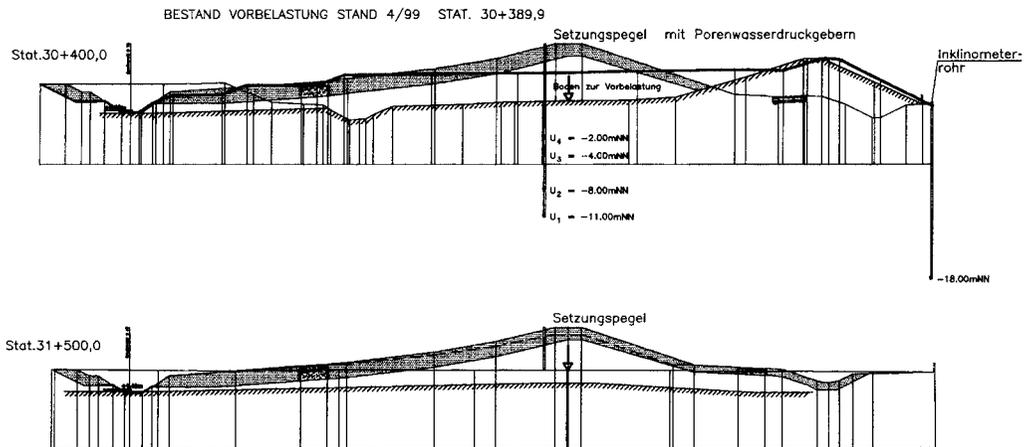


Abb. B 13: Charakteristische Deichquerschnitte

Die Setzungsmessungen in Abb. B 14 und B 15 stellen nur einen kleinen Ausschnitt der Gesamtuntersuchungen dar. Hierzu ist anzumerken, dass die Aufschüttung des neuen Deichkerns aus dem Bodenaushub zweier tiefer Randgräben recht unregelmäßig erfolgte und der eigentliche Schüttbeginn innerhalb der Strecke bis zu mehrere Wochen variierte. Für eine einheitliche grafische Darstellung der Messergebnisse wurden diese Unterschiede generalisiert und im Detail nicht berücksichtigt, so dass bei der Setzungsauftragung mit der Registrierung der Restsetzungen aus der mehr als 4 m hohen flächenhaften Aufschüttung von 1977 einerseits und/oder Sofortsetzungen aus volumenkonstanten Bodenverdrängungen andererseits in der Anfangsphase der Messungen unterschiedliche geotechnische Vorgänge erfasst sind.

Die nivellitisch an insgesamt 24 konventionellen Stangenpegeln kontrollierten Setzungen ergaben für den Zeitraum zwischen Spülende (1977) und Deichbaubeginn (1997) für den gesamten Messzeitraum einen nahezu linearen Verlauf der gemessenen Setzungen gegen den Logarithmus der Liegezeit der Schüttung. Auf diesen – auch anderenorts von TEMMLER (1985) gemachten – Erfahrungen aufbauend, lassen sich die zu erwartenden zusätzlichen Setzungen  $S_{zus}$  (Restsetzungen) für eine unveränderte Schütthöhe nach der Formel

$$S_{\text{zus}} = \Delta S \cdot \log \frac{t_n}{t_x} \quad \text{mit}$$

$t_n$  = beliebiger zukünftiger Zeitpunkt in Tagen nach Schüttbeginn

$t_x$  = Ausgangszeitpunkt (i. d. R. Ist-Zustand) in Tagen nach Schüttbeginn

$\Delta S$  = Setzmaß (cm) pro logarithmischer Zeitdekade, gemessen oder extrapoliert aus der im entsprechenden Maßstab aufgetragenen Zeit-Setzungslinie

überschlägig errechnen. Hierbei sind einzelne offensichtliche Messfehler (z. B. scheinbare Hebungen bei gleichbleibender Schütthöhe) auszugleichen und die entsprechenden, geglätteten Messwerte dem Kurventrend anzupassen.

Für die in Abb. B 15 dargestellten Zeit-Setzungslinien von jeweils sieben Messstationen sind die gemessenen und für eine angenommene Liegedauer von fünf Jahren errechneten Setzungen in den Diagrammen tabellarisch angegeben.

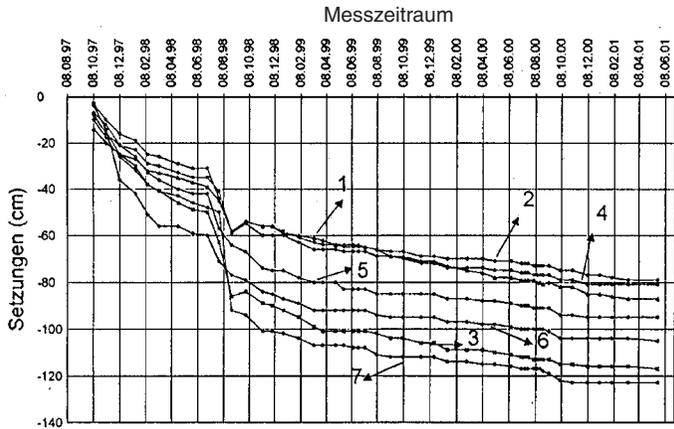
In der zweiten Bauphase der Deichverstärkung Glückstadt-Süd wurde der Kern des neuen Deichprofils aus der bisherigen Sandvorschüttung hergestellt und zugleich der benachbarte alte Kleideich zur Gewinnung von bindigem Deichabdeckmaterial abgetragen. Zur Abschätzung des Scherfestigkeitszuwachses aus der Teilkonsolidierung der Weichschichten unter der Vorschüttung wurden an zwei Messstationen *P o r e n w a s s e r d r u c k m e s s u n g e n* mit jeweils vier Druckaufnehmern in unterschiedlichen Tiefen in vorgebohrte Löcher eingesetzt und verdämmt.

Die gemessenen, in Abb. B 16 in ihrem zeitlichen Verlauf dargestellten Wasserdruckdifferenzen schließen neben den Porenwasserüberdruckschwankungen im Grundwasserspiegel im Deichkörper durch Wassereinstau bei ergiebigen Niederschlägen sowie durch sturmflutbedingten elbseitigen Wasserzufluss im Winterhalbjahr 1998/99 mit ein. Die auf den jeweiligen Ausgangswert nach dem Abklingen einbaubedingter Störungen bezogenen Porenwasserüberdrücke zeigen deutliche Beziehungen zum Bodenaufbau. Für jeden Messgeber wurde zum Vergleich das Porenwasserdruckverhältnis  $r_{u(\text{max})}$  als Quotient zwischen dem maximalen Porenwasserüberdruck  $\Delta u_{\text{max}}$  und der zugehörigen Zusatzspannung aus der neuen Bauwerkslast  $\sigma_{\text{zus}}$  ermittelt und in der jeweiligen Tabelle angegeben.

Zur Kontrolle auflastbedingter landseitiger *H o r i z o n t a l v e r s c h i e b u n g e n* des auf weichem Untergrund ruhenden teilweise abgetragenen Altdeiches gegen vorhandene deichnahe Hinterlandbebauung wurden an zwei Stellen am landseitigen Böschungsfuß Inclinometerrohre installiert und messtechnisch überwacht. Die bei Dkm 30 + 200 gemessenen, wenn auch bisher geringen Horizontalverschiebungen als Folge der elbseitigen Vorbelastung sind in Abb. B 17 für die verschiedenen Messzeitpunkte tiefenbezogen aufgetragen sowie in Abb. B 18 als zeitliche Veränderung der maximalen Hauptverschiebung ( $\Sigma HV_{\text{max}}$ ) grafisch dargestellt. Auch die Altdeichverschiebung klingt nahezu geradlinig mit dem Logarithmus der Belastungsdauer ab.



11. Beispiele geotechnischer Messungen



Nr.	Stat.	$\Delta S$ (cm) log-Zeitdekade		$S_{1355}$ (cm) für $t_v = 1355$ d (21.05.2001)	$S_{5005}$ (cm) für $t_v = 5005$ d (21.05.2011)	$S_{5005,progn.$ (cm) für $t_v = 5005$ (21.05.2011)
		Phase 1	Phase 2			
1	31,0	27,0	72,0	87	40,9	128
2	31,1	30,5	47,5	79	27,0	106
3	31,2	52,0	52,5	117	29,8	147
4	31,3	32,0	46,3	81	26,3	107
5	31,4	58,5	44,3	95	25,1	120
6	31,5	49,5	42,5	105	24,1	129
7	31,6	45,5	47,0	123	26,7	150

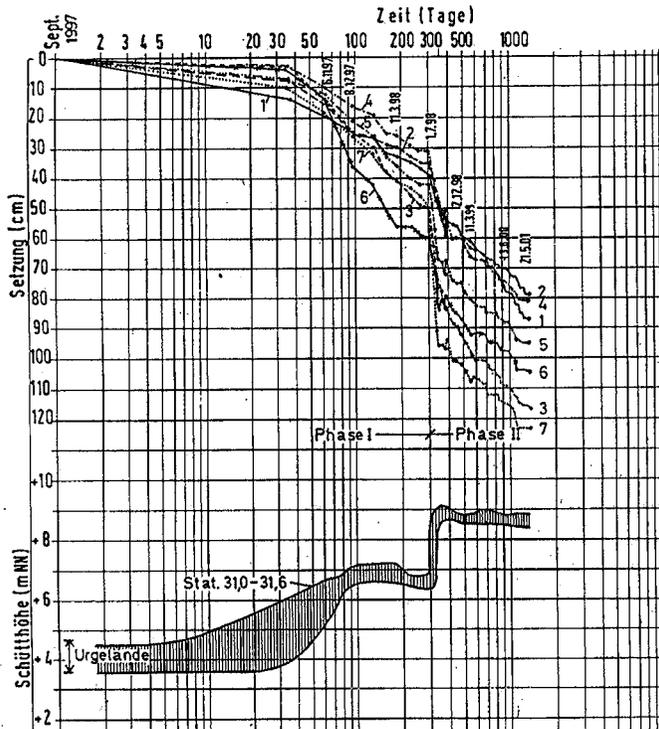
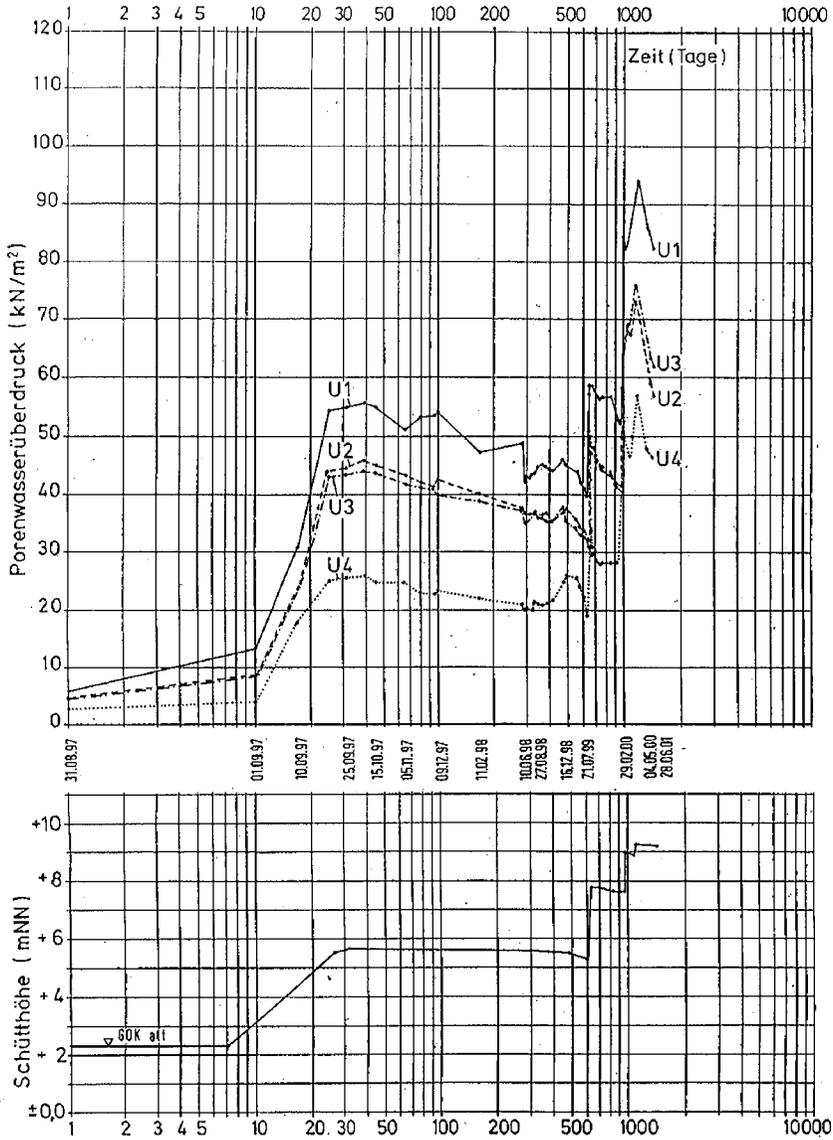


Abb. B 15: Setzungsmessungen verschiedener Stationen mit Prognose der Restsetzungen für den Verstärkungsabschnitt



Station 30 + 870

Geber Nr.	Tiefe		$\Delta U_{max}$	$r_u (max)$	$r_u$ 21.05.2001
	m u. GOK	m NN			
U 1	9,0	- 7,0	94,0	0,710	0,623
U 2	6,0	- 4,0	73,0	0,551	0,426
U 3	4,0	- 2,0	75,5	0,570	0,430
U 4	2,5	10,5	57,0	0,430	0,347

Abb. B 16: Ergebnisse von Porenwasserdruckmessungen im Verstärkungsabschnitt

11. Beispiele geotechnischer Messungen

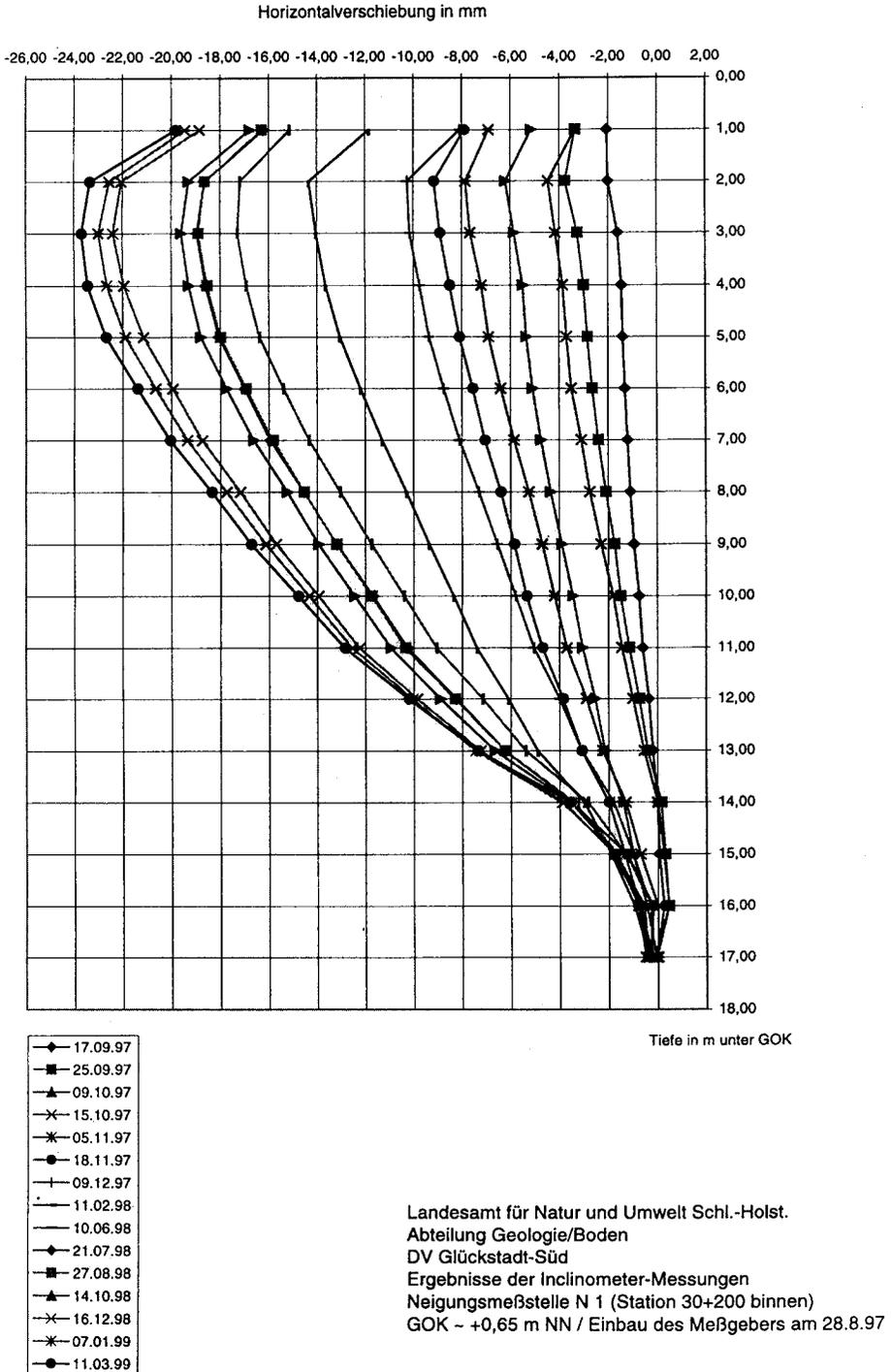


Abb. B 17: Tiefenbezogene Darstellung der Horizontalverschiebungen bei Dkm 30 + 200 Glückstadt-Süd

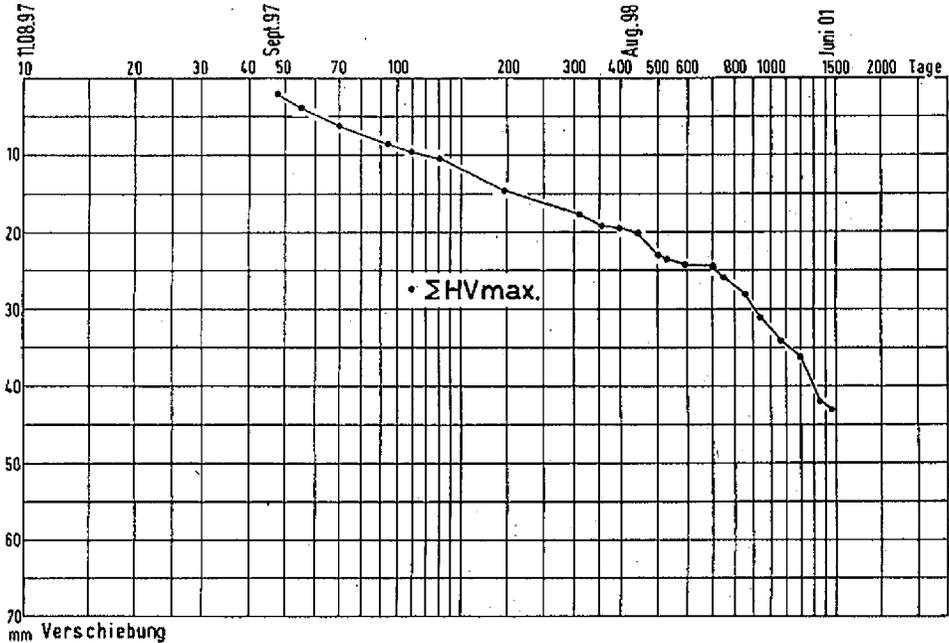


Abb. B 18: Zeitliche Veränderung der maximalen Hauptverschiebung bei DKm 30 + 200 Glückstadt-Süd

## 12. Schriftenverzeichnis

- BARTELS-LANGWEIGE, J.: Zur Befahrbarkeit bindiger Böden mit Raupenfahrzeugen, Schriftenr. d. Inst. f. Bauwirtschaft u. Baubetrieb, K. SIMONS (Hrsg.), TU Braunschweig, 1987.
- BEYER, W.: Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve, Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 6, 1964.
- BOBZIN, H.: Praktische Nassbaggerei, Mitt. d. Franzius-Inst. f. Wasserbau u. Küsteningenieurwesen d. Univ. Hannover, H. 69, 1989.
- BRINCH-HANSEN, J. u. LUNDGREN, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik, Springer, Berlin 1960.
- BRÖSKAMP, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis, Vereinigung der Nassbagger-Unternehmungen e.V., 1976.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW): Merkblatt – Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK) – Ausgabe 1989.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW), Merkblatt – Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG) – Ausgabe 1993.
- BUSCH, K.-F. u. LUCKNER, C.: Geohydraulik, Leipzig: VEB Verlag 1973 und Stuttgart: Enke, 1974.
- CISTIN, J. u. ZIEMS.: Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch die Sickerwasserströmung in Erddämmen, Wasserwirtschaft-Technik, 17. Jahrgang, 1967.
- CUR (Centre of Civil Engineering Research and Codes): Building on Soft Soils, Design and Construction of Earth Structures Both on & into Highly Compressible Subsoils of Low Betrink Capacity, A. A. BALKEMA, Rotterdam, Brookfield, 1996.
- DVWK, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.: Historischer Küstenschutz, Verlag Konrad Wittwer. Stuttgart, 1992.

- DIN, Deutsches Institut für Normung e.V.: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds, DIN-Taschenbuch 113, 8. Auflage, Beuth-Verlag 1991.
- EAK: Die Küste – Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co, Heide/Holstein, H. 55, 1993.
- EBGEO: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen –, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
- GRASSHOFF; SIEDEK; KÜBLER: Erd- und Grundbau, Teil 3, Werner Verlag, Düsseldorf, 1969.
- HOMEIER, H.; SIEBERT, E.; KRAMER, J.: Ostfriesland im Schutze des Deiches, Bd. II, Verlag Gerhard Rautenberg, 1969.
- JANBU: Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. Proc. Europ. Conf. on stability of Earth, Slopes. Bd. III, Stockholm, 1954.
- KÄRCHER, K.; GOTTHEIL, K.-M.; KLAIBER, J.-S.: Zur Standsicherheit, Auftriebssicherheit und Erosionsstabilität von Flussdeichen, Geotechnik Nr. 4, 1997.
- KIEKBUSCH, M.: Beziehung zwischen Konsistenzzahl und der undrännierten Scherfestigkeit, Bau-technik (Heft 9), 1999.
- KRAMER, J.: Kein Deich Kein Land Kein Leben: Geschichte des Küstenschutzes an der Nordsee. Verlag Gerhard Rautenberg, 1989.
- KÜHN, H. J. u. PANTEN, A.: Der frühe Deichbau in Nordfriesland. Herausgegeben vom Landesamt für Vor- und Frühgeschichte in Schleswig-Holstein und vom Nordfriisk Instituut, Verlag Nordfriisk Instituut Bräist/Bredstedt, NF 1989.
- KUNTSCHKE, K.: Empfehlungen zum Einsatz von Mess- und Überwachungssystemen für Hänge, Böschungen und Stützbauwerke, Geotechnik Nr. 2/1996.
- LEVADOUX, J.-N. u. BALIGH, M.-M.: Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 7, July 1986, Teil 1: S. 707–726, 1986.
- Merkblätter Flussdeiche 210, Hrsg.: Arbeitskreis Flussdeiche des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK), Paul-Parey-Verlag, 1986.
- PIANC: Permanent International Ass. Of Navigation Congresses (PIANC). Classification Of Soil & Rocks To Be Dredged. Supplement to Bulletin No 47, Brussels (Belgium), 1984.
- RICHWIEN, W. u. WEHNER, T.: Bodenmechanische Kennwerte gespülter Seedeiche im norddeutschen Küstenraum, Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (TIS), H. 10, S. 544–549, 1988.
- RICHWIEN, W.: Universität Essen: Kritische Beanspruchungen von Deichböden – Versagensformen und Nachweiskonzepte –, Beitrag beim HTG-Kongress in Hannover 1995.
- SCHUPPENER, B. u. KIEKBUSCH, M.: Plädoyer für die Abschaffung und den Ersatz der Konsistenzzahl, Geotechnik 4/1988.
- SENNESET, K., JANBU, N. u. SVANO, G.: Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests. Proc. 2<sup>nd</sup> Europ. Symposium on Penetrating Testing, Amsterdam, S. 863–870, 1982.
- STRIEGLER, W.: Bodenmechanische Grenzwerte zur Verdichtung natürlicher Erdstoffe im Wasserbau. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 2, 1968.
- TEMMLER, H.: Analyse von Grundbrüchen beim Deichbau in Schleswig-Holstein. Bericht der 5. Nat. Tag. Ing.-Geol., Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (Hrsg.), Essen, 1985.
- TEMMLER, H.: Deichbau mit Geokunststoffen auf Hafenschlick an der Unterelbe. 4. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, Geotechnik Sonderheft 1995, S. 56–64, 1995.
- TEMMLER, H.: Messungen beim Deichbau in Schleswig-Holstein. Vortragsband zum Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (Hrsg.), Essen, 1983.
- VERBEEK, P. R. H.: Soil Analysis and Dredging, Terra et Aqua No. 28, Okt., S. 11–21, 1984.
- WEISS, K.: Baugrunduntersuchungen im Feld, in SMOLTZYK, U. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, 4. Aufl., T. 1, S. 83 ff., Ernst u. Sohn, Berlin, 1990.

## N o r m e n

DIN 1054	Zulässige Belastung des Baugrunds (November 1976)
DIN V 1054-100	Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau nach dem Konzept mit Teilsicherheiten (April 1995)
DIN 4019 Teil 1 u. 2 mit Beiblättern	Setzungsberechnungen
DIN 4019 Teil 1	Baugrund, Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung (1979)
DIN 4019 Teil 2	Baugrund, Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung (1981)
DIN V 4019-100	Setzungsberechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheiten
DIN 4020	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (1990)
DIN 4021	Baugrund; Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben (1990)
DIN 4022	Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
DIN 4022 Teil 1	Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels (1987)
DIN 4023	Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse (1984)
DIN 4084	Gelände- und Böschungsbruchberechnungen (Juli 1981)
DIN V 4084-100	Gelände- und Böschungsbruchberechnungen nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten
DIN 4094	Baugrund; Erkundung durch Sondierungen (1990)
DIN 4096	Baugrund; Flügelsondierung; Maße des Gerätes, Arbeitsweise, Auswertung (1980)
DIN 18121 Teil 1	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt; Bestimmung durch Ofentrocknung (1976)
DIN 18121 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Wassergehalt; Bestimmung durch Schnellverfahren (1989)
DIN 18122 Teil 1	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze (1976)
DIN 18122 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Schrumpfgrenze (1987)
DIN 18123	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung (1983)
DIN 18124	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Korndichte; Kapillarpyknometer – Weithalspyknometer (1989)
DIN 18125 Teil 1	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Laborversuche (1986)
DIN 18125 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche (1986)
DIN 18128	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Glühverlusts (1990)
DIN 18129	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Kalkgehaltsbestimmung (1990)
DIN 18130 Teil 1	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes; Laborversuche (1989)
DIN 18136	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit; Einaxialversuch (1987)
DIN 18137 Teil 1	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen (1990)
DIN 18137 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Triaxialversuch (1990)
DIN 18196	Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (1988)
DIN 18300	Erdarbeiten – in: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil C, Hrsg. vom DIN Deutsches Institut für Normung e. V.; Beuth, Berlin 1988

*12. Schriftenverzeichnis*

337

- DIN 18311 Nassbaggerarbeiten – in: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) Teil C, Hrsg. vom DIN Deutsches Institut für Normung e. V.; Beuth, Berlin (1988).
- EAU 1990 + 1996 Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen, 1990 + 1996, 8. + 9. Auflage, Berlin/München, Verlag W. Ernst & Sohn
- ZTVE-StB 76 Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau; Der Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau (Hrsg.)