

ein entsprechend großes Bemessungsschiff zu berücksichtigen. Hierbei ist zu beachten, dass die maximale Schiffsbreite teilweise oberhalb der Wasserlinie auftritt. So sind z. B. die Schiffe der Oasis-Klasse auf Höhe der Wasserlinie 47 m, darüber jedoch 60 m breit.

**Tab. 2.1** Fahrgast- und Kreuzfahrtschiffe.

Schiffs- vermessung	Tragfähig- keit	Wasser- verdrängung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Max. Breite	Max. Tiefgang
[BRZ/GT]	[dwt]	[to]	[m]	[m]	[m]	[m]
225 000	–	100 000	362	330	60,5	9,3
149 000	–	76 000	345	301	41,0	10,3
128 000	–	k. A.	305	270	37,2	8,2
110 000	–	k. A.	290	248	35,5	8,3
90 000	–	k. A.	294	263	32,2	8,3
70 000	–	37 600	260	220	33,1	7,6
50 000	–	27 900	231	197	30,5	7,6
30 000	–	17 700	194	166	26,8	7,6
20 000	–	12 300	169	146	24,2	7,6

### 2.1.2 Massengutfrachter – Bulk Carrier

Der Trend zu immer größeren Einheiten bei den Massengutfrachtern/Bulk Carriern scheint mit dem seit 2010 laufenden Bauprogramm der 35 weltgrößten Einheiten der Valemax-Klasse (388 000–400 000 dwt) abgeschlossen zu sein.

**Tab. 2.2** Massengutfrachter – Bulk Carrier.

Schiffs- vermes- sung	Tragfähig- keit	Wasser- verdrän- gung G	Länge über alles	Länge zwischen den Lo- ten	Breite	Max. Tiefgang	Generation/ Klasse
[BRZ/GT]	[dwt]	[to]	[m]	[m]	[m]	[m]	
–	400 000	468 000	362	350	65,0	23,0	Chinamax ULBC <sup>a)</sup>
–	325 000	380 000	340	k. A.	62,0	21,0	VLBC <sup>b)</sup>
	175 000	205 000	290	k. A.	45,0	17,0	Capesize
	75 000	96 000	229	k. A.	32,3	13,5	Panamax
–	55 000	64 000	200	k. A.	32,3	11,5	Handymax
–	30 000	35 100	170	k. A.	27,0	9,4	Handysize
–	8 000	k. A.	107	k. A.	18,2	6,8	Coaster

a) Ultra Large Bulk Carrier.

b) Very Large Bulk Carrier.

über die Erddruckbezugslinie hinausragenden Wand mit einer gleichzeitig unter dem fiktiven Winkel  $\varphi'$  geneigten fiktiven Böschung ermittelt werden (Abb. 3.12).

### 3.5.5 Ermittlung der Erddruckabschirmung auf eine Wand unter einer Entlastungsplatte bei mittleren Geländeauflasten

Durch eine Entlastungsplatte kann, abhängig vor allem von der Lage und der Breite der Platte sowie von der Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit des Bodens, hinter der Wand und unter der Sohle des Bauwerks der Erddruck auf eine Wand mehr oder weniger abgeschirmt werden. Die für die Schnittkraftermittlung maßgebende Erddruckverteilung wird dadurch günstig beeinflusst. Bei einheitlichem nichtbindigen Boden und mittleren Geländeauflasten (üblicherweise 20–40 kN/m<sup>2</sup> als gleichmäßig verteilte Last) kann die Erddruckabschirmung nach Brennecke und Lohmeyer, 1930 (Abb. 3.13), ermittelt werden. Wie durch Culmann-Untersuchungen nachgewiesen werden kann, trifft unter den obigen Voraussetzungen der Lohmeyer-Ansatz gut zu.

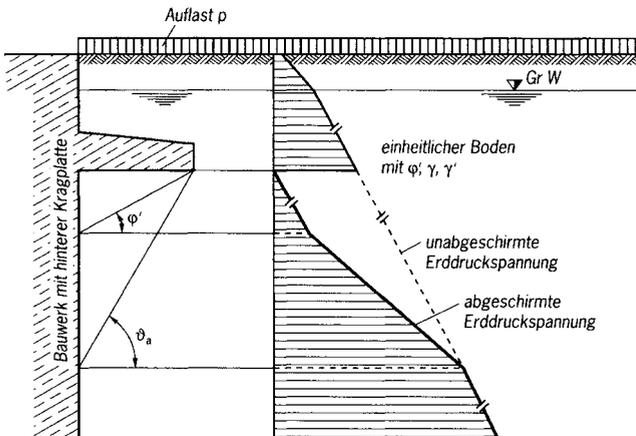
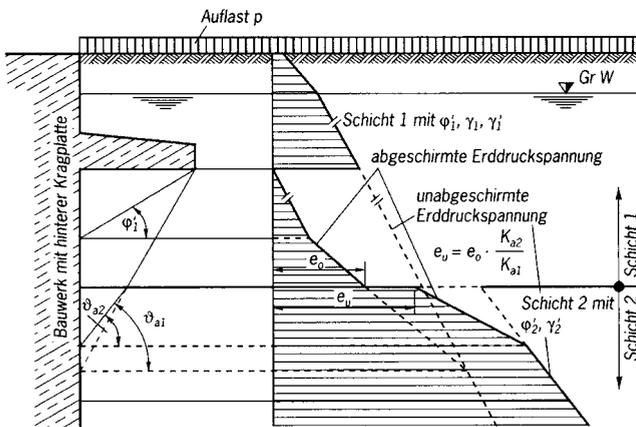


Abb. 3.13 Lösung nach Lohmeyer bei einheitlichem Boden.



im Beispiel sind:  $\varphi_2 < \varphi_1$ ;  $K_{a2} > K_{a1}$ ;  $\vartheta_{a2} < \vartheta_{a1}$ ;  $\gamma_2 < \gamma_1$

Abb. 3.14 Lösung nach Lohmeyer mit Erweiterung für geschichteten Boden (Lösungsmöglichkeit 1).



## 7.5 Offshorebasishäfen

### 7.5.1 Allgemeines

Für die Installation von Windparks ist es erforderlich, küstennahe Umschlagsmöglichkeiten für die einzelnen Komponenten der Windenergieanlagen zu errichten. Diese Offshorebasishäfen bestehen wasserseitig aus Anlegemöglichkeiten für unterschiedliche Schiffskategorien wie Versorgungsschiffe, Schiffe für den Materialtransport der einzelnen Komponenten, insbesondere Jack-up-Bargen und Hubschiffe sowie weiterer Spezialschiffe. Für die Ausbildung der wasserseitigen Uferbefestigung ergeben sich zunächst keine wesentlich anderen Randbedingungen als für die Bemessung und Ausbildung von klassischen Hafenanlagen. Lediglich für die erforderlichen Aufjackvorgänge von Hubschiffen und Jack-up-Bargen ist es erforderlich, das Seebett vor der Kaje so auszubilden, dass der Jack-up-Vorgang problemlos und ohne Auswirkungen auf die Uferbefestigung ausgeführt werden kann. Im Hinterlandbereich sind für den Umschlag von Turmteilen, Gondeln, Rotorblättern und Gründungskörpern entsprechende Vorrichtungen vorzusehen. Diese einzelnen Bauteile sind durch hohe Lasten, die durch geeignete Maßnahmen sicher in den Untergrund abzuleiten sind, gekennzeichnet. Die Infrastruktur ist generell in Abhängigkeit von den Randbedingungen des Umschlaghafens individuell zu planen. Das Design dieser Umschlagsanlagen beeinflusst in der Regel die Bemessung der Kaianlage nicht und wird deshalb im vorliegenden Werk nicht behandelt. Weitere Anforderungen an die Suprastruktur, wie die Versorgung mit Medien, äußere Anbindung, Einzäunung, Straßen, Entwässerung und Beleuchtung werden ebenfalls nicht in den Empfehlungen des Arbeitskreises Uferbefestigung behandelt. Hier wird auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen, wobei die entsprechenden Randbedingungen in eine individuelle Planung einzubeziehen sind.

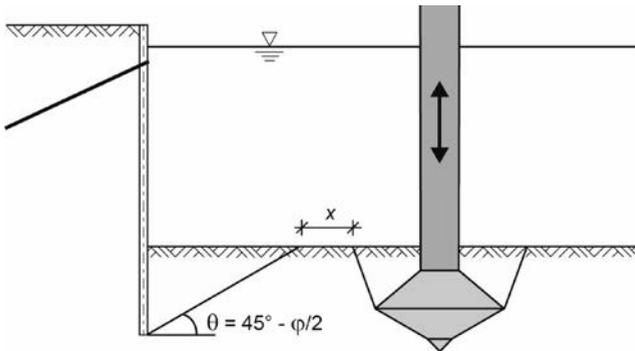
### 7.5.2 Berechnungsgrundlagen

Die wesentlichen Randbedingungen für die Uferbefestigungen von Offshorebasishäfen unterscheiden sich nicht von Uferbefestigungen für andere Nutzungsformen. Aus diesem Grunde wird an dieser Stelle für die Bemessungsgrundlagen und die Bemessung selbst auf die einzelnen Kapitel der EAU verwiesen. Diese sind

- Kapitel 2 für die Festlegung grundlegender Schiffsabmessungen,
- Kapitel 3 für die Ermittlung von Erddruck und Erdwiderstand,
- Kapitel 3 für die Nachweise gegen den hydraulischen Grundbruch und Geländebruch,
- Kapitel 4 für die Belastungen von Uferbefestigungen,
- Kapitel 5 für Erdarbeiten und Baggerungen,
- Kapitel 6 für die Planung von Schutz- und Sicherungsbauwerken,
- Kapitel 8 für die Bemessung der Uferbefestigung selbst.

In Ergänzung zu den vorgenannten Berechnungsgrundlagen gilt es für den Nachweis von Hubvorgängen die Beineindringung vor der Uferbefestigung zu bemessen. Die grundlegenden Randbedingungen hierzu werden nachfolgend beschrieben.

Für die Bemessung von Uferbefestigungen von Offshorebasishäfen bzw. den Nachweis von vorhandenen Anlagen ist es erforderlich, die Belastungen hinter der Uferbefestigung realitätsnah zu erfassen. Neben den vertikalen Belastungen sind auch Horizontallasten aus Bewegungsvorgängen der Transportgeräte einzubeziehen. Da die logistischen



**Abb. 7.74** Vermeiden einer Überlappung des Eindring- oder Herausziehschermechanismus des Hubbeins mit dem Erdwiderstandsbruchkörper.

Randbedingungen sehr individuell sind und sich auch zügig fortentwickeln, sind die Beanspruchungen mit dem Betreiber festzulegen.

Vor der Ufereinfassung müssen die Beanspruchungen aus den Hubvorgängen ermittelt werden. Hierzu werden nachfolgend Hinweise zur Abschätzung der Beineindringung gegeben. Hieraus leiten sich dann Maßnahmen und Auswirkungen ab, wobei folgende Szenarien möglich sind:

- a) Aus dem Hubvorgang und der Beineindringung ergeben sich keine Auswirkungen auf die Ufereinfassung, da die Standsicherheit der Wand aufgrund des Abstands zwischen der Ufereinfassung und des Abdrucks der Beineindringung (Footprint) nicht gefährdet ist (siehe Abb. 7.74).
- b) Die Beineindringung hinterlässt einen Abdruck, der einen Nachweis der Ufereinfassung erfordert.

Bei b) sind geeignete Maßnahmen zur Verringerung der Beineindringung durch eine Bodenverbesserung empfehlenswert. Diese ist im Zusammenspiel mit einem Baugrundgutachter zu dimensionieren (ergänzende Hinweise hierzu sind Abschn. 5.9 zu entnehmen). Unabhängig hiervon sind Vorgänge zu untersuchen, die sich aus dem mehrfachen Hubvorgang ergeben. Insbesondere die Interaktion aus nacheinander erfolgenden Hubvorgängen an gleichen Lokationen ist zu untersuchen, wobei derartige Auswirkungen durch geeignete Verfüllungen der Abdrücke vermieden werden. Numerische Untersuchungen zum Eindringen von Spudcans werden in Qiu et al. (2013, 2014) vorgestellt.

Zusätzlich zu den genannten Einflüssen sind die Einflüsse aus einer Kolkbildung bei längeren Standzeiten in Sandböden zu betrachten. Weiterhin sind gesonderte Untersuchungen notwendig, wenn das Errichterschiff ein Spülsystem einsetzt, um das Herausziehen der Beine aus dem Boden zu erleichtern. Dies sollte im Basishafen im Allgemeinen vermieden werden, da hierdurch eine weiträumige und tiefgehende Störung des Baugrundes vor der Ufereinfassung hervorgerufen wird.

### 7.5.3 Nautische Anforderungen

Die nautischen Anforderungen an einen Offshorebasishafen lassen sich aus den offshoreaffinen Schiffstypen herleiten. Hierbei werden die nautischen Anforderungen nicht nur durch Transport- und Errichterschiffe bestimmt, sondern auch durch Service- und Feederschiffe.

### 7.5.3.1 Bemessungsschiffe

Für die Bemessung der Ufereinfassung als auch für die Wahl der Ausrüstungselemente unterscheiden sich die Bemessungsschiffe nicht grundlegend von anderen Schiffen. Bei den klassischen Errichterschiffen ist davon auszugehen, dass diese Schiffe sich ausschließlich in einer Entfernung zwischen 10–25 m von der Ufereinfassung aufrichten werden. Ein Vertäueinsatz oder der Gebrauch einer Fenderanlage für die Errichterschiffe ist standardmäßig nicht anzusetzen.

#### *Errichterschiffe/ Jack-up-Installationsschiffe*

Die gegenwärtigen Errichterschiffe (Abb. 7.75) werden derzeit als Installationsschiffe im Windpark eingesetzt und holen sich die zu installierenden Elemente in den Basishäfen ab. Hierzu heben sich die Schiffe im Basishafen mittels ihrer Hubbeine aus dem Wasser, um so ihre besonders leistungsfähigen Bordkräne einsetzen zu können. Der Bordkran des Errichterschiffes Innovation hat z. B. bei einer Auslage von 32,5 m eine Tragfähigkeit von 1500 t (siehe Abschn. 2.3).

Bei den Hubbeinen (spuds) handelt es sich, abhängig vom Schiff, um zylindrische oder gitterförmige Stahlkonstruktionen. Am unteren Ende der Beine befinden sich bei den meisten Schiffen sogenannte Spudcans. Unter Spudcans versteht man eine Vergrößerung der Aufstandsfläche, die bewirkt, dass die Hubbeine beim Vorgang des Aufrichtens nicht zu sehr in den Boden eindringen.

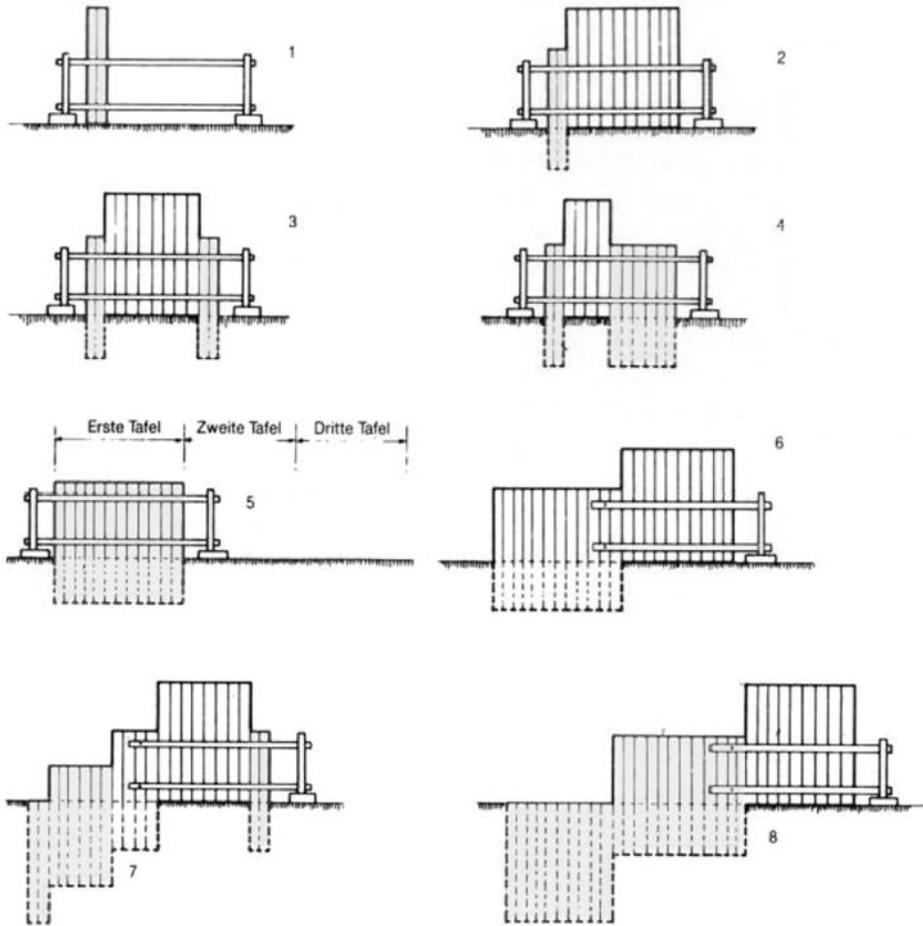
In Abhängigkeit von der Maximallast (preloading), die ein Errichterschiff pro Hubbein aufzubringen hat, sind die Flächen der Spudcans sehr unterschiedlich. In der Tab. 7.4 sind für einige bekannte Errichterschiffe die maximalen Preload-Lasten, die Spudcan-Fläche und die resultierenden Flächenlasten ausgewiesen.

#### *Offshorekranschiffe*

Die beiden derzeit größten Offshorekranschiffe, die im Rahmen der Errichtung von Offshorewindparks eingesetzt werden, sind die Stanislav Yudin und die Oleg Strashnow. Die Oleg Strashnow ist mit einem Offshorekran ausgerüstet, der bei einer Auslage von 32 m



**Abb. 7.75** Jack-up-Schiff beim Heben eines Monopiles.



**Abb. 8.9** Staffelweises Einbringen von Spundbohlen. 1 – die erste Doppelbohle vertikal und horizontal ausrichten; 2 – die erste Bohle anrammen, die restlichen Bohlen aufstellen und ausrichten; 3 – Anrammen der letzten Bohle; 4 – Einrammen der restlichen Bohlen, beginnend von der letzten zurück zur ersten; 5 – erste Tafel teilweise eingerammt; 6 – zweite Tafel ausgerichtet; aus der letzten Doppelbohle der ersten Tafel wird die erste Bohle der zweiten Tafel; die Führungsträger werden an der letzten eingerammten Bohle befestigt; 7 – erste Tafel stufenweise auf Endtiefe bringen, die letzte Bohle der zweiten Tafel anrammen; 8 – erste Tafel vollständig, zweite Tafel teilweise eingerammt, dritte Tafel ausgerichtet; die letzte Bohle der zweiten Tafel wird zur ersten der dritten Tafel.

im Boden vermieden. Sowohl bei U- wie auch bei Z-Bohlen kann das Anschrägen der Bohlenfüße zu Schlossschäden führen und ist deshalb zu unterlassen.

Müssen die Achsmaße bestimmter Wandstrecken möglichst genau eingehalten werden, ist die Breitentoleranz der Bohlen zu beachten. Erforderlichenfalls sind Passbohlen (Abb. 8.11b) einzuschalten.

**8.1.5.2.2.1 Einrammen von Stahlspundwänden in Fels** Wenn Fels eine dickere verwitterte Übergangszone mit einer nach der Tiefe zunehmenden Festigkeit aufweist, oder wenn weiches Gestein ansteht, lassen sich Stahlspundbohlen erfahrungsgemäß so tief

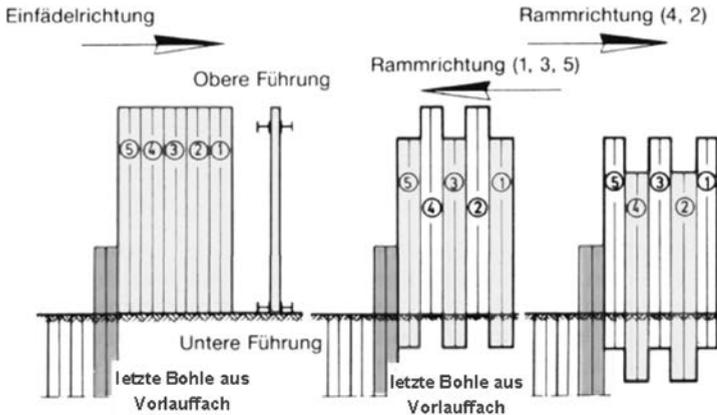


Abb. 8.10 Fachweises Einbringen von Spundbohlen.

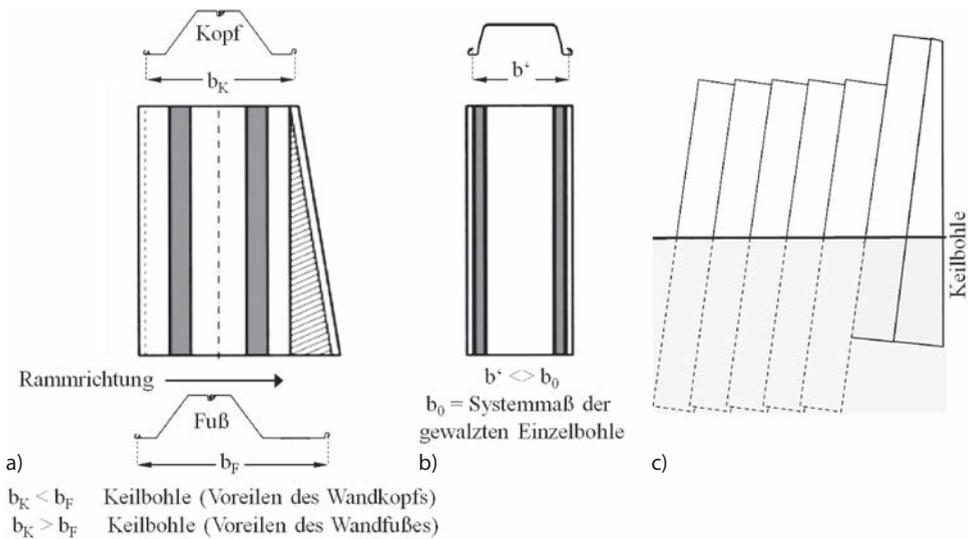


Abb. 8.11 Prinzipskizzen für Keil- und Passbohlen: (a) Keilbohle, (b) Passbohle, (c) Voreilen des Wandkopfs.

in den Fels einrammen, dass eine Fußstützung erzielt wird, die mindestens für freie Auflagerung ausreichend ist.

Um das Einrammen der Spundbohlen in den Fels zu ermöglichen, müssen diese je nach Profilart und Gestein am Wandfuß und ggf. auch am Kopf entsprechend verstärkt werden. Mit Rücksicht auf die erforderliche große Rammenergie empfiehlt es sich, für den Spundwandwerkstoff die Stahlgüte S 355 GP (Abschn. 8.1.2.1) zu wählen. Es ist sehr zweckmäßig, mit schweren Rammhämmern und mit entsprechend kleiner Fallhöhe zu arbeiten. Eine ähnliche Wirkung lässt sich bei Einsatz von Hydraulikhämmern erzielen, deren Schlagenergie in Anpassung an den jeweiligen Rammenergiebedarf kontrolliert regelbar ist (siehe Abschn. 8.1.5.2.1).

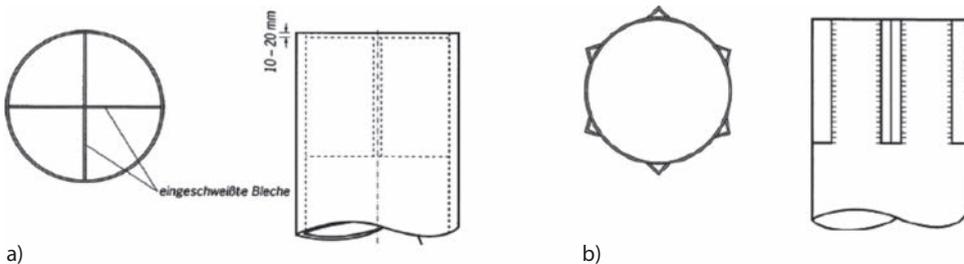
Steht ein nicht verwitterter, harter Fels bis zur Oberfläche an, sind Proberammungen und Felsuntersuchungen unerlässlich. Gegebenenfalls müssen für die Fußsicherung und die Bohlenführung besondere Maßnahmen getroffen werden wie z. B. durch Verwendung von Felsdübel gemäß Abschn. 8.12 der DIN EN 12063:1999.

#### 8.1.5.2.3 Einrammen der Tragbohlen und Füllbohlen kombinierter Stahlspundwände

Die Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände, Kasten-, Träger- oder Rohrpfähle (Abschn. 8.1.2.8), werden meist eingerammt. Füllbohlen können gerammt und/oder einviбриert (Abschn. 8.1.5.3) werden. Damit die Füllbohlen eingebracht werden können, ohne dass die Schlossverbindungen überbeansprucht werden, müssen die Tragbohlen innerhalb vereinbarter Toleranzen im planmäßigen Abstand und ohne Verdrehung parallel zueinander stehen.

Wenn Tragrohre beim Einbringen auf Hindernisse stoßen, können diese durch Ausbaggern im Inneren des Rohres beseitigt werden. Voraussetzung ist allerdings, dass der Innendurchmesser der Rohrtragbohlen ausreichend groß ist, um geeignetes Baggergerät einsetzen zu können ( $> 1200$  mm) und im Rohrinernen keine Konstruktionselemente, wie z. B. innen liegende Schlosskammern, vorstehen (Abschn. 8.1.5).

Beim Einrammen von Stahlrohren besteht die Gefahr, dass die Pfahlköpfe ausbeulen, besonders bei Rohren mit verhältnismäßig geringen Wanddicken. Dies kann bedeuten, dass die Rohre nicht auf die geplante Tiefe gebracht werden können. Um in solchen Fällen ein Ausbeulen zu verhindern, muss der Pfahlkopf ausgesteift werden. Es haben sich verschiedene Maßnahmen bewährt (siehe Abb. 8.12).



**Abb. 8.12** Aussteifung der Rohrköpfe (a) mit eingeschweißten Blechen und (b) mit außen angeschweißten Winkelprofilen.

Kombinierte Stahlspundwände werden oft zum Bauen von Kaimauern in Seehäfen verwandt. Wegen der bei solchen Konstruktionen meist erheblichen Längen der Traglelemente von kombinierten Stahlspundwänden sind diese mit größtmöglicher Sorgfalt zu rammen. Nur dann kann damit gerechnet werden, dass die Tragbohlen ihre Sollstellung haben und die Füllbohlen mit unversehrten Schlossverbindungen eingebracht werden können. Dies setzt aber auch eine Flexibilität der Füllbohlen beim Einbringen voraus

**Anforderungen an die Wandelemente** Zum Erhalt dieser benötigten Flexibilität sollten die Mittelschlösser der Füllbohlen nicht auf ihrer gesamten Länge starr verbunden sein, sodass sich hier noch eine Schlossdrehung einstellen kann. Deshalb sollten sie lediglich am Kopf mit einer Transport- und Anhebesicherung auf wenige Dezimeter verpresst oder verschweißt werden.

$E_{1,k}$  charakteristischer aktiver Erddruck mit Nutzlast auf die Ankerwand DB,  
 $P_k$  charakteristische Ankerkraft.

Bei der charakteristischen Ankerkraft muss zwischen dem Anteil  $P_{G,k}$  aus ständigen Einwirkungen und dem Anteil  $P_{Q,k}$  aus veränderlichen Einwirkungen unterschieden werden.

Der Nachweis ist sowohl für ausschließlich ständige Lasten als auch für ständige und veränderliche Lasten zu führen. Im zweiten Fall sind die Anteile aus den veränderlichen Lasten in ungünstigster Laststellung zu berücksichtigen. Die sich aus diesen Anteilen ergebende Kraft  $P_{Q,k}$  ist getrennt auszuweisen.

Die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ist gegeben, wenn gilt:

$$P_{G,k} \cdot \gamma_G \leq \frac{R_{A,cal}}{\gamma_{Ep}}$$

wobei  $R_{A,cal}$  aus dem Krafteck entsprechend Abb. 9.22 für ausschließlich ständige Lasten ermittelt wird und

$$P_{G,k} \cdot \gamma_G + P_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{R_{A,cal}}{\gamma_{Ep}}$$

wobei  $R_{A,cal}$  aus dem Krafteck entsprechend Abb. 9.22 für ständige und veränderliche Lasten ermittelt wird.

Für den Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge werden folgende Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 angesetzt:

$\gamma_G$  Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen,  
 $\gamma_Q$  Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen,  
 $\gamma_{Ep}$  Teilsicherheitsbeiwert für Erdwiderstand.

Dem Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge liegt die Vorstellung zugrunde, dass durch die Einleitung der Ankerkraft in den Boden ein Bruchkörper hinter der Uferwand entsteht, der durch die Uferwand, die Ankerwand und die tiefe Gleitfuge begrenzt ist. Dabei wird der maximal mögliche Scherwiderstand in der tiefen Gleitfuge ausgenutzt, während der Grenzwert für die Fußauflagerkraft nicht erreicht wird.  $R_{A,cal}$  ist die charakteristische Ankerkraft, die von dem Gleitkörper FDBA bei voller Ausnutzung der Scherfestigkeit des Bodens höchstens aufgenommen werden kann. Die Definition der Ausnutzung der Ankerkraft steht stellvertretend für die Ausnutzung der Scherfestigkeit des Bodens.

Auch beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird das Gleichgewicht der angreifenden Momente nicht betrachtet, weil nur die Resultierenden der über die Begrenzungen des Gleitkörpers eingeleiteten Einwirkungen in den Nachweis eingehen. Die tiefe Gleitfuge wird durch die Verbindungsgerade DF mit ausreichender Genauigkeit als maßgebende Gleitfuge ersetzt.

Will man im Falle eines durchströmten Gleitkörpers (zur Spundwand abfallender Grundwasserspiegel) die Strömungskraft im Gleitkörper berücksichtigen, müssen die Wasserdrücke auf die Uferwand, auf die Ankerwand und die tiefe Gleitfuge aus einem Strömungsnetz nach Abschn. 3.4 ermittelt und zu Resultierenden in der jeweiligen Begrenzungsfläche des Gleitkörpers zusammengefasst werden.

### 9.3.2 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei nicht konsolidierten, wassergesättigten bindigen Böden

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird für Uferwände und ihre Verankerungen in nicht konsolidierten, bindigen Böden wie in Abschn. 9.3.1 geführt. Der Erddruck ist für den nicht konsolidierten, wassergesättigten Fall nach Abschn. 3.5.7 zu ermitteln. In der tiefen Gleitfuge wirkt die charakteristische Kohäsionskraft  $C_{u,k}$ . Der Reibungswinkel ist bei nicht konsolidierten, wassergesättigten, erstbelasteten, bindigen Böden mit  $\varphi_u = 0$  anzusetzen.

### 9.3.3 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei wechselnden Bodenschichten

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird bei wechselnden Bodenschichten gemäß Abschn. 9.3.1 geführt. Der Gleitkörper entsprechend Abb. 9.23 wird durch gedachte lotrechte Trennfugen durch die Schnittpunkte der tiefen Gleitfuge mit den Schichtgrenzen zerlegt. Dadurch wird der Gleitkörper FDDBA in so viele Teilkörper aufgeteilt, wie Schichten von der tiefen Gleitfuge geschnitten werden. Nun wird das Kräftegleichgewicht nacheinander für alle Teilkörper gebildet. Führen Teilstrecken der tiefen Gleitfuge durch bindige Böden, wird in diesen Teilstrecken eine Kohäsionskraft angesetzt (im Kräfteck in Abb. 9.23 ist Kohäsion nicht berücksichtigt).

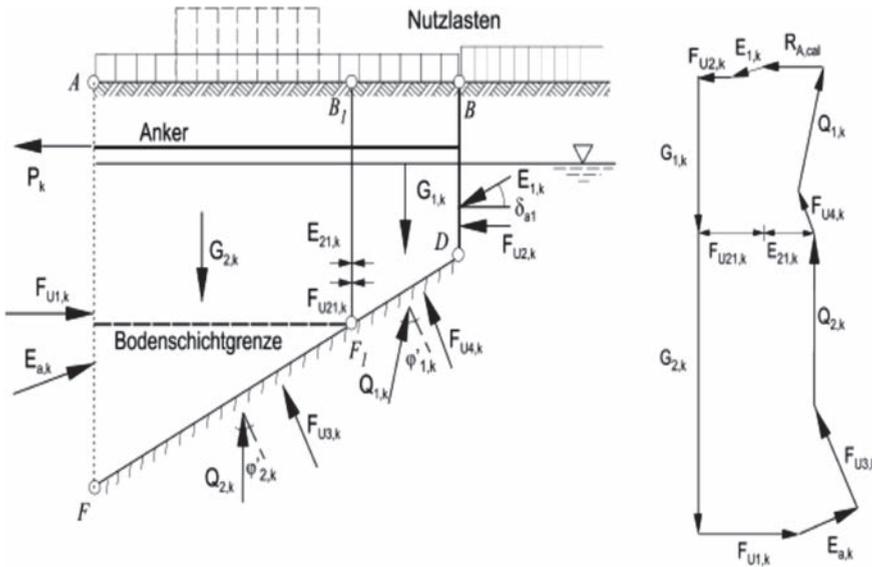


Abb. 9.23 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei geschichtetem Boden.

Die Erddruckkräfte in den vertikalen Schnitten zwischen den Teilkörpern werden parallel zur Oberfläche angesetzt.

An den Gleitkörpern in Abb. 9.23 wirken folgende charakteristische Kräfte:

- $G_{1,k}$  totale Gewichtskraft des Gleitkörpers  $F_1DBB_1$ , ggf. zuzüglich Nutzlast,
- $G_{2,k}$  totale Gewichtskraft des Gleitkörpers  $FF_1B_1A$ , ggf. zuzüglich Nutzlast,
- $E_{a,k}$  aktiver Erddruck (über alle Bodenschichten),
- $P_k$  Ankerkraft,

- $F_{U1,k}$  Wasserdruckkraft zwischen Boden und Stützwand AF,  
 $F_{U2,k}$  Wasserdruckkraft auf die Ankerwand DB,  
 $F_{U3,k}$  Wasserdruckkraft auf die tiefe Gleitfuge im Abschnitt FF<sub>1</sub>,  
 $F_{U4,k}$  Wasserdruckkraft auf die tiefe Gleitfuge im Abschnitt F<sub>1</sub>D,  
 $F_{U21,k}$  Wasserdruckkraft auf die lotrechte Trennfuge F<sub>1</sub>B<sub>1</sub>,  
 $E_{1,k}$  aktiver Erddruck mit Nutzlast auf die Ankerwand DB,  
 $E_{21,k}$  Erddruckkraft in der lotrechten Trennfuge F<sub>1</sub>B<sub>1</sub>.

Die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ergibt sich aus den Ungleichungen in Abschn. 9.3.1.

### 9.3.4 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei Einspannung der Uferwand

Der vorstehend erläuterte Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge kann mit hinreichender Genauigkeit auch für im Boden eingespannte Uferwände geführt werden. Bei diesen Wänden wird die tiefe Gleitfuge zwischen Fußpunkt der Ankerwand und dem Querkraftnullpunkt im Einspannbereich der Uferwand geführt. Dieser liegt an der Stelle des größten Einspannmoments. Seine Lage kann daher der Spundwandberechnung entnommen werden.

Der Erddruck ist in diesem Fall nur bis zum rechnermäßigen Spundwandfußpunkt zu ermitteln, die vorhandene Ankerkraft ist der Spundwandstatik für die eingespannte Wand zu entnehmen.

### 9.3.5 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei eingespannter Ankerwand

Ist die Ankerwand eingespannt, ist sinngemäß nach Abschn. 9.3.4 die tiefe Gleitfuge zu dem rechnermäßigen Fußpunkt in Höhe des Querkraftnullpunkts im Einspannbereich der Ankerwand zu führen und festzulegen.

### 9.3.6 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei Verankerungen mit Ankerplatten

Sind die Anker an einzelnen Ankerplatten mit einem lichten Abstand  $a$  verankert, ist der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für eine gedachte Ersatzankerwand zu führen, die um das Maß  $1/2 \cdot a$  vor den Ankerplatten angenommen wird.

### 9.3.7 Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens

Mit dem Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens wird nachgewiesen, dass die Bemessungswerte der widerstehenden horizontalen Kräfte vor Ankerplatten oder Ankerwänden von der Unterkante der Ankerplatte oder Ankerwand bis zur Oberkante Gelände mindestens gleich oder größer sind als die Summe aus dem horizontalen Anteil des Bemessungswertes der Ankerkraft, dem horizontalen Anteil des Bemessungswertes des Erddrucks auf die Ankerwand und einem etwaigen Wasserüberdruck.

Erddruck- und Erdwiderstand an der Ankerwand oder an einzelnen Ankerplatten werden nach DIN 4085 ermittelt. Eine nicht ständige Einwirkung (Nutzlast auf dem Gelände) darf nur angesetzt werden, wenn sie ungünstig wirkt. Das ist in der Regel bei