

# Bemessung und Einbringung von Baugrubenwänden in weichen Böden

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert und Dipl.-Ing. Patrick Becker

## 1 Einleitung

Die Berechnung und Ausführung von Baugruben in tiefreichenden sehr weichen Böden, wie sie z. B. im süddeutschen Raum in den seennahen Bereichen vorkommen, stellen eine schwierige bautechnische Aufgabe dar. Dies wird durch die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ in angemessener Form aufgegriffen und in den Empfehlungen werden Anwendungsregeln für die Praxis aufgestellt.

In der auf dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054:2003-01 basierenden 4. Auflage der EAB und [9] wird auf die besondere Bedeutung der maßgebenden Randbedingungen für Baugruben in weichen Böden hingewiesen, d. h. ob dränierter oder undränkter Zustände die Situation realistisch beschreiben. Während der Ausbauphasen ergeben sich vor und hinter der Wand Spannungspfade im Boden, die sehr unterschiedlich verlaufen und eine eindeutige Zuordnung zu den Spannungs- und Porenwasserdruckbedingungen nicht immer zweifelsfrei zulassen. Darüber hinaus hat sich aber auch gezeigt, dass Berechnungen unter Verwendung der Scherfestigkeit des undränkerten Bodens  $c_{u,k}$  zu unsinnigen Ergebnissen führen können bzw. nicht immer auf der sicheren Seite liegen. Die Empfehlungen der EAB geben deswegen einen pragmatischen Weg auf der Grundlage effektiver Spannungen mit den Scherparametern  $\varphi'_k$  bzw.  $c'_k$  oder mit dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$  für unterschiedliche Zustände vor.

Die vorliegenden Ausführungen erläutern einige Punkte der Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ für Baugruben in weichen Böden. Weiterhin werden Änderungen aus der Einführung des Teilsicherheitskonzeptes aufgegriffen und an einem Berechnungsbeispiel detailliert erläutert. Eine umfassende Darstellung der Thematik mit zahlreichen Ausführungsbeispielen findet sich in [10].

## 2 Empfehlungen für Baugruben in weichen Böden

Die Empfehlungen für Baugruben in weichen Böden behandeln im Wesentlichen

folgende Schwerpunkte:

- Eigenschaften der weichen Böden für die Anwendung der Empfehlungen (EB 90)
- Herstellung und Konstruktionsmaßnahmen von Böschungen (EB 91)
- Einbringungs- und Herstellungsverfahren von Verbaukonstruktionen (EB 92)
- Empfehlungen zum Bauvorgang und einzelnen Konstruktionselementen (EB 93)
- Ermittlung der effektiven Scherfestigkeit weicher Böden (EB 94)
- Berechnungsansätze für den Erddruck auf Baugrubenwände (EB 95)
- Berechnungsansätze für die Bodenreaktion bei Baugrubenwänden (EB 96)
- Berechnungsansätze zur Berücksichtigung des Wasserdruckes bei Baugrubenwänden (EB 97)
- Erläuterungen zur Ermittlung von Einbindetiefen und Schnittgrößen (EB 98)
- Ergänzende Standsicherheitsnachweise bei Baugruben in weichen Böden, wie z. B. Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle, hydraulischer Grundbruch, Geländebruchsicherheit, Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge, zusätzliche Untersuchungen bei geschichtetem Boden (EB 99)
- Empfehlungen und Hinweise zu Wasserhaltungsmaßnahmen (EB 100)
- Angaben und Maßnahmen zur Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit von Baugrubenkonstruktionen in weichen Böden (EB 101)

## 3 Besondere Regelungen

### 3.1 Dränkter oder undränkter Zustand bei Baugruben in weichen Böden

Die Fragestellung, ob dränkter oder undränkter Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden maßgebend sind, wurde bereits vielfach diskutiert. Nachfolgend werden nochmals die wesentlichen Erkenntnisse zusammengefasst und die daraus resultierenden in die EAB eingegangenen Empfehlungen für Baugruben in weichen Böden erläutert.

Im Gegensatz zur Belastung eines Damms oder Einzelfundamentes auf weichem Untergrund, der mit der fortschreitenden Entwässerung

Bild 1:  
schematische  
Darstellung der  
effektiven  
Spannungs-  
entwicklung bei  
Baugruben in  
bindigen Böden

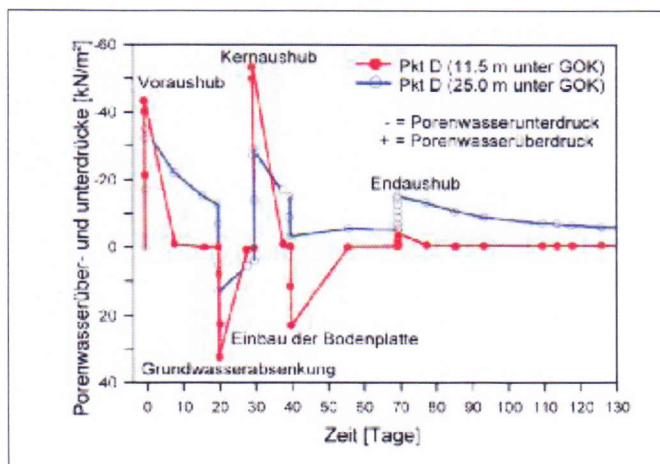
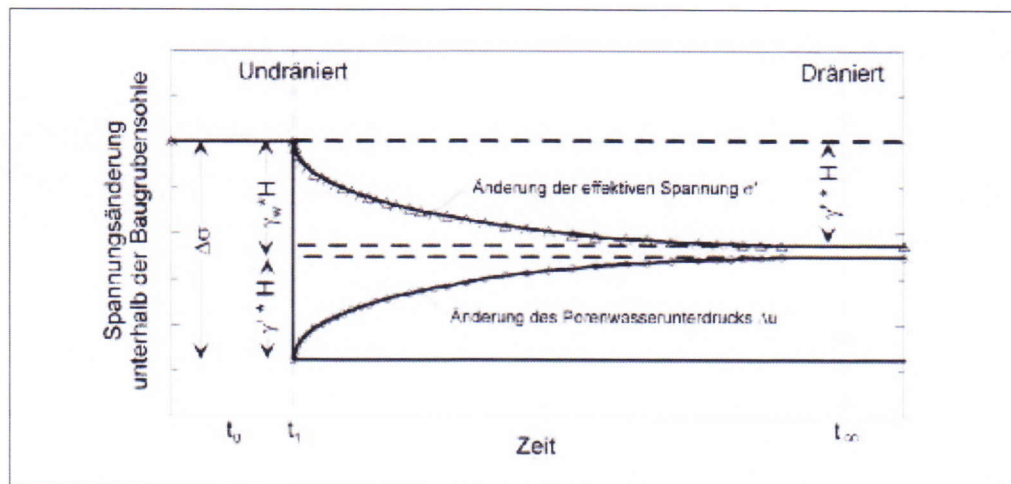


Bild 2:  
Porenwasser-  
über- und Poren-  
wasserunter-  
drücke unter  
einer Baugrube,  
aus [4]

Die Sicherheit im Wandfußbereich infolge der Änderung der effektiven Spannungen durch die Aushubentlastung mit der Zeit abnehmen, siehe **Bild 1**.

In [8] und [11] wird bestätigt, dass eine rechnerische Untersuchung mit dränierten Bedingungen am zutreffendsten ist; ebenso werden die kurzen Abbaueiten von Porenwasserunterdrücken infolge Aushubentlastung bestätigt. Weiterhin wird festgestellt, dass Berechnungen mit totalen Spannungen bei Baugruben in weichen Böden häufig unzutreffende Ergebnisse liefern, siehe z. B. [7].

Zusammenfassend bedeutet dies, dass entsprechend den Ausführungen der EAB bei Baugruben in weichen Böden in den überwiegenden Fällen Berechnungen mit den dränierten Randbedingungen den ungünstigsten Zustand bzw. die Verhältnisse wirklichkeitsnah beschrei-

ben. Jedoch besteht bei bestimmten Randbedingungen mit Porenwasserüberdruckbildung auch die Möglichkeit eines undrained Bruchzustandes, worauf die EAB ebenfalls eingeht.

Damit wird im Allgemeinen bei Baugruben in weichen Böden davon ausgegangen, dass das Tragverhalten des Bodens, insbesondere die Scherfestigkeit mit den effektiven Scherparametern, unabhängig von den vorliegenden dränierten oder undrained Entwässerungsbedingungen zu beschreiben ist. Die entscheidende Abhängigkeit des undrained Verhaltens bei gesättigten bindigen Böden im Anfangszustand von den effektiven Spannungen wird auch in [8] bestätigt, siehe auch [6]. Dies setzt eine Beziehung zwischen den totalen und den effektiven Scherparametern voraus. Auf der Grundlage von [8] und [1] wurde eine vereinfachte Beziehung zwischen dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$  und der undrained Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  für verschiedene Spannungspfade entwickelt, siehe [9] und [6]. Es gilt

$$\sin \varphi'_{s,k} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (K_o + (1 - K_o) \cdot A_f) - 2 \cdot A_f + 1} \quad (1)$$

für den anisotrop konsolidierten Anfangszustand, wobei  $\lambda_{cu} = c_{u,k}/\sigma'_v$  die normalisierte undrained Scherfestigkeit und  $A_f$  der Porenwasserdruckbeiwert im Bruchzustand ist.

Im Hinblick auf die Anwendung der effektiven Spannungsanalyse im dränierten Zustand, sofern keine effektiven Scherparameter aus Laborversuchen vorliegen, empfiehlt die EAB den Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$  auf der Grundlage der undrained Scherfestigkeit  $c_{u,k}$ , z. B. in situ aus Flügelsondierungen, mit Gleichung 1 nach [9] und [6] zu bestimmen.

Gleichung 1 ist beispielhaft für einen konstanten Wert von  $K_0 = 0,577$  in **Bild 3** graphisch ausgewertet. Es ist zu beachten, dass Gleichung 1 auch von  $K_0$  abhängt und daher die berechnete effektive Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$  iterativ zu ermitteln ist. Für alle anderen Spannungspfade wird auf [9] und [6] verwiesen.

### 3.2 Verbaukonstruktionen und Bauverfahren

Baugruben in weichen Böden werden üblicherweise mit verformungsarmen Verbauwänden hergestellt, die Verformungen im Baugrund reduzieren, aber nicht gänzlich vermeiden können, siehe auch [12], [2] und [5]. Bei Baugruben in weichen Böden sind im Wesentlichen

- Spundwände,
  - Bohrpfehlwände und
  - Schlitzwände
- geeignet.

Die relative Steifigkeit der Verbauwände, der möglichen Stützungen der Verbaukonstruktionen und von deren Verbindungen beeinflusst maßgeblich die Bodenverformungen und somit den auf die Verbauwände wirkenden Erddruck, siehe auch **Bild 4**.

Die horizontalen Wandverformungen werden maßgeblich beeinflusst durch die Stützungen, Bodeneigenschaften und die Bauverfahren. Die maximalen horizontalen Wandverformungen sind u. a. auch abhängig von der Aushubtiefe, wobei nach [3] durchschnittlich maximale Wandverformungen von ca. 0,2% der Aushubtiefe auftreten können, die sich bei weichen Böden auf etwa 0,5% und mehr erhöhen.

Baugrubenverformungen führen i. d. R. zu Setzungen hinter den Wänden und gefährden damit benachbarte Gebäude. Setzungsursachen können Wandverformungen während der Baugrubenherstellung, Ankerherstellung, Grundwasserabsenkung usw. sein.

Nach [13] sind maximale Setzungen in sehr weichen bis weichen Böden mit großer Mächtigkeit bei einer durchschnittlichen Arbeitsausführung von mehr als 2% der Aushubtiefe zu erwarten.

Aus diesem Grund wird unabhängig von der Baugrubentiefe nach EB 93 Absatz 2 empfohlen, bei Spundwänden und auch bei Ortbetonwänden einen umlaufenden Kopfbalken zur Reduzierung der Verformung bereits im Vorweg des Aushubs anzuordnen.

Bei Baugruben geringer Tiefe, i. d. R. bis zu 3 m, wird nach EB 93 Absatz 3 empfohlen, parallel zur Schmalseite der Baugrube einen Graben zur Herstellung eines aussteifenden Unterbeton-

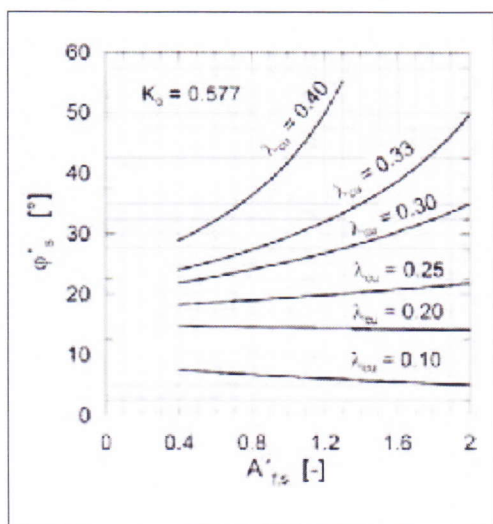


Bild 3: beispielhafte Darstellung von  $\varphi'_{s,k}$  in Abhängigkeit von  $A'_ts$  nach Gleichung 1, mit  $K_0 = 0,577$

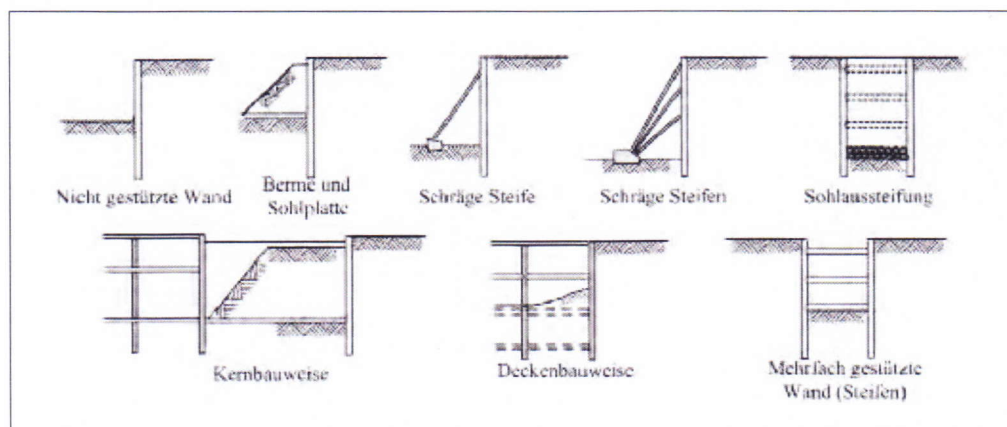
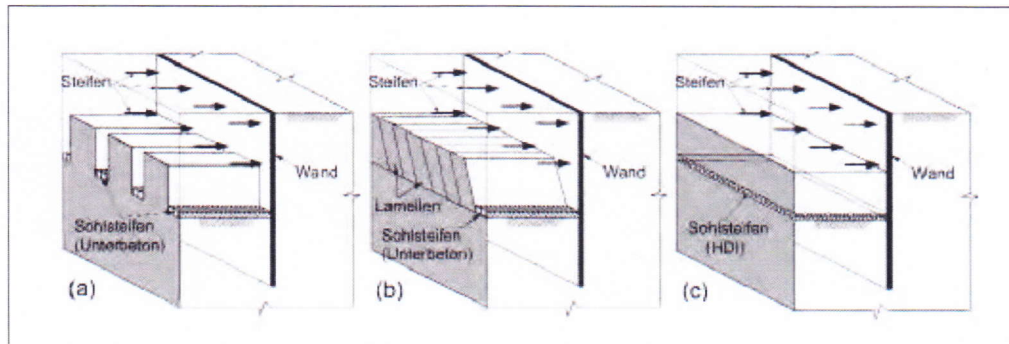


Bild 4: schematische Darstellung von möglichen Verbaukonstruktionen von Baugrubenwänden in weichen Böden

Bild 5:  
unterschiedliche  
Herstellungsmethoden der  
aussteifenden  
Sohlplatte



streifens anzuordnen und diesen in Abhängigkeit von der Tagesleistung abschnittsweise zu einer aussteifenden Betonscheibe zu erweitern.

Mit zunehmender Baugrubentiefe sind zur Reduzierung der Verformungen Aussteifungskonstruktionen in Höhe der geplanten Baugrubensohle im Vorweg des Aushubs herzustellen. Bei mittlerer Baugrubentiefe kann dies im Zuge eines Zwischenaushubs streifenweise nach EB 93 Absatz 4 erfolgen. Baugruben großer Tiefe erfordern aber i. d. R. ein Fußauflager der Baugrubenwand durch eine z. B. im Düsenstrahlverfahren hergestellte Sohlsteife nach EB 93 Absatz 7.

## 4 Berechnungsbeispiel

### 4.1 Allgemeines

Die Anwendung der Empfehlungen für Baugruben in weichen Böden werden nachfolgend am Beispiel einer Baugrubenkonstruktion in einem tiefreichenden normalkonsolidierten weichen Boden dargestellt.

Die Herstellung einer 6,0 m tiefen Baugrube in einem tiefreichenden weichen Boden wird im Wesentlichen durch folgende Bauphasen beschrieben:

- Spundwandeinbringung
- Voraushub auf -1,0 m mit Zwischenberme
- Herstellung der zwei Untergeschosse in Kernbauweise
- Aussteifung der Spundwand
- Zwischenaushub auf -4,0 m
- abschnittsweise Herstellung der Sohlaussteifung
- Endaushub auf -6,0 m

Im Rahmen des Beispiels werden die Berechnungen für folgende Bauzustände durchgeführt:

- Zwischenaushub zur Herstellung der Sohlaussteifung auf -4,0 m nach EB 96 Absatz 3
- Endaushub mit wirksamer Sohlaussteifung auf -6,0 m nach EB 96 Absatz 4

Der Voraushub auf -1,0 m mit Zwischenberme zur Herstellung der oberen Aussteifung über die in Kernbauweise hergestellte Untergeschosdecke wird nachfolgend nicht nachgewiesen.

Insbesondere werden nachfolgend die erforderliche Einbindetiefe  $t$ , die charakteristischen Schnittgrößen der Spundwand und die Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle in den ausgewählten Bauzuständen ermittelt.

Weitere erforderliche bodenmechanische Nachweise, wie z. B. hydraulischer Grundbruch, Geländebruch, zusätzliche Untersuchungen bei geschichtetem Boden, werden in diesem Beitrag nicht dargestellt.

Die EAB empfiehlt ausdrücklich, dass die Berechnungen bei Baugruben in weichen Böden mit effektiven Scherparametern, d. h. im drainierten Zustand, durchzuführen sind. Aus diesem Grund wird das Beispiel mit drainierten Scherparametern berechnet. Sofern im Anfangszustand Porenwasserüberdruck vorhanden bzw. zu erwarten ist, wird die Berechnung mit dem Ersatzreibungswinkel und effektiven Spannungen empfohlen. Hierzu wird vergleichsweise zusätzlich zur drainierten eine undrainierte Berechnung durchgeführt.

### 4.2 Bodenkenngrößen

Der Baugrund besteht aus einem normalkonsolidierten weichen Seeton mit einem Grundwasserspiegel ab einer Tiefe von 1,0 m unter Geländeoberkante.

Die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des Bodens ist in **Bild 7** und die Bodenkenngrößen sind in **Tabelle 1** angegeben.

## 4.3 Zwischenaushub zur Herstellung der Sohlaussteifung

### 4.3.1 Allgemeines

Die Berechnung des Zwischenaushubs auf -4,0 m zur Herstellung der Sohlaussteifung wird für den maßgebenden dränen Zustand mit effektiven Scherparametern nach EB 94 Absatz 11 durchgeführt. Dieser Bauzustand ist maßgebend für die Festlegung der Einbindetiefe.

In einer vergleichenden Berechnung wird für den Fall des undränen Zustandes bei vorhandenem bzw. zu erwartendem Porenwasserüberdruck die Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  nach EB 94 Absatz 10 ermittelt.

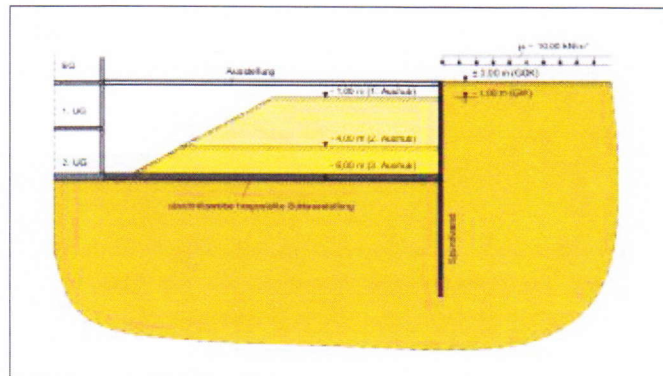


Bild 6: Beispiel einer Baugrube in tiefreichendem weichem Boden

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_r$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$A_{f,s}$ [-]	$K_0$ [-]	$\lambda_{cu}$ [-]
19,0	19,0	3,0	1,2	$1 - \sin \varphi'_k$	0,30 (bzw. 0,50)

Tabelle 1: Bodenkenngrößen

$A_{f,s}$  – Porenwasserdruckbeiwert aus Standardtriaxialversuch

### 4.3.2 Dränierter Zustand

Für den dränen Zustand wird die Berechnung mit der effektiven Spannungsanalyse auf der Grundlage des Winkels der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$  durchgeführt. Für die vorstehende Situation liegen keine Laborversuchsergebnisse vor, so dass die Ermittlung der effektiven Scherfestigkeit nach EB 94 Absatz 11 in Anlehnung an [9] und [6] aus der undränen Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  erfolgt.

#### • Effektiver Winkel der Gesamtscherfestigkeit $\varphi'_{s,k}$

Der Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$  ist in Abhängigkeit des Erdruhedruckbeiwertes  $K_0$  iterativ zu ermitteln. Unter der Voraussetzung, dass ohnehin eine Kohäsion  $c'_k \approx 0$  bei normal-konsolidierten Böden ohne organische Anteile zu erwarten ist, wird  $\varphi'_k \approx \varphi'_{s,k}$ . Dabei ist nach [9] und [6]

$$\sin \varphi'_{s,k} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (K_0 + (1 - K_0) \cdot A_f) - 2 \cdot A_f + 1} \quad (2)$$

und

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'_{s,k} \quad (3)$$

$$A_f = A_{f,s} \quad (4)$$

Für die Ermittlung des Winkels der Gesamtscherfestigkeit ist die normierte undränen Scherfestigkeit  $\lambda_{cu} = 0,30$  des gesättigten Bodens

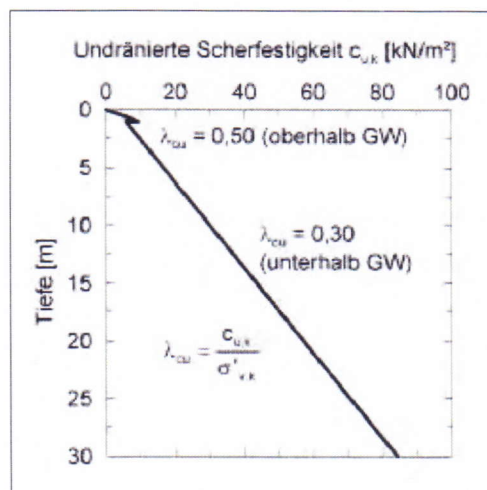


Bild 7: undränen Scherfestigkeit  $c_{u,k}$

unterhalb des Grundwasserspiegels maßgebend. Daraus ergibt sich durch Iteration

$$\sin \varphi'_{s,k} = \frac{1}{\frac{1}{0,30} (0,552 + (1 - 0,552) \cdot 1,2) - 2 \cdot 1,2 + 1} = 0,448$$

und somit erhält man den Winkel der Gesamtscherfestigkeit zu

$$\varphi'_{s,k} = 26,6^\circ$$

#### • Erddruckbeiwerte

Bei weichen Böden darf unterstellt werden, dass zwischen Baugrubenwand und Boden eine

Adhäsion wirksam ist, die vereinfachend durch den Ansatz eines Erddruckneigungswinkels  $\delta_k$  berücksichtigt wird.

Für den aktiven Erddruck ergibt sich mit  $\delta_{a,k} = 1/3 \varphi'$  nach EB 95 Absatz 6b) der Erddruckbeiwert unter der Annahme von ebenen Gleitflächen nach DIN 4085 zu  $K_{agh} = 0,349$ .

Der Erdwiderstandsbeiwert ergibt sich mit  $\delta_{p,k} = -1/3 \varphi'$  nach EB 96 Absatz 2 unter der Annahme von gekrümmten Gleitflächen nach DIN 4085 zu  $K_{pgh} = 3,288$ .

### • Einwirkungen und Widerstände

Der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht und unbegrenzter Flächenlast  $p_k \leq 10 \text{ kN/m}^2$  ergibt sich zu

$$e_{ah,k} = e_{agh,k} + e_{aph,k} = \gamma \cdot z \cdot K_{agh} + p_k \cdot K_{agh} \quad (5)$$

mit  $\gamma$  oberhalb und  $\gamma'$  unterhalb des Grundwasserspiegels.

Der hydrostatische Wasserdruck auf der Innen- und Außenseite der Baugrubenwand wird überlagert und als hydrostatischer Wasserüberdruck  $w_{ü,k}$  berücksichtigt.

$$w_{ü,k} = w_{a,k} - w_{p,k} = \gamma_w \cdot (z'_a - z_p) \quad (6)$$

Der Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich zu

$$e_{ph,k} = \gamma' \cdot z_p \cdot K_{pgh} \quad (7)$$

### • Erddruckumlagerung

Bei Baugruben in weichen Böden ist in der Regel mit dem Auftreten der klassischen Erddruckverteilung zu rechnen, insbesondere dann, wenn sich die Wand aufgrund des vorgesehenen Bauvorgangs am Kopf mehr verschieben kann als in Höhe der Baugrubensohle. Im vorliegenden Fall wird aufgrund der oberen Stützung am Wandkopf und der Stützung durch Bodenreaktion am Wandfuß für den Zwischenbauzustand eine Erddruckumlagerung in eine rechteckförmige Belastungsfigur von der Geländeoberfläche bis zur Baugrubensohle angesetzt.

*Anmerkung:* Eine vergleichende Berechnung ohne Erddruckumlagerung mit Ansatz der klassischen Erddruckverteilung ergab bei der Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen für dieses Beispiel Abweichungen kleiner als 1%.

Tabelle 2:  
aktiver Erddruck  
aus Bodeneigen-  
gewicht und  
unbegrenzter  
Flächenlast

Kote [m]	$\sigma'_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{agh}$ [-]	$e_{agh,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ah,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	0	10,0	0,349	0	3,49	3,49
-1,0	19,0	10,0	0,349	6,64	3,49	10,13
-4,0	46,0	10,0	0,349	16,07	3,49	19,56
-4,0 + t	$46,0 + 9 \cdot t$	10,0	0,349	$16,07 + 3,15 \cdot t$	3,49	$19,56 + 3,15 \cdot t$

Tabelle 3:  
hydrostatischer  
Wasserdruck

Kote [m]	$z'_a$ [m]	$z_p$ [m]	$w_{a,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{p,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{ü,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	-	-	-	-	0,0
-1,0	0,0	-	0,0	-	0,0
-4,0	3,0	0,0	30,0	0,0	30,0
-4,0 + t	$3,0 + t$	t	$30,0 + 10 \cdot t$	$10 \cdot t$	30,0

Tabelle 4:  
Erdwiderstand  
im Grenzzustand  
der Tragfähig-  
keit

Kote [m]	$z_p$ [m]	$\sigma'_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{pgh}$ [-]	$e_{ph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	-	-	-	-
-1,0	-	-	-	-
-4,0	0,0	0,0	3,288	0,0
-4,0 + t	t	$9 \cdot t$	3,288	$29,60 \cdot t$

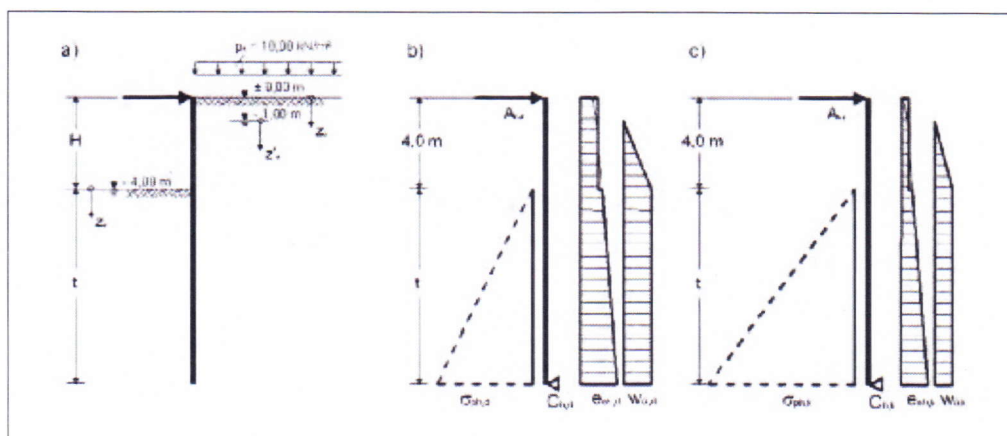


Bild 8a: Darstellung des Zwischenaushubs

8b: statisches System mit Bemessungswerten der Einwirkungen und Bodenreaktion

8c: statisches System mit charakteristischen Werten der Einwirkungen und Bodenreaktion

### • Nachweis der Einbindetiefe

Die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe bei angenommener freier Auflagerung im Boden erfolgt unter Berücksichtigung der tatsächlich zu erwartenden Bodenreaktion nach EB 80 Absatz 4c). Hierzu wird in Höhe des Wandfußes eine Stützung angenommen, deren Auflagerkraft  $C_{h,k}$  bei der Iteration zur Bestimmung der maßgebenden Ordinate  $\sigma_{ph,k}$  der Bodenreaktion zu null wird.

Des Weiteren wird in diesem Beispiel die Anisotropie des Bodens nach EB 94 Absatz 9 berücksichtigt.

Damit die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht überschritten werden, sind für den Nachweis der Einbindetiefe bei Baugruben in weichen Böden nach EB 93 Absatz 3 folgende Bedingungen einzuhalten:

- $B_{h,k} \leq E_{ph,k} \cdot \eta_p$   
(Einfluss der Anisotropie mit  $\eta_p \leq 0,50$ )
- $B_{h,d} \leq E_{ph,d}$   
(Tragfähigkeitsnachweis)
- $B_{h,k} \leq E_{0h,k} + (E_{ph,k} - E_{0h,k}) \cdot \eta_{eff}$   
(Gebrauchstauglichkeitsnachweis mit  $\eta_{eff} \leq 0,75$ )

In Anlehnung an die zu überprüfenden Grenzzustandsbedingungen nach EB 96 Absatz 3 wird zunächst der Einfluss der Anisotropie auf die Ermittlung der Einbindetiefe untersucht. Hierbei werden die Einwirkungen und die Ordinate  $\sigma_{ph,k}$  der Bodenreaktion mit charakteristischen Größen berücksichtigt. Die charakteristische Bodenreaktion  $B_{h,k}$  ergibt sich aus dem Integral der Bodenreaktionsspannungen  $\sigma_{ph,k}$  über die Einbindetiefe unter der Voraussetzung,

dass die Auflagerkraft  $C_{h,k}$  der Stützung in Höhe des Wandfußes zu null wird.

Hierbei wird im Stabwerksprogramm die Einbindetiefe iterativ optimiert, so dass mit der charakteristischen Spannung des Erdwiderstandes multipliziert mit dem Anpassungsfaktor  $\eta_p \leq 0,50$  (hier = 0,50) die Auflagerkraft  $C_{h,k}$  zu null wird.

Nach EB 96 Absatz 3a) ergibt sich die erforderliche Einbindetiefe zu  $t = 7,90$  m.

Einbindetiefe $t$ [m]	7,90
$B_{h,k}$ [kN/m]	459,7
$E_{ph,k}$ [kN/m]	923,5
$E_{0g,k}$ [kN/m]	155,1

Tabelle 5: charakteristische Einwirkungen und Widerstände

Für diese Einbindetiefe ergibt sich der Nachweis nach EB 96 Absatz 3a) zu

$$B_{h,k} = 459,7 \text{ kN/m} \leq E_{ph,k} \cdot \eta_p = 923,5 \cdot 0,5 = 461,8 \text{ kN/m.}$$

Der Ausnutzungsgrad beträgt

$$\mu = \frac{B_{h,k}}{E_{ph,k} \cdot \eta_p} = 1,00.$$

Der Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EB 96 Absatz 3b) wird für diese Einbindetiefe auf der Grundlage der Berechnung mit charakteristischen Einwirkungen und charakteristischer Bodenreaktion für den Lastfall 2 (Regelfall) durchgeführt.

## Stahlpundwände (7) – Planung und Anwendung

$$B_{h,d} = B_{h,k} \cdot \gamma_G = 459,7 \cdot 1,2 = 551,6 \text{ kN/m} \leq E_{ph,d} = \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{Ep}} = \frac{923,5}{1,3} = 710,4 \text{ kN/m}$$

Der Ausnutzungsgrad beträgt

$$\mu = \frac{B_{h,d}}{E_{ph,d}} = 0,78.$$

Der Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach EB 96 Absatz 3c) ist

$$B_{h,k} = 459,7 \text{ kN/m} \leq E_{0h,k} + (E_{ph,k} - E_{0h,k}) \cdot \eta_{eff} = 155,1 + (923,5 - 155,1) \cdot 0,75 = 731,4 \text{ kN/m}$$

Der Ausnutzungsgrad beträgt

$$\mu = \frac{B_{h,k}}{E_{0h,k} + (E_{ph,k} - E_{0h,k}) \cdot \eta_{eff}} = 0,63.$$

Für die Nachweise der Einbindtiefe für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nach EB 96 Absatz 3b) bzw. 3c) werden aus Vergleichsgründen die erforderlichen Einbindetiefen ebenfalls iterativ optimiert.

Die iterativ optimierten Einbindetiefen sind in **Tabelle 6** mit Angabe der jeweiligen Ausnutzungsgrade - bezogen auf die einzelnen Nachweise nach EB 96 Absatz 3 - zusammengestellt.

Bei diesem Beispiel ergibt sich, wie der Vergleich der Ausnutzungsgrade verdeutlicht, die ungünstigste Bemessungssituation aus dem Nachweis nach EB 96 Absatz 3a) zur Berücksichtigung des Einflusses der Anisotropie zu

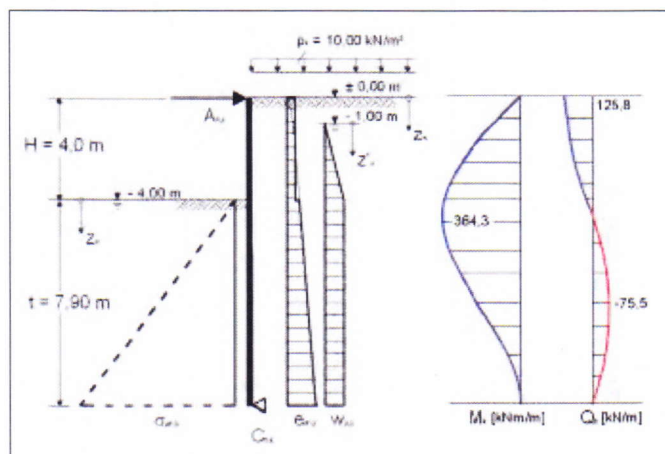
$t = 7,90 \text{ m}$ . Diese Einbindtiefe ist maßgebend für die Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen.

### • Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen

Die charakteristischen Schnittgrößen werden mit charakteristischen Einwirkungen und Widerständen ermittelt. Da der Nachweis nach EB 96 Absatz 3a) schon mit charakteristischen Werten durchgeführt wurde, sind die daraus resultierenden charakteristischen Schnittgrößen auch maßgebend für die weitere Bemessung, siehe **Tabelle 7** und **Bild 9**. Eine weitere Berechnung ist somit nicht erforderlich.

Einbindtiefe $t$ [m]	Wandlänge $H + t$ [m]	Ausnutzungsgrad $\mu$ für Nachweise nach EB 96 Absatz 3		
		(a)	(b)	(c)
<b>7,90</b>	<b>11,90</b>	<b>1,00</b>	0,78	0,63
6,10	10,10	1,28	<b>1,00</b>	0,81
5,00	9,00	1,58	1,23	<b>0,99</b>

Tabelle 6: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit von der Einbindtiefe



Einbindtiefe $t$ [m]	7,90
$A_{h,k}$ [kN/m]	125,8
Max. $M_k$ [kNm/m]	364,3

Tabelle 7: charakteristische Schnittgrößen

Bild 9:  
statisches System mit Einwirkungen, Bodenreaktion und Schnittgrößen für den Zwischenaushub zur Herstellung der Sohlensaussteifung



**4.3.3 Undrännierter Zustand**

Wie bereits in Abschnitt 4.1 erwähnt, wird in der EAB empfohlen, Baugruben in weichen Böden mit dränierten Scherparametern zu berechnen. Falls ein Porenwasserüberdruck vorhanden bzw. zu erwarten ist, wird nach EB 94 Absatz 10 der undrännierte Zustand mit dem Ersatzreibungswinkel  $\text{ers}\varphi_{s,k}$  und effektiven Spannungen berechnet. Die Vorgehensweise für den undrännierten Zustand wird nachfolgend beispielhaft für den Zwischenbauzustand erläutert.

**• Scherfestigkeit auf der Grundlage des Ersatzreibungswinkels  $\text{ers}\varphi_{s,k}$**

Die undrännierte Scherfestigkeit nimmt mit der Tiefe geradlinig zu, so dass für den Ersatzreibungswinkel oberhalb des Grundwassers gilt

$$\sin(\text{ers}\varphi_{s1,k}) = \frac{c_{u1,k}}{\sigma'_{v1,k}} = \frac{9,5}{19,0} = 0,5, \quad (8)$$

daus ergibt sich

$$\text{ers}\varphi_{s1,k} = 30,0^\circ.$$

Da größere Ersatzreibungswinkel als  $\text{ers}\varphi_{s,k} = 27,5^\circ$  nur verwendet werden dürfen, wenn der Entwurfsverfasser bzw. der Fachplaner über die erforderlichen Kenntnisse und Erfahrungen verfügt, wird in diesem Beispiel auf die Anwendung des erhöhten Ersatzreibungswinkels verzichtet, so dass für

$$\text{ers}\varphi_{s1,k} = 27,5^\circ$$

gilt.

Unterhalb des Grundwasserspiegels ergibt sich der Ersatzreibungswinkel  $\text{ers}\varphi_{s2,k}$  zu

$$\sin(\text{ers}\varphi_{s2,k}) = \frac{\Delta c_{u2,k}}{\sigma'_{v2,k} - \sigma'_{v1,k}} = \frac{30,0 - 5,7}{100,0 - 19,0} = 0,30, \quad (9)$$

daus ergibt sich

$$\text{ers}\varphi_{s2,k} = 17,5^\circ.$$

**• Erddruckbeiwerte**

Für den aktiven Erddruck ergeben sich mit  $\delta_{a,k} = 1/3 \varphi'$  die Erddruckbeiwerte unter der Annahme von ebenen Gleitflächen nach DIN 4085 zu

$$K_{agh,1} = 0,337 \text{ und}$$

$$K_{agh,2} = 0,502.$$

Der Erdwiderstandsbeiwert ergibt sich mit  $\delta_{p,k} = -1/3 \varphi'$  unter der Annahme von gekrümmten Gleitflächen nach DIN 4085 zu

$$K_{pgh,2} = 2,064.$$

**• Einwirkungen und Widerstände**

Der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht und unbegrenzter Flächenlast  $p_k \leq 10 \text{ kN/m}^2$  wird in **Tabelle 8** zusammengefasst.

Der hydrostatische Wasserüberdruck  $w_{ü,k}$  ist bereits in Tabelle 3 angegeben.

Der Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird in **Tabelle 9** dargestellt.

Kote [m]	$z_p$ [m]	$\sigma'_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{pgh}$ [-]	$e_{ph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	-	-	-	-
-1,0	-	-	-	-
-4,0	0,0	0,0	2,064	0,0
-4,0 + t	t	9 · t	2,064	18,58 · t

Tabelle 9: Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit

**• Erddruckumlagerung**

Wie zuvor wird für den Zwischenbauzustand eine Erddruckumlagerung in eine rechteckförmige Belastungsfigur von der Geländeoberfläche bis zur Baugrubensohle angesetzt.

**• Nachweis der Einbindetiefe**

Die iterative Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe erfolgt analog zu Abschnitt 4.3.2. Die daraus resultierenden Einbindetiefen sind in **Tabelle 10** mit Angabe der jeweiligen Ausnutzungsgrade, bezogen auf die einzelnen Nachweise, zusammengestellt.

Kote [m]	$\sigma'_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{agh}$ [-]	$e_{agh,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ah,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	0	10,0	0,337	0	3,04	3,04
-1,0 (o)	19,0	10,0	0,337	6,40	3,04	9,44
-1,0 (u)	19,0	10,0	0,502	9,54	5,02	14,56
-4,0	46,0	10,0	0,502	23,09	5,02	28,11
-4,0 + t	46,0 + 9 · t	10,0	0,502	23,09 + 4,52 · t	5,02	28,11 + 4,52 · t

Tabelle 8: aktiver Erddruck aus Bodeneigengewicht und unbegrenzter Flächenlast

Tabelle 10:  
Ausnutzungs-  
grade in Ab-  
hängigkeit von  
der Einbindtiefe

Einbindtiefe t [m]	Ausnutzungsgrad $\mu$ für Nachweise nach EB 96 Absatz 3		
	(a)	(b)	(c)
20,05	1,00	0,78	0,60
13,45	1,28	1,00	0,77
9,50	1,67	1,30	1,00

Die erforderliche Einbindtiefe ergibt sich wie im dränierten Zustand aus dem Nachweis nach EB 96 Absatz 3a) zur Berücksichtigung des Einflusses der Anisotropie bei Baugruben in weichen Böden.

Damit wäre dieser Zustand bei einer Berechnung mit undrinierten Scherparametern sehr ungünstig.

#### 4.4 Endaushub mit wirksamer Sohlaussteifung

Die beispielhafte Berechnung für den Endaushubzustand mit wirksamer Sohlaussteifung nach EB 96 Absatz 4 erfolgt für den dränierten Zustand mit der nach 4.3.2 ermittelten Wandlänge und der zugrunde liegenden effektiven Scherfestigkeit mit dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_{s,k}$ .

Durch die im Zuge des Aushubs streifenweise hergestellte Sohlplatte darf unterstellt werden, dass näherungsweise auch nach dem vollständigen Bodenaushub unterhalb der Sohlplatte der ursprüngliche Erdruhedruck weitgehend erhalten geblieben ist. Bei Annahme eines im Ausgangszustand unter Auftrieb stehenden Bodens ergibt er sich aus dem Ansatz

$$e_{0g,k} = \gamma' \cdot K_0 \cdot (H + z_p). \quad (10)$$

Allerdings kann im Bereich unmittelbar unterhalb der Sohlplatte nur der Grenzwert  $e_{ph,k}$  des mit  $\delta_{p,k} = 0$  ermittelten Erdwiderstandes wirksam sein.

Die über den Erdruhedruck hinausgehende Bodenreaktion wird mit dem Ansatz eines konstanten Bettungswiderstandes berücksichtigt. Unterhalb des Schnittpunktes von  $e_{0g,k}$  und  $e_{ph,k}$  wird der Bettungswiderstand

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,h,k}}{t_B} \quad (11)$$

angesetzt.

Die durch das Bettungsmodul mobilisierte charakteristische Bodenreaktion muss die Bedingung

$$B_{Bh,k} \leq (E_{ph,k} - E_{v,k}) \cdot \eta_p \quad (12)$$

erfüllen. Hierbei ist

$B_{Bh,k}$  die Resultierende der mobilisierten charakteristischen Bettungsreaktion aus der Bettungsspannung  $\sigma_{h,k}$ ,

$E_{v,k}$  die charakteristische Resultierende des verbliebenen Erdruhedruckes im Aushubzustand bei Berücksichtigung der ursprünglichen Vorbelastung,

$\eta_p$  der Anpassungsfaktor, hier  $\eta_p \leq 0,75$ .

#### • Einwirkungen und Widerstände

Für den Endaushubzustand ergeben sich folgende Einwirkungen und Widerstände (Tabellen 11 und 12).

Tabelle 11:  
aktiver Erddruck  
aus Bodeneigen-  
gewicht und  
unbegrenzter  
Flächenlast

Kote [m]	$\sigma'_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{agh}$ [-]	$e_{agh,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ah,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	0	10,0	0,349	0	3,49	3,49
-1,0	19,0	10,0	0,349	6,64	3,49	10,13
-6,0	64,0	10,0	0,349	22,36	3,49	25,85
-11,90	117,1	10,0	0,349	40,91	3,49	44,40

Tabelle 12:  
hydrostatischer  
Wasserdruck

Kote [m]	$z'_a$ [m]	$z_p$ [m]	$w_{a,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{p,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{ü,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-6,0	5,0	0,0	50,0	0,0	50,0
-11,9	10,9	5,9	109,0	59,0	50,0

## Bemessung und Einbringung von Baugrubenwänden in weichen Böden

Der Erdwiderstandsbeiwert ergibt sich mit  $\delta_{p,k} = 0$  unter der Annahme von gekrümmten Gleitflächen nach DIN 4085 zu  $K_{pgh} = 2,6216$ .

Kote [m]	$z_p$ [m]	$\sigma'_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{pgh}$ [-]	$e_{ph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_0$ [-]	$e_{og,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,0	-	-	-	-	0,552	0,0
-1,0	-	-	-	-	0,552	0,0
-6,0	0,0	0,0	2,622	0,0	0,552	35,34
-11,9	5,9	53,1	2,622	139,21	0,552	64,67

Tabelle 13: Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Erdruhedruck

Der Schnittpunkt von Erdruhedruck und Erdwiderstand liegt bei -7,9 m. Somit ergibt sich für den anzusetzenden Bettungswiderstand eine Länge  $t_B = 4,0$  m.

• **Nachweis der Bettungsreaktion und Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen**

Unter Berücksichtigung eines Bettungswiderstandes

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,h,k}}{t_B} = \frac{3,0}{4,0} = 0,75 \text{ MN/m}^3$$

ergeben sich folgende Schnittgrößen.

$A_{h,k}$ [kN/m]	45,0
$C_{h,k}$ [kN/m] (Sohlaussteifung)	330,0
$B_{Bh,k}$ [kN/m]	111,1
$E_{ph,k}$ [kN/m]	410,7
$E_{V,k}$ [kN/m]	261,2
$M_{C,k}$ [kNm/m]	-226,5
Max. $M_k$ [kNm/m]	56,6

Tabelle 14: charakteristische Schnittgrößen

Der Nachweis für die Bettungsreaktion nach EB 96 Absatz 4b) ergibt sich zu

$$B_{Bh,k} = 111,1 \text{ kN/m} \leq (E_{ph,k} - E_{V,k}) \cdot \eta_p = (410,7 - 261,2) \cdot 0,75 = 112,1 \text{ kN/m}$$

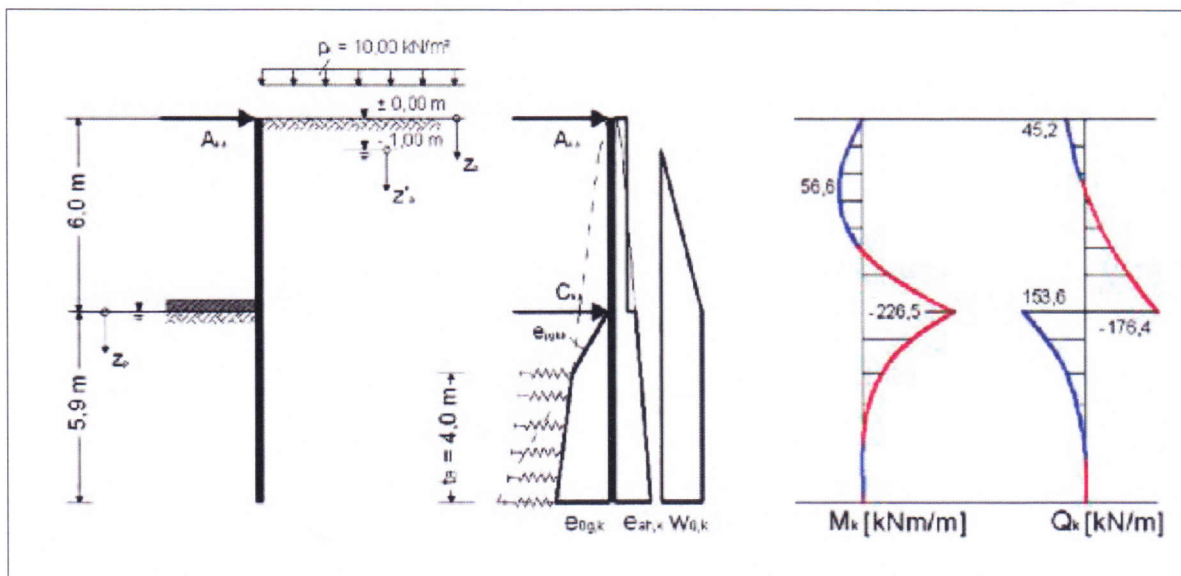


Bild 10: System sowie charakteristischer Erddruck und Bodenreaktion für Endaushub auf -6,0 m mit wirksamer Sohlaussteifung

#### 4.5 Aufbruchssicherheit der Baugrubensohle

Baugruben in durchgehend weichem Boden sind sehr stark durch einen möglichen Aufbruch der Baugrubensohle gefährdet. In dem Berechnungsbeispiel wird der Nachweis der Aufbruchssicherheit nach EB 99 Absatz 2 für den ungünstigsten Bauzustand nach dem Endaushub auf -6,0 m dargestellt. In der Regel wird der Nachweis der Aufbruchssicherheit der Baugrubensohle mit der Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  des undränierten Bodens geführt.

Es ist die Grenzzustandsbedingung

$$G_d + P_d \leq R_{v,d} + R_{Gr,d} \quad (13)$$

einzuhalten. Hierbei ist

$G_d$  Bemessungswert der Bodeneigenlast,

$P_d$  Bemessungswert der Auflast,

$R_{v,d}$  Bemessungswert des vertikalen Widerstandes aus Kohäsion,

$R_{Gr,d}$  Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes.

Bei über die Tiefe konstanter undränkter Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  und ohne seitliche Auflasten ergibt sich die maßgebende Breite  $b_g = B$ . In dem vorliegenden Beispiel ist allerdings wegen der mit der Tiefe linear zunehmenden undränkter Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  die maßgebende Breite  $b_g$  zur Bestimmung des maximalen Ausnutzungsgrades  $\mu$  iterativ zu bestimmen:

$$\mu = \frac{G_d + P_d}{R_{v,d} + R_{Gr,d}} \quad (14)$$

Zur Vereinfachung kann die undränerte Scherfestigkeit  $c_{u,k}$  bereichsweise mit einem mittleren Wert  $c_{ui,k}$  berücksichtigt werden. Dadurch erhält man im Einzelnen:

$$G_d = G_k \cdot \gamma_G = (\gamma' \cdot H_1 + \gamma' \cdot (H_2 + t_g)) \cdot b_g \cdot \gamma_G \quad (15)$$

$$P_d = P_k \cdot \gamma_G = p_k \cdot b_g \cdot \gamma_G \quad (16)$$

$$R_{v,d} = \frac{c_{u1,k} \cdot H_1 + c_{u2,k} \cdot (H_2 + t_g)}{\gamma_{Gr}} \quad (17)$$

$$R_{Gr,d} = \frac{b_g \cdot (\gamma' \cdot t_g + 5,14 \cdot c_{u3,k})}{\gamma_{Gr}} \quad (18)$$

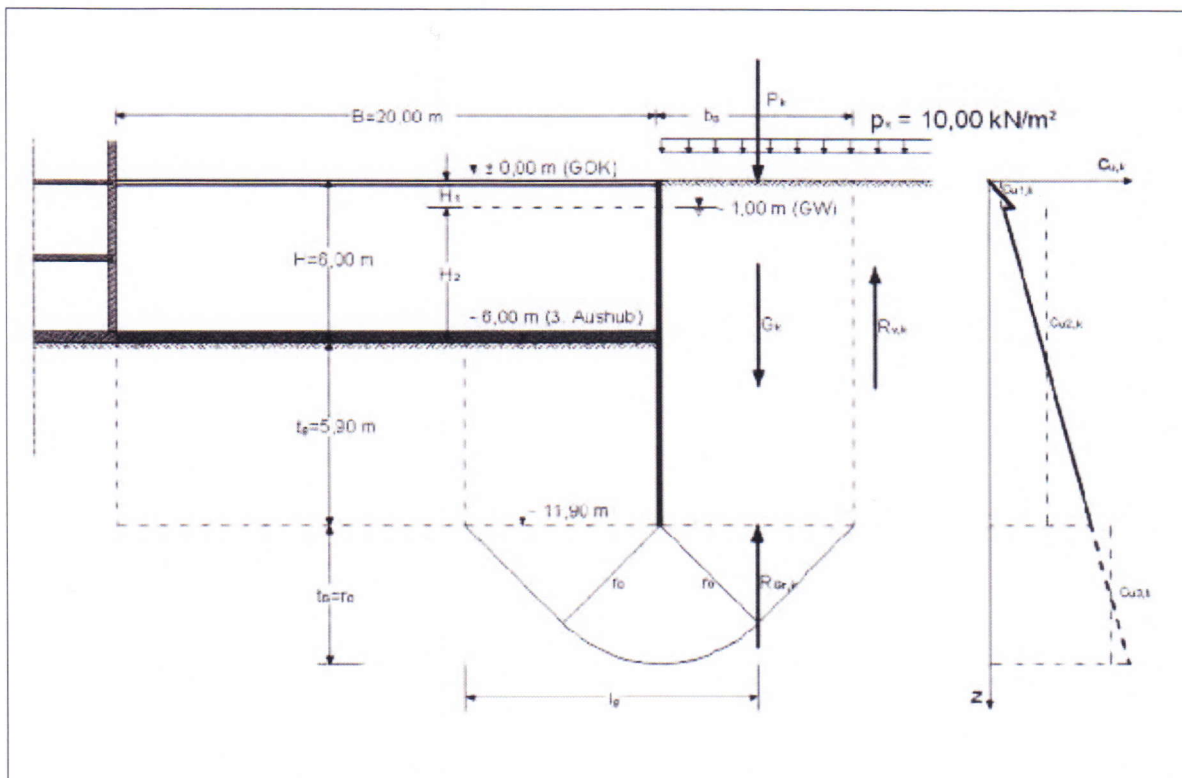


Bild 11: System und Randbedingungen für den Nachweis der Aufbruchssicherheit der Baugrubensohle

## Bemessung und Einbringung von Baugrubenwänden in weichen Böden

Der iterativ zu ermittelnde Ausnutzungsgrad ergibt sich demnach für dieses Beispiel zu

$$\mu = \frac{[\gamma_r \cdot H_1 + \gamma' \cdot (H_2 + t_g) + p_k] \cdot b_g \cdot \gamma_G}{[c_{u1,k} \cdot H_1 + c_{u2,k} \cdot (H_2 + t_g) + b_g \cdot (\gamma' \cdot t_g + 5,14 \cdot c_{u3,k})] \cdot \frac{1}{\gamma_{Gr}}} \quad (19)$$

Durch Variation der Breite  $b_g$  erhält man den maximalen Ausnutzungsgrad  $\mu = 0,66$  für eine maßgebende Breite  $b_g = 7,0$  m, siehe **Bild 12**. Somit besteht eine ausreichende Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle.

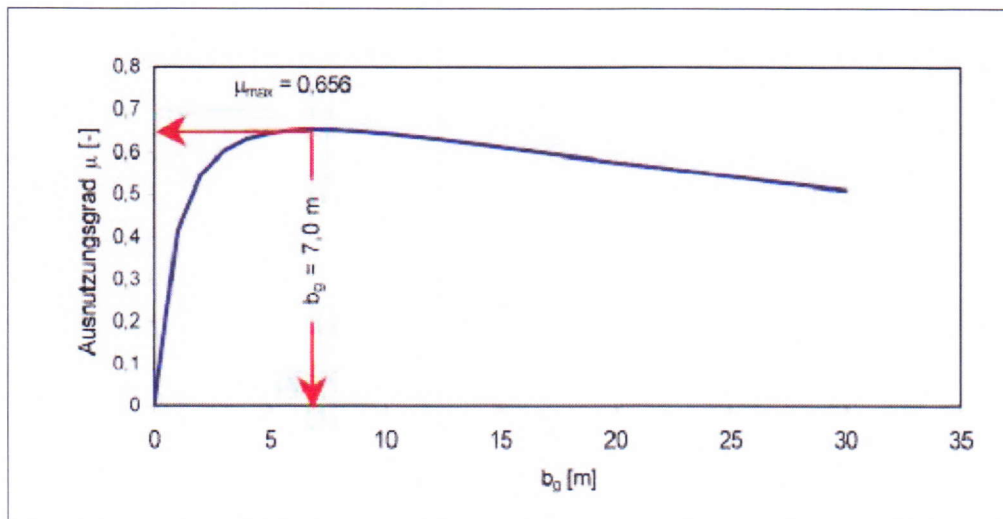


Bild 12: vorhandener Ausnutzungsgrad  $\mu$  beim Nachweis der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle in Abhängigkeit von der maßgebenden Breite  $b_g$

## 5 Literatur

Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB, 4. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn 2006.

[1] Brinch-Hansen, J. / Gibson, R.E. (1949): Undrained shear strength of anisotropically consolidated clays. *Geotechnique*, Vol. 1, pp. 189 - 204.

[2] Burland et al. (1979): Movements around excavations in London clay. *Design Parameters in Geotechnical Engineering*, BGS, London, Vol. 1.

[3] Clough, G.W./O'Rourke, T.D. (1990): Construction induced movements of in-situ walls. *Design and Performance of Earth Retaining structures*, Geotechnical special publication 25, ASCE, New York, pp. 439 - 470.

[4] Freiseder, M. (1998): Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefem Baugrund in weichen Böden. *Inst. f. Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz, Heft 3*.

[5] Fujita, K. (1994): Soft ground tunneling and buried structures. *Proc. of the XIII ICSMFE, New Delhi, India*, pp. 89 - 107.

[6] Gebreselassie, B. (2003): Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils. *Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 14*.

[7] Hettler, A./Leibnitz, S./Biehl, F. (2002): Zur Kurzzeitstandsicherheit bei Baugrubenkonstruktionen in weichen Böden. *Bautechnik* 79, Heft 9, S. 612 - 619.

[8] Janbu, N. (1977): Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated clays. Proc. of the IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 549-566.

[9] Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (2002): Zur Diskussion von dränierten oder undränierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden. Bautechnik, Heft 9, S. 603-611.

[10] Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (2006): Excavations and Foundation in Soft Soils. Springer Verlag Berlin, Heidelberg, New York.

[11] Lafleur et al. (1988): Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay. Can. Geotech. J. 25, pp. 705-715.

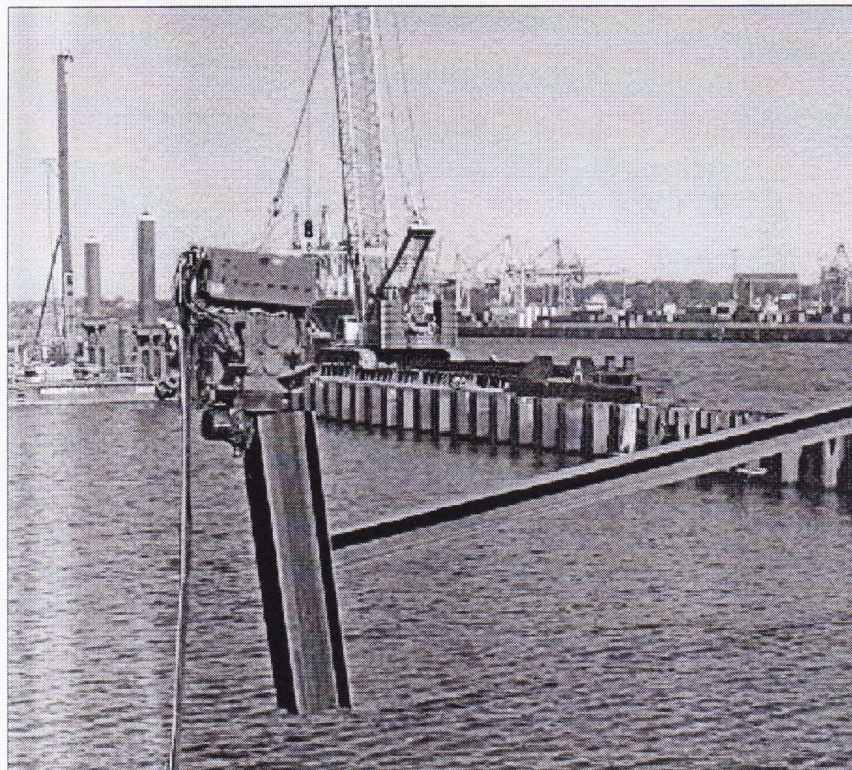
[12] Palmer, J.H.L./Kenny, T.C. (1972): Analytical study of a braced excavation in weak clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 145-164.

[13] Peck, R. B. (1969): Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the Art Report, Proc. of the VII ICSMFE, Mexico, pp. 225-290.



Dokumentation 598

## **Stahlpundwände (7) – Planung und Anwendung**



**Stahl-Informations-Zentrum**