

Lehrstuhl und Prüfam
für Grundbau,
Bodenmechanik,
Felsmechanik und
Tunnelbau

Ordinarius:
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

Pasing:
Baumbachstraße 7
81245 München
089 / 289-27 131, 133
Fax: 289-27 189

Innenstadt:
Arcisstraße 21
80290 München
089 / 289-22 440, 487
Fax: 289-22 441

grundbau@bv.tum.de
www.gb.bv.tum.de

Geotechnik-Seminar

Die neue EAB mit dem Teilsicherheitskonzept

27. Oktober 2006

Moderation:

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

Obmann des AK Baugruben:

Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

Inhaltsverzeichnis

Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Anton Weißenbach, Norderstedt Grundlagen und allgemeine Festlegungen der DIN 1054 für Verbauberechnungen	3
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz, Universität Wuppertal Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen bei Verbauwänden	13
Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler, Fakultät Bauwesen, Universität Dortmund Anwendung des Bettungsmodulverfahrens beim Nachweis des Erdwiderlagers	49
Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz, Bauhaus-Universität Weimar, Obmann des AK 1.6 der DGGT "Numerik in der Geotechnik" Empfehlungen zu numerischen Standsicherheits- und Verformungsberechnungen von Baugruben	59
Prof. Dr.-Ing. Pieter Vermeer, Universität Stuttgart und PLAXIS Group, Delft Aktuelle und zukünftige Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Baugruben im Hinblick auf Standsicherheitsnachweise mit den Verfahren des EC 7	75
Dipl.-Ing. Wilfried Hackenbroch, Ing.-Büro DOMKE Nachf., Duisburg Bemessung der Einzelelemente von Verbaukonstruktionen	91
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz, Universität Wuppertal Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge	107
Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Universität Kassel Baugruben in weichen Böden	119
Dipl.-Ing. Christof Säger, Züblin AG, Stuttgart Messtechnische Überprüfung und Überwachung von Baugrubenkonstruktionen	143

Grundlagen und allgemeine Festlegungen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. A. Weißenbach
Norderstedt bei Hamburg

1 Neues Sicherheitskonzept

1.1 DIN 1054 "Sicherheit im Erd- und Grundbau"

Grundlage der neuen EAB ist die DIN 1054 "Sicherheit im Erd- und Grundbau". Sie hat eine lange Vorgeschichte:

- Blaudruck (1990)
- DIN 1054-100 (1996)
- Gelbdruck (2000)
- Erster Weißdruck (2003)
- Zweiter Weißdruck (2005)

Die letzte Fassung ist nunmehr schon sehr ausgereift.

Der Arbeitskreis "Baugruben" hat diese Entwicklung von Anfang an intensiv begleitet. In der Arbeitsgruppe, die im wesentlichen die Norm erarbeitet hat, waren wir zu sechst; davon waren drei gleichzeitig Mitglieder des Arbeitskreises "Baugruben". Da wir unsererseits gleichzeitig an der 4. Auflage der EAB arbeiteten, stand uns für die Diskussion der zahllosen Probleme der gesammelte Sachverstand des Arbeitskreises "Baugruben" zur Verfügung.

Diese Mitwirkung des Arbeitskreises "Baugruben" zeigte sich auch in der Erarbeitung der EAB-100, in der versucht wurde, einerseits den Eurocode EC 7 verständlich darzustellen, andererseits eine bessere Umsetzung des Teilsicherheitskonzeptes zu erreichen als es im EC 7 ursprünglich vorgeschlagen wurde. Da jedoch auch der Weg der EAB 100 inzwischen teilweise überholt ist, wird heute auf diese Zwischenlösung nicht mehr eingegangen.

1.2 Begriffe

Selbstverständlich wurden in der 4. Auflage der EAB ohne Einschränkung die Vorgaben und Festlegungen der neuen DIN 1054 übernommen, als erstes die Begriffe:

a) Einwirkungen:

Der Begriff "Einwirkungen" erfaßt nicht nur einwirkende Lasten bzw. Kräfte, sondern auch aufgezwungene oder behinderte Verformungen oder Bewegungen.

b) Neuer Oberbegriff: Auswirkungen von Einwirkungen:

Er erfaßt zunächst die Beanspruchungen, also

- Schnittgrößen, insbesondere Normalkraft, Querkraft, Biegemoment,
- oder auch Spannungen, insbesondere Druck-, Zug-, Biege-, Schub- und Vergleichsspannung.

Auswirkungen" sind darüber hinaus aber auch

- Veränderungen am Bauwerk, insbesondere Dehnung, Verformung, Rißbreite, sowie
- Lageveränderung des Bauwerks, insbesondere Verschiebung, Setzung, Verkantung.

c) Widerstände:

Es gibt unterschiedliche Arten von Widerständen beim Baugrund:

- Basiskongröße ist die Scherfestigkeit in Form von Reibungswinkel, Kohäsion, Scherfestigkeit des undrained Bodens.
- Unmittelbar daraus abgeleitet sind die Bodenwiderstände, bei Baugruben insbesondere in Form von Erdwiderstand.
- Aus Probelastungen abgeleitete Werte oder Erfahrungswerte sind insbesondere Fußwiderstand und Mantelwiderstand.

Außerdem gibt es den Bauteilwiderstand als Ergebnis von Abmessung und Festigkeit entsprechend der jeweiligen Bauartnorm.

d) Neue Begriffsfestlegung:

- Der Begriff "Widerstand" beschreibt den Bruchzustand im Boden.
- Der Begriff "Bodenreaktion" beschreibt den in Anspruch genommenen Anteil des Bodenwiderstandes.

1.3 Grenzzustände

Ein Grenzzustand ist ein fiktiver Zustand, welcher der Bemessung zugrunde gelegt wird:

- Grenzzustand GZ 1: Grenzzustand der Tragfähigkeit.
- Grenzzustand GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Der Grenzzustand GZ 1 ist untergliedert in GZ 1A, GZ 1B und GZ 1C:

a) Grenzzustand GZ 1A:

Insbesondere Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch:

Kennzeichen: Nur Einwirkungen.

Grenzzustandsbedingung: $F_d = F_k \cdot \gamma_{dst} \leq G_k \cdot \gamma_{stb} = G_d$

Teilsicherheitsbeiwerte auf stabilisierende und destabilisierende Einwirkungen.

c) Grenzzustand GZ 1B:

Versagen infolge des Überschreitens der Tragfähigkeit eines Bauteils oder des Untergrundes.

Grenzzustandsbedingung: $E_d = E_k \cdot \gamma_F \leq R_k / \gamma_R = R_d$

Teilsicherheitsbeiwerte auf charakteristische Beanspruchungen und Widerstände.

d) Grenzzustand GZ 1C:

Insbesondere Versagen in Form eines Geländebruchs.

Grenzzustandsbedingung: $E_d \leq R_d$

Teilsicherheitsbeiwerte auf die Scherfestigkeit.

1.4 Teilsicherheitsbeiwerte

Die in EAB verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte sind voll aus der neuen DIN 1054 übernommen worden.

Es wurde lediglich eine zusätzliche Spalte für den Lastfall LF 2/3 aufgenommen. Die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte wurden zwischen denen des Lastfalls LF 2 und denen des Lastfalls LF 3 interpoliert.

1.5 Berechnungsverfahren

Der Kernpunkt der neuen DIN 1054 liegt in den neuen Festlegungen zur Ermittlung der Bauwerksabmessungen und der Bemessungsschnittgrößen. Der Ablauf von Berechnung und Bemessung einer Konstruktion nach diesem Ansatz läßt sich am Beispiel einer einmal gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand wie folgt beschreiben:

- a) In einem ersten Schritt werden die charakteristischen Einwirkungen auf das gewählte statische System angesetzt und damit die charakteristischen Schnittgrößen ermittelt.
- b) In einem zweiten Schritt werden die charakteristischen Schnittgrößen mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen in Bemessungsschnittgrößen umgerechnet.
- c) In einem dritten Schritt werden die Bemessungsschnittgrößen den Bemessungswiderständen gegenübergestellt. Das gilt gleichermaßen für die Steifenkräfte, für das Biegemoment in der Spundwand und für das Erdauflager.

Abweichend vom üblichen Vorgehen im übrigen konstruktiven Ingenieurbau werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nicht auf die charakteristischen Einwirkungen selbst, sondern auf die mit charakteristischen Einwirkungen ermittelten Beanspruchungen angewendet.

2. Grundlagen der Berechnung

2.1 Maßgebende Vorschriften

In der neuen Empfehlung EB 76 "Maßgebende Vorschriften" sind alle Regelwerke aufgelistet, die bei der Berechnung von Baugrubenumschließungen eine Rolle spielen können. Diese Auflistung ist wie folgt gegliedert:

- Technische Baubestimmungen,
- Umgestellte Berechnungsnormen,
- Baugrundnormen,
- Europäische Ausführungsnormen,
- Umgestellte nationale Ausführungsnormen.

2.2 Einwirkungen

Die bisherige EB 24 hieß "Berechnungslastfälle und zulässige Spannungen". Das paßt nicht mehr zum Teilsicherheitskonzept. Die überarbeitete EB 24 "Einwirkungen" beschäftigt sich

nur noch mit den Einwirkungen und ihrer Bewertung als ständige bzw. veränderliche Einwirkungen und deren Kombination in Form von

- Regelfall,
- Sonderfall und
- Ausnahmefall.

Im einzelnen sind folgende Festlegungen von Interesse:

- a) Im Hinblick auf die Abgrenzung von ständigen und veränderlichen Einwirkungen gilt folgendes:
 - Der charakteristische ständige Wasserdruck ergibt sich aus einem rechnerischen Wasserstand, der vertraglich vereinbart werden muß.
 - Eine großflächige Gleichlast bis zu $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$ wird immer als ständige Last behandelt. Diese Regelung wurde von uns in die DIN 1054 eingebracht. Sie ermöglicht es, diesen Erddruckanteil aus Verkehrslast in die umgelagerte Lastfigur einzubeziehen.
- b) Im Regelfall sind neben den ständigen Einwirkungen anzusetzen:
 - Unmittelbar einwirkende Nutzlasten, z.B. aus Brücken oder Baugrubenabdeckungen,
 - Erddruck aus Nutzlasten auf der Geländeoberfläche,
 - Erddruck aus Nutzlasten in benachbarten Gebäuden.
- c) In Sonderfällen sind neben den Einwirkungen des Regelfalls anzusetzen:
 - Fliehkräfte, Bremskräfte und Seitenstoß,
 - selten auftretende Lasten und unwahrscheinliche oder seltene Kombinationen,
 - Wasserdruck infolge von Wasserständen, die über den vereinbarten Stand hinausgehen,
 - Temperaturwirkungen auf Steifen in bestimmten Fällen.
- d) In Ausnahmefällen sind neben den Einwirkungen des Regelfalls anzusetzen:
 - Anprall von Baugeräten gegen Unterstützungen, z.B. von Hilfsbrücken,
 - Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen,
 - Auskolkungen vor der Baugrubenwand,
 - kurzzeitige Lasten, z.B. beim Prüfen, Überspannen oder Lösen von Steifen oder Ankern.

2.3 Bemessungssituationen

Im übrigen konstruktiven Ingenieurbau ist es üblich, das gleichzeitige Auftreten von veränderlichen Einwirkungen über Lastkombinationen und ψ -Beiwerte zu erfassen. Abweichend davon waren sich die Arbeitsausschüsse, welche die DIN 1054, die EAB und die EAU zu erarbeiten hatten, darin einig, für geotechnische Bauwerke statt dessen die bewährten Lastfälle beizubehalten. Weiterhin waren wir uns darin einig, daß beim Auftreten von selten oder einmalig auftretenden planmäßigen Einwirkungen sowie in Bauzuständen wie bisher eine Herabsetzung des rechnerischen Sicherheitsniveaus angemessen sein sollte.

- a) Dementsprechend werden in der neuen EAB die bereits genannten Einwirkungskombinationen wie folgt eingeordnet:

- Der Regelfall ist dem Lastfall LF 2 zugeordnet.
 - Der Sonderfall ist dem neu eingeführten Lastfall LF 2/3 zugeordnet.
 - Der Ausnahmefall ist dem Lastfall LF 3 zugeordnet.
- b) Lediglich in drei Situationen sind die Teilsicherheitsbeiwerte des Lastfalls LF 1 maßgebend:
- bei der Bemessung von Steifen wegen der Knickempfindlichkeit.
 - beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei Baugruben neben Bauwerken wegen der Gefahr von Wandbewegungen,
 - beim Nachweis der Geländebruchsicherheit.

2.4 Bodenkenngrößen

- a) Die bisherige Empfehlung EB 2 enthielt nur drei kurze Absätze. In zwei Absätzen wurde auf die DIN 1055 Teil 2 verwiesen, der dritte Absatz regelte den Ansatz einer Kapillarkohäsion von $c = 2,0 \text{ kN/m}^2$. In der neuen Fassung ist dieser Hinweis auf die DIN 1055 Teil 2 entfallen, weil der Entwurf für diese Norm aufgrund von Einsprüchen immer weiter abgespeckt wurde. Zusammen mit den Kollegen vom Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" waren wir der Meinung, daß die bereits vorgenommenen Rückschnitte am ursprünglichen Entwurf der DIN 1055 Teil 2 den Wert dieser Norm erheblich beeinträchtigt haben. Wir haben daher vereinbart, im wesentlichen den ursprünglichen Entwurf für die Neufassung als Empfehlung zu veröffentlichen. Auch in der EAU 2004 ist diese Vereinbarung bereits umgesetzt.
- b) Sowohl in der Neufassung der DIN 1055 Teil 2 als auch in der neuen EAB und in der neuen EAU finden sich im wesentlichen folgende Änderungen:
- Mittelwerte der Wichte anstelle von oberen Werten,
 - Charakteristische Werte anstelle von c_{al} -Werten,
 - Angaben zur Kapillarkohäsion nichtbindiger Böden,
 - Aufteilung der bindigen Böden in 6 Gruppen anstelle von bisher 4 Gruppen,
- Die bisherigen Angaben zur Erddruckermittlung sind entfallen.
- c) Der entscheidende Unterschied von EAB und EAU gegenüber der neuen DIN 1055-2 liegt in den Angaben zur Scherfestigkeit:
- Die neue DIN 1055-2 wird wie bisher sehr vorsichtige Werte angeben, die auch ohne Mitwirkung eines Sachverständigen verwendet werden können, z.B. $\varphi' = 22,5^\circ$ für mitteldicht gelagerten nichtbindigen Boden.
 - EAB und EAU geben darüber hinaus auch höhere Werte für Reibungswinkel und Kohäsion an, die zu erwarten sind, wenn ein Baugrundsachverständiger aufgrund eigener Erfahrungen die vorhandenen Untersuchungsergebnisse bewertet oder zusätzliche Baugrunduntersuchungen vornimmt, z.B. $\varphi' = 22,5^\circ - 27,5^\circ$ für mitteldicht gelagerten nichtbindigen Boden.

Mit der Angabe der Spannen soll ein Anreiz geschaffen werden, mehr Baugrunduntersuchungen anzuordnen als bisher, weil in der Regel die Mehrkosten von Baugrunduntersuchungen weit geringer sind als die Kosteneinsparungen an der Baugrubenkonstruktion durch günstigere Angaben zur Scherfestigkeit.

2.5 Erddruckneigungswinkel

Eine große Rolle bei der Ermittlung von Erddruck und Erdwiderstand spielt der Winkel, der sich zwischen der Krafrichtung und der Normalen auf die Wand einstellt. Diese Frage wurde bisher im wesentlichen in EB 4, Absatz 2 behandelt. Jetzt ist eine eigene Empfehlung EB 89 daraus geworden:

- a) In Anlehnung an die geplante Neufassung der DIN 4085 werden nunmehr zwei Begriffe unterschieden:
 - Als Wandreibungswinkel wird der physikalisch größtmögliche Winkel zwischen der Krafrichtung und der Normalen zur Wand bezeichnet.
 - Als Erddruckneigungswinkel wird der Winkel zwischen der Krafrichtung und der Normalen zur Wand bezeichnet, der sich unter den gegebenen Randbedingungen tatsächlich einstellen kann.
- b) In Anlehnung an die bisherige und die geplante Neufassung der DIN 4085 wurden die Begriffe "verzahnt", "rauh", "weniger rauh" und "glatt" eingeführt und erläutert.

2.6 Nachweis der Standsicherheit

Die grundlegende Änderung durch das neue Sicherheitskonzept liegt in den neuen Festlegungen zum Nachweis der Einbindetiefe, der Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen und der Bemessung der Einzelteile:

- a) Nach dem Globalsicherheitskonzept sind wir bei einer Spundwand wie folgt vorgegangen:
 - Festlegung der Auflagerung im Boden: frei aufgelagert oder bodenmechanisch eingespannt.
 - Ermittlung des aktiven Erddruckes aus Bodeneigengewicht und großflächiger Auflast, gegebenenfalls auch aus Kohäsion und weiteren Nutzlasten.
 - Ermittlung des Erdwiderstandes und Abminderung mit η_p .
 - Überlagerung des aktiven Erddruckes mit dem abgeminderten Erdwiderstand.
 - Bei gestützten Spundwänden anschließend Umlagerung des Erddruckes von Geländeoberfläche bis Belastungsnulldruckpunkt in eine wirklichkeitsnahe Lastfigur.
 - Ermittlung der Einbindetiefe nach BLUM bei freier Auflagerung bzw. bei bodenmechanischer Einspannung.
 - Ermittlung der Schnittgrößen mit Stabwerksprogramm.
 - Bemessung der Einzelteile nach dem Ansatz $\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul}$.
- b) Wegen der strengen Trennung von Einwirkungen und Widerständen ist die Überlagerung von Erddruck und abgemindertem Erdwiderstand nicht mehr zulässig. Damit ändert sich beim Teilsicherheitskonzept der Rechenweg:
 - Festlegung der Auflagerung im Boden: frei aufgelagert oder bodenmechanisch eingespannt.
 - Annahme der erforderlichen Einbindetiefe.
 - Ermittlung des charakteristischen aktiven Erddruckes aus Bodeneigengewicht und großflächiger Auflast, gegebenenfalls auch aus Kohäsion und weiteren Nutzlasten.

- Umlagerung des Erddruckes aus Bodeneigengewicht, großflächiger Auflast und ggf. aus Kohäsion von Geländeoberfläche bis Baugrubensohle oder tiefer in eine wirklichkeitsnahe Lastfigur.
- Ermittlung der Auflagerkräfte $B_{Gh,k}$ und $B_{Qh,k}$ bei der gewählten Auflagerung im Boden.
- Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes.
- Erhöhung der Auflagerkräfte: $B_{h,d} = B_{Gh,k} \cdot \gamma_G + B_{Qh,k} \cdot \gamma_Q$.
- Abminderung des Erdwiderstandes: $E_{ph,d} = E_{ph,k} / \gamma_{Ep}$.
- Nachweis der Grenzzustandsbedingung: $B_{h,d} \leq E_{ph,d}$.
- Ggf. Iteration der Einbindetiefe bis: $B_{h,d}^{\sim} = E_{ph,d}$.
- Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen in den Einzelteilen.
- Nachweis der Grenzzustandsbedingung $E_d \leq R_d$ für alle Einzelteile.

c) Der bisherige Weg hatte folgende Vorteile:

- Zum einen ließ sich mit Hilfe des Verfahrens von BLUM zielsicher die erforderliche Einbindetiefe ermitteln.
- Zum anderen gab es durch den Ansatz eines festen Auflagers in Höhe der Resultierenden des verbleibenden Erdwiderstandes keine groben Fehler bei der Ermittlung von Schnittgrößen und Verformungen.
- Außerdem konnte der Erddruck aus veränderlichen Einwirkungen dem Erddruck aus ständigen Einwirkungen überlagert werden.

d) Den Verlust der ersten beiden Vorteile müssen wir hinnehmen. Das bisherige Verfahren ist nur noch für Vorbemessungen anwendbar. Zum dritten Punkt aber haben wir die Empfehlung EB 104 erarbeitet, nach der es zulässig ist, in der Regel

- den Erddruck aus veränderlicher Last mit dem Faktor γ_Q/γ_G zu vergrößern und
- die Schnittgrößen bei der Bemessung nur noch mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G zu vergrößern.

Damit lassen sich erhebliche Vereinfachungen bei der Schnittgrößenermittlung erzielen.

3. Erddruck und Wasserdruck

3.1 Ersatzreibungswinkel

Bereits in der 1. Auflage der EAB wurde der sogenannte Mindesterdrruck eingeführt. Damit wurde eine einfache Regelung getroffen für den Fall, daß bei bindigem Boden der negative Erddruck aus Kohäsion den Erddruck aus Bodeneigengewicht weitgehend oder ganz aufzehrt. Seitdem gibt es die Mindesterdrruckbeiwerte $K_{ach} = 0,20$ und $K_{ach} = 0,15$.

Anstelle dieser Mindesterdrruckbeiwerte wurden nunmehr in der 4. Auflage die Ersatzreibungswinkel $\varphi_{Ers} = 40^\circ$ und $\varphi_{Ers} = 45^\circ$ eingeführt. Damit kann der Einfluß des Erddruckneigungswinkels berücksichtigt werden, gegebenenfalls auch der Einfluß einer Wandneigung und einer Geländeneigung.

3.2 Rechteckförmige Lastfigur mit Korrekturfaktoren

Bereits in der 1. Auflage der EAB spielte die Erddruckumlagerung eine große Rolle. Als wertvolle Hilfe wurde als Vereinfachung das Erddruckrechteck angeboten mit Korrekturfaktoren für die Schnittgrößen in Abhängigkeit von der Anzahl und Anordnung der Steifen. In der 2. Auflage kamen dann genauere Lastfiguren hinzu. Auch in der 3. Auflage gab es unverändert beide Möglichkeiten.

Inzwischen haben sich die genaueren Lastfiguren weitgehend durchgesetzt, das Erddruckrechteck mit Korrekturfaktoren hat ausgedient. In der 4. Auflage der EAB finden Sie nur noch einen Hinweis auf die 3. Auflage. Man kann somit das Erddruckrechteck mit Korrekturfaktoren durchaus weiter benutzen und sich auch weiterhin auf die EAB berufen.

3.3 Untere Begrenzung der Lastfigur

Sofern eine Erddruckumlagerung zu erwarten war, wurde in der Vergangenheit in aller Regel die untere Begrenzung der Lastfigur

- bei Trägerbohlwänden in Höhe der Baugrubensohle,
- bei Spundwänden und Ortbetonwänden in Höhe des Belastungsnullpunktes

festgelegt.

Beim Teilsicherheitskonzept gibt es die Überlagerung des Erddruckes mit dem abgeminderten Erdwiderstand nicht mehr. In der Empfehlung EB 16 wird nunmehr empfohlen, die Erddruckumlagerung auch bei Spundwänden und Ortbetonwänden von Geländeoberfläche bis Baugrubensohle vorzunehmen, wenn kein Anlaß besteht oder absichtlich geschaffen wird, der die untere Begrenzung bei einem tiefer gelegenen Punkt als wirklichkeitsnah erwarten läßt. Im Grenzfall kann die untere Begrenzung

- in Höhe des Wandfußes bei freier Auflagerung im Boden,
- in Höhe des theoretischen Einspannpunktes bei bodenmechanischer Einspannung angenommen werden.

3.4 Berücksichtigung der Kohäsion beim Erddruck aus Nutzlasten

In den bisherigen Auflagen der EAB war es freigestellt, den negativen Erddruck infolge von Kohäsion wahlweise

- beim Erddruck aus Bodeneigengewicht oder
- beim Erddruck aus Nutzlast

zu berücksichtigen. Die entsprechenden Absätze in den Empfehlungen EB 6 und EB 72 sind inzwischen gestrichen worden, da sie zu Unklarheiten geführt haben. Außerdem schien es es uns ohnehin besser, den Erddruck, der sich aus dem Zusammenwirken von Wichte, Reibung und Kohäsion ergibt, als eine Einheit zu behandeln.

3.5 Wasserdruck

- a) In der neuen DIN 1054 ist bereits geregelt, daß auch die Schnittgrößen aus einem veränderlichen Wasserdruck mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G für ständige Einwirkungen belegt werden darf. Der veränderliche Anteil des Wasserstandes ist in der Regel durch

die Oberkante der Baugrubenwand festgelegt. Unter diesen Umständen ist es nicht gerechtfertigt, den größeren Teilsicherheitsbeiwert γ_Q zu verlangen.

- b) Darüber hinaus wird in der überarbeiteten Empfehlung EB 63 erlaubt, den Wasserdruck auf der Innenseite der Baugrube gegen den Wasserdruck auf der Außenseite aufzurechnen und die Wasserdruckdifferenz als eine charakteristische Einwirkung zu behandeln. Dies ist auch im Sinne der DIN 1055-100 korrekt, da es sich im Fall einer Baugrube um die gleiche Ursache, nämlich das Grundwasser handelt. Bei einer Schleuse wäre dies anders. Da ist der Wasserdruck in der Schleuse unabhängig vom Wasserdruck des Grundwassers.

Schlußbemerkung

Weitere Regelungen zur Umsetzung des Teilsicherheitskonzeptes in der 4. Auflage der EAB werden in den nachfolgenden Vorträgen erläutert.

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik

Geotechnik – Seminar

Die neue EAB mit dem Teilsicherheitskonzept

Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen bei Verbauwänden

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Bernhard Walz
Bergische Universität Wuppertal

Gliederung

1. Vorbemerkung
2. Belastung
3. Statisches System
4. Ermittlung der Einbindetiefe
5. Berechnung der Auflagerkräfte
6. Bodenmechanische Nachweise
7. Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen
8. Teilweise eingespannte Wand
9. Bewertung der bodenmechanischen Einspannung
10. Literaturhinweise

Anhang A: Berechnung eines Beispiels

Anhang B: Das Nomogrammverfahren von Blum zur Berechnung einer einfach gestützten, im Boden voll eingespannten Wand bei Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes

27. Oktober 2006

1 Vorbemerkung

Die DIN 1054 sieht vor, dass für eine hinsichtlich aller Abmessungen vollständig entworfenen Baugrubenwand die Nachweise der Standsicherheit (GZ 1) und der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) geführt werden. Die hierfür anwendbaren Berechnungsverfahren sind in Kapitel 4 der EAB beschrieben. Nachfolgend wird von diesen Verfahren das analytische Trägermodell verwendet, das in der Regel für die Bemessung einer einfachen Baugrubenwand eingesetzt wird.

Um zu einem Entwurf für eine Baugrubenwand als Voraussetzung für den Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu kommen – insbesondere um eine maßgebende Einbindetiefe der Wand anzusetzen, muss für eine gegebene Baugrubensituation zunächst die Belastung der Baugrubenwand bestimmt werden. Dann wird das statische System der Wand festgelegt. Hieraus wird die maßgebende Einbindetiefe der Wand nach dem Kriterium ermittelt, dass eine ausreichende Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor der Wand besteht. Mit dieser Einbindetiefe kann der Entwurf für die Baugrubenwand vollständig aufgestellt werden. Dann folgen die Berechnung der Auflagerkräfte, die bodenmechanischen Nachweise und die Ermittlung der Schnittgrößen, die für den Nachweis der „inneren“ Standsicherheit der Bauteile maßgebend sind. Die Vortragsfolge spiegelt so die Vorgehensweise bei Entwurf und Bemessung einer einfachen Baugrubenwand wieder. Die Ausführungen werden begleitet von einem Beispiel (Anhang A).

2 Belastung

Die Berechnung beginnt mit dem Ansatz der Belastung. Bei Baugrubenwänden gilt (Abb. 1):

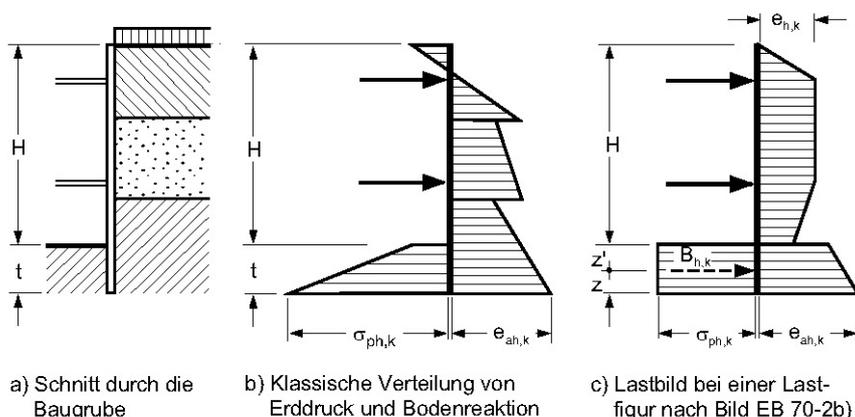


Abb. 1: Lastbildermittlung für gestützte Spundwände und Ortbetonwände bei Ansatz des aktiven Erddrucks und freier Auflagerung in bindigem Boden (Bild EB 16-1)

- Belastung wird auf der Erdseite vom Wandkopf bis zum realen bzw. bei (im Sinne von Blum) eingespannten Systemen bis zum theoretischen Fußpunkt angesetzt. Da der Fußpunkt noch nicht bekannt ist, wird die Belastung unterhalb der Baugrubensohle als Funktion der Tiefe t formuliert.
- Der (belastende) Erddruck wird als aktiver oder als erhöhter aktiver Erddruck angesetzt, wobei die bisherige Verfahrensweise generell gültig bleibt.
- Der Erddruck aus Bodeneigengewicht, geg. aus Kohäsion und einer großflächigen Gleichlast bis $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$ ist bei wenig nachgiebig gestützten Baugrubenwänden umzulagern. Für die Umlagerung werden wirklichkeitsnahe Lastfiguren angeboten. Die vereinfachte rechteckige Lastfigur, bei der nachträglich die Auflagerkräfte vergrößert werden müssen und das Feldmoment abgemindert werden darf, wird in der 4. Auflage der EAB nicht mehr explizit dargestellt; es findet sich lediglich ein Hinweis auf die entsprechenden Empfehlungen in der dritten Auflage.
- Wasserdruck wird als hydrostatischer Druck angesetzt, wobei die Differenz des Wasserdruckes auf der Erdseite und der Baugrubenseite als Belastung wirkt. Wasserdruck kann auch unter Berücksichtigung der Strömung angesetzt werden, wobei die Auswirkung der Wasserströmung auf die wirksame Bodenwichte zu berücksichtigen ist.

Bis auf den für die Lastumlagerung empfohlenen Wandbereich und die konsequente Trennung von ständigen und veränderlichen Lasten folgt die EAB in der 4. Auflage im Wesentlichen den Angaben zur Belastung in der dritten Auflage.

3 Statisches System

Die weitere Berechnung mit dem analytischen Trägermodell erfordert die Festlegung des statischen Systems des Trägers. Der Angriffspunkt eines Ankers oder einer Steife wird im Allgemeinen als (einwertiges) horizontal unverschiebliches Auflager angesehen.

Die Bodenreaktionsspannung $\sigma_{ph,k}$, die über den Ruhedruck hinausgehend durch Verschiebungen der Wand gegen den Boden im Einbindebereich entsteht, bildet ein weiteres Auflager. Hinsichtlich dieses Auflagers ist zwischen einer frei aufgelagerten und einer voll bzw. teilweise eingespannten Wand zu unterscheiden.

- Für eine **freie Auflagerung** der Wand im Boden bietet die EAB mehrere Möglichkeiten für die Verteilung der Bodenreaktion an (Abb. 2), in deren Schwerpunkt zunächst ein (einwertiges) horizontal unverschiebliches Auflager angenommen werden darf.

- Für eine **Einspannung** der Wand im Boden wird die Modell-Vorstellung von Blum herangezogen. In der Abb. 3 ist vereinfacht die (wirklichkeitsnahe) Bodenreaktion im Einbindebereich vor der Wand mit einer durchgehenden Schraffur hervorgehoben.

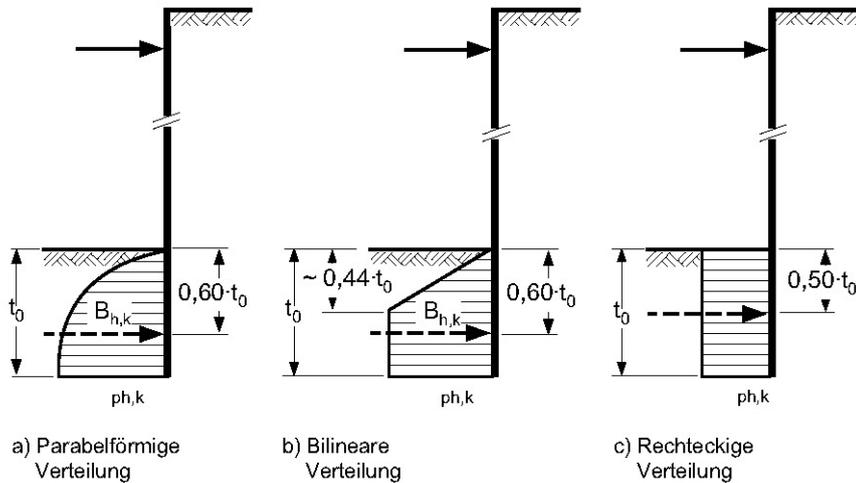


Abb. 2: Beispiele für den Ansatz der Bodenreaktion bei freier Auflagerung im Boden (Bild EB 80-1)

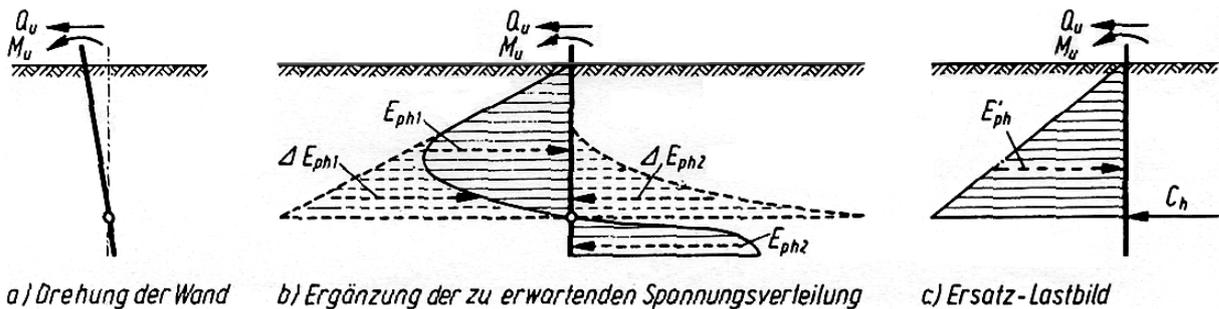


Abb. 3: Umwandlung der zu erwartenden Spannungsverteilung in das Ersatz-Lastbild von Blum (Quelle: Weißenbach: Baugruben, Teil 3)

Der Ansatz von Blum fügt eine Spannungsfläche so dazu, dass die Bodenreaktion bis zum theoretischen Fußpunkt linear mit der Tiefe ansteigt. Zum Ausgleich wird eine gleich große Spannungsfläche auf der Erdseite der Wand hinzugefügt, die zusammen mit der unterhalb des Drehpunktes der Wand (theoretischer Fußpunkt) entstehenden Bodenreaktion die gesamte Ersatzkraft $C_{h,k}$ bildet, die im theoretischen Fußpunkt angreift. In Abb. 3 ist dieses für den Erdwiderstand dargestellt; es wird angenommen, dass die gleiche Überlegung auch für die Bodenreaktion, die nur einen Teil des Erdwiderstandes in Anspruch nimmt, gültig ist. Der Ansatz gilt sowohl für die nicht gestützte, im Boden eingespannte Wand als auch für die im Wandkopfbereich gestützte und im Boden eingespannte Wand. Bei der einfach gestützten Wand wird

unterhalb des theoretischen Fußpunktes eine „Rückdrehung“ der Wand vorausgesetzt.

Schließlich ist noch ein (einwertiges) vertikal unverschiebliches Auflager am Wandfuß anzubringen. So entstehen die statischen Systeme der Abb. 4 für das analytische Trägermodell, wobei in Abb. 4 auch für die im Boden frei aufgelagerte Wand eine lineare Zunahme der Bodenreaktion mit der Tiefe dargestellt ist.

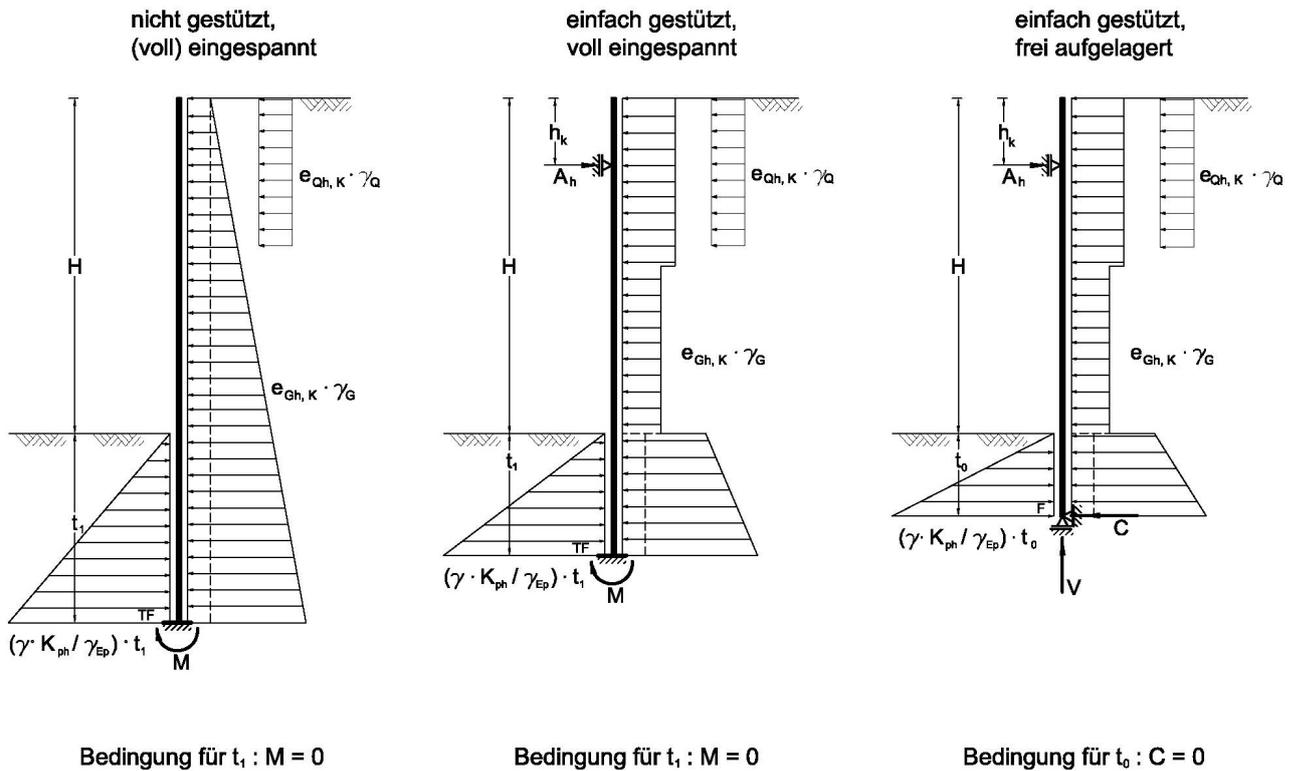


Abb. 4: Systeme und Belastung zur Ermittlung der Einbindetiefe

Das zweiwertige Auflager im Fußpunkt der im Boden frei aufgelagerten Wand lässt eine Drehung, aber keine Verschiebung zu. Das dreiwertige Auflager im theoretischen Fußpunkt der im Boden voll eingespannten Wände (nicht gestützt und einfach gestützt) stellt zusätzlich die Bedingung der vertikalen Tangente der Biegelinie sicher.

4 Ermittlung der Einbindetiefe

Für die Ermittlung der Einbindetiefe ist es erforderlich, die **Bemessungswerte** der **Belastung** und des **Widerstandes** auf das Trägermodell aufzubringen. Die Belastung wird hierzu (siehe Abb. 4) mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G bzw. γ_Q vergrößert und der Erdwiderstand mit γ_{Ep} abgemindert. Sowohl die erhöhte Belastung als auch der abgeminderte Erdwiderstand sind unterhalb der Baugrubensohle von der zu ermittelnden

Einbindetiefe t_0 bzw. t_1 abhängig. Die für eine ausreichende Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor der Wand erforderliche Einbindetiefe t_0 bzw. t_1 wird wie folgt ermittelt:

- Bei Verwendung eines **Stabwerksprogramms** werden System und Belastung eingegeben, wobei der Bemessungswert des Erdwiderstandes als „negative“ Belastung aufgefasst wird. t_1 bzw. t_0 sind zu variieren, bis die in Abb. 4 angegebene Bedingung im Fußauflager erfüllt ist.
- Bei **Handrechnung** ergibt sich bei der nicht gestützten, im Boden eingespannten Wand und bei der einfach gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand aus $\Sigma M = 0$ um den theoretischen Fußpunkt bzw. um den Stützpunkt (Anker bzw. Steife) eine Gleichung, in der neben einer Konstanten die gesuchte Einbindetiefe t_1 bzw. t_0 in dritter, zweiter und erster Potenz enthalten ist. Diese Gleichung wird – wie bisher – durch Probieren, Nullstellenfindung oder mit einem Nomogramm gelöst. Die Tiefe t_1 der einfach gestützten, im Boden voll eingespannten Wand kann mit dem „Nomogrammverfahren“ nach Blum gefunden werden, wie im Anhang B an einem Beispiel gezeigt wird.

Diese Verfahrensweise zur Ermittlung der Einbindetiefe entspricht im Wesentlichen dem Berechnungsablauf bei dem bisherigen Konzept des globalen Sicherheitsbeiwertes η . Das wird noch deutlicher, wenn – wie in der EAB vorgeschlagen wird – die **charakteristischen Werte der Belastung** verwendet werden, der **Erdwiderstand dann aber mit einem Faktor $\gamma_{GQ} \cdot \gamma_{Ep}$ abgemindert** wird; γ_{GQ} ist ein mittlerer Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen; z.B. ist für den Lastfall 2 $\gamma_{GQ} \cdot \gamma_{Ep} \approx 1,60$.

Bei **zwei- und mehrfach gestützten Baugrubenwänden** kann die Einbindetiefe nicht (ohne Angabe zusätzlicher Bedingungen) ermittelt, d.h. berechnet werden. Sie wird konstruktiv oder nach anderen Kriterien gewählt, z.B. nach der Tiefenlage einer gering wasserdurchlässigen Schicht. Dann entfällt der Arbeitsschritt „Ermittlung der Einbindetiefe“ und es sind direkt die Auflagerkräfte mit der vorgegebenen Einbindetiefe zu berechnen, wobei in einfachen Fällen als statisches System ein Durchlaufträger auf mehreren Stützen angenommen werden kann (siehe EAB). Gegebenenfalls sind Verfahren anzuwenden, welche die relative Steifigkeit zwischen Boden und Wand berücksichtigen (Bettungsmodulverfahren oder FE-Methode).

5 Berechnung der Auflagerkräfte

Mit der so ermittelten Einbindetiefe wird der (endgültige) Entwurf aufgestellt und für diesen der charakteristische Wert der Belastung bis zum Fußpunkt, bei im Boden voll

eingespannten Wänden bis zum theoretische Fußpunkt, bestimmt. Nun folgt die Berechnung der Auflagerkräfte, wobei von den in Abb. 5 dargestellten Systemen ausgegangen wird.

- Bei **freier Auflagerung** der Wand im Boden und einfacher Stützung durch Steifen oder Anker sind die Auflagerkräfte aus horizontaler Belastung an einem Balken auf zwei Stützen (Abb. 5a), bei mehreren Steifen- oder Ankerlagen an einem Durchlaufträger zu ermitteln. Wird eine linear mit der Tiefe zunehmende Bodenreaktion angenommen, ist es sinnvoll, von dem in Abb. 4 rechts dargestellten System auszugehen. Die Ordinate $\sigma_{ph,k}$ der Bodenreaktion am Wandfuß ergibt sich (bei nun bekanntem t_0) aus der Bedingung, dass die Auflagerkraft $C = 0$ wird aus ΣM_{Anker} . Die vertikale Auflagerlast ergibt sich aus der Summe der vertikalen Einwirkungen (Wandeigengewicht, Vertikalkomponente des belastenden Erddrucks, Vertikalkomponente der Ankerkraft usw.).
- Bei voller **Einspannung im Boden** wird die linear mit der Tiefe anwachsende Bodenreaktion als „negative“ Belastung betrachtet und die Lastordinate $\sigma_{ph,k}$ so berechnet, dass das Einspannmoment Null wird. Dies kann bei festgehaltener Tiefe t_1 iterativ mit einem **Stabwerksprogramm** erfolgen oder bei **Handrechnung** mithilfe des hierfür umgearbeiteten Nomogrammverfahrens nach Blum (siehe Anhang B).

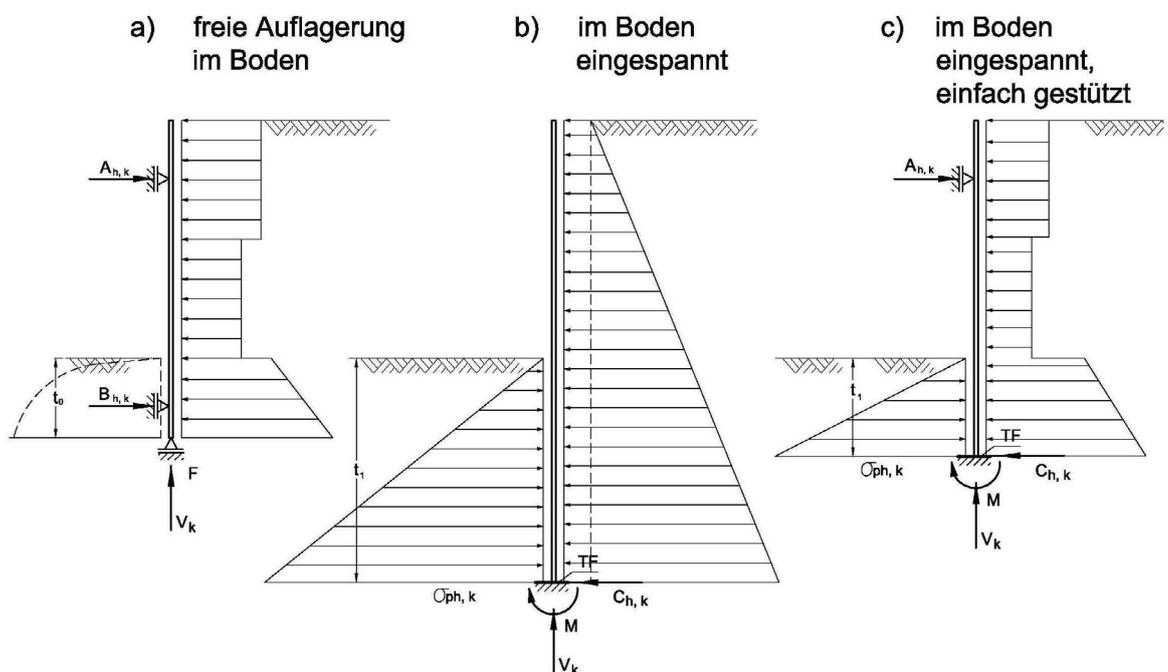


Abb.5: Statisches System und Auflagerkräfte

Die Ersatzkraft $C_{h,k}$ bzw. auch die Stützkraft $A_{h,k}$ ergeben sich als die zugehörigen horizontalen Auflagerkräfte. Die vertikale Auflagerlast wird auch bei den eingespannten Wänden aus der Summe der vertikalen Belastungen gebildet.

6 Bodenmechanische Nachweise

6.1 Nachweis der Vertikalkomponente der Bodenreaktionskraft

Bei den Berechnungen wird vorausgesetzt, dass die Bodenreaktionskraft B_k unter dem gleichen Winkel δ_p zur Horizontalen auf die Wand als „Auflagerkraft“ wirkt, wie der ihr entgegenwirkende Widerstand (Erddruck). Dieses hat bei der voranstehend erläuterten Berechnung keine Rolle gespielt, da nur Horizontalkräfte betrachtet wurden. Bevor für den Nachweis der ausreichenden Einbindetiefe der unter δ_p geneigte Erddruck berechnet wird, muss nachgewiesen werden, dass die **Vertikalkomponente $B_{v,k}$** der Bodenreaktion B_k **nicht größer ist als die Summe V_k** aller von oben nach unten gerichteten charakteristischen Einwirkungen, da anderenfalls die Neigung der Bodenreaktion unter dem Winkel δ_p physikalisch nicht auftreten kann. Für eine im Boden voll oder teilweise eingespannte Wand gilt:

$$B_{v,k} \leq G_k + E_{av,k} + A_{v,k} + C_{v,k} \quad \text{mit } V_k = G_k + E_{av,k} + A_{v,k} \quad \rightarrow \quad B_{v,k} \leq V_k + C_{v,k}$$

Diese Bedingung wird als **vereinfachter Nachweis** bezeichnet.

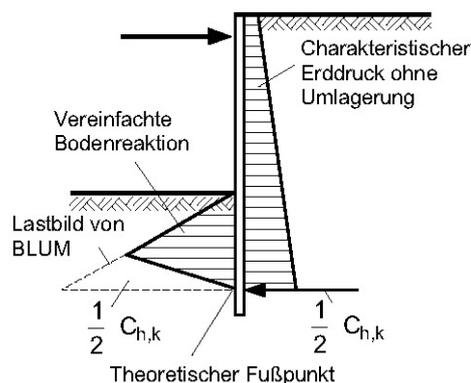


Abb. 6: Wirksamer Anteil der Bodenreaktion bei Einspannung im Boden nach Blum (Bild EB 9-1)

Die jeweiligen vertikalen Kraft-Komponenten berechnen sich aus den bekannten horizontalen Komponenten durch Multiplikation mit dem Tangens des jeweiligen Neigungswinkels der Kraft. Hierbei wird angenommen, dass die Ersatzkraft C_k unter einem Winkel von $\delta_c = + 1/3 \cdot \varphi_k$ auf die Wandrückseite wirkt.

Gemäß Abb. 6 ist der **genauere Nachweis** mit folgender Bedingung zu führen:

$$(B_{h,k} - \frac{1}{2} \cdot C_{h,k}) \cdot \tan \delta_p \leq G_k + E_{av,k} + A_{v,k} + \frac{1}{2} \cdot C_{h,k} \cdot \tan \delta_c$$

Die Bodenreaktion $B_{h,k}$ wird - der wirklichkeitsnahen Betrachtung entsprechend - gemäß Abb. 6 um $\frac{1}{2} \cdot C_{h,k}$ vermindert, so dass im theoretischen Fußpunkt auf der Wandrückseite auch nur noch $\frac{1}{2} \cdot C_{h,k}$ angreift.

Bei freier Auflagerung der Wand im Boden entfällt die Kraft C_k und bei einer nicht durch Anker gestützten Wand die Kraft A_k .

Bei einer verankerten Wand mit einer mittleren Ankerneigung $\alpha_A \geq 15^\circ$ darf auf diesen Nachweis verzichtet werden.

6.2 Nachweis ausreichender Einbindetiefe

- Bei einer im Boden **frei aufgelagerten Wand** ist die Auflagerkraft $B_{h,k}$ der charakteristische Wert der Beanspruchung des Bodens im Einbindebereich t_0 .
- Bei **im Boden eingespannten Systemen** wird aus der Bodenreaktion $\sigma_{ph,k}$ die Auflagerkraft $B_{h,k} = 0,5 \cdot \sigma_{ph,k} \cdot t_1$ berechnet. Diese ist der charakteristische Wert der Beanspruchung des Bodens im Bereich der Einbindetiefe t_1 .
- Die Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor der Wand ist nachgewiesen, wenn die Bedingung

$$B_{Gh,k} \cdot \gamma_G + B_{Qh,k} \cdot \gamma_Q \leq E_{ph,k} / \gamma_{Ep} \quad \text{erfüllt ist.}$$

- Der charakteristische Wert des Erdwiderstandes $E_{ph,k}$ wird für den Wandbereich t_0 bzw. t_1 unter Ansatz des angenommenen Neigungswinkels für den Erdwiderstand mit gekrümmten Gleitflächen berechnet. Bis zu gewissen Grenzwerten von Reibungswinkel φ_k und Neigungswinkel δ_p ist nach EAB die Anwendung gerader Gleitflächen erlaubt.

6.3 Nachweis für die Auflagerkraft $C_{h,k}$

Zum Nachweis bzw. zur „Ermittlung“ der Einbindetiefe bei einer im Boden eingespannten Wand gehört auch die Festlegung des **Tiefenzuschlages** unterhalb des theoretischen Fußpunktes. Hiermit wird sichergestellt, dass die Ersatzkraft $C_{h,k}$ nicht einen Aufbruch des Bodens hinter der Wand auslöst. Nach EB 26, Absätze 6 und 7 sind zwei Nachweise möglich:

- Zuschlag $\Delta t_1 \geq 0,2 \cdot t_1$.

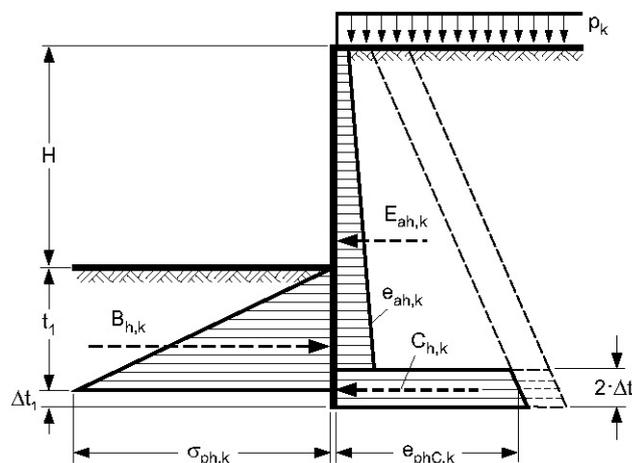


Abb. 7: Aufnahme der Ersatzkraft $C_{h,k}$ am Fuß einer im Boden eingespannten Wand nach Lackner (Bild EB 26-3)

- Genauerer Nachweis nach LACKNER (Abb.7): $\Delta t_1 \geq C_{h,d} / (2 \cdot e_{phC,d})$. Hierin sind $C_{h,d}$ der Bemessungswert der Ersatzkraft C , der sich aus $C_{h,k}$ mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Beanspruchungen (Einwirkungen) berechnet und $e_{phC,d}$ der Bemessungswert der Erdwiderstandsspannung in der Tiefe des theoretischen Fußpunktes auf der Erdseite der Stützwand. Wird der genauere Nachweis geführt, ist zusätzlich die Bedingung $\Delta t_1 \geq 0,1 \cdot t_1$ einzuhalten.

6.4 Weitere Nachweise

- Die Auflagerkraft $A_{h,k}$ ist der charakteristische Wert der Beanspruchung des Ankers (bzw. der Steife). Die Nachweise der Standsicherheit des Ankers (Nachweis gegen Herausziehen des Verpresskörpers und gegen Bruch des Ankerzuggliedes) sowie der ausreichenden Ankerlänge (Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge) werden hier nicht behandelt.
- Der vertikalen Auflagerlast V_k wirken die Wandreibung an der Vorderseite der Stützwand und der Spitzenwiderstand entgegen. Auf den Nachweis gegen Versinken der Wand wird hier nicht eingegangen.

7 Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen

Die charakteristischen Schnittgrößen werden (z.B. mit einem Stabwerksprogramm) unter Ansatz der charakteristischen Belastung und der charakteristischen Bodenreaktion im Bereich der Einbindetiefe berechnet.

Bei gestützten Wänden ist zu berücksichtigen, dass die Einwirkungen aus Bagger und Hebezeugen mit geringem Abstand von der Baugrubenkante bei der Ermittlung der Schnittgrößen im Hinblick auf günstig oder ungünstig wirkend einen anderen Einfluss haben können als beim Nachweis der Einbindetiefe.

- Bei im Boden **frei aufgelagerten Wänden** erhält man beim Ersatz der Bodenreaktion durch ein festes Auflager (gemäß Abb. 5a) fehlerhafte Biegemomente und unzutreffende Verschiebungen (Abb. 8):
 1. In Höhe des angenommenen Auflagers entsteht fälschlicherweise ein Kragmoment.
 2. Am Fußpunkt der Wand entsteht fälschlicherweise eine rückdrehende Verschiebung.

Es ist bei angestrebter wirklichkeitsnaher Berechnung der Schnittgrößen und der (elastischen) Verformungen der Wand sinnvoll, das feste Auflager an den Wandfuß

zu verschieben (dort ist dann $s = 0$) (siehe Abb.4 rechts) und die Bodenreaktion $\sigma_{ph,k}$ nach Abb. 2 so zu wählen, dass ihre Spannungsfläche gleich der Auflagerlast $B_{h,k}$ ist.

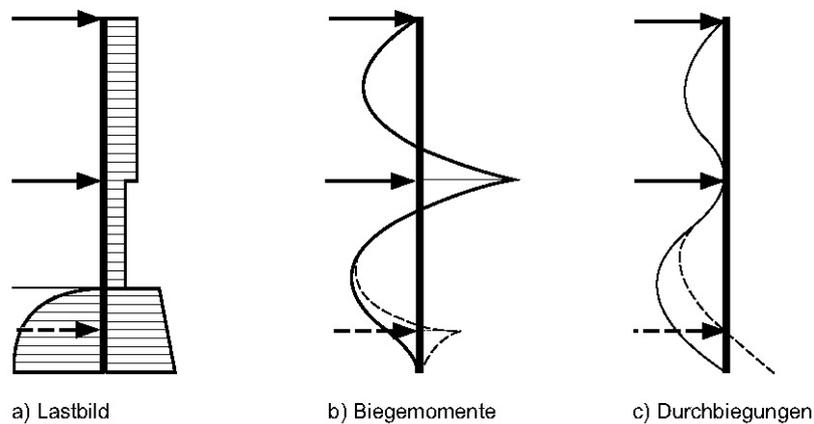


Abb. 8: Auswirkungen des Ersatzes der über die Einbindetiefe verteilten Bodenreaktion durch ein festes Auflager (Bild EB 11-1)

Diese Spannungsfläche wird als „negative“ Belastung aufgebracht. Bei erneuter Berechnung der Auflagerkräfte und der Schnittgrößen muss sich – als Kontrolle - die horizontale Auflagerkraft im Fußauflager zu Null ergeben.

Die Wandfußverschiebung zur Mobilisierung der Bodenreaktion $\sigma_{ph,k}$ kann mit Hilfe einer Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand abgeschätzt und zur (elastischen) Biegelinie der Wand aufaddiert werden.

- Bei im Boden **voll eingespannten Wänden** ergeben sich die charakteristischen Schnittgrößen unmittelbar mit den in Abb. 5b bzw. 5c dargestellten statischen Systemen aus dem charakteristischen Wert der Belastung und dem als „negative“ Belastung gedeuteten charakteristischen Wert der Bodenreaktion im Einbindebereich t_1 .

Sofern im Bereich unterhalb der Baugrubensohle mindestens mitteldicht gelagerter nichtbindiger Boden oder mindestens steifer bindiger Boden ansteht und die geradlinig mit der Tiefe zunehmende Verteilung der Bodenreaktion gewählt bzw. vorausgesetzt wird, darf bei der Ermittlung der Biegemomente, der Querkräfte und der Auflagerkräfte

- bei im Boden frei aufgelagerten Wänden entweder eine verringerte Einbindetiefe t_0 oder eine Teileinspannung mit der Tiefe t'_1 ,
- bei im Boden voll eingespannten Wänden eine verringerte Einbindetiefe t_1 ,
- bei im Boden teilweise eingespannten Wänden eine höherer Einspannwirkung zugrunde gelegt werden

Diese verringerte Einbindetiefe t_0 bzw. t_1 oder die Tiefe t'_1 bzw. die höhere Einspannwirkung darf mit dem reduzierten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Ep,red} = 1,00$ ermittelt werden.

8 Teilweise eingespannte Wand

Bei der einfach gestützten, im Boden teilweise eingespannten Wand wird die Einbindetiefe t'_1 im Bereich $t_0 < t'_1 < t_1$ gewählt. Das System der Abb. 9, bei dem die **Bemessungswerte** von Belastung und Widerstand angesetzt sind, ergibt mit den Gleichgewichtsbedingungen die Bemessungswerte der Auflagerkräfte $A_{h,d}$ und $C_{h,d}$. Werden die **charakteristischen Werte** der Belastung, die Bodenreaktion aber mit dem durch $\gamma_{GQ} \cdot \gamma_{Ep}$ **abgeminderten Erdwiderstand** angesetzt, berechnen sich die Auflagerlasten $A_{h,k}$ und $C_{h,k}$ aus den Gleichgewichtsbedingungen als charakteristische Größen.

Zur Definition eines Einspanngrades der teileingespannten Wand gegenüber der vollen Einspannung (100 %) können verschiedene Größen herangezogen werden, z. B. die Wandlänge unterhalb der Baugrubensohle (weniger geeignet), der Drehwinkel im theoretischen Fußpunkt (Verfahrensweise der EAU), das Feldmoment oder auch das Einspannmoment (unterhalb der Baugrubensohle).

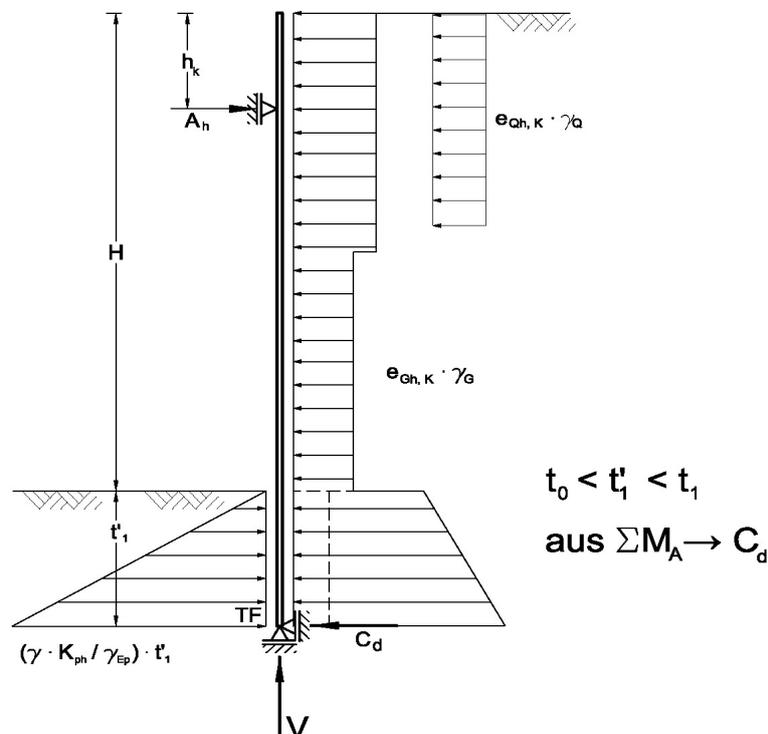


Abb. 9: Einfach gestützte, teilweise eingespannte Wand (mit Angabe der Bemessungswerte von Belastung und Widerstand)

Werden für ein teileingespanntes System die Schnittgrößen mit $\gamma_{Ep} = 1,00$ bei Aufrechterhaltung der Tiefe t_1 berechnet, erhöht sich der Einspanngrad. Dieses kann im Anwendungsfall eine erhebliche Umverteilung der Momente in Richtung auf die volle bodenmechanische Einspannung bewirken und zu einer wirtschaftlichen Bemessung führen.

9 Bewertung der bodenmechanischen Einspannung

Da bei den eingespannten Systemen nach Blum von einem linearem (und elastischem) Verhalten des Wandbaustoffes ausgegangen wird und die Steifigkeit des Bodens keine Rolle spielt, ist die Einbindetiefe, die zu einer „vollen bodenmechanischen Einspannung“ führt, für eine steife Schlitzwand genau so groß wie für eine biegeweiche Spundwand. Die Erzeugung der Ersatzkraft C erfordert aber eine sog. „Rückdrehung“ der Wand unterhalb des theoretischen Fußpunktes, die bei biegesteifen Systemen nur möglich ist, wenn z.B. der Stützpunkt im oberen Wandbereich nachgiebig ist. Die EAB führen daher aus, dass zwar bei Spundwand-Baugruben mit einer Einspannung gerechnet werden darf, biegesteife Ortbetonwände aber nur in dem eben erwähnten Fall der nachgiebigen Stützung als eingespannt gelten können. Gegebenenfalls sollten die Schnittgrößen bei Wänden, deren Einbindetiefe größer ist, als für eine freie Auflagerung erforderlich, mit Verfahren ermittelt werden, welche die relative Steifigkeit zwischen Boden und Wand berücksichtigen, d.h. mit dem Bettungsmodulverfahren bzw. mit der FE-Methode.

10 Literaturhinweise

Hettler, A. / Vega Ortiz, S. / Mumme, B.: Berechnung von Baugrubenwänden mit verschiedenen Methoden: Trägermodell, nichtlineare Bettung, Finite-Element-Methode. Bautechnik 83 (2006), Heft 1.

Anhang A: Berechnung eines Beispiels

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz, Bergische Universität Wuppertal

1 Abmessungen und Bodenkennwerte

Es werden die Einbindetiefe, die Schnittgrößen und die Biegelinie für eine durch Verpressanker einfach gestützte, im Boden (voll) eingespannte Spundwand (Profil Larssen 43 mit $I = 34900 \text{ cm}^4/\text{m}$ und $E = 210000 \text{ kN/m}^2$) ermittelt. Abmessungen, Bodenkennwerte und angesetzte Erddruckneigungswinkel siehe Abb. A.1. Das Grundwasser steht erst in größerer Tiefe an.

Neben der großflächigen Gleichlast von $p_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$ ist ein Bagger mit 30 t Gesamtgewicht (ohne Abstand von der Baugrube) mit einer 2,0 m breiten veränderlichen Ersatzlast von $q_k' = 110 \text{ kN/m}^2$ (Nutzlast) zu berücksichtigen.

Die Stützung durch die Verpressanker ist als näherungsweise unnachgiebig einzuordnen.

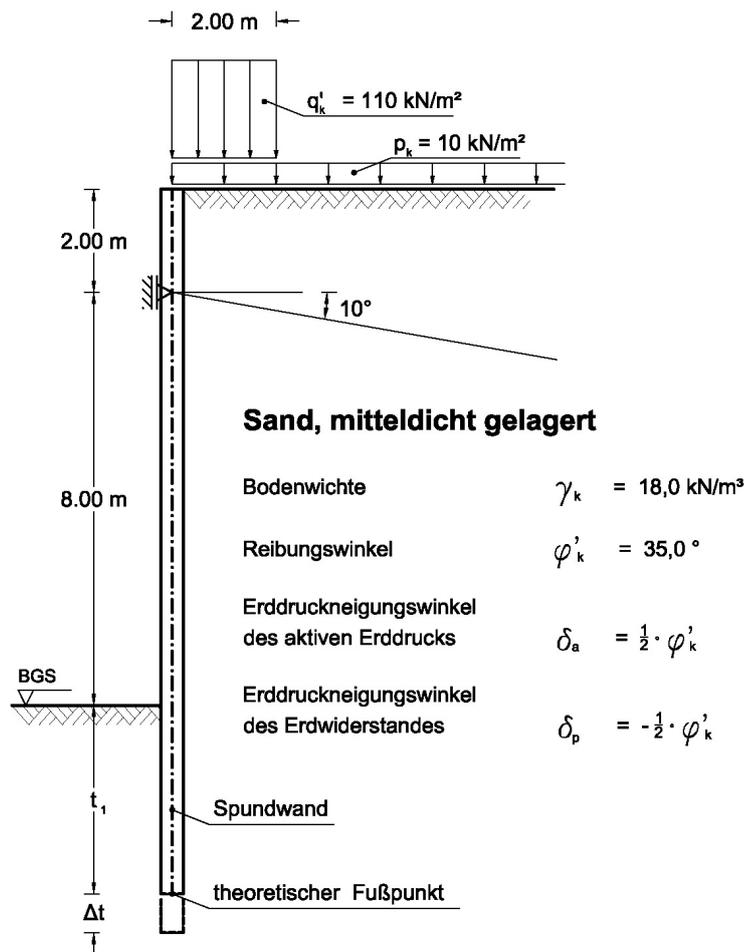


Abb. A.1: Abmessungen und Bodenkennwerte des Beispiels

2 Belastung

Als Einwirkung wird der aktive Erddruck angesetzt:

$$\varphi_k = 35,0^\circ ; \delta_a = 0,5 \cdot \varphi_k ; \alpha = \beta = 0^\circ : \rightarrow K_{agh} = K_{aph} = 0,235 ; \theta_a = 59,7^\circ$$

- Erddruck infolge von Bodeneigengewicht in Höhe der Baugrubensohle:

$$e_{agh,k} = K_{agh} \cdot \gamma \cdot z = 0,235 \cdot 18,0 \cdot 10,0 = 42,30 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck infolge von Bodeneigengewicht am theoretischen Fußpunkt:

$$e_{agh,k} = 42,30 + \gamma \cdot K_{agh,k} \cdot t_1 = 42,30 + 18,0 \cdot 0,235 \cdot t_1 = 42,30 + 4,23 \cdot t_1$$

(t_1 noch nicht bekannt)

- Erddruck aus großflächiger Gleichlast:

$$e_{aph,k} = p \cdot K_{aph} = 10,0 \cdot 0,235 = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

Der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht und großflächiger Gleichlast von $p_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$ (ständige Belastung) wird bis zur Baugrubensohle in eine abgestufte Rechteckfigur mit $e_{ho,k} : e_{hu,k} = 1,20$ umgelagert:

$$E_{ah,k} = 0,5 \cdot 42,30 \cdot 10,0 + 2,35 \cdot 10,00 = 235,00 \text{ kN/m}$$

$$E_{ah,k} = 0,5 \cdot 10,0 \cdot (e_{ho,k} + e_{hu,k}) = 0,5 \cdot 10,0 \cdot (1,20 \cdot e_{hu,k} + e_{hu,k}) = 11,0 \cdot e_{hu,k}$$

$$e_{hu,k} = 235,00 / 11,00 = 21,36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ho,k} = 1,20 \cdot 21,36 = 25,64 \text{ kN/m}^2$$

- Erddruck aus Baggerlast (Nutzlast) $q'_k = 110,00 \text{ kN/m}^2$

$$e_{aq',k} = 110,00 \cdot 0,235 = 25,85 \text{ kN/m}^2 \text{ auf } h = 2,00 \cdot \tan \theta_a = 2,00 \cdot \tan 59,7^\circ = 3,42 \text{ m}$$

Die Abb. A.2 stellt die Gesamtbelastung der Baugrubenwand dar.

3 Statisches System und Ermittlung der Einbindetiefe

Die Spundwand wird als einmal in einer Höhe von 2,0 m unter dem Wandkopf (unverschieblich) gestützte, im Boden (im Sinne von Blum) voll eingespannte Wand berechnet. Statisch wird im theoretischen Fußpunkt eine Einspannung angesetzt, damit Verschiebung und Verdrehung in diesem Punkt zu Null werden.

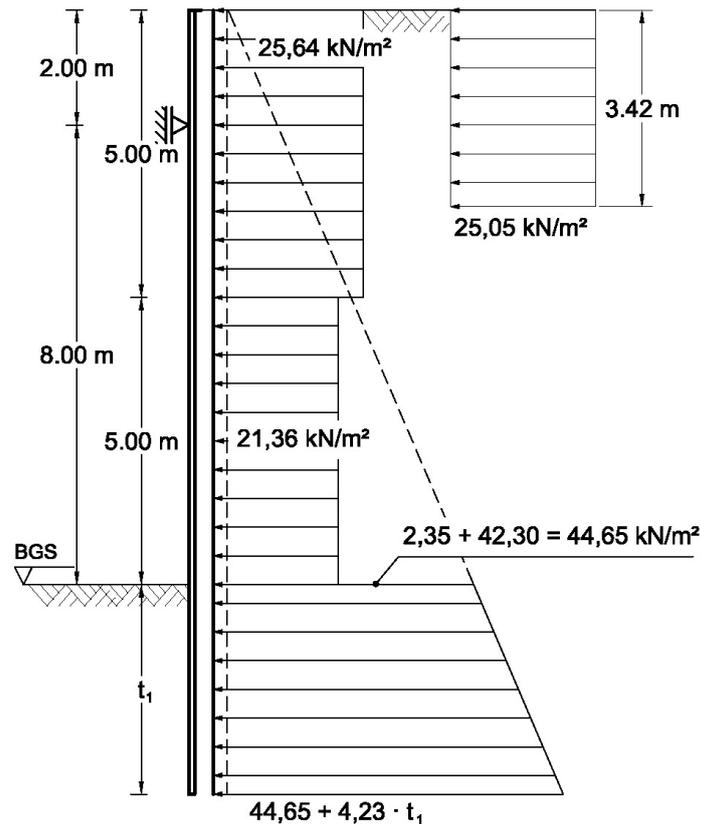


Abb. A.2: Belastung der im Boden eingespannten Spundwand

Der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite bis zum theoretischen Fußpunkt wird nach Caquot/Kerisel mit gekrümmter Gleifläche ermittelt (siehe Weißenbach, Baugruben, Teil 2 oder Tabellen in Simmer, Grundbau 1): Für $\alpha = \beta = 0^0$ und $\delta_p = -\varphi/2$ ergibt sich für $\varphi = 35^0$: $k_{pgh} = 6,56$. Hiermit gilt:

$$e_{pgh,k} = \gamma \cdot k_{pgh} \cdot t_1 = 18,0 \cdot 6,56 \cdot t_1 = 118,08 \cdot t_1$$

Bei der Ermittlung der Einbindetiefe wird mit den **Bemessungswerten** der Belastung und des Widerstandes gerechnet. Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Lastfall LF 2 betragen:

$\gamma_G = 1,20$; $\gamma_Q = 1,30$ und $\gamma_{Ep} = 1,30$. In diesem Fall greift die Resultierende des Erddruckes aus der Nutzlast (nicht ständige Last) oberhalb des Stützpunktes durch den Anker an. Daher wirkt dieser Erddruck für das Fußauflager entlastend. Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist die Lastkombination „ständige Einwirkungen“.

Gemäß Abb. A.3 wird die mit $\gamma_G = 1,20$ vergrößerte Erddruckbelastung infolge von Bodeneigengewicht und der mit $\gamma_{Ep} = 1,30$ verminderte Erdwiderstand (als negative Belastung) aufgebracht. In einem Stabwerksprogramm wird t solange variiert, bis das Einspannmoment im theoretischen Fußpunkt (im dreiwertigen Auflager) Null ist. Dies ist bei $t_1 = 3,65$ m der Fall.

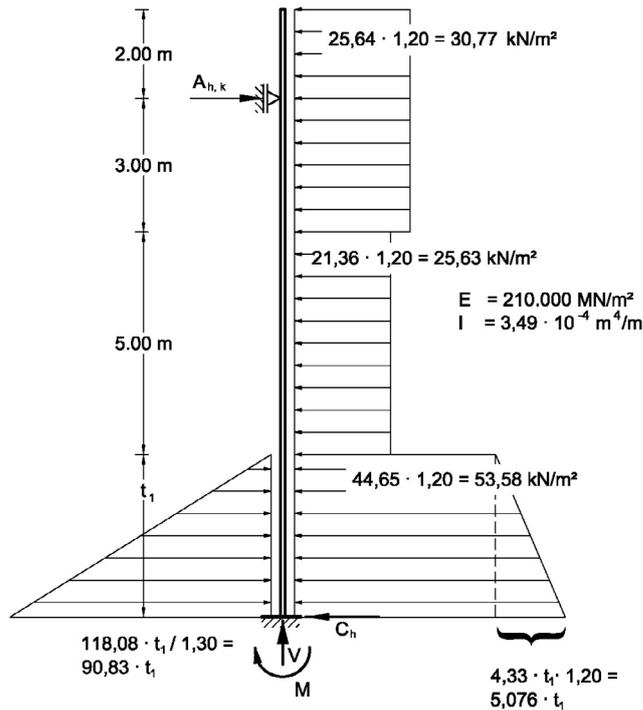


Abb. A.3: System und Belastung zur Ermittlung der Einbindetiefe t_1

4 Berechnung der Auflagerkräfte

Mit $t_1 = 3,65 \text{ m}$ kann der Entwurf vollständig aufgestellt werden (Abb. A.4) und die Belastungsordinate im theoretischen Fußpunkt (Abb. A.5) bestimmt werden:

$$e_{agh,k} = 2,35 + 0,235 \cdot 18,0 \cdot (10,0 + 3,65) = 60,09 \text{ kN/m}^2 \text{ (siehe Abb. A.5).}$$

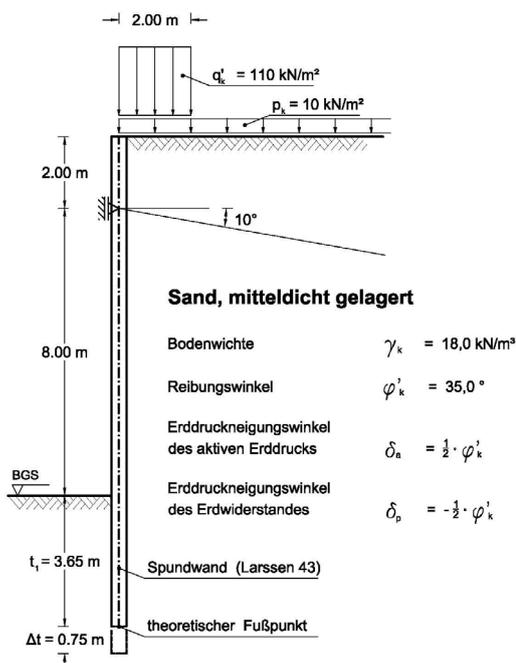


Abb. A.4: Engültiger Entwurf

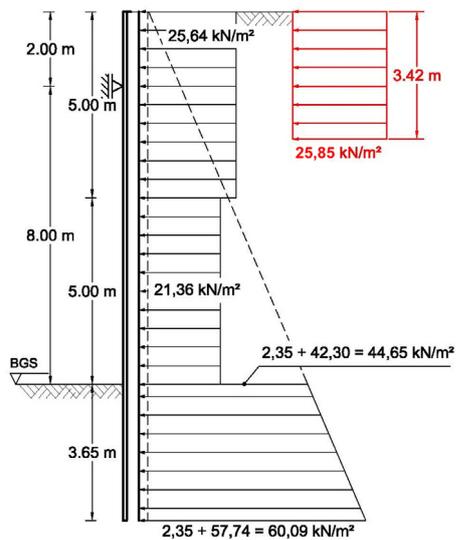


Abb. A.5: Vollständige Belastung

Die Belastung der Abb. A.5 wird als charakteristischer Wert auf das statische System aufgebracht. Nun wird die Größe der linear mit der Tiefe zunehmenden Bodenreaktion derart gesucht, dass das Moment im theoretischen Fußpunkt Null wird. Dies geschieht z.B. durch iterative Berechnung mit einem Stabwerksprogramm, wobei das in Abb. A.6 dargestellte System inclusive Belastung eingegeben und die gesuchte Bodenreaktion als „negative“ Belastung aufgebracht wird.

Das Ergebnis einer Berechnung mit einem Stabwerksprogramm sind folgende Auflagerkräfte:

- Bei $\sigma_{ph,k} = 279,04 \text{ kN/m}^2$ wird das Einspannmoment $M_{TF} = - 5 \cdot 10^{-4} \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \approx 0$
Die Resultierende $B_{h,k}$ der Bodenreaktion beträgt:
 $B_{h,k} = 0,5 \cdot \sigma_{ph,k} \cdot t_1 = 0,5 \cdot 279,04 \cdot 3,65 = 509,25 \text{ kN/m}$
- $A_{h,k} = 154,37 \text{ kN/m}$
- $C_{h,k} = 237,47 \text{ kN/m}$.

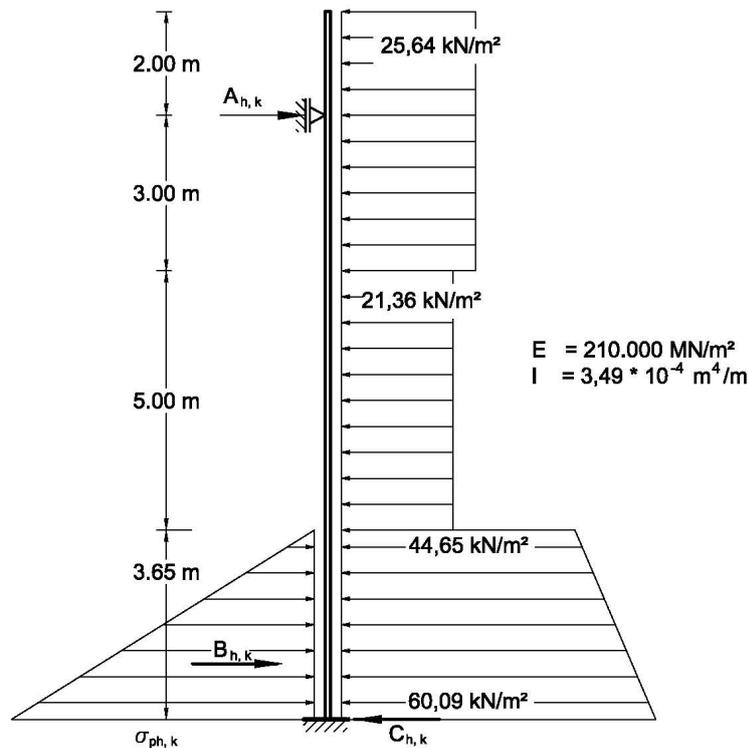


Abb. A.6: Statisches System, Belastung und Auflagerkräfte für das Beispiel

5 Nachweise

5.1 Nachweis der Vertikalkomponente der Bodenreaktionskraft B_k

Der charakteristische Wert der von unten nach oben gerichteten Vertikalkomponente der Auflagerkraft B_k darf nicht größer sein als die Summe aller von oben nach unten gerichteten

charakteristischen Einwirkungen. Maßgebend in diesem Beispiel ist die Lastkombination „Ständige Lasten“ (ohne Nutzlasten).

Vereinfachter Nachweis:

$$B_{v,k} \leq G_k + E_{av,k} + A_{v,k} + C_{v,k} \quad \text{mit} \quad V_k = G_k + E_{av,k} + A_{v,k} \quad \rightarrow \quad B_{v,k} \leq V_k + C_{v,k}$$

$$B_{v,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_p = 509,25 \cdot \tan (1/2 \cdot 35^\circ) = 160,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{Larsen 43 mit } g_k = 1,66 \text{ kN/m}^2 : G_k = 1,66 \cdot (10,0 + 3,65 + 0,75) = 23,90 \text{ kN/M}$$

$$E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a = [5,0 \cdot (25,64 + 21,36) + (44,65 + 60,09) / 2 \cdot 3,65] \cdot \tan (1/2 \cdot 35^\circ)$$

$$E_{av,k} = [235,00 + 191,15] \cdot \tan 17,5^\circ = 134,36 \text{ kN/m}$$

$$A_{v,k} = A_{h,k} \cdot \tan \alpha_A = 154,37 \cdot \tan 10^\circ = 27,22 \text{ kN/m}$$

$$C_{v,k} = C_{h,k} \cdot \tan \delta_c \quad \text{mit } \delta_c = + 1/3 \cdot \varphi_c \quad \text{ergibt sich } C_{h,k} = 237,47 \cdot \tan (1/3 \cdot 35^\circ) = 49,03 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis: } 160,57 \leq 23,90 + 134,36 + 27,22 + 49,03$$

$$160,57 < 234,51 \text{ kN/m} \quad \text{Ausnutzungsgrad } \mu = B_{v,k} / V_k = 160,57 / 234,51 = 0,68$$

Genauerer Nachweis:

$$(B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan \delta_p \leq V_k + 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan \delta_c$$

$$(509,25 - 1/2 \cdot 237,47) \cdot \tan 17,5^\circ \leq 23,90 + 134,36 + 27,22 + 1/2 \cdot 237,47 \cdot \tan (1/3 \cdot 35^\circ)$$

$$123,13 < 210,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ausnutzungsgrad } \mu = 123,13 / 210,00 = 0,59$$

5.2 Nachweis ausreichender Einbindetiefe t_1

Die Auflagerkraft $B_{h,k}$ ist der charakteristische Wert der Beanspruchung des Bodens im Bereich der Einbindetiefe t_1 . Die Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor der Wand ist nachgewiesen, wenn die Bedingung

$$B_{Gh,k} \cdot \gamma_G + B_{Qh,k} \cdot \gamma_Q \leq E_{ph,k} / \gamma_{Ep}$$

erfüllt ist. Hier ist $B_{Qh,k} = 0$.

Der Erdwiderstand wird nach Caquot/Kerisel mit gekrümmter Gleifläche ermittelt (siehe Weißenbach, Baugruben, Teil 2 oder Tabellen in Simmer, Grundbau 1): Für $\alpha = \beta = 0^\circ$ und $\delta_p = -\varphi/2$ ergibt sich für $\varphi = 35^\circ$: $\rightarrow k_{pgh} = 6,56$.

$$E_{ph,k} = \gamma \cdot k_{pgh} \cdot t_1^2 / 2 = 18,0 \cdot 6,56 \cdot 3,65^2 / 2 = 786,56 \text{ kN/m}$$

Nach DIN 1054, Tabelle 2 und Tabelle 3 betragen die Teilsicherheitsbeiwerte für den Lastfall LF 2: $\gamma_G = 1,20$ und $\gamma_{Ep} = 1,30$.

$$\text{Damit ergibt sich: } 509,25 \cdot 1,20 \leq 786,56 / 1,30 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad 611,10 \approx 605,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ausnutzungsgrad } \mu = B_{h,d} / E_{ph,d} = 611,10 / 605,05 = 1,01 \approx 1,0$$

5.3 Nachweis für die Auflagerkraft $C_{h,k}$

Die Auflagerkraft $C_{h,k}$ beansprucht den Boden im Bereich des theoretischen Fußpunktes auf der „Bergseite“ der Wand. Nachweis der Standsicherheit

- Der vertikalen Auflagerlast V_k wirken die Wandreibung im Einbindebereich an der Vorderseite der Stützwand und der Spitzenwiderstand entgegen. Auf den Nachweis gegen Versinken der Wand wird hier nicht eingegangen.

5.5 Anmerkung

Die Einbindetiefe ist in diesem Beispiel ungewöhnlich gering, da folgende günstigen Umstände vorliegen:

- Der Reibungswinkel ist verhältnismäßig günstig.
- Die Belastung aus Baubetrieb wirkt sich auf die Einbindetiefe nicht aus.
- Es gibt keinen Wasserdruck.
- Der Boden unterhalb der Baugrubensohle steht nicht unter Auftrieb.
- Es gibt keinen Erddruck aus Bauwerkslast.

6 Ermittlung der Schnittgrößen

- Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Einbindetiefe bis zum theoretischen Fußpunkt von $t_1 = 3,65$ m.

Die Berechnung der Schnittgrößen mit einem Stabwerksprogramm ergibt die in folgender Tabelle aufgeführten charakteristischen Werte. Neben der Lastkombination „ständige Lasten“ wurde auch die Kombination „ständige Lasten und Nutzlasten“ untersucht (zweite Zeile der Tabelle). Die Schnittgrößen aus dem Fall „Nutzlasten“ allein ergeben sich aus der Differenz zwischen den Fällen „ständige + Nutzlasten“ und „ständige Lasten“

Lastkombination	$\sigma_{ph,k}$	M_k^{Anker}	$\max M_k^{Feld}$	$\max M_k^{Einsp}$	$A_{h,k}$	$C_{h,k}$
-----	kN/m ²	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
ständige Lasten	279,04	- 51,28	159,00	- 151,20	154,37	237,47
ständig + veränd.	271,81	-101,38	148,90	- 143,37	243,55	227,78
veränderliche L.	- 7,23	- 50,10	-10,10	7,83	89,18	- 9,69

- Schnittgrößen bei verminderter Einbindetiefe infolge $\gamma_{Ep} = 1,00$:
Das in Abschnitt 3.6 der voranstehenden Ausarbeitung beschriebene Verfahren zur Ermittlung der Einbindetiefe führt mit $\gamma_{Ep} = 1,00$ auf eine Einbindetiefe bis zum theoretischen Fußpunkt von $t_1 = 3,183$ m (gegenüber $t_1 = 3,65$ m bei $\gamma_{Ep} = 1,30$). Hiermit ergeben sich die charakteristischen Werte der Schnittgrößen gemäß folgender Tabelle.

Lastkombination	$\sigma_{ph,k}$	M_k^{Anker}	$\max M_k^{Feld}$	$\max M_k^{Einsp}$	$A_{h,k}$	$C_{h,k}$
-----	kN/m ²	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
ständige Lasten	313,21	- 51,28	147,05	- 144,46	151,70	251,62
ständig + veränd.	303,98	-101,38	137,72	- 136,56	237,99	240,55
veränderliche L.	- 9,23	- 50,10	- 9,33	7,90	86,29	- 11,07

Für die Bemessung der Spundwand ist das maximale Feldmoment $\max M_k^{Feld} = 147,05$ kNm/m maßgebend. Dieses ist um ca. 7,5 % kleiner als das maximale Feldmoment bei $t_1 = 3,65$ m ($\max M_k^{Feld} = 159,00$ kNm/m).

Der für die Bemessung maßgebende charakteristische Wert der Horizontalkomponente der Ankerkraft beträgt $A_{h,k} = 237,99$ kN/m, d.h. 97,7 % der bei $t_1 = 3,65$ m auftretenden Ankerkraft von $A_{h,k} = 243,55$ kN/m.

7 Freie Auflagerung und teilweise eingespannte Wand

7.1 Im Boden frei aufgelagerte Wand

Nachweis der Einbindetiefe $t_0 = 2,12$ m bei freier Auflagerung der Wand im Boden für ständige Lasten: Es wird auch hier angenommen, dass die Bodenreaktion linear mit der Tiefe ansteigt. Dann ergibt sich die Spannung $\sigma_{ph,k}$ am Wandfuß aus $\Sigma M = 0$ um den Angriffspunkt des Ankers unter Berücksichtigung der Belastung nach Abb. A.2 zu:

$$\sigma_{ph,k} \cdot 2,12/2 \cdot (2/3 \cdot 2,12 + 8,0) = 25,64 \cdot 5,0 \cdot 0,5 + 21,36 \cdot 5,0 \cdot (2,50 + 3,0) + 44,65 \cdot 2,12 \cdot (2,12/2 + 8,0) + (18,0 \cdot 2,12 \cdot 0,235) \cdot 2,12/2 \cdot (2/3 \cdot 2,12 + 8,0)$$

$$\sigma_{ph,k} = (64,10 + 587,40 + 857,60 + 89,48) / 9,978 = 160,21 \text{ kN/m}^2$$

$$B_{h,k} = \sigma_{ph,k} \cdot t_0/2 = 160,21 \cdot 2,12/2 = 169,82 \text{ kN/m}$$

$$E_{ph,k} = 0,5 \cdot 18,0 \cdot 2,12^2 \cdot 6,56 = 265,35 \text{ kN/m}$$

$$B_{h,k} \cdot \gamma_G \leq E_{ph,k} / \gamma_G \rightarrow 169,82 \cdot 1,20 \leq 265,35/1,30 \text{ kN/m} \rightarrow 203,78 < 204,11 \text{ kN/m}$$

7.2 Im Boden teilweise eingespannten Wand

- Die Einbindetiefe t'_1 wird mit $t'_1 = 2,89$ m gewählt. Gemäß EB 26, Absatz 6 (Abschnitt 6.4) darf der Einbindetiefenzuschlag $\Delta t'_1$ bei teilweiser Einspannung näherungsweise zwischen dem bei Volleinspannung maßgebenden Wert Δt_1 und dem bei freier Auflagerung geltenden Wert $\Delta t_1 = 0$ in Abhängigkeit vom Verhältnis $t'_1 : t_1$ geradlinig interpoliert werden.

Mit $\Delta t_1 = 0,2 \cdot t_1$ gilt:

- Werden die **charakteristischen Werte der Belastung und der Bodenreaktion**, d.h. $E_{ph,k}/(1,20 \cdot 1,30)$, verwendet, berechnen sich die **charakteristischen Werte der Auflagerkräfte** $C_{h,k}$ und $A_{h,k}$ zu:

$$C_{h,k} = [- 2045,56 + 4895,07 / (1,30 \cdot 1,20)] / 10,89 = 100,30 \text{ kN/m}$$

$$A_{h,k} = 381,70 + 100,30 - 493,11/(1,30 \cdot 1,20) = 165,90 \text{ kN/m}$$

$$\text{Es gilt: } A_{h,d} = A_{h,k} \cdot \gamma_G \text{ und } C_{h,d} = C_{h,k} \cdot \gamma_G$$

- Werden die Schnittgrößen unter Ansatz von $\gamma_{Ep} = 1,00$ berechnet, ergeben sich folgende Werte für die Lastkombination „ständige Einwirkungen“:

$$A_{h,k} = 157,51 \text{ kN/m}; \max M_k^F = 172,06 \text{ kNm/m}; \max M_k^E = - 88,60 \text{ kNm/m}$$

Drehwinkel am Fuß $\varepsilon = 3,27 \cdot 10^{-3}$. Auf den Drehwinkel bezogen beträgt der Einspanngrad 64,9 %.

8 Vergleich der drei Systeme unter ständiger Belastung und mit $\gamma_{Ep} = 1,30$

Die folgende Tabelle enthält verschiedene Schnittgrößen und Verformungen der drei untersuchten Systeme, wobei alle Angaben charakteristische Größen sind.

System	Dimension	frei aufgelagerte Wand	Teilweise eingespannte Wand	Voll einge- spannte Wand	Grad der Einspannung
Einbindetiefe	t [m]	2,12	3,25	4,38	50,0 %
Ankerkraft	$A_{h,k}$ [kN/m]	169,34	165,90	154,37	23,0 %
Ersatzkraft	$C_{h,k}$ [kN/m]	-----	100,33	237,47	42,2 %
max M^{Feld}	M_k^F [kNm/m]	226,94	210,09	159,00	24,8 %
max M^{Einspann}	M_k^E [kNm/m]	-----	- 31,51	- 151,20	20,8 %
M^{Anker}	M_k [kNm/m]	- 51,28	- 51,28	- 51,28	
Drehwinkel ^{Fuß}	ε [°] $\times 10^{-3}$	9,32	6,94	0,00	25,5 %
Durchbiegung ^{Feld}	s^F [mm]	31,55	31,25	19,30	2,4 %
Durchbiegung ^{Kopf}	s^K [mm]	- 18,24	- 17,71	- 11,53	7,9 %

$$\zeta = x / l$$

$$\zeta^3 \cdot (0,8 \cdot \zeta^2 + 2,5 \cdot \zeta + 2,0) = (1 + \zeta)^2 \cdot m - n$$

(Lösung z. B. mit Hilfe eines Nomogrammes)

$$m = \frac{6}{\gamma \cdot K_{rh} \cdot l^3} \cdot \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a$$

$$n = \frac{6}{\gamma \cdot K_{rh} \cdot l^5} \cdot \sum_{0}^{+l} P \cdot a^3$$

$$K_{rh} = K_{pgh} - K_{agh}$$

$$A = \sum_{-l_0}^{+l} P - \frac{1}{1+x} \cdot \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a - \frac{\gamma \cdot K_{rh} \cdot x^3}{6 \cdot (1+x)}$$

Abb. B.1b: Gleichungen zur Ermittlung der Einbindetiefe einer bodenmechanisch voll eingespannten Spundwand nach dem Verfahren von Blum (Quelle [2])

Die in Abb. B.1b wiedergegebene Gleichung für $\zeta = x/l$ kann z.B. mit Hilfe eines in [2] wiedergegebenen Nomogramms (oder durch Bestimmung der Nullstelle einer Funktion bzw. durch Probieren) gelöst werden, wodurch die Bezeichnung dieses Verfahrens von Blum als „Nomogramm-Verfahren“ begründet sein kann.

Durch die Einführung des Teilsicherheitskonzeptes ist eine Überlagerung von charakteristischer Belastung (Einwirkung) und abgemindertem Widerstand - wie bei dem Blum'schen Verfahren - nicht mehr möglich. Dennoch kann das Nomogramm-Verfahren zur Berechnung von bodenmechanisch voll eingespannten Wänden nach dem Teilsicherheitskonzept mit gewissen Modifikationen in doppelter Hinsicht verwendet werden:

- In Abschnitt 2 wird erläutert, wie unter Verwendung des originalen Nomogramm-Verfahrens die für eine ausreichende Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor der Wand erforderliche Einbindetiefe t_1 (Abb. B.2) berechnet werden kann (Ermittlung der Einbindetiefe).
- Nach dem Teilsicherheitskonzept muss nachgewiesen werden, dass bei einer Wand mit bekannter Einbindetiefe t_1 (bis zum theoretischen Fußpunkt) ein Aufbruch des Bodens vor der Wand mit ausreichender Sicherheit ausgeschlossen ist. Hierzu muss die linear mit der Tiefe ansteigende Bodenreaktion ($\sigma_{ph,k}$ ist die Ordinate der Bodenreaktion im theoretischen Fußpunkt; siehe Abb. B.3) vor der Wand als charakteristische Größe so berechnet werden, dass mit der bekannten Einbindetiefe t_1 eine volle Einspannung mit den oben genannten Verformungsbedingungen entsteht. Dies ist nach einer Modifikation mit dem Nomogramm-Verfahren leicht möglich, wie in Abschnitt 3 gezeigt wird.

2 Ermittlung der Einbindetiefe bei voller bodenmechanischer Einspannung einer Wand

2.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe einer im bodenmechanischen Sinne voll eingespannten Wand ist das originale Nomogramm-Verfahren gemäß Abb. B.1 anwendbar, wenn die **Bemessungswerte der Belastung und des Widerstandes** angesetzt werden. Die Belastung aus ständigen Einwirkungen wird hierzu mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G und diejenige aus Nutzlasten, wenn diese für die Einbindetiefe ungünstig wirken, mit γ_Q multipliziert. Der charakteristische Wert des Erdwiderstandes wird mit γ_{Ep} abgemindert.

Gemäß Abb. B.1 wird formal der Abstand u_d („Bemessungswert“) des „Belastungsnullpunktes“ von der Baugrubensohle mit nachfolgender Bedingung berechnet, wobei davon ausgegangen wird, dass der Erddruck aus Nutzlasten nicht bis unter die Baugrubensohle reicht.

$$\gamma \cdot u_d \cdot K_{pgh,k} / \gamma_{Ep} = \gamma_G \cdot e_{h,k}^{BGS} + \gamma \cdot u_d \cdot K_{agh,k} \cdot \gamma_G$$

$e_{h,k}^{BGS}$ ist hierbei die Ordinate der charakteristischen Belastung an der Baugrubensohle. Mit $K_{agh,k}$ wird der charakteristische Wert des Erddruckbeiwertes bezeichnet, der gegebenenfalls auch ein erhöhter aktiver Erddruckbeiwert sein kann.

Mit $K_{rh,d} = K_{pgh,k} / \gamma_{Ep} - K_{agh,k} \cdot \gamma_G$ ergibt sich u_d :

$$u_d = \gamma_G \cdot e_{h,k}^{BGS} / (\gamma \cdot K_{rh,d})$$

2.2 Beispiel

Es wird das im Anhang A dokumentierte Beispiel einer einfach gestützten, im Boden voll eingespannten Spundwand behandelt. Die charakteristischen Größen der Belastung sind in Abb. A.2 dargestellt.

Gemäß Anhang A, Abschnitt 3 betragen der Erddruckbeiwert $K_{agh,k} = 0,235$ und der Erdwiderstandsbeiwert $K_{ph,k} = 6,56$; die Teilsicherheitsbeiwerte sind in DIN 1054 für den Lastfall LF 2 mit $\gamma_G = 1,20$ und $\gamma_{Ep} = 1,30$ angegeben. Der Erddruck aus der Verkehrslast wird bei der Ermittlung der Einbindetiefe t_1 (bis zum theoretischen Fußpunkt) nicht angesetzt, da er das Fußauflager der Wand entlastet.

Für das in Abb. B 2 dargestellte Beispiel ergibt sich:

$$K_{rh,d} = 6,56 / 1,30 - 0,235 \cdot 1,20 = 4,7642$$

$$u_d = 1,20 \cdot 44,65 / (18,0 \cdot 4,7642) = 0,6248 \text{ m}$$

Hiermit wird gemäß Abb. B.1: $l = 8,0 + 0,6248 = 8,6248 \text{ m}$.

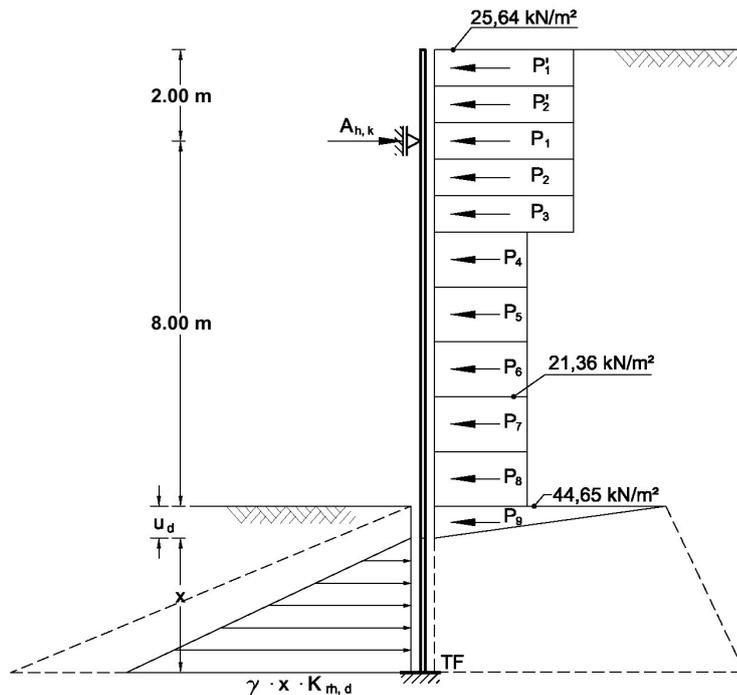


Abb. B.2: Beispiel mit den charakteristischen Werten von Belastung und Widerstand

Die Belastung bis zur Baugrubensohle wird in diesem Beispiel in 1,0 m breite Laststreifen eingeteilt und als entsprechend große Einzellasten angesetzt. Unterhalb der Baugrubensohle ist die dreieckförmige Belastungsfläche bis zum (Bemessungswert) des formalen Belastungsnullpunktes zu berücksichtigen:

$P_9 = 44,65 \cdot 0,6248 / 2 = 13,95 \text{ kN/m}$ mit dem Hebelarm bezüglich der Ankerangriffspunktes von $a_9 = 8,0 + 0,6248/3 = 8,2083 \text{ m}$.

Die Größen $P_i \cdot a_i$ bzw. $P_i \cdot a_i^3$ werden tabellarisch (zunächst) mit den charakteristischen Werten der Belastung ermittelt, wobei im Vergleich der Bezeichnungen von Abb. B.1 und B.3 gilt:

$$\sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a = \sum_{i=1}^N P_i \cdot a_i - \sum_{i=1}^{N'} P_i' \cdot a_i' \text{ und}$$

$$\sum_0^l P \cdot a^3 = \sum_{i=1}^N P_i \cdot a_i^3$$

i	P_i	a_i	$P_i \cdot a_i$
	kN/m	m	kNm/m
1	25,64	1,50	38,46
2	25,64	0,50	12,82
Σ	51,28		51,28

Tabelle 1: Einzellasten oberhalb des Angriffspunktes des Ankers

i	P _i	a _i	P _i · a _i	P _i · a _i ³
	kN/m	m	kNm/m	kNm ³ /m
1	25,64	0,50	12,82	3,21
2	25,64	1,50	38,46	86,54
3	25,64	2,50	64,10	400,63
4	21,64	3,50	74,76	915,81
5	21,64	4,50	96,12	1.946,43
6	21,64	5,50	117,48	3.553,77
7	21,64	6,50	138,84	5.865,99
8	21,64	7,50	160,20	9.011,25
Σ	183,72		702,78	21.783,63
9	13,95	8,20 ₈	114,51	7.714,40
Σ	197,67		817,29	29.498,03

Tabelle 2: Einzellasten unterhalb des Angriffspunktes des Ankers

Mit Rücksicht auf die Berechnungen in Abschnitt 3 werden die Tabellen mit den charakteristischen Werten der Belastung aufgestellt. Gemäß Abb. B.1 und B.2 werden die Größen m und n wie folgt berechnet (siehe Tabelle 1 und Tabelle 2), wobei der Teilsicherheitsbeiwert γ_G (hier $\gamma_G = 1,20$) berücksichtigt wird.

$$m = 6 \cdot [1,20 \cdot (817,29 - 51,28)] / (18,0 \cdot 4,7642 \cdot 8,6248^3) = 0,1002$$

$$n = 6 \cdot [1,20 \cdot 29.498,03] / (18,0 \cdot 4,7642 \cdot 8,6248^5) = 0,0519$$

Damit ergibt sich für $\zeta = x / l$ folgende Gleichung:

$$\zeta^3 \cdot (0,8 \cdot \zeta^2 + 2,5 \cdot \zeta + 2,0) = (1 + \zeta)^2 \cdot 0,1002 - 0,0519$$

Die Lösung dieser Gleichung wird gefunden bei $\zeta = 0,353$.

$$0,353^3 \cdot (0,8 \cdot 0,353^2 + 2,5 \cdot 0,353 + 2,0) = (1 + 0,353)^2 \cdot 0,1002 - 0,0519$$

$$0,1312 \cong 0,1315$$

Damit wird die erforderliche Einbindetiefe t_1 bis zum Belastungsnullpunkt:

$$t_1 = u_d + x = u_d + \zeta \cdot l = 0,6248 + 0,353 \cdot 8,6248 = 3,67 \text{ m}$$

Im Beispiel des Anhanges A wurde t_1 mit $t_1 = 3,65 \text{ m}$ festgelegt. Wie in Abschnitt 5.2 des Anhanges A gezeigt, reicht die Einbindetiefe $t_1 = 3,65 \text{ m}$ nur mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,01$ aus, so dass der hier ermittelte Wert von $t_1 = 3,67 \text{ m}$ zu einem Ausnutzungsgrad $\mu \leq 1,0$ führen wird.

Steiße) mit P'_i und ihr Hebelarm bezüglich des Stützpunktes mit a'_i , diejenigen unterhalb des Stützpunktes mit P_i und ihr Hebelarm mit a_i bezeichnet werden.

Im Bereich der Einbindetiefe wirkt die linear mit der Tiefe ansteigende Bodenreaktion, deren Ordinate im theoretischen Fußpunkt $\sigma_{ph,k} = \gamma \cdot t_1 \cdot k$ ist. Der „Beiwert k der Bodenreaktion“ ist derjenige „Erdwiderstandsbeiwert“, der mobilisiert werden muss, um der (elastischen) Biegelinie der Wand im theoretischen Fußpunkt eine vertikale Tangente zu geben, wobei gleichzeitig das Moment in diesem Punkt Null wird. Diese Bedingungen sind eingehalten, wenn k aus der Gleichung

$$k = \frac{m \cdot (1 + \zeta)^2 - n}{\zeta^3 \cdot (0,8 \cdot \zeta^2 + 2,5 \cdot \zeta + 2,0)} \quad (1)$$

berechnet wird. Hierbei sind mit den Bezeichnungen der Abb. B.3:

$$\zeta = t_1/l \quad (2)$$

$$m = \frac{6}{\gamma \cdot l^3} \cdot \left[\sum_{i=1}^N P_i \cdot a_i - \sum_{i=1}^{N'} P'_i \cdot a'_i \right] \quad (3)$$

$$n = \frac{6}{\gamma \cdot l^5} \cdot \sum_{i=1}^N P_i \cdot a_i^3 \quad (4)$$

Die Auflagerkraft $A_{h,k}$ ergibt sich zu:

$$A_{h,k} = \sum_{i=1}^N P_i + \sum_{i=1}^{N'} P'_i + \left[\sum_{i=1}^{N'} P'_i \cdot a'_i - \sum_{i=1}^N P_i \cdot a_i - \frac{\gamma \cdot k \cdot t_1^3}{6} \right] / (l + t_1) \quad (5)$$

Die Ersatzkraft $C_{h,k}$ berechnet sich aus:

$$C_{h,k} = A_{h,k} + \gamma \cdot k \cdot t_1^2 / 2 - \sum_{i=1}^{N'} P'_i - \sum_{i=1}^N P_i \quad (6)$$

Die Herleitung der Gleichungen ist nachzulesen unter: www.uni-wuppertal.de/geotechnik

Dort ist unter der Rubrik „Lehre“ im Download von Studienunterlagen das Vorlesungsskript Grundbau 1 (Teil B) zu finden. In diesem Skript ist die Herleitung im Anhang B auf den Seiten 101 bis 104 wiedergegeben.

3.2 Beispiel

Es wird die Bodenreaktion für das im Anhang A dokumentierte Beispiel mit $t_1 = 3,65$ m (siehe Abb. A.6 sowie den Abschnitt 2) für die ständigen Lasten bestimmt. Die Einzellasten geben die Belastung auf einen 1,0 m hohen Wandabschnitt wieder (Abb. B.4). Im untersten

Mit den tabellarisch ermittelten Summen werden die voranstehenden Gleichungen ausgewertet.

$$\text{Gl. (2): } \zeta = 3,65 / 8,0 = 0,4563$$

$$\text{Gl. (3): } m = 6 \cdot [2.597,97 - 51,28] / (18,0 \cdot 8,0^3) = 1,6580$$

$$\text{Gl. (4): } n = 6 \cdot 213.919,48 / (18,0 \cdot 8,0^5) = 2,1761$$

$$\text{Gl. (1): } k = [1,6580 \cdot (1 + 0,4563)^2 - 2,1761] / [0,4563^3 \cdot (0,8 \cdot 0,4563^2 + 2,5 \cdot 0,4563 + 2,0)]$$

$$k = 1,3400 / 0,3141 = 4,2661$$

Mit dem „Beiwert k der Bodenreaktion“ berechnen sich deren Ordinate $\sigma_{ph,k}$ im theoretischen Fußpunkt sowie die Bodenreaktionskraft $B_{h,k}$ und die Auflagerkräfte $A_{h,k}$ und $C_{h,k}$ wie folgt (vergleiche die entsprechenden Werte in Anhang A, Abschnitt 4):

$$\sigma_{ph,k} = \gamma \cdot t_1 \cdot k = 18,0 \cdot 3,65 \cdot 4,2661 = 280,28 \text{ kN/m}^2 \text{ (Anhang A: } \sigma_{ph,k} = 279,04 \text{ kN/m}^2)$$

$$B_{h,k} = 280,28 \cdot 3,65 / 2 = 511,51 \text{ kN/m (Anhang A: } B_{h,k} = 509,25 \text{ kN/m)}$$

$$\text{Gl. (5): } A_{h,k} = 374,87 + 51,28 + [51,28 - 2.597,97 - 18,0 \cdot 4,2661 \cdot 3,65^3 / 6] / (8,0 + 3,65)$$

$$A_{h,k} = 426,15 - 3.169,03 / 11,65 = 154,13 \text{ kN/m (Anhang A: } A_{h,k} = 154,37 \text{ kN/m)}$$

$$\text{Gl. (6): } C_{h,k} = 154,13 + 18,0 \cdot 4,2661 \cdot 3,65^2 / 2 - 51,28 - 374,87$$

$$C_{h,k} = 239,50 \text{ kN/m (Anhang A: } C_{h,k} = 237,47 \text{ kN/m)}$$

4 Literaturhinweise

[1] Blum, H.: Einspannverhältnisse bei Bauwerken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1931.

[2] HSP Hoesch Spundwand und Profil; Spundwand-Handbuch Berechnung

Technische Universität München, Zentrum Geotechnik

Geotechnik Seminar 27.10.2006

Die neue EAB mit dem Teilsicherheitskonzept

Anwendung des Bettungsmodulverfahrens

von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

Universität Dortmund, Lehrstuhl Baugrund-Grundbau

44227 Dortmund, August-Schmidt-Str. 8

Gliederung

- 1 Grundlagen
- 2 Nichtlinearer Bettungsansatz von Besler
- 3 Numerische Umsetzung
- 4 Beispielhafte Untersuchungen
- 5 Vergleich mit Messungen an ausgeführten Stützbauwerken

Anwendung des Bettungsmodulverfahrens

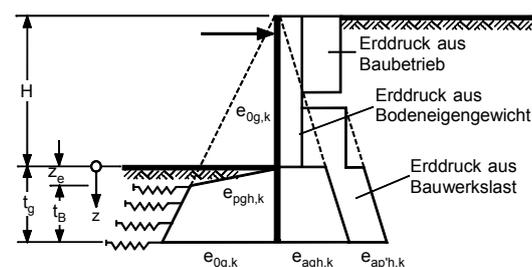
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Achim Hettler, Lehrstuhl Baugrund-Grundbau
 Universität Dortmund, August-Schmidt-Straße 8,
 Tel.-Nr. 0231/ 755 3012, Fax-Nr. 0231/ 755 5435
 E-Mail: achim.hettler@uni-dortmund.de

(Teile des Manuskripts wurden mit freundlicher Genehmigung übernommen aus BAUTECHNIK 82, 2005, Heft 9, S. 593-504)

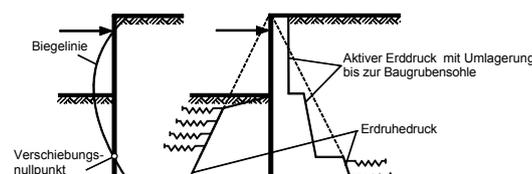
1 Grundlagen

Beim Entwurf von innerstädtischen Baugruben hat in den letzten Jahren der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit immer mehr an Bedeutung gewonnen. In diesem Zusammenhang hat sich der Arbeitskreis Baugruben intensiv mit der Bestimmung von Verformungen auseinandergesetzt.

Will man die Verschiebungen des Wandfußes genauer erfassen als mit den üblichen Auflagern [10,12], bietet sich das Bettungsmodulverfahren an. Wichtig ist dabei, daß der Bettungsmodul in der Praxis häufig unrealistisch hoch angesetzt wird. Hier wird auf die Diskussion bei *Weißbach* und *Gollub* [11] und weiterführende Untersuchungen [5,6,7] verwiesen. Ein Entwurf der EB 102 zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens im Rahmen des Globalsicherheitskonzepts wurde von *Weißbach* 2003 veröffentlicht [13].



a)



b)

c)

Bild 1: Lastbild für elastische Bettung bei nichtbindigem Boden

- a) ohne Rückdrehung
- b) und c) mit Rückdrehung

Einige wesentliche Punkte zum Bettungsmodulverfahren in der 4. Auflage der EAB (s. Abschnitt 4.7, EB 102) sind:

- Der Einfluß der Vorbelastung aus dem Baugrubenaushub ist zu berücksichtigen. Dadurch ergibt sich als Ausgangszustand auf der Baugrubenseite der Erdruhedruck und bis zur Tiefe z_c der Erdwiderstand (**Bild 1a**).
- Die resultierenden Spannungen aus der Ausgangsspannung und der Bodenreaktion aus Bettung dürfen die Erdwiderstandsspannungen nicht überschreiten.
- Die resultierenden Kräfte aus der Ausgangsspannung und der Bodenreaktion aus Bettung müssen die Bemessungsgleichung erfüllen.
- Gegebenenfalls ist bei einer Drehung um den Fußpunkt der Bemessungserdwiderstand entsprechend abzumindern.
- Unterhalb des Verschiebungsnulldpunktes wird auf der Erdseite im Ausgangszustand ebenfalls der Erdruhedruck angesetzt (**Bild 1b und 1c**).

Zur Bestimmung des Bettungsmoduls stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung:

- Näherungsweise Ableitung aus dem Steifemodul
- Tabellenwerte für nichtbindige Böden unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte sowie des Mobilisierungsgrads des Erdwiderstands, abgeleitet von *Besler* [2], und für bindige Böden mit halb-fester bis fester Konsistenz.
- Ableitung auf der Grundlage einer Widerstands-Verschiebungsbeziehung für den Erdwiderstand.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Bettungsreaktionen bietet der nichtlineare Bettungsansatz von *Besler* [1,2,5], der alle Anforderungen der EAB enthält. Für nichtbindige Böden stehen alle notwendigen Parameter zur Verfügung, erste Vorschläge für bindige Böden wurden entwickelt [6]. Der Ansatz wird im Folgenden näher vorgestellt.

2 Nichtlinearer Bettungsansatz von Besler

Für eine starre Wand der Höhe h und einen Boden mit der Wichte γ hat *Besler* [1,2] für den mobilisierten Erdwiderstand E'_{ph} in Abhängigkeit der Verschiebung s unter Verwendung von

$$K'_{ph} = \frac{E'_{ph} \cdot 2}{\gamma h^2} \quad (1)$$

den Ansatz

$$K'_{ph} = A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \quad (2)$$

in Form einer Hyperbel vorgeschlagen. Die Konstanten A , B und C hängen dabei vom Erdruehdrukbeiwert K_0 , dem Erdwiderstandsbeiwert K_{ph} und den Wandverschiebungen s_G im Gebrauchszustand sowie s_B im Bruchzustand ab. Eine ausführliche Darstellung findet sich bei *Hettler* und *Maier* [6].

Der Ansatz in Gl. (2) läßt sich auch auf die lokale mobilisierte Erdwiderstandsspannung e'_{ph} in der Tiefe z unterhalb der Geländeoberfläche als Funktion der lokalen Verschiebung s übertragen. Unter Verwendung von

$$K'_{ph} = \frac{e'_{ph}}{\gamma \cdot z} \quad (3)$$

und Gl. (2) erhält man

$$e'_{ph}(z) = \gamma \cdot z \left(A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \right) \quad (4)$$

Für die Bruchverschiebung s_B wird ebenso wie für die Verschiebung s_G im Gebrauchszustand angenommen, daß sie proportional sind zur Tiefe z

$$s_G = f_1 \cdot z \quad (5a)$$

$$s_B = f_2 \cdot z \quad (5b)$$

Die zu bestimmenden Funktionen f_1 und f_2 sind dabei dieselben wie für eine Wand der Höhe h . Dadurch können alle Ergebnisse aus dem Mobilisierungsansatz für den resultierenden mobilisierten Erdwiderstand auf eine Wand der Höhe h übernommen werden. Auf der Grundlage von Modellversuchen hat *Besler* die Funktionen f_1 und f_2 für verschiedene Lagerungsdichten und Wandbewegungsarten ermittelt. Alle Angaben sind in [6] zusammengefaßt. Dort finden sich auch Vorschläge zur Übertragung auf bindige Böden.

Grundsätzlich liegen die Parameter für die drei Grundbewegungsarten der Wand vor: Parallelverschiebung, Drehung um den Fußpunkt, Drehung um den Kopfpunkt. Für praktische Zwecke ist es jedoch in der Regel ausreichend, die Werte für eine Parallelbewegung in den Berechnungen anzusetzen. Einzelheiten s. [2,5].

Für den Fall einer unvorbelasteten Baugrubensohle entspricht die Ausgangsspannung dem Erdruehdruk e_{0h} . Bei der Verschiebung s_G , die als Begrenzung des Gebrauchszustands definiert ist, wird die halbe Erdwiderstandsspannung e_{ph} erreicht. Zur Erdwiderstandsspannung e_{ph} gehört die Verschiebung s_B im Bruchzustand.

Aus diesen drei Bedingungen können die Konstanten A , B und C in Gl. 4 berechnet werden. Einzelheiten s. [6].

Der Ansatz in Gl. (4) läßt sich auch auf eine vorbelastete Baugrubensohle erweitern. Wie in Abschnitt 1 dargelegt, ist dieser Fall maßgebend. Eine ausführliche Darstellung und vergleichende Untersuchungen sind in [7] zu finden.

3 Numerische Umsetzung

Bei der numerischen Umsetzung wird der Balken im Wandfußbereich auf der Baugrubenseite in n Teilabschnitte der Länge Δl unterteilt. In jedem Teilabschnitt wird die Bettung mit einer nichtlinearen Feder simuliert (**Bild 2**). Zur Veranschaulichung der vorausgesetzten Parallelbewegung sind die Balkenabschnitte horizontal eingezeichnet. Tatsächlich verläuft die Biegelinie und deren Neigung stetig. Durch die diskreten Federn ergeben sich jedoch Sprünge in den Bodenreaktionen, die jeweils abschnittsweise konstant sind. Durch eine genügend feine Unterteilung kann jedoch der Fehler vernachlässigt werden.

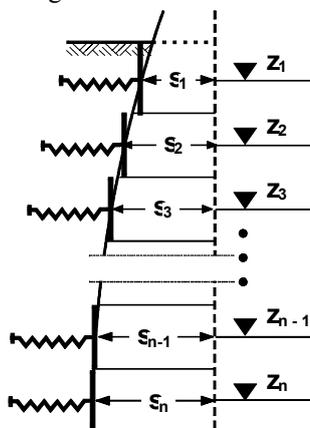


Bild 2: Bettung des Wandfußes mit Einzelfedern

Als maßgebliche Verschiebung für die Bettungsspannung wird jeweils die Verschiebung s_1 bis s_n in Abschnittsmitteln in den zugeordneten Tiefen z_1 bis z_n angesetzt (**Bild 2**).

Der maßgebliche Bettungsmodul k_{sh} mit der Dimension Kraft pro Länge³ ergibt sich als Sekante zwischen Nullpunkt und der aktuellen Spannung $e'_{ph}(z)$ bei der Verschiebung $s(z)$ in der Tiefe z zu

$$k_{sh} = \frac{e'_{ph}(z)}{s(z)} \quad (6)$$

Die Ausgangsspannungen e_0 werden für das Rechenverfahren als Teil der Bettungsreaktion interpretiert (Bild 3).

Unter Verwendung von K'_{ph} nach Gl. (3) und des dimensionslosen Bettungskoeffizienten

$$C^* = \frac{K'_{ph}}{\frac{s}{z}} \quad (7)$$

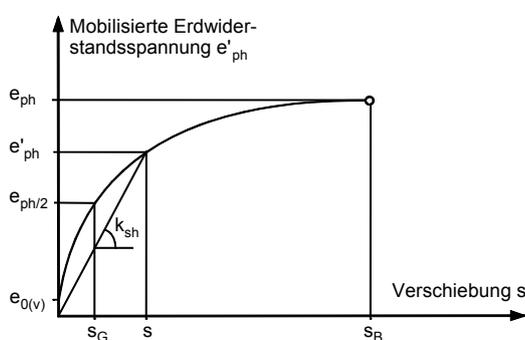


Bild 3: Mobilisierung der Erdwiderstandsspannung und maßgeblicher Bettungsmodul k_{sh}

erhält man

$$k_{sh}(s,z) = C^* \cdot \gamma \quad (8)$$

Das gewählte Balkensystem ist hochgradig statisch unbestimmt. Teilt man z.B. bei einer einfach gestützten Wand den Fußbereich in n durch Federn gestützte Teilabschnitte ein, ist das System $(n - 1)$ -fach statisch unbestimmt.

Die Lösung der Aufgabe erfolgte mit Hilfe des Weggrößenverfahrens. Bei den Beispielen in Abschnitt 4 wurde der Wandfuß in Abschnitte von jeweils 25 cm Länge eingeteilt. Die Biegelinie und somit die Bettungsspannungen sind zunächst unbekannt. Die Berechnung beginnt mit einem Schätzwert für den Bettungsmodul. In den Beispielen des Abschnittes 4 wurde als Startwert mit $k_{s0} = 10^5 \text{ kN/m}^3$ gearbeitet. Nach der Berechnung des Systems mit dem Weggrößenverfahren werden mit den erhaltenen Verschiebungen aus dem nichtlinearen Bettungsansatz die Bettungsmoduli verbessert und das System neu berechnet mit einer verbesserten Biegelinie usw. (Bild 4).

Als Abbruchkriterium für die Iteration wurde das Fehlermaß R_i im i -ten Schritt

$$R_i = \frac{s_i - s_{i-1}}{s_i} \leq R_{zul} \quad (9)$$

gewählt, wobei s_i bzw. s_{i-1} die Verschiebungen im i -ten bzw. $(i-1)$ -ten Berechnungsschritt bezeichnen. Eine hinreichende Genauigkeit wurde mit einem zulässigen Maß $R_{zul} \leq 10^{-3}$ erreicht. Die Erfahrung mit den Beispielen in Abschnitt 4 zeigt, daß bei geringer Einbindetiefe mit mindestens 10 Iterationsschritten, bei großen Einbindetiefen mit 30 und mehr Schritten zu rechnen ist. Eine „Handrechnung“ ist folglich äußerst umständlich sowie zeitaufwendig und kann bei zu großen Fehlermaßen zu regelrecht falschen Ergebnissen führen.

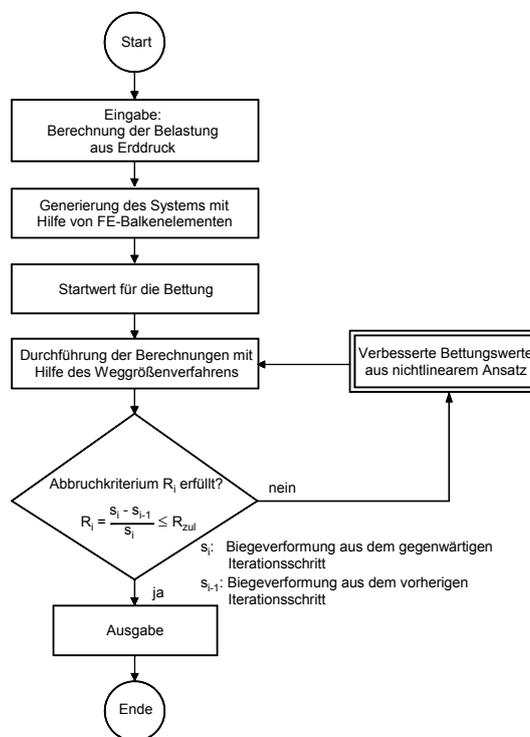


Bild 4: Flußdiagramm des angewandten Rechenprogramms

4 Beispielhafte Untersuchungen

Untersucht wird beispielhaft eine 10 m tiefe Baugrube mit einer Stützung in 2 m Tiefe unterhalb der Geländeoberkante. Der Untergrund besteht aus mitteldichtem Sand. Alle Systemdaten und Bodenkenngrößen gehen aus Bild 5 hervor.

Berechnungen als Träger mit einem frei drehbaren Schneidenaufleger ergeben für eine freie Auflagerung im Boden eine Einbindetiefe von $t_0 = 2,12 \text{ m}$. Bei einer Bodeneinspannung nach Blum ergibt sich bis zum theoretischen Fußpunkt eine Einbindung von

$t_1 = 3,65$ m. Mit einem Zuschlag von 20 % nach *Blum* erhält man für die gesamte Länge $t_g = 4,38$ m. Allen Berechnungen liegen das Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054: 2005-01 und die Vorgaben der Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben, 4. Auflage mit dem Lastfall LF 2 zugrunde. Beispiele zur Berechnung sind bei *Weißbach* und *Hettler* [14] zu finden.

Für die Untersuchungen wurde eine Spundwand, Profil Larssen 43, mit einem E-Modul von $E = 210\,000$ MN/m² ausgewählt. Die Querschnittswerte der Wand sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

In den Berechnungen wurde die Einbindetiefe variiert. In Anlehnung an das Ergebnis der Trägerberechnung für eine freie Auflagerung wurde mit $t = 2,0$ m begonnen. Als maximale Einbindung wurde $t = 10,00$ m gewählt, um zu untersuchen, ob eine bodenmechanische Einspannung möglich ist.

Tabelle 1: Querschnittswerte der untersuchten Wand

Spundwand

Querschnittsfläche	Profilbreite	Wandhöhe	Rückendicke	Stegdicke		
A	b	h	t	S	I_y	W_y
[cm ² /m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm ⁴ /m]	[cm ³ /m]
212	500	420	12	12	34.900	1.600

Mit den Systemdaten und den Bodenkenngrößen aus **Bild 5** ergeben sich die nachfolgend zusammengefaßten Ausgangsdaten.

Für den aktiven Erddruck berechnet sich $K_{ah} = 0,235$. Unter Beachtung einer Umverteilung nach EAB erhält man die Erddruckverteilung in **Bild 6**.

Für den Erdruhedruckbeiwert erhält man in Anlehnung an Jaky $K_0 = 0,426$. Nach *Caquot/Kérisel* beträgt der Erdwiderstandsbeiwert $K_{ph} = 6,557$ für $\delta_p = -\varphi/2 = -17,5^\circ$.

Daraus ergibt sich der ungebettete Bereich zu $z_e = 0,69$ m (**Bild 7**). Für eine detaillierte Bestimmung der Parameter in der Mobilisierungsfunktion wird auf [7] verwiesen.

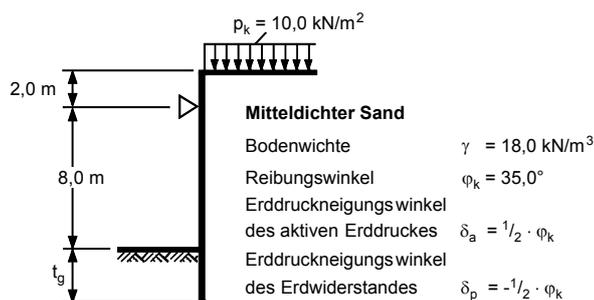


Bild 5: Systemdaten und Bodenkenngrößen des untersuchten Beispiels

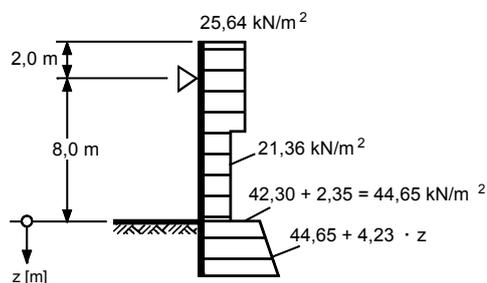


Bild 6: Verteilung des aktiven Erddrucks

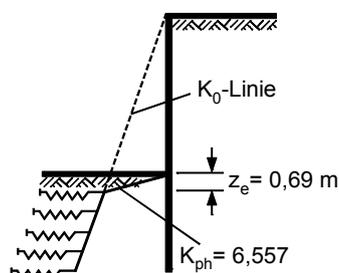


Bild 7: Ausgangsspannungen und Bettungsansatz

Bild 8 zeigt die berechneten Biegelinien. Je nach Einbindetiefe ergibt sich eine Rückdrehung der Wand mit einem ersten Verschiebungsnulldpunkt, der etwa zwischen 2,20 m und 3,20 m unterhalb der Baugrubensohle liegt. Die Bettungsberechnung ergibt in diesem Falle etwas günstigere Werte als der Ansatz nach *Blum* mit einer Lage des theoretischen Fußpunktes bei $t_1 = 3,65$ m. Bei einer Einbindelänge von 10 m ergibt sich ein weiterer Nullpunkt für die Verschiebungen.

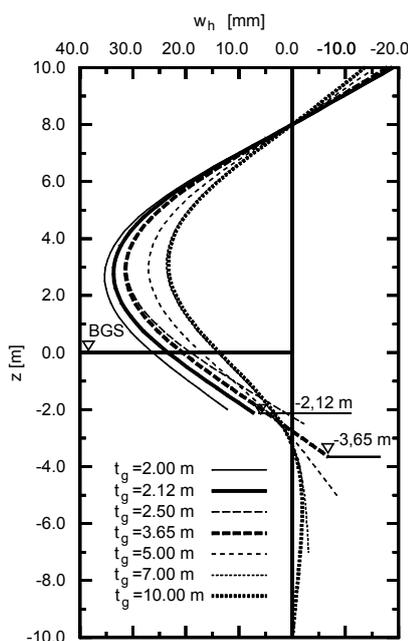


Bild 8: Biegelinien für Spundwand mit Vorbelastung und erweitertem Ansatz nach EAB bei verschiedenen Einbindetiefen

Die Spannungsverteilungen werden beispielhaft für vier Einbindetiefen in **Bild 9** wiedergegeben. Auf der Baugrubenseite wird zunächst wie vorausgesetzt der volle Erdwiderstand mit $K_{ph}(\delta_p = -17,5^\circ)$ mobilisiert. Bei zunehmender Einbindetiefe (**Bilder 9b und c**) wird auf der Bodenseite bereits in relativ geringen Tiefen die K_0 -Linie erreicht. Unterhalb des Verschiebungsnulldpunktes springen die Ausgangsspannungen auf der Erdseite wie vorausgesetzt vom aktiven Erddruck auf den Erdruhrdruck. Darüber hinaus werden nur noch geringfügige Bodenreaktionen infolge Bettung mobilisiert (**Bild 9d**).

Aus Bettungsuntersuchungen an Pfählen mit linearer Bettung [3,8] oder mit nichtlinearer Bettung [4] ist bekannt, daß sich bei biegeweichen Systemen ab einer bestimmten Einbindetiefe Verschiebungen und Schnittgrößen praktisch nicht mehr ändern. Franke wählt in diesem Fall den Begriff „lange“ Pfähle. Das Gleiche läßt sich auch bei den hier untersuchten Wänden beobachten. Weder die Verschiebungen (**Bild 8**) noch die maximalen Feldmomente (**Bild 10**) unterscheiden sich wesentlich für eine Einbindelänge von 7 m bzw. 10 m. Analog kann man hier von „langen“ Wänden sprechen.

Die Auswertung der Biegelinien in **Bild 8** zeigt einen wesentlichen Unterschied zwischen den Bodenauflagern bei Bettung und dem Trägermodell. Bei dem Träger mit einer Bodeneinspannung nach Blum geht man im theoretischen

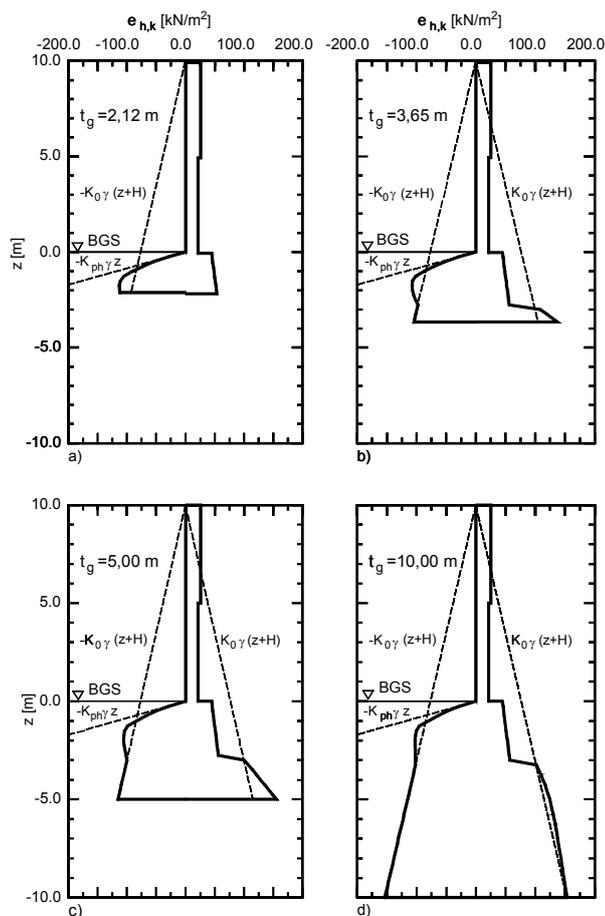


Bild 9: Spannungsverteilungen für Spundwand mit Vorbelastung und erweitertem Ansatz nach EAB bei verschiedenen Einbindetiefen:

- a) $t_g = 2,12$ m, b) $t_g = 3,65$ m, c) $t_g = 5,00$ m, d) $t_g = 10,00$ m

Fußpunkt, wo die Verschiebung Null beträgt, von einer vertikalen Tangente der Biegelinie aus. Beim gebetteten Wandfuß ist die Biegelinie beim Nulldurchgang immer geneigt. Bei biegeweichen langen Wänden ergibt sich eine oszillierende Bewegung mit stark abnehmenden Amplituden. Hierzu wird z.B. auf analytische Lösungen bei linear elastischer Bettung von Rifaat [9] oder die numerischen Lösungen bei nichtlinear gebetteten Pfählen von Hettler [4] verwiesen. Eine wichtige Folge davon ist, daß die Einspannwirkung bei Bettung wesentlich geringer ist als bei der Bodeneinspannung nach Blum. Aus diesem Grund muß streng getrennt werden zwischen einer „Bodeneinspannung nach Blum“ und einer „Bodeneinspannung bei Bettung“. Je nach Wandtyp und Einbindetiefe ergeben sich große Unterschiede bei den Biegemomenten im Wandfußbereich. Zum Beispiel liefert das Trägermodell für die hier untersuchten Wände bei der Einbindelänge $t = 3,65$ m bis zum theoretischen Nullpunkt ein Bie-

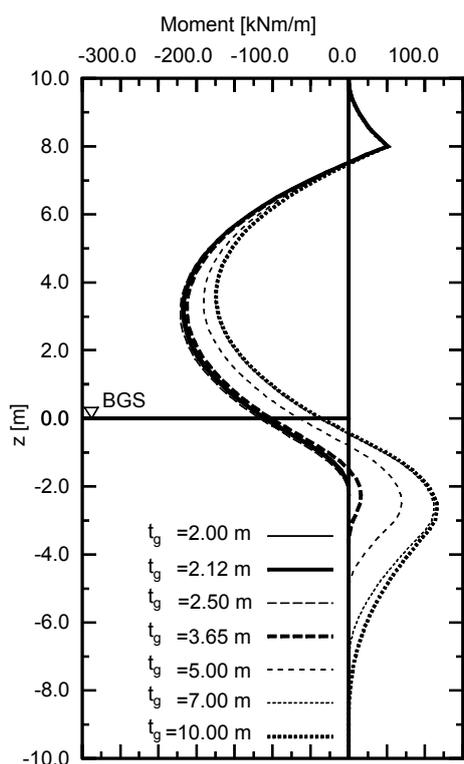


Bild 10: Momentenverteilung für Spundwand mit Vorbelastung und erweitertem Ansatz nach EAB bei verschiedenen Einbindetiefen

gemoment von $M \approx 150 \text{ kNm/m}$. Beim gebetteten Balken erhält man für die Spundwand bei einer Einbindetiefe von $t = 3,65 \text{ m}$ $M \approx 19 \text{ kNm/m}$. Selbst bei einem Zuschlag von 20 % nach *Blum*, d.h. bei einer Einbindetiefe von $t \approx 4,38 \text{ m}$, oder gar bei der langen Wand ergeben sich mit $M \approx 60 \text{ kNm/m}$ bzw. $M \approx 115 \text{ kNm/m}$ geringere Werte als nach *Blum*. Hierzu wird auch auf die Diskussion bei *Besler* [2] verwiesen.

5 Vergleich mit Messungen an ausgeführten Stützbauwerken

Vergleichsberechnungen im Sinne echter Prognosen aus den Baugrunddaten belegen die gute Genauigkeit bei praktischen Berechnungen [2]. Beispielhaft werden hier die Ergebnisse für eine einfach verankerte Kastenspundwand wiedergegeben (**Bild 11**). Bild 11 a zeigt einen Schnitt durch die untersuchte Kaianlage, Bild 11 b den Baugrundaufbau und Bild 11 c den Vergleich zwischen berechneter und gemessener Biegelinie.

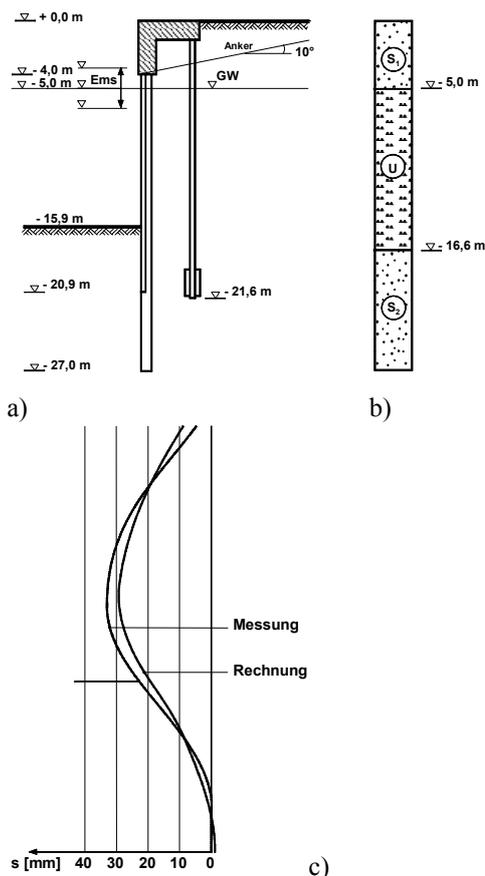


Bild 11: Beispiel a) Schnitt durch die Kaianlage b) Baugrundaufbau c) Gemessene und prognostizierte Biegelinie

6 Beispiel

6.1 Vorbemerkungen

Am Beispiel des Systems aus Abschnitt 4 (**Bild 5**) wird der Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor dem Wandfuß geführt. In Anlehnung an eine Trägerberechnung mit unverschieblichen Auflagern werden drei verschiedene Einbindetiefe untersucht:

- $t = 2,12 \text{ m}$ für ein freies Auflager
- $t = 3,65$ für eine bodenmechanische Einspannung bis zum theoretischen Fußpunkt ohne Zuschlag
- $t = 4,40 \text{ m}$ für eine bodenmechanische Einspannung nach *Blum* mit einem Zuschlag von 20 % auf die Einbindetiefe bis zum theoretischen Fußpunkt.

Bild 12 zeigt die Berechnungsergebnisse für die Spundwand mit nichtlinearer Bettung des Wandfußes nach *Besler* unter Berücksichtigung einer Vorbelastung durch das Gewicht des Baugrubenaushubs. Um das Verständnis zu erleichtern, sind neben den Spannungsverteilungen mit Einwirkungen und Bodenre-

aktionen auch die Biege- und die Momentenlinien wiedergegeben.

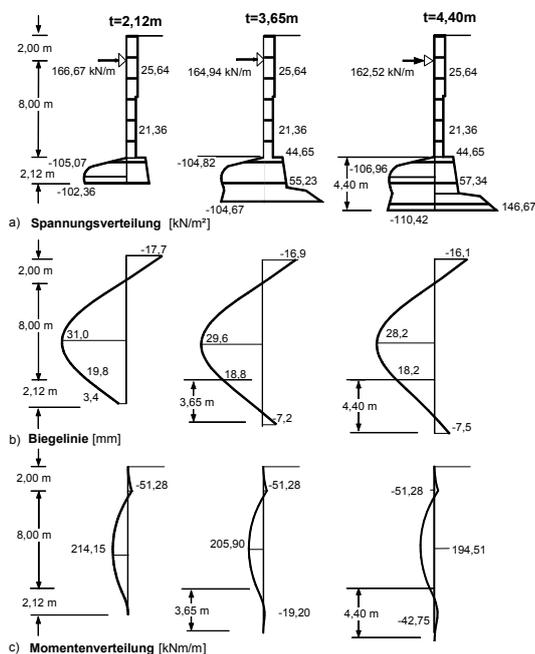


Bild 12: Berechnungsergebnisse für drei verschiedene Einbindetiefen

Für den Nachweis werden die Bodenreaktionen vor dem Wandfuß auf der Baugrubenseite zur Resultierenden

$$B_{h,k} = \int_0^t \sigma_{ph,k} dz \quad (10)$$

integriert. Dreht sich der Wandfuß zurück und wird ein Verschiebungsnulldpunkt erreicht, sind die Bodenreaktionen nur von der Baugrubensohle bis zum Verschiebungsnulldpunkt zu berücksichtigen.

Wird durch eine Einspannung ein Verschiebungsnulldpunkt erreicht und ist das Verformungsbild ähnlich wie bei einer Wanddrehung um den Fußpunkt, ist nach EB 102, Absatz 12 nicht der Erdwiderstand $E_{phP,k}$ für eine Parallelbewegung, sondern der reduzierte Erdwiderstand $E_{phF,k}$ für eine Drehung um den Fußpunkt maßgebend. Nach DIN 4085 und EB 102, Absatz 12 liegt der Reduktionsfaktor zwischen 0,5 und 0,62. Je nach Einbindetiefe ist das Verformungsbild nicht immer eindeutig einer Parallelbewegung oder einer Drehung um den Fußpunkt zuzuordnen. Hier besteht ein gewisser Ermessensspielraum.

Der Erdwiderstandsbeiwert wurde in dem Beispiel nach Caquot/Kérisel zu $K_{ph} = 6,557$ ermittelt (s. Abschnitt 4).

6.2 Einbindetiefe $t = 2,12$ m

Bei einer Einbindetiefe $t = 2,12$ m ergibt die Integration bis zum Wandfuß $B_{h,k} = 172,5$ kN/m. Der resultierende passive Erddruck beträgt

$$E_{phP,k} = 0,5 \cdot 2,12^2 \cdot 6,557 \cdot 18 = 265,2 \text{ kN/m}$$

Mit den Bemessungswerten

$$B_{h,d} = \gamma_G \cdot B_{h,k} = 1,2 \cdot 172,5 = 207,0 \text{ kN/m}$$

und

$$E_{phP,d} = 265,2 / 1,3 = 204,4 \text{ kN/m}$$

ergibt sich

$$B_{h,d} \approx E_{phP,d}$$

und der Nachweis ist gerade erfüllt.

6.3 Einbindetiefe $t = 3,65$ m

Bei einer Einbindetiefe $t = 3,65$ m ergibt sich ein Verschiebungsnulldpunkt bei $z_0 = 2,48$ m. Die resultierende theoretische Bodenreaktion beträgt

$$B_{h,k} = \int_0^{z_0} \sigma_{ph,k} dz = 211,1 \text{ kN/m}$$

und der resultierende charakteristische Erdwiderstand für Parallelbewegung berechnet sich zu

$$E_{phP,k} = 0,5 \cdot 2,48^2 \cdot 6,557 \cdot 18 = 362,9 \text{ kN/m}$$

Maßgebend ist strenggenommen der Erdwiderstand für eine Drehung um den Fußpunkt $E_{phF,k}$ (s. Bild 12 b und c). Geht man von dem Mittelwert für den Abminderungsfaktor aus, erhält man

$$E_{phF,k} = 0,56 \cdot E_{phP,k} = 203,3 \text{ kN/m}$$

Mit den Bemessungswerten

$$B_{h,d} = 1,2 \cdot 211,1 = 253,3 \text{ kN/m}$$

sowie

$$E_{phF,d} = 203,3 / 1,3 = 156,3 \text{ kN/m}$$

läßt sich der Nachweis nicht erbringen.

Setzt man dagegen den Erdwiderstand für Parallelbewegung an, erhält man

$$E_{phP,d} = 1/1,3 \cdot 362,9 = 279,2 \text{ kN/m}$$

und

$$B_{h,d} = 253,3 \text{ kN/m} < E_{phP,d} = 279,2 \text{ kN/m}$$

und der Nachweis gelingt.

6.4 Einbindetiefe $t = 4,40$ m

Analog zu Abschnitt 6.3 ergibt sich:

$$z_0 = 3,00 \text{ m}$$

$$B_{h,k} = 258,6 \text{ kN/m}$$

$$B_{h,d} = 310,3 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}E_{\text{phP,k}} &= 531,1 \text{ kN/m} \\E_{\text{phP,d}} &= 408,5 \text{ kN/m} \\E_{\text{phF,k}} &= 297,42 \text{ kN/m} \\E_{\text{phF,d}} &= 228,8 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Wie bei $t = 3,65 \text{ m}$ kann die Einbindetiefe bei Ansatz des rechnerischen Erdwiderstands für eine Drehung um den Fußpunkt nicht nachgewiesen werden.

Offensichtlich besteht bei Wänden mit einem Verschiebungsnulldpunkt im Wandfußbereich ein Widerspruch zwischen einer Berechnung mit einer bodenmechanischen Einspannung nach Blum und einer Berechnung mit Bettung. In diesem Punkt besteht noch Klärungsbedarf.

Literatur

- [1] *Besler, D.*: Verschiebungsgrößen bei der Mobilisierung des Erdwiderstandes von Sand. *Bautechnik* 72 (1995), S. 748-755.
- [2] *Besler, D.*: Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 22, 1998.
- [3] *Franke, E.*: Pfähle, Grundbautaschenbuch, Herausgeber *Smolczyk, U.*, Teil 3, 5. Auflage, Ernst & Sohn, 1997.
- [4] *Hettler, A.*: Horizontal belastete Pfähle mit nichtlinearer Bettung in körnigen Böden. Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 102, 1986.
- [5] *Hettler, A., Besler, D.*: Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand, *Bautechnik* 78 (2001), S. 89 – 100.
- [6] *Hettler, A., Maier, Th.*: Verschiebungen des Bodenauflegers bei Baugruben auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktion von *Besler*, *Bautechnik* 81 (2004), S. 323-336.
- [7] *Hettler, A., Vega-Ortiz, S., Gutjahr, St.*: Nichtlinearer Bettungsansatz von *Besler* bei Baugrubenwänden, *Bautechnik* 82 (2005), Heft 9, S. 593-664
- [8] *Kempfert, H.-G., Smolczyk, U.*: Pfahlgründungen, Grundbautaschenbuch, Herausgeber *Smolczyk, U.*, Teil 3, 6. Auflage, Ernst & Sohn, 2001.
- [9] *Rifaat, I.*: Die Spundwand als Erddruckproblem, Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik, ETH Zürich, Nr. 5, 1935.
- [10] *Weißbach, A.*: Baugruben, Teil III, Berechnungsverfahren, Ernst & Sohn, 1987, Reprint 2001.
- [11] *Weißbach, A., Gollub, P.*: Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ort betonwände. *Bautechnik* 72 (1995), S. 780-799.
- [12] *Weißbach, A., Hettler, A.*: Baugrubensicherung, Herausgeber *Smolczyk, U.*, Grundbautaschenbuch, Teil 3, 6. Auflage, Ernst & Sohn, 2001.
- [13] *Weißbach, A.*: Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens und der Finite-Elemente-Methode. *Bautechnik* 80 (2003), S. 75–80.
- [14] *Weißbach, A., Hettler, A.*: Berechnung von Baugrubenwänden nach der neuen DIN 1054. *Bautechnik* 80 (2003), S. 857-874.

4.1 Einleitung

Mit dem vorliegenden Abschnitt 4 der Empfehlungen schließt der Arbeitskreis 1.6 der DGGT inhaltlich unmittelbar an die bereits veröffentlichten Abschnitte der Empfehlungen des Arbeitskreises an (Abschnitt 1: Empfehlungen zur Durchführung numerischer Berechnungen (1991); Abschnitt 2: Tunnelbau unter Tage (1996); Abschnitt 3: Baugruben (2002)). Die Ausarbeitung geht auf aktuelle Entwicklungen vor allem auf den Gebieten der Standsicherheitsberechnungen und der Formulierung von Stoffmodellen ein. Bezüglich der Verformungsberechnungen, aber auch der Grundlagen der Erstellung des numerischen Modells (Wahl des Berechnungsausschnitts, Einfluss der Diskretisierung, Bedeutung einer 2D gegenüber einer 3D-Betrachtung und Modellierung von Bauteilen und Strukturelementen) wird im Wesentlichen auf die bisherigen Veröffentlichungen des Arbeitskreises verwiesen.

Seit dem Erscheinen der ersten Empfehlung im Jahr 1991 haben sich die numerischen Verfahren, und hier stand immer die Methode der Finiten Elemente (FEM) im Vordergrund, zu einem Standardwerkzeug des geotechnischen Ingenieurs entwickelt. Aufgrund der umfangreichen wissenschaftlichen Entwicklungen in dieser Zeit, zum Beispiel hinsichtlich beschreibbarer Prozesse und der Modellierung des Materialverhaltens sowie der Entwicklungen der EDV-Kapazitäten, erscheint es wichtig, zunächst den aktuellen Stand der numerischen Verfahren zu betrachten.

Selbstverständliche Bestandteile einer jeden Modellierung mit der FEM müssen die realistische Erfassung des Initialzustands (unter anderem Topographie, geologische Geschichte, vgl. Empfehlungen des AK 1.6, Abschnitt 1.4 (1991)) und die numerische Nachverfolgung der relevanten Bauzustände (einschließlich Änderungen des Grundwasserstands, der Materialien, der Strukturelemente und eventueller Konsolidationsphasen) sein. Der Einfluss des Initialspannungszustands auf die Berechnungsergebnisse ist grundsätzlich in Abhängigkeit von der gewählten Methode und/oder des verwendeten Materialmodells durch eine Sensitivitätsanalyse bezüglich der relevanten Kennwerte (zum Beispiel Seitendruckbeiwert, Überkonsolidationsverhältnis) zu überprüfen.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens steht eine umfangreiche Sammlung von Stoffmodellen zur Verfügung. Bei deren Auswahl muss gelten: So „komplex“ wie nötig, aber so „einfach“ wie möglich. Dabei ist zu berücksichtigen, dass für unterschiedliche Fragestellungen (Standsicherheits- oder Verformungsberechnungen) durchaus unterschiedliche Ansprüche an die jeweiligen Ansätze gestellt werden müssen. Die Auswahl des

Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik

Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4

**Professor Tom Schanz,
Bauhaus-Universität Weimar,
Obmann AK 1.6**



Materialansatzes muss im Einklang mit den durchgeführten boden- beziehungsweise felsmechanischen Untersuchungen und den dadurch ermittelten geotechnischen Parametern erfolgen.

Die folgenden Empfehlungen beziehen sich auf Böden mit üblichen geotechnischen Eigenschaften. Böden mit außergewöhnlichen Eigenschaften (hohes Sackungs- oder Quellpotenzial, Zementierung, Alterungserscheinungen) sind gesondert zu betrachten.

Neben einer Überprüfung (Validierung) des gewählten numerischen Modells (unter anderem Art der Diskretisierung, Vergleich mit eventuell vorliegenden analytischen Näherungen) kommt der Frage nach der Übertragbarkeit der charakteristischen Materialparameter aus den Laborversuchen auf die praktische Ingenieuraufgabe eine entscheidende Bedeutung zu (Kalibrierung und Verifizierung des gewählten Modells). Besondere Bedeutung haben die letztgenannten Aspekte bei der Durchführung von Berechnungen unter Berücksichtigung zeitabhängiger Prozesse (Konsolidation, Kriechen). Bei derartigen Berechnungen besteht eine wichtige Interaktion zwischen der geometrischen Diskretisierung und der Größe der gewählten Zeitschritte.

Die vorliegende Empfehlung wurde von den Mitgliedern des AK 1.6 der DGGT „Numerik in der Geotechnik“ erarbeitet. Dem Arbeitskreis gehören aktuell an: Professor J. Engel, Dr. P. Gollub, Professor I. Herle, Dr. M. Hohberg, Professor W. Krajewski, Dr. P. Meyer, Dr. E. Perau, Dr. W. Schuck, Dr. R. Schwab, Professor H. Schweiger, Professor J. Stahlmann, Dr. H. Walter, Dr. J. Wehr, Dr. D. Winselmann, Dr. P. v. Wolffersdorff und Professor T. Schanz (Obmann).

1. **Empfehlungen zur Durchführung numerischer Berechnungen**
 - 1.1 Geometrisches Modell
 - 1.2 Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen
 - 1.3 Diskretisierung
 - 1.4 Primärspannungszustand
 - 1.5 Bauzustände
 - 1.6 Stoffgesetze für Boden und Fels
 - 1.6.1 Fels
 - 1.6.2 Boden unter dränierten Bedingungen
 - 1.6.3 Gesättigte kohäsive Böden unter undränierten Bedingungen
 - 1.6.4 Materialien mit zeitabhängigem Verhalten
 - 1.7 Iterationstechnik
 - 1.8 Dokumentation der numerischen Berechnung
2. **Tunnelbau unter Tage**
 - 2.1 Vorbemerkungen
 - 2.2 Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen, Diskretisierung
 - 2.3 Simulation von Bauverfahren
 - 2.3.1 Bauverfahren
 - 2.3.2 Spritzbetonbauweise
 - 2.3.3 Schildvortrieb und Rohrvorpressungen
 - 2.3.4 Gefrierverfahren
 - 2.4 Auswertung und Beurteilung der Berechnungsergebnisse
 - 2.5 Rückkopplung zwischen Berechnung und Messung
3. **Baugruben**
 - 3.1 Vorbemerkungen
 - 3.2 Numerisches Modell, Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen, Diskretisierung
 - 3.3 Hinweise zur Wahl des Stoffmodells
 - 3.3.1 Allgemeines
 - 3.3.2 Dränierte/undränierte Analyse – Berücksichtigung von Konsolidierungsvorgängen
 - 3.4 Einfluss des Grundwassers
 - 3.4.1 Allgemeines
 - 3.4.2 Simulation der Grundwasserabsenkung im numerischen Modell
 - 3.4.3 Sonstiges
 - 3.5 Numerische Simulation des Baugrubenverbau
 - 3.5.1 Spundwände, Bohrpfahl- und Schlitzwände sowie im Düsenstrahlverfahren hergestellte Verbauwände
 - 3.5.2 Frostwände
 - 3.5.3 Trägerverbau
 - 3.5.4 Bodenvernagelung
 - 3.5.5 Verpressanker und Steifen
 - 3.6 Sicherung der Baugrubensohle
 - 3.6.1 Allgemeines
 - 3.6.2 Tiefliegende Dichtsohlen
 - 3.6.3 Hochliegende Sohlen
 - 3.7 Auswertung und Beurteilung der Berechnungsergebnisse
 - 3.7.1 Plausibilitätskontrollen
 - 3.7.2 Verformungsprognosen
 - 3.8 Ausblick
4. **Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik**
 - 4.1 Einleitung
 - 4.2 Stoffmodelle und Materialkennwerte
 - 4.2.1 Vorbemerkungen
 - 4.2.2 Häufig verwendete Stoffmodelle
 - 4.2.2.1 Linear-elastische Stoffmodelle
 - 4.2.2.2 Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmodul
 - 4.2.2.3 Elastisch-idealplastische Stoffmodelle
 - 4.2.2.4 Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung
 - 4.2.2.5 Komplexe Stoffmodelle
 - 4.2.3 Bestimmung der Materialparameter
 - 4.2.3.1 Allgemeines
 - 4.2.3.2 Festigkeitsparameter
 - 4.2.3.3 Steifigkeitsparameter
 - 4.2.4 Auswahl, Validierung und Kalibrierung der Stoffmodelle
 - 4.3 Verformungsberechnungen (Gebrauchstauglichkeit)
 - 4.3.1 Allgemeines
 - 4.3.2 Modellbildung
 - 4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)
 - 4.4 Standsicherheitsberechnungen
 - 4.4.1 Einführung
 - 4.4.2 Vorgehensweise zur Bestimmung der Standsicherheit
 - 4.4.3 Modellbildung
 - 4.4.3.1 Allgemeines
 - 4.4.3.2 Stoffmodelle für Boden
 - 4.4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)
 - 4.5 Berücksichtigung des Grundwassers
 - 4.5.1 Allgemeines
 - 4.5.2 Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts
 - 4.5.3 Modellbildung
 - 4.6 Anhang
 - Beiblatt 1: Berechnungsbeispiele Baugruben
 - Beiblatt 2: Berechnungsbeispiele Böschungen

Gesamtgliederung der Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“. Die als Anhang angeführten Berechnungsbeispiele zum Abschnitt 4 werden voraussichtlich in den Ausgaben 2006/3 und 2006/4 dieser Zeitschrift veröffentlicht.

3D-Berechnungen bilden trotz verfügbarer Hardware auch aktuell noch die Ausnahme in der Praxis. Sie bleiben der Behandlung ausgewählter, in der Regel komplexer Aufgabenstellungen vorbehalten. Sie können jedoch, exemplarisch durchgeführt, 2D-Studien sinnvoll unterstützen beziehungsweise ergänzen und sind in einzelnen Fällen sogar unverzichtbar.

Entsprechend den Vorgaben der aktuellen nationalen und internationalen Normung werden in der vorliegenden Empfehlung sowohl Fragen der Gebrauchstauglichkeit als auch Fragen der Standsicherheit behandelt.

Der Abschnitt 4.2 dieser Empfehlungen enthält einige einführende Erläuterungen zu Stoffmodellen, die zum Verständnis der weiteren Kapitel notwendig sind. Im Abschnitt 4.3 wird auf Fragen der Verformungsberechnungen, vor allem bei Baugruben, eingegangen. Bei solchen Untersuchungen können unterschiedliche Stoffmodelle zu signifikanten Unterschieden bei den numerischen Ergebnissen führen. Die ausreichende Komplexität der Materialgleichungen, in Abhängigkeit von der jeweiligen Fragestellung, ist eine wesentliche Voraussetzung für eine realistische Modellierung.

Zentrales Anliegen dieser Empfehlung ist die Bewertung der Anwendbarkeit von numerischen Methoden (FEM) zur Behandlung von Standsicherheitsuntersuchungen bei Böschungen und Baugruben im Abschnitt 4.4. Neben der realistischen Beschreibung des Baugrunds (Schichtung, GW-Verhältnisse, Materialparameter) wird besonders der Einfluss der Beschreibung der verschiedenen konstruktiven Elemente (Wandsysteme, Verankerungen, Aussteifungen) im Rahmen einer Standsicherheitsuntersuchung behandelt. Zusätzlich zu den bodenmechanischen Aspekten haben bei der Behandlung von Standsicherheitsproblemen weitere konzeptionelle und numerische Aspekte einen entscheidenden Einfluss. Zum einen sind prinzipiell verschiedene Definitionen der Standsicherheit denkbar. Zum anderen ist die spezifische numerische Umsetzung der jeweiligen Sicherheitsermittlung zu bewerten.

Im Abschnitt 4.5 wird auf die numerische Modellierung von gekoppelten hydraulisch-mechanischen Problemen, das heißt die Berücksichtigung von strömendem Grundwasser, eingegangen.

Die Empfehlung wird durch eine Beispieldokumentation ergänzt. Anhand von typisierten Randwertproblemen wird detailliert dargestellt, bei welcher Art von Aufgabenstellungen die Anwendung der FEM sinnvoll möglich ist.

4.2 Stoffmodelle und Materialkennwerte

4.2.1 Vorbemerkungen

Numerische Berechnungen stellen mathematisch-physikalische Modellierungen praktischer Fragestellungen dar. Sie beinhalten eine vereinfachte Nachbildung des Baugrunds einschließlich der für die jeweils aktuelle Fragestellung relevanten Stoffeigenschaften. Hierzu stehen Stoffmodelle zur Verfügung, die das reale Verhalten des Bodens mathematisch abbilden. Um das mechanische Verhalten von Böden zu beschreiben, werden mit Stoffmodellen Zusammenhänge zwischen Spannungen und Dehnungen formuliert. Verschiedentlich werden darüber hinaus zum Beispiel auch zeitliche und/oder thermische Effekte berücksichtigt.

Es ist grundsätzlich festzustellen, dass es das „richtige Stoffmodell“ nicht gibt. Vielmehr stellen alle entwickelten Formulierungen Näherungen dar, und häufig kann mit unterschiedlichen Ansätzen das reale Verhalten des Bodens in ähnlicher Qualität beschrieben werden.

4.2.2 Häufig verwendete Stoffmodelle

4.2.2.1 Linear-elastische Stoffmodelle

Bei diesen Stoffmodellen besteht bei beliebigen Belastungen ein und derselbe lineare Zusammenhang zwischen Spannungen σ und Dehnungen ϵ (elastisches Verhalten). Das isotrope linear-elastische Stoffmodell wird auch als Hookesches Gesetz bezeichnet. Dabei besagt die Isotropie, dass der lineare Zusammenhang in alle Richtungen gleichermaßen gilt und mit zwei Stoffparametern (zum Beispiel Elastizitätsmodul E und Querdehnungszahl ν oder Schubmodul G und Kompressionsmodul K) beschrieben werden kann.

Anisotropie bedeutet, dass der lineare Zusammenhang richtungsabhängig ist. Es werden mehr als zwei Stoffparameter benötigt.

Lineare Elastizität schließt beliebige Zug- und Druckspannungen ein, das heißt, es fehlt eine Grenzbedingung für zulässige Spannungen, zum Beispiel das Kriterium nach Mohr-Coulomb.

Linear-elastische Stoffmodelle sind in der Regel Bestandteil von linear-elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (siehe Abschnitt 4.2.2.3).

(E2-1) Linear-elastische Stoffmodelle sind, wegen des Fehlens einer Grenzbedingung bezüglich zulässiger Spannungszustände, zur Modellierung des Materialverhaltens von Böden in der Regel ungeeignet. Bauwerke und Bauteile können bei Verformungsberechnungen in der Geotechnik jedoch in der Regel ausreichend genau als linear elastisch angenommen werden.

4.2.2.2 Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln

Grundlage für Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln (zum Beispiel das Stoffmodell

DAS BRANCHENEREIGNIS
DES JAHRES

Railway Technology · Interiors
Infrastructure · Public Transport
Transport IT · Services
in



InnoTrans
2006

19.-22. September

Internationale Fachmesse für
Verkehrstechnik
Innovative Komponenten · Fahrzeuge · Systeme

Mit Gleisgeländeausstellung und Convention
Messegelände Berlin
www.innotrans.de



Messe Berlin

Bild 1. Nicht-lineares Verhalten nach Stoffmodellen mit veränderlichen Elastizitätsmoduln (gestrichelte Linien) und lineares beziehungsweise bilineares Verhalten nach linearelastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (durchgezogene Linien) im Triaxialversuch (links) und im Ödometerversuch (rechts).

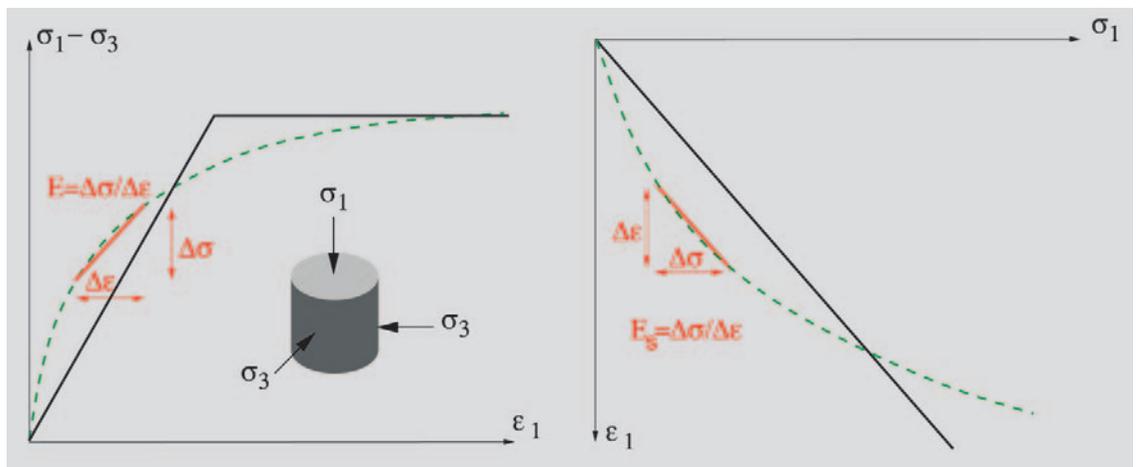
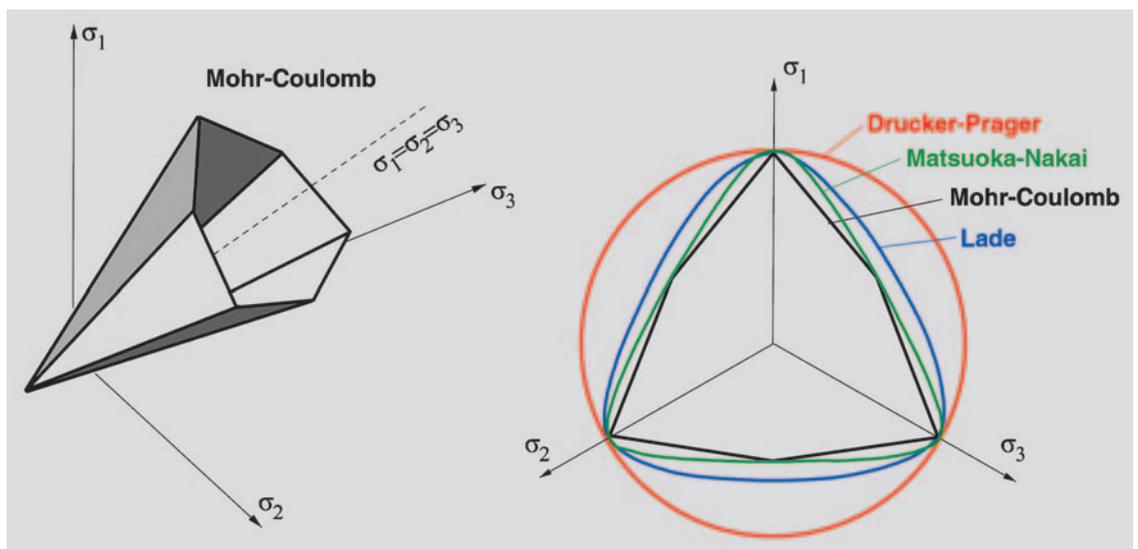


Bild 2. Grenzbedingungen; links im Hauptspannungsraum, rechts in der Ebene der deviatorischen Spannungen.



von Duncan/Chang) sind empirische Ansätze, welche die nichtlineare Beziehung zwischen Spannungen σ und Dehnungen ϵ beschreiben. Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln werden als Zusammenhang zwischen Zuwächsen von Spannung und Dehnung ($\Delta\sigma$ und $\Delta\epsilon$) formuliert (Bild 1). Die darin enthaltenen Elastizitätsmoduln können sowohl von der Spannung σ als auch von der Dehnung ϵ abhängen. In beiden Fällen ergibt sich eine spannungsabhängige Steifigkeit.

Zusätzlich kann die sich aus veränderlichen Elastizitätsmoduln ergebende Steifigkeit von der Belastungsrichtung abhängen (Be-, Ent- oder Wiederbelastung). Dadurch können bleibende Dehnungen entstehen.

(E2-2) Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln sind wegen ihrer spannungsabhängigen Steifigkeit grundsätzlich für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr (monotone Belastung) geeignet, zum Beispiel Setzungsberechnungen unter Dammschüttungen. Die Anwendbarkeit dieser Stoffmodelle für andere Arten von Verformungsberechnungen sollte wegen ihrer unterschiedlichen Gültigkeitsbereiche sowie der Vielfalt der

Formulierungen und Abhängigkeiten von der Belastungsrichtung im Einzelfall anhand der Plausibilität der Berechnungsergebnisse und gegebenenfalls anhand geeigneter experimenteller Daten überprüft werden.

(E2-3) Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln sind für Standsicherheitsberechnungen nur dann sinnvoll, wenn zusätzlich eine geeignete Grenzbedingung enthalten ist (siehe Abschnitt 4.2.2.3).

4.2.2.3 Elastisch-idealplastische Stoffmodelle

Bei dieser Klasse von Stoffmodellen gibt es einen Bereich zulässiger Spannungen, der durch eine Grenzbedingung (zum Beispiel das Kriterium nach Mohr-Coulomb, nach Drucker-Prager, nach Matsuoka-Nakai oder nach Lade) eingeschlossen ist. Die Grenzbedingung (Bild 2) wird in der Regel durch den Reibungswinkel ϕ und die Kohäsion c definiert.

Erfüllt die Spannung σ die Grenzbedingung, entsteht außer einer elastischen Dehnung ϵ^{el} auch eine plastische Dehnung ϵ^{pl} . Das plastische Verhalten wird durch die Grenzbedingung und eine Fließregel definiert. Durch die Fließregel werden die Richtung und der Betrag des Zuwachses der

plastischen Dehnung $\Delta \epsilon^{pl}$ festgelegt. Sie wird aus einem plastischen Potenzial abgeleitet und ermöglicht die Berücksichtigung sowohl von Volumenvergrößerungen (Dilatanz) als auch von Volumenverkleinerungen (Kontraktanz) infolge von Scherbeanspruchungen. Die Art der Volumenänderung wird meistens durch den Dilatanzwinkel ψ beschrieben (Bild 3).

Innerhalb des Bereichs zulässiger Spannungen ist das Materialverhalten linear-elastisch gemäß Abschnitt 4.2.2.1 (unabhängig von der Belastungsrichtung), das heißt es liegt zum Beispiel für ödometrische Belastung und Entlastung die gleiche konstante Steifigkeit zu Grunde, und es kommt zu keinen bleibenden Verformungen (Bild 4). Bei dieser Kategorie von Stoffmodellen sind der Reibungswinkel ϕ und der Dilatanzwinkel ψ ebenfalls spannungs- und dichteunabhängig.

Elastisch-idealplastische Stoffmodelle werden für Zuwächse der Spannung und der Dehnung ($\Delta \sigma$ und $\Delta \epsilon$) formuliert. Ein definierter Zusammenhang zwischen Spannung σ und Dehnung ϵ besteht jedoch nicht.

(E2-4) Das Kriterium nach Mohr-Coulomb ist für Standsicherheitsberechnungen prinzipiell geeignet. In diesem Kriterium wird die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung (höhere Scherfestigkeit zum Beispiel im Biaxialversuch als im Triaxialversuch) jedoch nicht berücksichtigt, was bei ebenen und dreidimensionalen Standsicherheitsberechnungen zu Reserven führt. In den Kriterien nach Matsuoka/Nakai und Lade hängt die Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung ab, und die Reserven bei Standsicherheitsberechnungen werden genutzt. Das bekannte Kriterium nach Drucker-Prager ist für Standsicherheitsberechnungen ungeeignet, da die Scherfestigkeit je nach Belastungspfad stark überschätzt werden kann.

(E2-5) Der Dilatanzwinkel ψ sollte immer kleiner als der Reibungswinkel ϕ angenommen werden (nicht assoziierte Fließregel).

Falls keine experimentell bestimmten ψ -Werte vorliegen, wird folgende Näherung empfohlen: $\psi = \phi - 30^\circ$ für Reibungswinkel $\phi \geq 30^\circ$ beziehungsweise $\psi = 0$ für Reibungswinkel $\phi < 30^\circ$. Während fortgesetzter Scherung sollte ab einer kritischen Volumenvergrößerung beziehungsweise Porenzahl auch für Reibungswinkel $\phi \geq 30^\circ$ keine Dilatanz mehr auftreten, das heißt es sollte $\psi = 0$ gelten (vgl. Bild 3).

(E2-6) Elastisch-idealplastische Stoffmodelle sind für Standsicherheitsberechnungen grundsätzlich geeignet.

(E2-7) Elastisch-idealplastische Stoffmodelle sind bedingt geeignet für Verformungsberechnungen ohne Richtungswechsel, zum Beispiel Setzungsrechnungen unter Dammschüttungen. Es wird empfohlen, eine mit der Tiefe zunehmende Steifigkeit durch Modellierung mehrerer Schichten mit jeweils konstanter Steifigkeit anzunähern.

4.2.2.4 Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung

Bei elastoplastischen Stoffmodellen mit Verfestigung (zum Beispiel Cam-Clay-Modell, Hardening-Soil-Modell) entstehen plastische Dehnungen ϵ^{pl} bereits vor Erreichen der Grenzbedingung. Diese plastischen Dehnungen sind an eine Fließbedin-

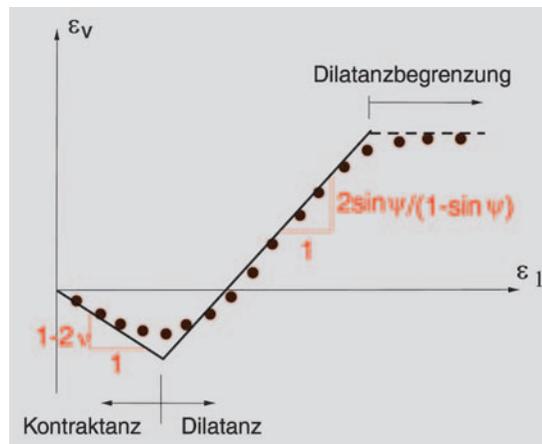


Bild 3. Kontraktanz und Dilatanz im Triaxialversuch (Versuchsergebnis mit Punkten dargestellt).

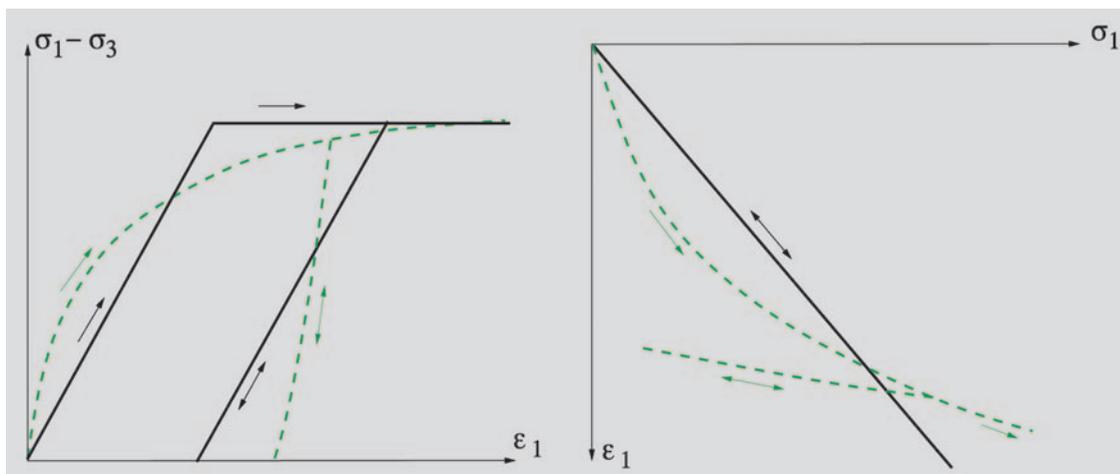


Bild 4. Be- und Entlastungszyklen nach linear-elastisch-idealplastischen Stoffmodellen (durchgezogene Linien) und nach elastoplastischen Stoffmodellen mit Verfestigung (gestrichelte Linien) im Triaxialversuch (links) und im Ödometerversuch (rechts).

gung und die im Abschnitt 4.2.2.3 angesprochene Fließregel gekoppelt. Es wird eine spannungsabhängige elastoplastische Steifigkeit formuliert (vgl. Bild 4). Bei Erfüllen der Fließbedingung befindet sich der Spannungszustand σ auf einer Fließfläche, deren Größe sich mit fortschreitender plastischer Dehnung ϵ^{pl} ändert (Aufweiten der Fließfläche). Dieses Verhalten wird als Verfestigung bezeichnet. Die Größenänderung der Fließfläche geschieht nach allen Richtungen gleichmäßig (isotrop).

In der Regel hat die Fließfläche eine Gestalt, durch die der elastische Bereich allseitig umschlossen ist, zum Beispiel eine zusammengesetzte Form aus „Kegel“ und „Kappe“ oder die Form eines Ellipsoids. Dadurch können auch plastische Dehnungen bei Kompressionsbeanspruchungen abgebildet werden.

Bei elastoplastischen Stoffmodellen mit isotroper Verfestigung ist die Gestaltänderung der Fließfläche symmetrisch.

Das Cam-Clay-Modell ist geeignet zur Beschreibung von weichen, normalkonsolidierten beziehungsweise leicht überkonsolidierten Böden, bei denen die Steifigkeit proportional zum mittleren Druck zunimmt. In der Regel wird im Cam-Clay-Modell die Grenzbedingung nach Drucker-Prager eingeführt. Dies kann zur Überschätzung des Scherwiderstands führen (vgl. E2-4).

Das Hardening-Soil-Modell ist für eine Vielzahl von Böden geeignet. Die Fließfläche besteht aus einem „Kegel“ und einer „Kappe“. Dementsprechend setzt sich die plastische Dehnung ϵ^{pl} aus zwei Anteilen zusammen (plastische „Kegel-Dehnung“ und plastische „Kappen-Dehnung“). Es ist die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb enthalten.

(E2-8) Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung sind grundsätzlich für Verformungsberechnungen einschließlich weniger Richtungsumkehrungen geeignet.

(E2-9) Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung sind für Standsicherheitsberechnungen in gleicher Weise wie elastisch ideal-plastische Stoffmodelle geeignet. Bei identischen Grenzbedingungen bieten sie gegenüber den elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen für Standsicherheitsberechnungen keine Vorteile.

(E2-10) Bei ödometrischer Erstbelastung ergibt sich nichtlineares elastoplastisches Verhalten, bei Ent- und Wiederbelastung steiferes elastisches Verhalten (vgl. Bild 4). Deswegen sind Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung für Verformungsberechnungen bei Aushubvorgängen besonders geeignet.

4.2.2.5 Komplexe Stoffmodelle

Komplexe Stoffmodelle enthalten in der Regel außer der Spannung σ und gegebenenfalls der Porenzahl e noch weitere, meistens nicht messba-

re Zustandsgrößen. Ihr Vorteil besteht darin, dass das Materialverhalten auch bei komplizierten Belastungspfaden (zum Beispiel bei zyklischen Beanspruchungen beziehungsweise das Verhalten bei sehr kleinen Dehnungen – small strains) realistisch beschrieben werden kann. Nachteilig ist, dass die verschiedenen Zustandsgrößen für den Anfangszustand bekannt sein müssen und für eine praktische Anwendung sehr vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der Stoffgesetze vorliegen müssen.

Elastoplastische Stoffmodelle mit anisotroper Verfestigung

Die Gestalt, Größe und Lage der Fließfläche kann sich in Abhängigkeit von der Verformungsgeschichte in komplexer Art verändern. Diese Art von Stoffmodellen besitzt eine mathematisch komplizierte Struktur und enthält oft eine höhere Anzahl von Stoffparametern.

Hypoplastische Stoffmodelle

Bei hypoplastischen Stoffmodellen wird nicht zwischen elastischer und plastischer Dehnung unterschieden. Dadurch entfallen Fließfläche, Fließregel und Verfestigungsgesetz. Dennoch ergeben sich bei verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedliche nichtlineare, spannungs- und dichteabhängige Materialsteifigkeiten. Zur Erfassung von komplizierten Belastungspfaden (zum Beispiel zyklische Beanspruchungen) wird neben der Spannung σ und der Porenzahl e zusätzlich die „intergranulare Dehnung“ als Zustandsgröße einbezogen.

(E2-11) Komplexe Stoffmodelle sind grundsätzlich für verschiedenartige Verformungsberechnungen geeignet. Nur mit diesen Stoffmodellen kann zyklisches Verhalten von Böden modelliert werden. Ihre Anwendung erfordert Erfahrung und intensive Plausibilitätskontrollen.

4.2.3 Bestimmung der Materialparameter

4.2.3.1 Allgemeines

Materialparameter sind immanente Bestandteile von Stoffmodellen. In vielen Stoffmodellen wird auf Materialparameter der konventionellen Bodenmechanik (zum Beispiel Reibungswinkel ϕ , Kohäsion c oder Steifemodul E_s) zurückgegriffen. Zum Teil haben Materialparameter keinen Bezug zur konventionellen Bodenmechanik und sind allein durch das jeweilige Stoffmodell definiert. Die Parameterbestimmung für innere Zustandsgrößen von komplexen Stoffmodellen wird hier nicht behandelt.

(E2-12) Der Anwender muss wissen, welche Zustandsgrößen in dem verwendeten Stoffmodell enthalten sind, um die Prinzipien der Parameterbestimmung verstehen und handhaben zu können und somit auch Auswirkung der Parameter auf die Genauigkeit der Ergebnisse bewerten zu können.

- (E2-13) Die Parameter von Stoffmodellen sollten als repräsentative Werte angegeben werden. Es sind keine Sicherheitszuschläge und Sicherheitsabschläge anzusetzen.
- (E2-14) Es wird empfohlen, die Parameter von Stoffmodellen nicht nur anhand einer Methode zu bestimmen, sondern sie anhand weiterer Verfahren zu überprüfen. In der Regel sollten die verwendeten Ansätze durch Nachrechnung von Messergebnissen überprüft werden.

4.2.3.2 Festigkeitsparameter

In der Regel wird die Grenzbedingung durch die beiden konventionellen effektiven Scherparameter Reibungswinkel ϕ' und Kohäsion c' oder durch Hilfsgrößen, die sich auf diese beiden Parameter zurückführen lassen, definiert. Gegebenenfalls sind zusätzliche Parameter, zum Beispiel der Reibungswinkel triaxialer Extensionsversuche ϕ_{ext} , erforderlich.

- (E2-15) Die Bestimmungsmethoden für die effektiven Scherparameter ϕ' und c' sind weitgehend durch Normen geregelt. In begründeten Fällen sind Sonderversuche notwendig, zum Beispiel Biaxialversuch, triaxialer Extensionsversuch.
- (E2-16) Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen verfügbar sind, können die Scherparameter als repräsentative Werte anhand von Er-

fahrungen beziehungsweise aus Korrelationen zu Klassifikationskennwerten oder Ergebnissen von Felduntersuchungen abgeschätzt werden.

- (E2-17) Andere Parameter, zum Beispiel der Dilatanzwinkel ψ , werden in der Regel anhand der Ergebnisse von Triaxialversuchen und Sonderversuchen bestimmt. Bei der Bestimmung des Dilatanzwinkels ψ ist die Empfehlung (E2-5) zu beachten.

4.2.3.3 Steifigkeitsparameter

Gebräuchliche Steifigkeitsparameter sind der Elastizitätsmodul E und der Steifemodul E_s . Oft wird auf die Parameter von konventionellen Kompressionsgesetzen, zum Beispiel logarithmischer Ansatz nach Terzaghi (Parameter: Kompressionsbeiwert C_c und Schwellbeiwert C_s), Exponentialansatz nach Ohde (Parameter: Referenzsteifigkeit v_c und Exponent w_c) oder auf Parameter von Ansätzen für die Scherphasen von Triaxialversuchen, zum Beispiel hyperbolischer Ansatz Duncan/Chang (zwei Parameter), zurückgegriffen.

Bei manchen Stoffmodellen werden komplexe Ansatzfunktionen verwendet, deren Parameter keine bodenmechanische Bedeutung besitzen und durch „Curve Fitting“ bestimmt werden müssen.

- (E2-18) Der Elastizitätsmodul E kann bei Böden aus Ergebnissen von triaxialen Kompressionsversuchen oder Ödometerversuchen

Ökologisch, flexibel, wirtschaftlich:

Bauen mit Geosynthetics!

HUESKER Projekte im Erd- und Grundbau, Deponiebau, Wasserbau und Verkehrswegebau:
 1) A 26 - Übersicht der Strecke und Rampen am Mast PE 15 2) Deponie Koppelwald 3) Sohl-sicherung im Mittellandkanal 4) ICE-Strecke Hamburg Berlin, Abschnitt Paulinenaue

Als Hersteller von Geosynthetics mit jahrzehntelanger Erfahrung bieten wir Ihnen überzeugende technische Lösungen - wirtschaftlich, sicher, fortschrittlich.

Geosynthetics made by HUESKER - aus Erfahrung zuverlässig!

Geosynthetics für den

- Erd- und Grundbau
- Deponiebau
- Wasserbau
- Verkehrswegebau

Beratung, Planung, Umsetzung - weltweit.

HUESKER Synthetic GmbH
 Postfach 1262 · D-48705 Gescher
 Telefon: (0 25 42) 7 01- 0
 Telefax: (0 25 42) 7 01- 499
 E-mail: info@huesker.de

Besuchen Sie uns im Internet:
www.huesker.com

Abdichten · Bewehren · Dränen · Filtern · Schützen · Stabilisieren · Trennen · Verpacken

Bauen mit Geosynthetics

- als Sekanten- oder Tangentenmodul innerhalb von Spannungsbereichen, die für das jeweilige FE-Modell zutreffend sind, abgeleitet werden. Dabei sind Ent- und Wiederbelastungspfade auszuwerten.
- (E2-19) Der Steifemodul E_s wird in der Regel aus Ergebnissen von Ödometerversuchen als Sekanten- oder Tangentenmodul innerhalb von Spannungsbereichen, die für das jeweilige FE-Modell zutreffend sind, bestimmt.
- (E2-20) Die Querdehnzahl ν kann aus den Ergebnissen von konventionellen Laborversuchen nicht zuverlässig bestimmt werden. Es wird empfohlen, ihre Größe anhand von Erfahrungen in Abhängigkeit vom Stoffmodell abzuschätzen.
- (E2-21) Parameter für Stoffmodelle mit veränderlicher Steifigkeit werden in der Regel anhand der Ergebnisse von Ödometerversuchen und Triaxialversuchen mit gegebenenfalls unterschiedlichen Spannungspfaden bestimmt. In Ausnahmefällen sind zu ihrer Bestimmung Sonderversuche notwendig.
- (E2-22) Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen verfügbar sind, kann der Elastizitätsmodul E beziehungsweise der Steifemodul E_s als repräsentativer Wert anhand von Erfahrungen beziehungsweise aus Korrelationen zu Klassifikationskennwerten oder Ergebnissen von Felduntersuchungen abgeschätzt werden.

4.2.4 Auswahl, Validierung und Kalibrierung der Stoffmodelle

- (E2-23) Die Auswahl eines Stoffmodells zur Durchführung numerischer Berechnungen muss sich am praktischen Problem orientieren. Insbesondere muss es möglich sein, die für die Anwendung des Stoffmodells notwendigen Materialparameter zuverlässig und mit vertretbarem Aufwand zu ermitteln. So ist beispielsweise der Einsatz eines hochwertigen Ansatzes wenig sinnvoll, wenn zur Ableitung der Kennwerte ein dem praktischen Problem nicht entsprechender hoher Versuchsaufwand nötig wird.
- (E2-24) Bei der Auswahl eines Stoffmodells sind folgende Grundregeln zu berücksichtigen:
- ⇨ Das verwendete Stoffmodell soll so einfach wie möglich, aber dennoch so anspruchsvoll wie nötig sein.
 - ⇨ Das verwendete Stoffmodell muss die für die berechnete Problemstellung wesentlichen Effekte beinhalten. Marginale oder gar überflüssige Effekte sollten nicht berücksichtigt werden.
 - ⇨ Die Auswahl des Stoffmodells richtet sich auch nach dem Stand der Bearbeitung

(Machbarkeitsstudie, Vorentwurf, Ausführungsentwurf) und folgt dabei der Richtung „vom Einfachen zum Anspruchsvollen“.

- ⇨ Der Aufwand für Parameterbestimmung, Plausibilitätsprüfung und Sensitivitätsanalyse sowie die Fehleranfälligkeit steigen bei anspruchsvollen Stoffmodellen rapide an, sodass Vergleichsberechnungen – auch mit Einschränkungen – unter Verwendung einfacher Stoffmodelle sinnvoll sind.
- (E2-25) Numerische Berechnungen müssen eine Eignungsüberprüfung des gewählten Stoffmodells und der aus Versuchen abgeleiteten Kennwerte enthalten. Für diese so genannte Validierung werden im Allgemeinen Vorberechnungen an einfachen und übersichtlichen Systemen durchgeführt, in denen die für die aktuelle Fragestellung maßgebenden Randwertbedingungen und Spannungspfade simuliert werden.
- (E2-26) Numerische Berechnungen können auch bei sorgfältiger Auswahl und Validierung von Stoffmodell und Kennwerten unzutreffende Ergebnisse liefern. Aus diesem Grund muss das verwendete Modell stets anhand von Erfahrungen und insbesondere von Messwerten aus vergleichbaren Aufgabenstellungen überprüft und kalibriert werden. Die Kalibrierung erfolgt anhand charakteristischer Auswertegrößen (zum Beispiel Setzungen, horizontale Wandverschiebungen, Steifen-/Ankerkräfte). Die Kalibrierung ist bei Ausführung der Baumaßnahme im Sinn der Beobachtungsmethode kontinuierlich fortzuführen.

4.3 Verformungsberechnungen (Gebrauchstauglichkeit)

4.3.1 Allgemeines

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit beziehen sich im Regelfall auf einzuhaltende Kriterien von Verformungen beziehungsweise Verschiebungen. Beim Nachweis sind Größe, Dauer und Häufigkeit der Einwirkungen zu berücksichtigen. Die Verformungsberechnungen sind mit repräsentativen Werten für die Einwirkungen durchzuführen.

4.3.2 Modellbildung

- (E3-1) Zur Festlegung des Berechnungsausschnitts und der Diskretisierung sowie zur Simulation von Bauzuständen wird an dieser Stelle auf die bereits veröffentlichten Empfehlungen des AK 1.6 (Abschnitt 1 (1991) und Abschnitt 3 (2002)) verwiesen. Weiter wird darauf hingewie-

sen, dass die erforderliche Größe des Berechnungsausschnitts von der Wahl des Stoffmodells abhängig ist.

- (E3-2) Für Vorentwürfe und zur Beurteilung von Verformungstendenzen reicht meist die Festlegung der benötigten Parameter aufgrund von Erfahrungswerten beziehungsweise der Ansatz von Materialparametern aus einschlägiger Fachliteratur. Im Regelfall sind im Baugrundgutachten nur Kennwerte für die erdstatischen Nachweise vorhanden. Zur Berechnung von realistischen Verformungen sind repräsentative Kennwerte ohne zusätzliche Sicherheitszu- oder -abschläge zu verwenden. Zu deren Ermittlung sollte daher ein geotechnisches Untersuchungsprogramm in Abhängigkeit vom gewählten Stoffmodell zur Ermittlung der erforderlichen Parameter durchgeführt werden. Zur Berücksichtigung der Streuung der bodenmechanischen Parameter in der Natur sowie zur Elimination von Unsicherheiten bei der Bestimmung der Parameter sollten stets Berechnungen mit unteren und oberen Grenzwerten durchgeführt werden.
- (E3-3) Als Initial- oder Anfangszustand wird in der Regel der vor Beginn einer Baumaßnahme im Baugrund herrschende Spannungszustand bezeichnet. Er sollte in einer Vorberechnung ermittelt werden. Aufgrund der Vielzahl von möglichen Einflüssen sowie geologischen oder tektonisch bedingten Vorbelastungen ist es in den meisten Fällen schwierig, den Initialzustand mit ausreichender Genauigkeit abzubilden. In diesen Fällen empfiehlt es sich, Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Ansätzen durchzuführen. Weitergehende Betrachtungen sind im Abschnitt 1 der Empfehlungen des AK 1.6 (1991) enthalten.
- (E3-4) Linear-elastisch ideal-plastische Stoffmodelle sind für Standsicherheitsberechnungen meist geeignet, für Verformungsprognosen dagegen im Allgemeinen ungeeignet (siehe Abschnitt 4.2).
- (E3-5) Rechnerisch können sich in manchen Fällen, zum Beispiel an der Geländeoberfläche und im Bereich von Baugruben, unrealistische Zugspannungen ausbilden. Diese können bei der Formulierung des Stoffmodells durch das so genannte tension-cut-off vermieden werden. In diesen Fällen sind Mohrsche Spannungskreise mit negativen Hauptspannungen nicht zulässig.
- (E3-6) Für die Ergebnisse von numerischen Berechnungen sind stets Plausibilitätskontrollen durchzuführen. Weitergehende Informationen sind im Abschnitt 3.7.1

der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) enthalten. Ferner sind stets Sensibilitätsstudien zu empfehlen. Durch die Variation maßgeblicher Parameter ist deren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen. Grundsätzlich können Verformungsgrößen einzelner Bauteile zur Kontrolle auch mithilfe von klassischen Berechnungsverfahren abgeschätzt und der numerischen Berechnung gegenübergestellt werden. Aufgrund der stärkeren Vereinfachungen in den analytischen Berechnungen bezüglich des Material- und Systemverhaltens kann in der Regel keine vollständige Übereinstimmung bei den Ergebnissen erzielt werden. Zur qualitativen Bewertung sind solche Vergleichsbetrachtungen jedoch hilfreich.

- (E3-7) Die Qualität von Verformungsprognosen lässt sich erheblich durch ein Beobachtungskonzept mit baubegleitenden Messungen steigern, wobei das Berechnungsmodell laufend anzupassen und dadurch zu verbessern ist. Die Überprüfung des Berechnungsmodells durch Vergleichsberechnungen sollte bereits während der ersten Bauphasen erfolgen. Können keine übereinstimmenden Ergebnisse ermittelt werden, sind die Berechnungsparameter und das Baugrundmodell innerhalb geotechnisch sinnvoller Grenzen zu modifizieren.
- (E3-8) Hinsichtlich der Simulation von Bauzuständen wird auf den Abschnitt 3 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) verwiesen.

4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)

- (E3-9) Für Spundwände, Bohrpfahlwände- und Schlitzwände werden im Abschnitt 3.5.1 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) detaillierte Beschreibungen und Empfehlungen für Verformungsberechnungen gegeben.
- (E3-10) Bei Verankerungen ist zu beachten, dass Verformungen des gesamten von der Verankerung erfassten Bodenblocks auftreten können (Fangedammeffekt). Das Berechnungssystem muss dementsprechend groß gewählt werden. Im Abschnitt 3.5.3 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) werden detaillierte Beschreibungen und Empfehlungen für Verformungsberechnungen für Verpressanker gegeben.
- (E3-11) Zur Bestimmung der Verformung von Pfählen ist es erforderlich, neben den Verformungen des Bauteils selbst auch die Verformungen am Übergang Bauteil und Boden und die Bodenverformungen zu erfassen. Die Verformungen des Bodens im Nahbereich des Pfahls hängen stark vom

räumlichen Spannungszustand um den Pfahl und vom Verbund zwischen Pfahl und Boden ab. Der Übergang vom Pfahl zum Boden muss mit Interface Elementen modelliert werden, mit denen das Verhalten der Kontaktfläche beschrieben werden kann. Die Wahl der Reibungsparameter der Kontaktelemente beeinflusst die Größe der Verformungen in starkem Maß. Zur Wahl der Kennwerte wird empfohlen, Parameterstudien und Plausibilitätskontrollen durchzuführen. Ferner sollte im Berechnungsmodell der Einfluss der Pfahlherstellung auf die Spannungen im Boden erfasst werden, wobei auch die Dilatanz des Bodens zu berücksichtigen ist. Die vorgenannten Einflüsse können meist nur in dreidimensionalen oder für einzelne Pfähle auch in rotationsymmetrischen Berechnungen erfasst werden.

4.4 Standsicherheitsberechnungen

4.4.1 Einführung

Dieser Abschnitt der Empfehlungen gibt Hinweise zu Standsicherheitsberechnungen mit numerischen Methoden und zeigt, welche Aspekte bei der Modellbildung besonders beachtet werden müssen.

Anhand von Musterbeispielen wird gezeigt, dass bei Einhalten dieser Empfehlungen die errechneten Ergebnisse für die Standsicherheit mit den Ergebnissen von konventionellen Berechnungen, die das Tragverhalten der Struktur zutreffend abbilden und für die umfangreiche Erfahrungen vorliegen, gut übereinstimmen. Die Möglichkeiten der Modellbildung bei numerischen Methoden erlauben es darüber hinaus, Systeme zu untersuchen, die aufgrund ihrer Komplexität mit konventionellen Methoden nicht mehr realitätsnah behandelt werden können.

Die Standsicherheit ist im Rahmen der numerischen Analyse durch das Verhältnis des vorhandenen Systemwiderstands zu dem Systemwiderstand, bei dem rechnerisch der Bruch eintritt, definiert:

$$\gamma = \frac{\text{vorhandener Widerstand}}{\text{erforderlicher Widerstand}}$$

Bei Nachweisen, bei denen der Systemwiderstand allein durch den Scherwiderstand des Bodens bestimmt wird, ist dies das Verhältnis des Tangens des charakteristischen Werts des Reibungswinkels zu dem Wert des Tangens des Reibungswinkels, für den das System rechnerisch gerade versagt. Diese Definition gilt analog für die Kohäsion.

Die derartig ermittelte Sicherheit

$$\gamma = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi_{ult}} = \frac{c_k}{c_{ult}}$$

lehnt sich für reine Bodenstrukturen an die Definition von Fellenius an und entspricht der Definition der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) nach DIN 1054:2005-01.

Tragen neben dem Widerstand des Bodens andere, konstruktive Elemente, zum Beispiel Nägel oder Verbauwände, zum Systemwiderstand bei, wird ihr Anteil analog zum Widerstand des Bodens berücksichtigt (siehe E4-5).

4.4.2 Vorgehensweise zur Bestimmung der Standsicherheit

(E4-1) Die Bestimmung des Zahlenwerts der Standsicherheit kann grundsätzlich auf zwei Arten erfolgen:

a) Durch mehrfache Wiederholung der Berechnung mit jeweils reduzierten Rechenwerten für den Systemwiderstand:

Für allgemeine Strukturen sind die Rechenwerte für die Kohäsion und für den Tangens des Reibungswinkels sowie die Bauteilwiderstände schrittweise abzumindern. Ist die wahre Größe der Sicherheit gesucht, müssen sie so lange reduziert werden, bis Systemversagen eintritt. Ist es nicht möglich, die Reduktion im Rahmen des Rechenprogramms automatisch vorzunehmen, kann dieses Vorgehen sehr aufwändig sein, da das System in der Nähe des Versagens empfindlich reagiert und bei der Iteration kleine Schrittweiten eingehalten werden müssen.

In der Praxis wird in der Regel nicht der genaue Abstand zum Versagenszustand gesucht, sondern es genügt der Nachweis, dass eine vorgegebene Sicherheit mindestens eingehalten wird. In diesen Fällen ist es ausreichend, die Berechnung sofort mit den um den geforderten Sicherheitsfaktor reduzierten Bodenkennwerten und Bauteilwiderständen durchzuführen und nachzuweisen, dass für diese Parameter kein Versagen eintritt. Hierdurch wird der Rechenaufwand deutlich vermindert.

b) Durch eine so genannte φ -c-Reduktion: Dieses Berechnungsverfahren eignet sich ohne Modifikation nur für Bodenstrukturen ohne konstruktive Elemente. Es ist in einigen Rechenprogrammen bereits implementiert. Zunächst wird dabei eine Berechnung mit den charakteristischen Werten für die Bodenkennwerte durchgeführt. Anschließend werden programmintern die Bodenkennwerte in kleinen Schritten so lange reduziert (und somit in der Regel die Umhüllende des Grenzkriteriums verkleinert), bis Systemversagen eintritt.

(E4-2) Zur Bestimmung der Sicherheit sind die Verfahren der Neuberechnung mit jeweils

reduzierten Kennwerten und der ϕ -c-Reduktion nach bisher durchgeführten Vergleichsberechnungen gleichwertig. Die Berechnungen zeigen, dass der Spannungspfad im Rahmen der Ermittlung des Systemversagens eine untergeordnete Bedeutung hat. Die Vergleichsberechnungen wurden für Böschungen und einfach ausgesteifte Baugruben durchgeführt. Als Stoffmodelle wurden linear elastisch ideal-plastische sowie linear-elastisch plastische Stoffmodelle mit deviatorischer und volumetrischer Verfestigung benutzt. Komplexere Ansätze, zum Beispiel hypoplastische Stoffmodelle oder Stoffmodelle mit Entfestigung, wurden in diesem Zusammenhang noch nicht detailliert untersucht.

- (E4-3) Sind mehrere Bodenschichten mit unterschiedlichen Eigenschaften vorhanden, sind die Parameter für ϕ und c in allen Schichten gleichmäßig zu reduzieren, da nur so ein einheitlicher Gesamtsicherheitsbeiwert ermittelt werden kann.
- (E4-4) Bei Stoffmodellen mit anderen Kennwerten für das Grenzkriterium als ϕ und c ist eine entsprechende Reduktion durchzuführen. Dazu ist es erforderlich, die funktionale Abhängigkeit der Bruchfläche beziehungsweise des Sicherheitsniveaus von den jeweiligen Parametern zu kennen, wie dies zum Beispiel beim Reibungswinkel mit $\tan \phi$ der Fall ist. Eine Kalibrierung sollte für signifikante Spannungspfade durch Vergleich mit dem Mohr-Coulombschen Grenzkriterium erfolgen.
- (E4-5) Sind in dem zu untersuchenden Rechenmodell konstruktive Elemente vorhanden, die zusätzlich zum Boden zur Standsicherheit des Systems beitragen (zum Beispiel Nägel, Spritzbetonschalen, Verbauwände, Anker oder Steifen), so sind ihre Versagensmöglichkeiten und damit ihr Anteil am Gesamtwiderstand zu überprüfen. In der Regel sind die Elemente analog zu den charakteristischen Bodenkennwerten mit ihren Grenztragfähigkeiten (Bauteilwiderständen) zu berücksichtigen. In der nicht-linearen Berechnung werden die Versagensmöglichkeiten der konstruktiven Elemente (zum Beispiel plastische Gelenke) dadurch simuliert, dass die zugehörigen Bauteilwiderstände, zum Beispiel maximal aufnehmbare Zugkräfte von Ankern, maximal aufnehmbare Biegemomente von Verbauwänden, maximale Druck- oder Zugkräfte von Steifen, analog zu den Bodenparametern reduziert werden. Bei der prozentualen Reduktion der Tragfähigkeit der einzelnen Elemente oder der Bodenparameter muss in diesen Fällen das in den

jeweiligen Vorschriften geforderte Sicherheitsniveau, das in der Regel für einzelne konstruktive Elemente und den Boden unterschiedlich sein kann, beachtet werden.

- (E4-6) Werden die Iterationen von Hand durchgeführt, ist die gleichzeitige Reduktion von Bodenparametern und Bauteilwiderständen einfach möglich. Ist die ϕ -c-Reduktion im Rechenprogramm implementiert, werden in der Regel die Bauteilwiderstände nicht automatisch reduziert. In diesen Fällen müssten die Bauteilwiderstände iterativ so abgemindert werden, dass das Sicherheitsniveau dem für den Boden entspricht. Hier ist es – wie bereits unter (E4-1) a) erwähnt – in der Regel einfacher, wenn nur eine Mindestsicherheit nachzuweisen ist. In diesen Fällen können die Bauteilwiderstände sofort um ihren Sicherheitsbeiwert reduziert werden. Eine ausreichende Sicherheit ist dann vorhanden, wenn in der folgenden ϕ -c-Reduktion ein größerer als der für den Boden geforderte Sicherheitsbeiwert ausgewiesen wird. Hierbei ist zu beachten, dass die „wahre“ rechnerische Sicherheit des Gesamtsystems in solchen Fällen zwischen dem Wert für den Boden und dem Wert für den Bauteilwiderstand liegt und als Ergebnis nur gezeigt werden kann, dass die kleinere Sicherheit mindestens vorhanden ist.

4.4.3 Modellbildung

4.4.3.1 Allgemeines

Die errechneten Sicherheitsfaktoren sind stark von der Wahl der Netzteilung (Diskretisierung) und der Wertigkeit der Verschiebungsansätze im Element abhängig. Im Vergleich zu Berechnungen im Gebrauchszustand, ist die Empfindlichkeit bei Berechnungen zur Bestimmung der Standsicherheit deutlich höher, sodass eine entsprechend feinere Netzteilung notwendig ist.

- (E4-7) Für Berechnungen zur Bestimmung der Sicherheit sind jeweils mindestens zwei Berechnungen mit unterschiedlich feinen Netzen und mit Verschiebungsansätzen unterschiedlicher Ordnung erforderlich. Falls diese zwei Berechnungen signifikante Unterschiede in den errechneten Sicherheiten ergeben, sind weitere Verfeinerungen nötig. Nur so kann sichergestellt werden, dass bei einer weiteren Detaillierung keine kleineren Sicherheiten ermittelt werden. Zu grobe Netze oder zu „steife“ Ansatzfunktionen ergeben in der Regel zu hohe rechnerische Sicherheiten.
- (E4-8) Es sind nach Möglichkeit Elemente mit mindestens quadratischem Verschiebungsansatz zu wählen.

- (E4-9) Die Wahl der Toleranzgrenzen für den Abbruch der Iteration (global und lokal) kann die Ergebnisse im Grenzbereich des Versagens deutlich beeinflussen. Vom Benutzer oder Programmhersteller muss daher ein Satz von Musterbeispielen verifiziert werden, um die beim jeweiligen Programm und der untersuchten Aufgabenstellung zulässigen Toleranzgrenzen abschätzen zu können. Die Zahlenwerte sind in der Regel nicht von einem Programm auf ein anderes übertragbar, da die Definitionen der Toleranzgrenzen unterschiedlich sind. Als Musterbeispiele können die Beispielergebnisse im Anhang dienen.
- (E4-10) Zusätzlich zur Validierung der Programme wird eine Variation der Toleranzgrenzen im Rahmen der Untersuchung der erforderlichen Feinheit der Diskretisierung zur Absicherung der Berechnungsergebnisse empfohlen.

4.4.3.2 Stoffmodelle für Boden

- (E4-11) Die Berechnungsergebnisse (Verformungen, errechnete Sicherheit) sind bei der rechnerischen Untersuchung von Böschungen nur wenig von der Wahl des Stoffmodells abhängig. Der klassische elastisch-ideal plastische Ansatz mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb ist daher für solche Berechnungen ausreichend.
- (E4-12) Die geringe Abhängigkeit der errechneten Standsicherheit von der Wahl des Stoffmodells hat sich auch für die im Anhang dokumentierten Berechnungen von Baugruben bestätigt, sodass auch hier für die Bestimmung der Standsicherheit das klassische Mohr-Coulomb-Modell ausreichend ist. Die vor dem Start der ϕ -c-Reduktion beziehungsweise der Reduktion der Bauteilwiderstände errechneten Verformungen und Schnittgrößen sind von der Wahl des Bodenmodells abhängig; die mittels Reduktion der Scherparameter errechnete Standsicherheit wird davon jedoch nicht signifikant beeinflusst.
- (E4-13) Der Dilatanzwinkel kann grundsätzlich zusammen mit dem Reibungswinkel reduziert werden. Für die hier behandelten Aufgabenstellungen zeigt sich aufgrund der relativ geringen Behinderung der Verformungen nur ein vernachlässigbarer Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Standsicherheit, sodass es unwesentlich ist, ob er bei der Reduktion der Scherparameter abgemindert wird oder nicht. Diese Aussage ist jedoch nicht unmittelbar auf andere Aufgabenstellungen wie etwa Pfahlgründungen übertragbar.

4.4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)

- (E4-14) Ob eine Baugrubenwand mit Stabelementen oder mit Kontinuums-elementen simuliert wird, ist in den Details der Modellierung zu berücksichtigen. Bei der Verwendung von Kontinuums-elementen wird die Dicke der Wand, und damit das Tragverhalten am Fuß, realistisch erfasst. Um bei einer Diskretisierung mit Balkenelementen im Fußpunkt rechnerisch keine unrealistisch hohen Spannungsspitzen auszuweisen, sind – wie auch bei Untersuchungen im Gebrauchszustand – zusätzlich horizontale Stabelemente, welche die Breite der Aufstandsfläche simulieren, anzuordnen. Fehlen sie, kann sich rechnerisch infolge der hohen Spitzendrücke ein lokales Versagen einstellen und somit der Sicherheitsfaktor unterschätzt werden.
- (E4-15) Wie bereits unter (E4-5) ausgeführt, sind die Bauteilwiderstände analog zu den Bodenparametern zu reduzieren und auch ihre Maximalbeanspruchungen zu begrenzen. In Sonderfällen, wenn zum Beispiel in Steifen unzulässige Zugkräfte auftreten, ist dies bei der Modellierung der Elemente zu erfassen oder das System ist in geeigneter Form anzupassen. Dies kann durch Entfernen der jeweiligen Steife oder auch durch deutliche Reduktion der Dehnsteifigkeit erfolgen. Letzteres hat den Vorteil, dass anhand des Vorzeichens der dann sehr kleinen Kräfte gegebenenfalls schnell erkannt wird, wann die Steife in späteren Bauzuständen wieder Druck bekommt.
- (E4-16) Die Interaktion zwischen Boden und Bauteilen (speziell zwischen Boden und Baugrubenwand) ist mit geeigneten Kontaktelementen zu simulieren. Zur Absicherung der Rechenergebnisse sollten die Eigenschaften der Übergangselemente variiert werden.

4.5 Berücksichtigung des Grundwassers

4.5.1 Allgemeines

Die vollständige Beschreibung des Spannungszustands im Boden erfordert die Berücksichtigung der Strömungskräfte, des Auftriebs und bei Teilsättigung der Kapillarspannungen. Daher ist die Berücksichtigung der Grundwassersituation von grundlegender Bedeutung für jegliche numerische Berechnung.

Bei Baugruben beispielsweise wirkt sich das Grundwasser auf das Verformungsverhalten des Baugrunds (zum Beispiel Auftrieb der Baugrubensohle, horizontale Verformungen der Stützelemente, Setzungen der Geländeoberfläche) und auf die Standsicherheit des Baugrubenverbau (zum

Beispiel horizontale Belastung durch Wasserdruck, Beeinflussung der äußeren Tragfähigkeit der Verankerungselemente) aus. Bei Böschungen haben die Grundwasserstände und deren Veränderungen durch Änderung der effektiven Spannungen wesentlichen Einfluss auf die Auslösung und Entwicklung von Rutschungen.

In bestimmten Fällen ist es wichtig, die zeitliche Entwicklung der wirksamen Spannungen und der Verformungen realistisch zu erfassen. Dieses ist beispielsweise der Fall bei:

- ⇨ Hebungen der Baugrubensohle und Langzeitsetzungen der Bauteile bei Bauwerken in bindigem Boden,
- ⇨ Progressivem Böschungsbruch,
- ⇨ Berücksichtigung der zeitbegrenzten undrännierten Zustände und Abschätzung der Stabilität von Baugruben und temporären Böschungen,
- ⇨ Verformungen von weichem Baugrund.

In diesen Fällen ist es notwendig, eine nichtstationäre gekoppelte Analyse durchzuführen, in der die durch Änderung des Spannungszustands im Boden auftretenden zusätzlichen Porenwasserüberdrücke ermittelt werden. Durch eine nichtstationäre Berechnung kann die zeitliche Porenwasserdruckentwicklung realistisch simuliert werden. Die Nachteile dieser Analyse bestehen darin, dass eine Kenntnis oder zumindest Abschätzung für die sich zeitlich verändernden Randbedingungen nötig ist.

Die mathematische Modellierung der Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy.

Zur Berücksichtigung des Grundwassereinflusses bei der Berechnung von Spannungen sind zwei Möglichkeiten zu unterscheiden:

- ⇨ Typ A – ungekoppelte Analyse: Die Porenwasserdruckverteilung wird vor jedem Berechnungsschritt ermittelt und als Anfangsbedingung für die Spannungsberechnung eingesetzt.
- ⇨ Typ B – gekoppelte Analyse: In jedem Berechnungsschritt werden der totale Spannungszustand und die Porenwasserdruckverteilung gleichzeitig mittels einer voll gekoppelten Analyse bestimmt.

Eine Berechnung gemäß Typ B ist in Bezug auf die Modellflexibilität und die theoretische Kohärenz vorteilhaft, ist aber nur mit wenigen derzeit kommerziell verfügbaren Programmen durchführbar.

Wenn durch Strömungs- oder Infiltrationsvorgänge eine Änderung der Sättigung des Bodens zu erwarten ist (Beispiele: Böschungen, die allmählich aufgesättigt werden, zum Beispiel bei Hochwasserdeichen), sind wirklichkeitsnahe Berechnungsergebnisse nur dann zu erwarten, wenn die Eigenschaften des Bodens bei Teilsättigung zutreffend beschrieben werden.

Im Folgenden werden nur Grundwasserberechnungen betrachtet, die der Ermittlung der Porenwasserdruckverteilungen im Boden dienen und damit der wirksamen Spannungen. Grundwasserhydraulische Modelle, die der Analyse von Wasserzuflussmengen und zur Bemessung von Absenkungsmaßnahmen dienen, sind nicht Gegenstand dieser Empfehlungen.

4.5.2 Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts

Der Durchlässigkeitsbeiwert k ist keine Bodenkonstante, sondern er wird von der relativen Weite der Hohlräume im Boden sowie von der Bodenstruktur und -textur beeinflusst.

Eine genaue Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts erfolgt durch Felduntersuchungen (Probeabsenkung, Pumpversuch, WD-Test oder Drucksondierung mit Messung des Porenwasserdrucks (CPTU - Dissipationstest)). Laborversuche (Durchflussversuche) zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts müssen so gut wie möglich den natürlichen Bodenzustand und die Grundwasserströmungsbedingungen reproduzieren. Dennoch können die im Labor ermittelten k -Werte von den tatsächlichen Werten signifikant abweichen.

(E5-1) Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen oder Felduntersuchungen verfügbar sind, kann der Durchlässigkeitsbeiwert als repräsentativer Wert anhand von Erfahrungen beziehungsweise aus Korrelationen zur Kornverteilung (zum Beispiel Formel von Hazen für Sand) abgeschätzt werden. Ist mithilfe dieser Verfahren ein genauer k -Wert nicht zu ermitteln, wird empfohlen, die Grundwasserberechnung innerhalb geotechnisch sinnvoller Grenzen mit minimalen und maximalen k -Werten des Bodens durchzuführen.



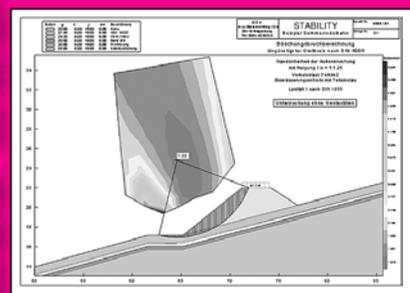
Praxisseminare und über 100 Software-Lösungen zu 12 Anwendungsgebieten. Von A wie Auftrieb, über G wie Geotechnik und Bodenmechanik bis W wie Wasser- und Kanalbau.

EDV für das Bauwesen

Unser Paket-Angebot zum Thema Hochwasserschutz

STABILITY

Böschungsbruchberechnung für Dämme und Deiche



SS FLOW2D/TRANSIENT

Berechnung von stationären und instationären Grundwasserströmungen



Civilserve ist u. a. Exklusivvertriebspartner für GGU-Software

www.ggu-software.com

**civil
serve**
EDV für das Bauwesen

Civilserve GmbH
Wuert 5 · D-49439 Steinfeld

Telefon: +49 (0) 18 02 - 2 48 45 73
Freefax: +08 00 - 2 48 45 73
Fax (int.): +49 (0) 54 92 - 9 62 92 - 5
eMail: info@civilserve.com
Internet: www.civilserve.com



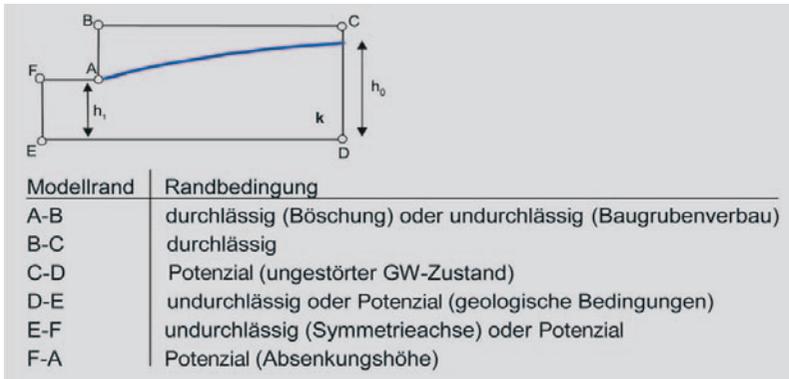


Bild 5. Randbedingungen bei der Grundwasserberechnung.

- (E5-2) Natürlich gelagerte bindige Böden besitzen aufgrund ihrer Struktur und den manchmal vorhandenen durchlässigeren, rolligen Zwischenschichten, in der Regel horizontal eine bis etwa zehnfach höhere Durchlässigkeit als vertikal. Das Maß der Anisotropie ist bei der Bodenansprache näherungsweise zu ermitteln und möglichst durch Nachberechnung von Pumpversuchen zu kalibrieren.
- (E5-3) Die Durchlässigkeit klüftiger Grundwasserleiter muss durch Sonderuntersuchungen ermittelt werden.

4.5.3 Modellbildung

Vorgabe des freien Grundwasserspiegels

Die einfachste Variante zur Berechnung des Porenwasserdrucks ist die Vorgabe der Oberfläche des freien Grundwasserspiegels (Sickerlinie) für den zu untersuchenden Bodenkörper (Phase „Grundwasserberechnung“ in einer Analyse vom Typ A). Für den Porenwasserdruck u wird im gesättigten Bereich unter dem Grundwasserspiegel eine hydrostatische Verteilung vorausgesetzt:

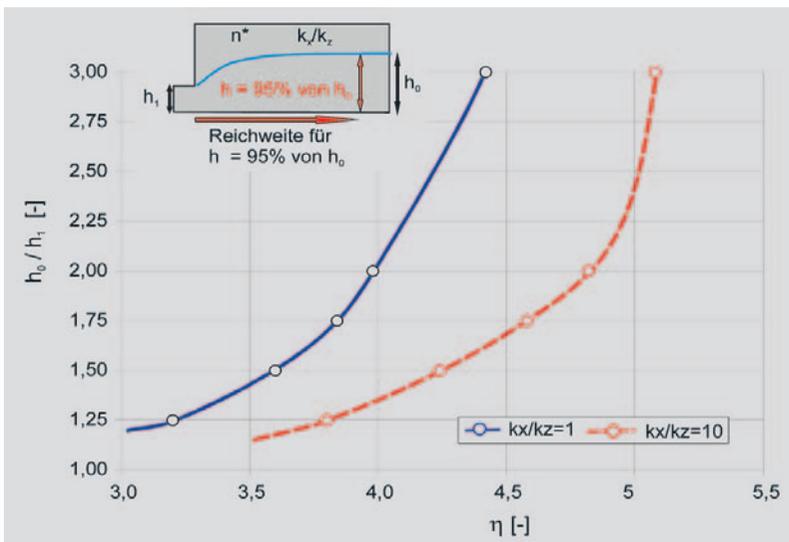
$$u = \gamma_w \cdot h,$$

mit:

γ_w Wichte des Wassers = 10 kN/m³ und

h Tiefe der betrachteten Stelle unter dem freien Grundwasserspiegel.

Bild 6. Beiwert für die Ermittlung der Reichweite im nichtstationären Fall.



Die Lage der Sickerlinie lässt sich auf Grundlage von Erfahrungswerten, durch Messungen oder durch zusätzliche geohydraulische Berechnungen bestimmen.

- (E5-4) Die Berücksichtigung des Porenwasserdrucks durch Vorgabe des Grundwasserspiegels darf angewendet werden, wenn:
 - a) ein stationärer Grundwasserspiegel vorliegt,
 - b) der Strömungsdruck auf das Korngerüst vernachlässigt werden kann und
 - c) kein gespannter Grundwasserzustand in tieferen Bodenschichten vorhanden ist.

Stationäre Grundwasserberechnungen

- (E5-5) Mit der Berechnung der stationären Grundwasserströmung können sowohl der Strömungsdruck auf das Korngerüst als auch gespannte Grundwasserzustände berücksichtigt werden (vgl. EAU 2004 E113). Voraussetzung für den Einsatz der Berechnungsmethode ist, dass Änderungen der Grundwasserstände in dem betrachteten Zeitraum vernachlässigbar sind und dass realistische Modellrandbedingungen gewählt werden.

Diskretisierung und Randbedingungen

- (E5-6) Um realistische Ergebnisse zu erhalten, muss bei Grundwasserberechnungen die Diskretisierung des Berechnungsmodells in Bereichen mit großen Porenwasserdruckänderungen vergleichsweise fein sein (zum Beispiel um den Punkt A in Bild 5).
- (E5-7) Bei der Aufstellung des Berechnungsmodells ist zu prüfen, ob die Randbedingungen und die in der Natur vorhandene Porenwasserdruckverteilung näherungsweise eine zweidimensionale Modellierung erlauben. Bei der Bearbeitung baupraktischer Aufgabenstellungen ist dies vielfach möglich. Für die Bearbeitung komplexer Randwertprobleme ist eine dreidimensionale Grundwasserberechnung notwendig.
- (E5-8) Bei Grundwasserberechnungen können die gewählten Randbedingungen die Berechnungsergebnisse maßgebend beeinflussen. Sie müssen unter Berücksichtigung geotechnischer und geometrischer Aspekte festgelegt werden. Die Randbedingungsarten für übliche Baugruben- oder Böschungsberechnungen sind in Bild 5 dargestellt.

Bei der Festlegung der Randbedingungen ist die Größe des zu modellierenden Gebietes mit Abschätzung der Reichweite R von großer Wichtigkeit. Diese Fragestellung entspricht der Lage des Modellrands C-D in Bild 5 beziehungsweise des Abstands B-C. Am Modellrand C-D ist der ungestörte Grundwasserzustand vorhanden.

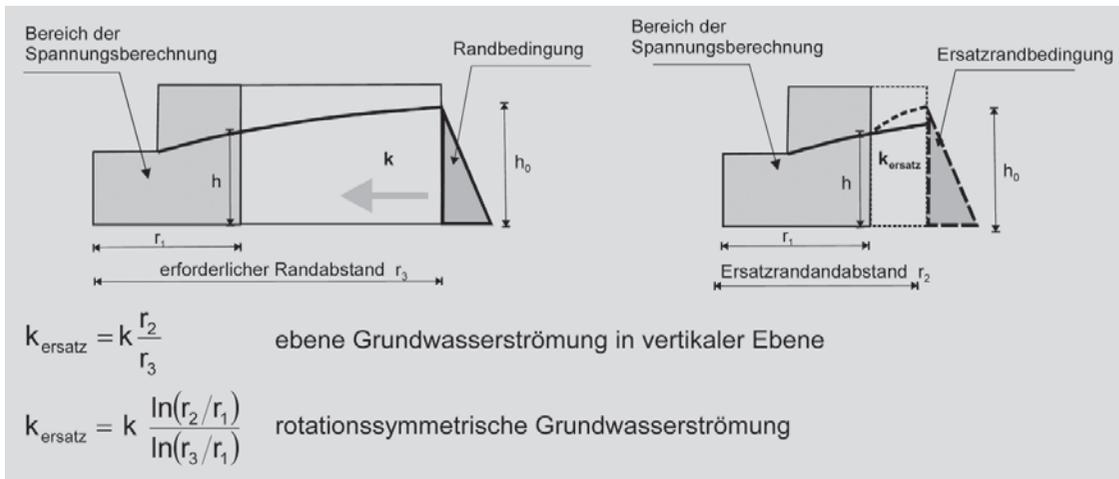


Bild 7. Ersatzrandbedingungen für stationäre Grundwasserberechnungen.

(E5-9) Für die Berechnung einer stationären Grundwasserströmung bei rotationssymmetrischen Problemstellungen kann als erste Annäherung für die Abschätzung der Reichweite R die empirische Formel von Sichardt angewendet werden:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

mit der Absenktiefe $s = h_0 - h$ [m] und dem Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s]. Die Reichweite ergibt sich dabei in der Dimension [m].

(E5-10) Für eine vertikal ebene Anströmung darf die Reichweite nach Feldversuchen des U.S. Army Corps of Engineers eingesetzt werden:

$$R = 1500 \cdot s \cdot \sqrt{k} \text{ bis } R = 2000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

Es sind die gleichen Dimensionen wie bei der Formel nach Sichardt zu verwenden.

(E5-11) Da Grundwasserabsenkungen im Allgemeinen nichtstationäre Vorgänge sind,

kann die Reichweite auch zeitabhängig in die Berechnung eingeführt werden:

$$R = \eta \sqrt{\frac{k \cdot h \cdot t}{n^*}}$$

mit der Tiefe der Absenkung h [m], der Absenkungszeit t [s], der effektiven Porosität n^* und dem dimensionslosen Beiwert η , mit dem die Geometrie des Problems und die Anisotropie des Bodens berücksichtigt wird. Diese Gleichung gilt für ungespannte Grundwasserleiter. Der Beiwert η kann Bild 6 entnommen werden. Die effektive Porosität n^* kann näherungsweise für Sand zu 0,15, für Schluff zu 0,10 und für Ton zu 0,05 angesetzt werden.

(E5-12) Der bei Grundwasserberechnungen zu wählende Berechnungsausschnitt kann wesentlich größer sein als der für Spannungsrechnungen erforderliche Baugrundausschnitt. Zur Reduzierung des Randabstands können näherungsweise Ersatzrandbedingungen nach Bild 7 angewendet werden.

Softwarebausteine Erd- und Grundbau

Laborversuchsauswertungen:

- Plattendruckversuch
- Proctorversuch
- Kornverteilungen
- Zustandsgrenzen
- Dichtebestimmungen
- Wassergehaltsbestimmung
- Kalkgehaltsbestimmung
- Glühverlust
- Korndichte
- k_v -Wertbestimmung
- Triaxialversuch
- Scherversuch
- Kompressionsversuch

Bohrprofile nach DIN 4023

- Schichtenverzeichnisse nach DIN 4022 - Teil 1, 2 und Teil 3
- Darstellung von Längsschnitten
- ArcView- und AutoCAD-Anbindung
- Brunnen- bzw. Pegelausbauten
- Rammsondierungen
- Drucksondierungen
- Auswertung von Pumpversuchen
- Datenerfassung auf der Baustelle

Erdstatische Berechnungen:

- Standsicherheit von Böschungen DIN 4084, DIN 4084-100 und EC7
- Gleitkreise
- gebrochene Gleitfläche (JANBU, Morgenstern)
- Blockgleitverfahren
- Vernagelte Stützbauwerke
- Erddruckberechnung für Stützwände
- Baugrubenwände
- Setzungsrechnung
- Grundbruchsicherheit
- Gründungsplatten
- Pfahlgründungen

Windows 3.1/95/98/NT
DIN-gerecht und flexibel

Informationen und eine **kostenlose Demo-CD** erhalten Sie bei uns:

INGENIEURBÜRO FÜR DATENVERARBEITUNG IN DER TECHNIK GMBH

IDAT Dieburger Straße 80 Tel.: 06151/7903-0
D-64287 Darmstadt Fax: 06151/7903-55
Email: info@idat.de Internet: www.idat.de



Aktuelle und zukünftige Anwendung der FE-Methode zur Berechnung von Baugruben im Hinblick auf Standsicherheitsnachweise mit dem Verfahren des EC 7

Prof. Pieter A. Vermeer 1)
Prof. Helmut Schweiger 2)
Dr. Sven C. Möller 3)

1) und 3) Universität Stuttgart

2) Technische Universität Graz

Geotechnik-Seminar
München, 27 Oktober 2006

Kurzfassung

Es wird eine 6 Meter tiefe Baugrube betrachtet; zunächst in einem weichen Ton und anschließend in einem dichten Sand. Als Baugrubenverbau wird sowohl eine einfach abgestützte, biegeweiche Spundwand als auch eine fünffach steifere Schlitzwand untersucht. Dadurch, dass die Abstützung unverschieblich ist, ergibt sich hier, genauso wie am Fußauflager, eine Reaktionskraft die von der Steifigkeit der Wand und den Eigenschaften des Bodens bestimmt wird. Auflagerkräfte, Biegemomente und Setzungen werden numerisch ermittelt.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse werden die Verbauwände mit drei unterschiedlichen Stoffgesetzen untersucht: das Mohr-Coulomb Modell, ein Kappe Modell und das HS-Small Modell. Es zeigt sich, dass diese Modelle vor allem im Hinblick auf die Verschiebungen zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, wobei nur das HS-Small Modell realistische Setzungen hinter der Wand prognostiziert.

Vor allem beim Mohr-Coulombschen Modell stellt die Wahl der zutreffenden Parameter ein Problem dar. Dies entsteht dadurch, dass dieses Modell weder die Spannungsabhängigkeit noch den Steifigkeitsunterschied zwischen Erstbelastung und Entlastung / Wiederbelastung berücksichtigt. Bei Anwendung des Mohr-Coulombschen Modells werden deswegen mehrere Eingabevarianten für die Steifigkeit untersucht. Es zeigt sich, dass mit Hilfe von Teilschichten und unter Berücksichtigung, dass der Baugrubenaushub zu Entlastung führt, die Ergebnisse einer Mohr-Coulombschen Analyse zwar verbessert werden, aber dennoch mangelhaft bleiben. Vielleicht könnten die Ergebnisse durch die Anwendung von kleineren Querdehnzahlen noch weiterhin verbessert werden, aber diese „verbesserte“ Mohr-Coulombsche Herangehensweise stellt keine objektive Prozedur da.

Bei Anwendung des etwas höherwertigeren Kappe Modells¹ ergeben sich schlechtere Ergebnisse als beim Mohr-Coulomb Modell. Die Schlussfolgerung dieser Untersuchung ist, dass die Analyse einer Verbauwand ein hochwertiges Stoffgesetz verlangt.

Zur Beurteilung der inneren und äußeren Standsicherheit einer Wand braucht man unabhängig davon, ob Biegemomente und Stützkräfte voll numerisch oder handmäßig ermittelt werden, eine in Normen verankerte Sicherheitsphilosophie. In diesem Rahmen verlangen einige Länder einen Standsicherheitsnachweis aufgrund einer abgeminderten Scherfestigkeit, d.h. mit c_d und ϕ_d , während andere Länder dies für den Wandfuß mit einem abgeminderten passiven Widerstand verlangen. Es wird gezeigt, dass beide Standsicherheitskontrollen auch unter Anwendung von numerischen Analysen durchführbar sind.

2

¹ Gemeint ist hier das sog. Soft Soil Modell, nicht etwa das Hardening-Soil Modell

Inhalt

> Einleitung

> Einfluss des Stoffgesetzes für Wände in weichem Ton

untersuchte Stoffgesetze: - Mohr-Coulomb-Modell
- Kappe-Modell
- HS-Small-Modell

Ergebnisse: - Momentenverlauf / Steifenkräfte
- Setzungsmulde hinter der Wand

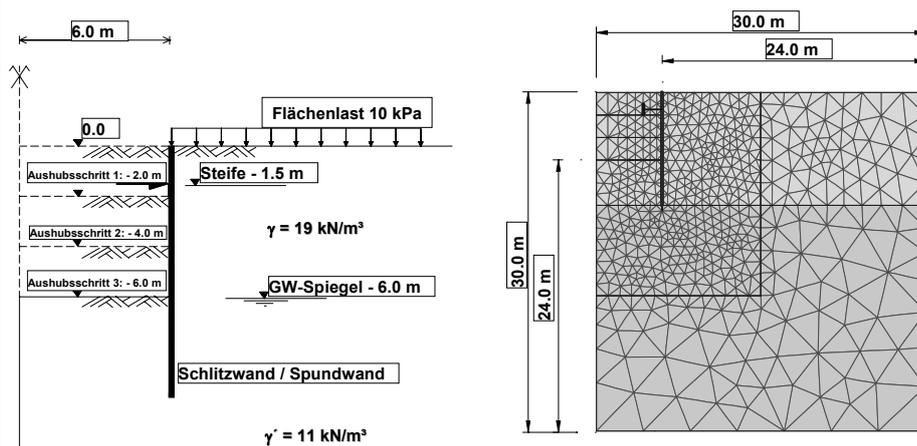
> Einfluss des Stoffgesetzes für Wände in dichtem Sand

untersuchte Stoffgesetze: - Mohr-Coulomb-Modell
- HS-Small-Modell

> Standsicherheitsnachweise

3

Geometrie des Fallbeispiels



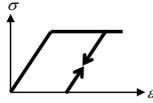
Einbindetiefe im Ton: 5m

Einbindetiefe im Sand: 2,5m

4

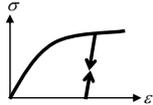
Eingabeparameter für Ton

Mohr-Coulomb



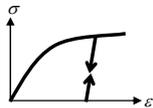
	Verhalten	E [kN/m ²]	Tension cut-off [kN/m ²]	ν [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	$K_0 = 1 - \sin \phi$	δ_w [-]
Ton	Drainiert	???	ja	0.35	5	26	0	0.562	$2/3 \phi'$

Kappe-Modell



	Verhalten	λ^* [-]	κ^* [-]	ν [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	δ_w [-]
Ton	Drainiert	0,0222	0,01	0.2	5	26	0	$2/3 \phi'$

HS-small



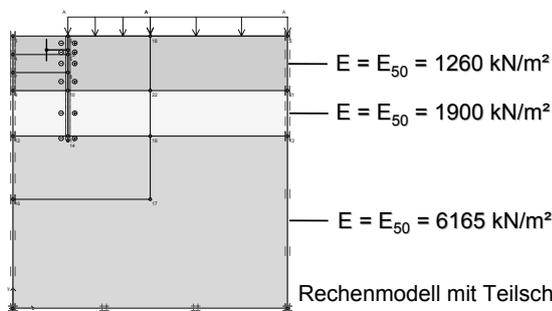
	Verhalten	E_{50} [kN/m ²]	E_{oed} [kN/m ²]	E_{ur} [kN/m ²]	E_0 [MN/m ²]	m [-]	ν [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	$\gamma_{0.7}$ [-]	δ_w [-]
Ton	Drainiert	4500	4500	18000	100	1.0	0.2	5	26	0	$2 \cdot 10^{-4}$	$2/3 \phi'$

5

Mohr-Coulomb

Für normalkonsolidierten Ton gilt $E = \alpha \cdot \sigma'$. Diese Tiefenabhängigkeit der Steifigkeit verlangt Teilschichten. In diesem Vortrag:

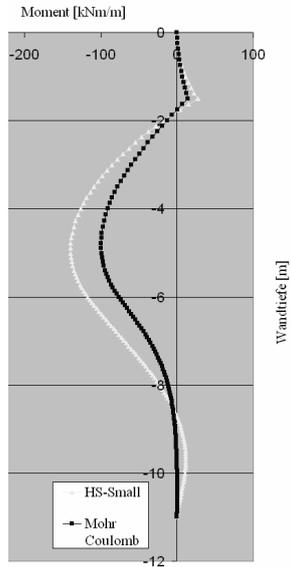
- MC ohne Teilschichten und mittlerem E-Wert
- MC mit 3 Teilschichten und mittlerem E-Wert pro Teilschicht
- MC mit 3 Teilschichten und $E_{\text{Entlastung}} = 4 \times E_{\text{Erstbelastung}}$



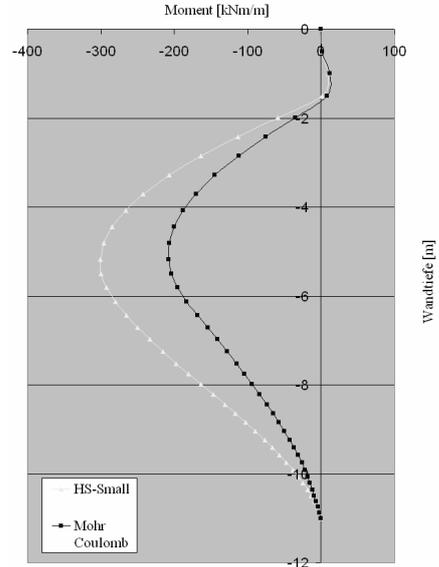
Rechenmodell mit Teilschichten und Erstbelastungssteifigkeit

6

Spundwand in Ton

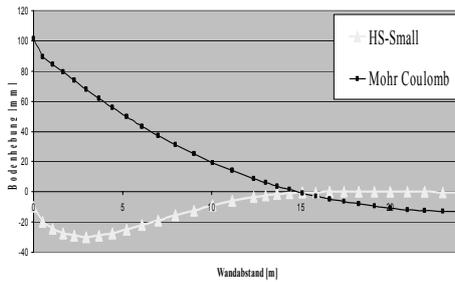


Schlitzwand in Ton



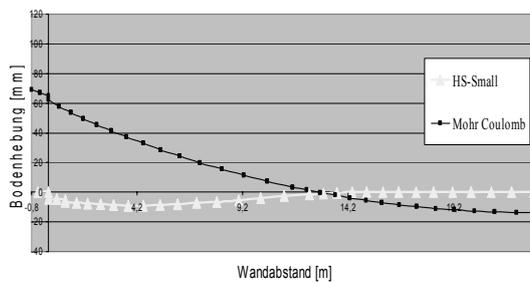
7

Spundwand in Ton



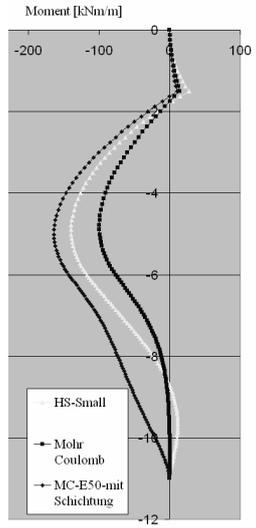
„Setzung“ hinter der Wand

Schlitzwand in Ton

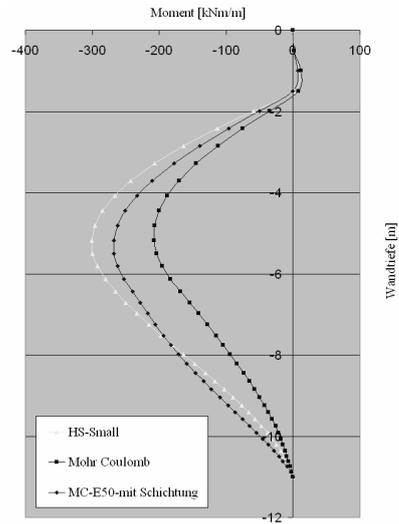


8

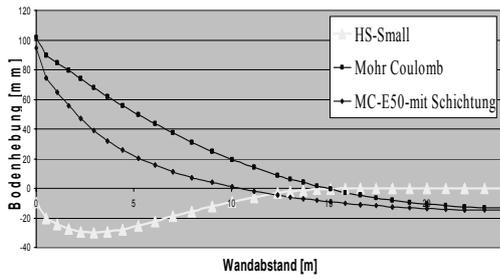
Spundwand in Ton



Schlitzwand in Ton

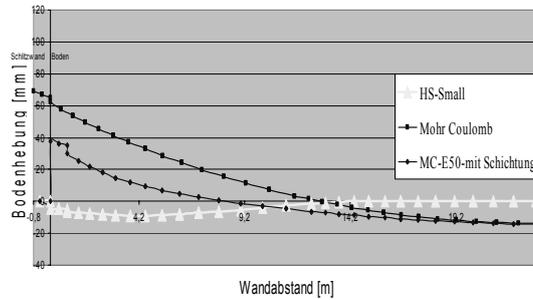


Spundwand in Ton

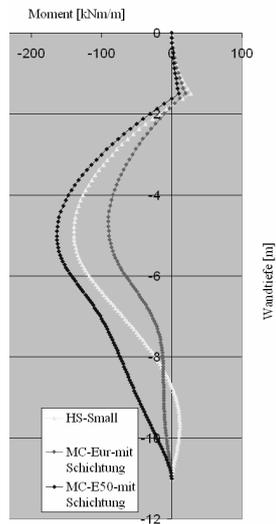


„Setzung“ hinter der Wand

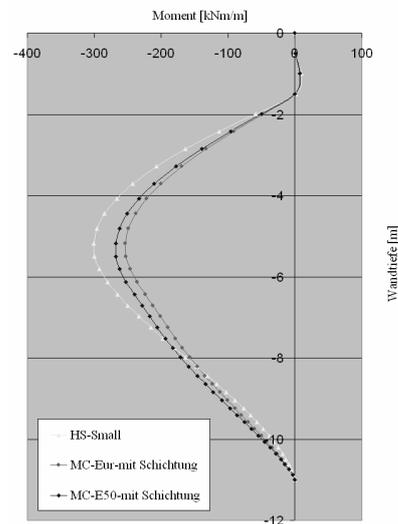
Schlitzwand in Ton



Spundwand in Ton

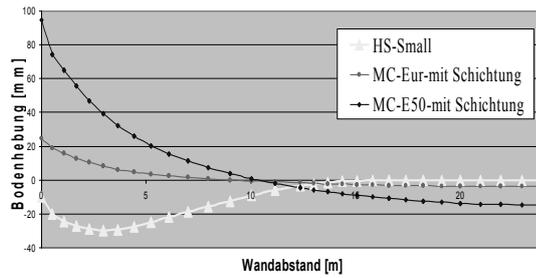


Schlitzwand in Ton



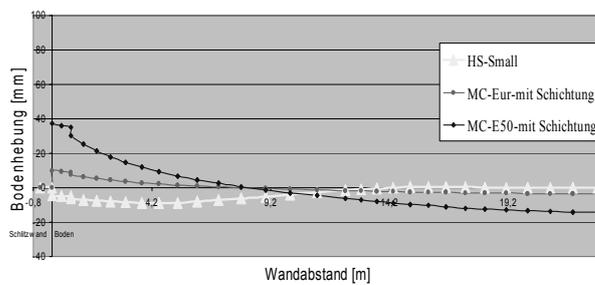
11

Spundwand in Ton



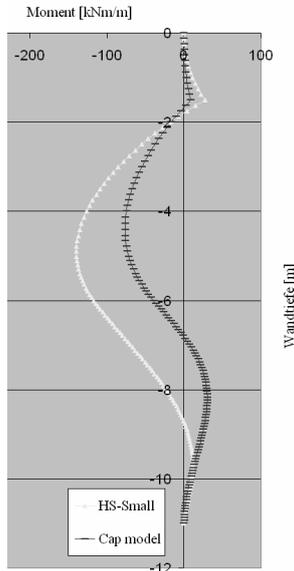
„Setzung“ hinter der Wand

Schlitzwand in Ton

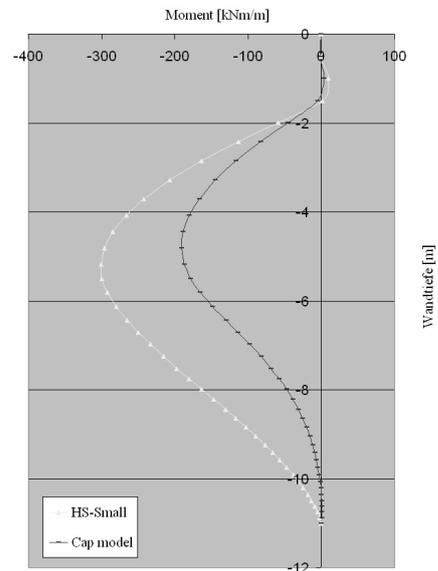


12

Spundwand in Ton

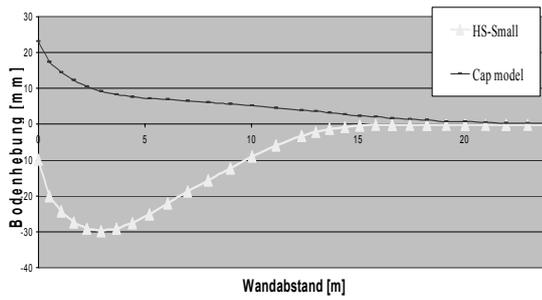


Schlitzwand in Ton



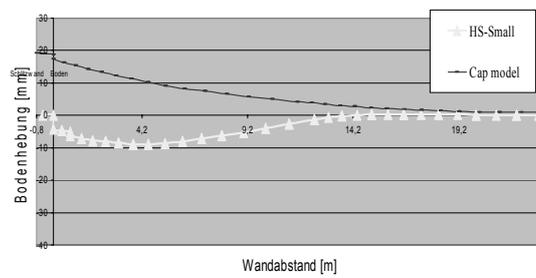
13

Spundwand in Ton



„Setzung“ hinter der Wand

Schlitzwand in Ton

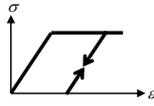


14

Eingabeparameter

Wände in dichtem Sand

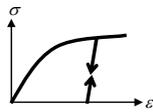
Mohr-Coulomb



	Verhalten	E [kN/m ²]	Tension cut-off [kN/m ²]	ν [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	$K_0 = 1 - \sin \phi$	δ_w [-]
Sand	Drainiert		ja	0,3	1	35	5	0,426	$4/5 \phi'$

In Anlehnung an HS-small Parameter

HS-small

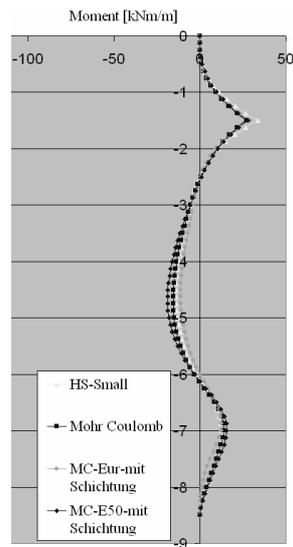


	Verhalten	E_{50} [kN/m ²]	E_{oed} [kN/m ²]	E_{ur} [kN/m ²]	E_0 [MN/m ²]	m [-]	ν [-]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	$\gamma_{0,7}$ [-]	δ_w [-]
Sand	Drainiert	45 000	45 000	180 000	450	0,55	0,2	1	35	5	$2 \cdot 10^{-4}$	$4/5 \phi'$

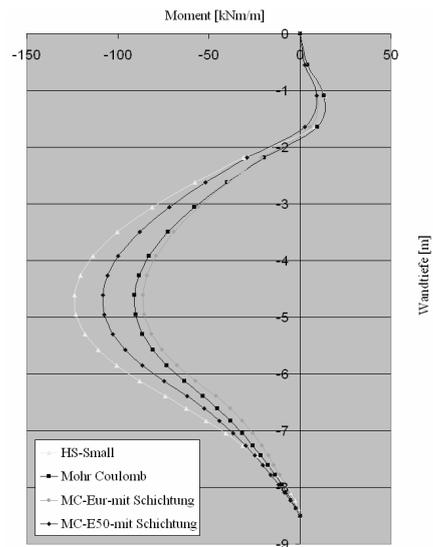
15

Errechnete Biegemomente für Wände in einem dichten Sand

Spundwand



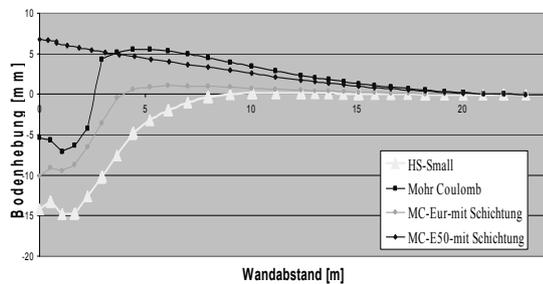
Schlitzwand



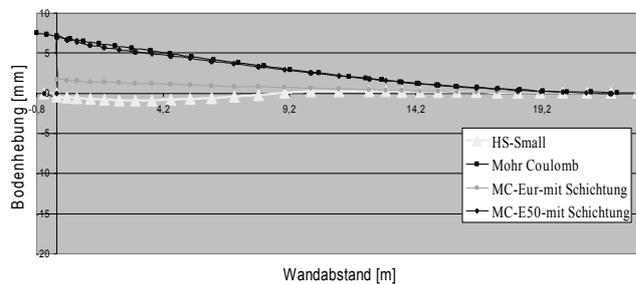
16

Errechnete Setzungen für Wände in einem dichten Sand

Spundwand



Schlitzwand



17

Standstabilitätsnachweise

In manchen Ländern Nachweis mit: $c'_d = c'_k / \gamma$, $\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma$
(in Deutschland für Böschungen)

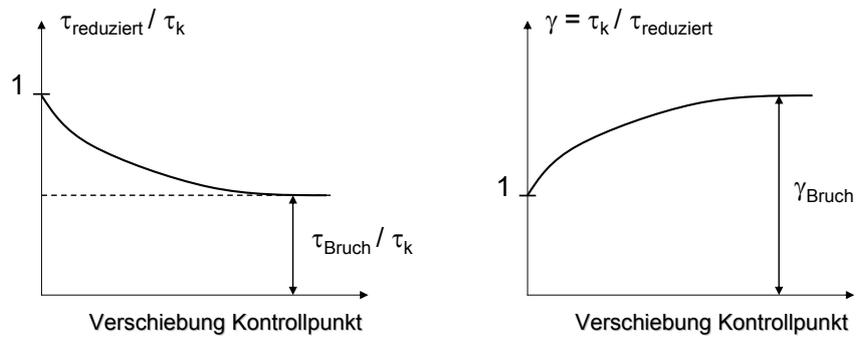
FE-Analysen werden zur Bestimmung der Deformation zunächst mit charakteristischen Werten durchgeführt. Dann werden die Scherfestigkeitsparameter schrittweise abgemindert bis auf c'_d und $\tan \phi'_d$. Gelingt die Abminderung ohne dass es zum Bruch kommt, so ist der Nachweis erbracht.

Nachweis für das Fußauflager in Deutschland: $E_{p,d} = E_{p,k} / \gamma$

Im Gegensatz zur ϕ - c -Reduktion wird die Durchführung dieses Nachweises noch nicht durch FE-Software unterstützt. Es soll gezeigt werden, dass dies jedoch sehr leicht gemacht werden kann.

18

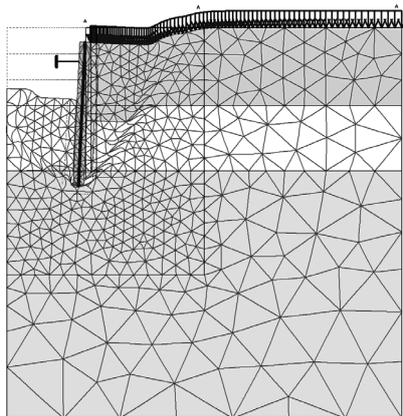
Die Reduktion der Scherfestigkeit



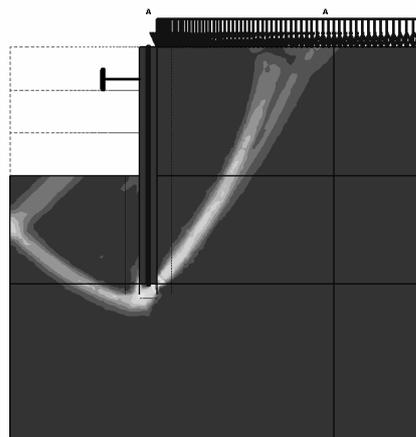
19

Reduktion der Scherfestigkeit auf 65% bis zum Bruch

Schlitzwand mit $M_{\text{Bruch}} = 10^{15}$ kNm/m in Ton



Verformtes FE-Netz

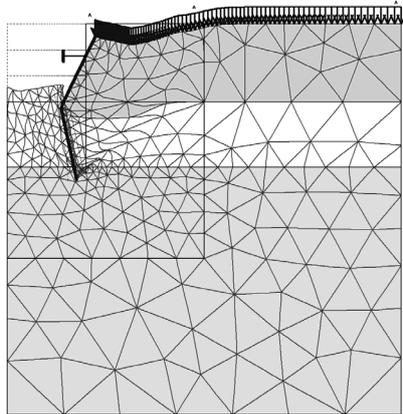


Scherdehnung

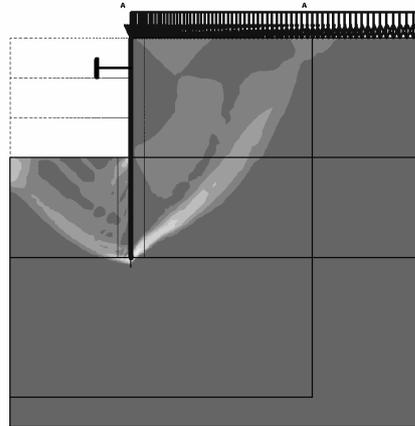
20

Reduktion der Scherfestigkeit auf 60% bis zum Bruch

Spundwand mit $M_{\text{Bruch}} = 237 \text{ kNm/m}$ in Ton



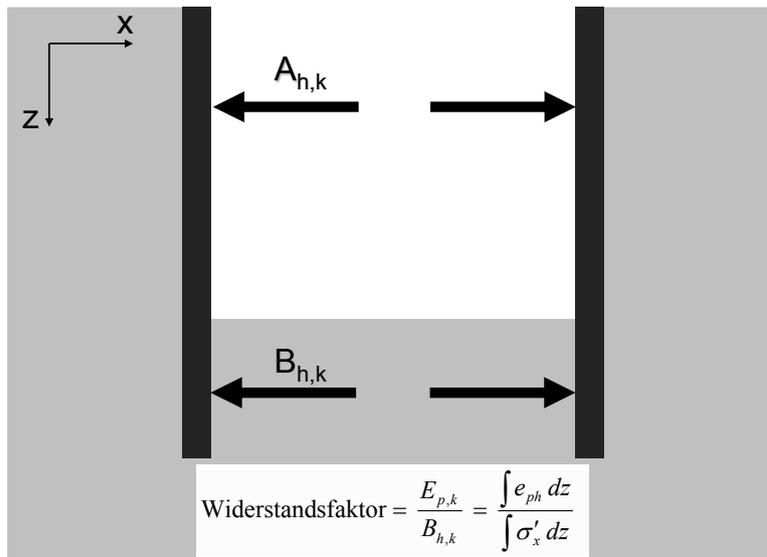
Verformtes FE-Netz



Scherdehnung

21

Vorschlag zum Nachweis der Standsicherheit des Fußauflagers hinsichtlich neuer deutscher Norm



e_{ph} kann mit klassischen Formeln ermittelt werden. Die horizontale Spannung σ'_x und die Resultierende ergeben sich aus einer FE-Berechnung.

22

Schlussfolgerungen

- Wechselwirkung zwischen Wand und Boden ist steifigkeitsabhängig
- Eine adäquate Analyse verlangt ein hochwertiges Stoffgesetz

Die Notwendigkeit der Nutzung eines höherwertigen Stoffgesetzes wurde für drainierte Bedingungen gezeigt. Im Falle von undrainierten Bedingungen liegt jedoch ein anderer Sachverhalt vor. Für undrainierte Bedingungen sei auf Vermeer u. a. (2006) hingewiesen.

- Eine adäquate Analyse verlangt eine zutreffende Abschätzung der Steifigkeitsparameter
- FE-Berechnung zur Standsicherheit kann in Anlehnung an die Normen durchgeführt werden

Die Sensitivitätsanalyse zum Stoffgesetz wurde auch für lange eingespannte Wände durchgeführt. Näheres findet sich in der Diplomarbeit von Willner (2005).

23

Referenzen

Willner, E. (2005): Numerische Berechnung von Baugruben mit unterschiedlichen Stoffgesetzen. Diplomarbeit am Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz.

Benz, T. (2006): Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Doktorarbeit am Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.

Brinkgreve, R.B.J. und Vermeer, P.A. (2002): PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. A. A. Balkema, Rotterdam.

Vermeer, P.A., Wehnert, M., Schweiger, H. (2006): Lehre aus dem Einsturz einer sehr tiefen Baugrube. Mitteilungen des Institutes und Versuchsanstalt für Geotechnik der Techn. Univ. Darmstadt : 13. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Nr. 73, S. 209-226.

24

Anhang

Die Analyse von tiefen Baugruben beinhaltet das Modellieren von

- unterschiedlichen Aushubsphasen
- Interaktion Wand / Boden > Interface-Elemente
- Wechselnder Grundwasserspiegel
- Steifen oder Anker (inklusive Lasteinleitung in den Boden)
- Angrenzende Bebauung (Häuser, Tunnel, Pfähle, ...)

> benötigt ein höherwertiges Stoffgesetz weil

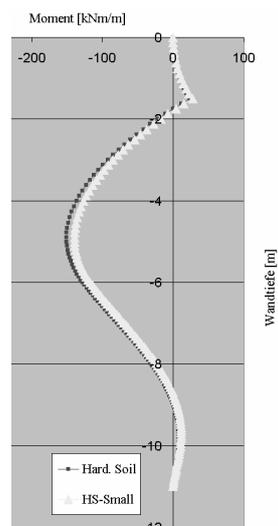
- die Spannungspfade im Boden nicht monoton sind (es kommen erhebliche Richtungsänderungen im Spannungspfad vor)
- Erstbelastung und Ent- / Wiederbelastung spielen sich in unterschiedlichen Teilen des betrachteten Problems ab
- einige Teile erfahren plastische Deformationen, andere Teile befinden sich im Bereich der sehr kleinen Dehnungen

> ein einfaches elastisch – perfekt plastisches Modell ist nicht hinreichend
> wie das Mohr-Coulomb Modell ist auch ein Kappe Modell nicht hinreichend

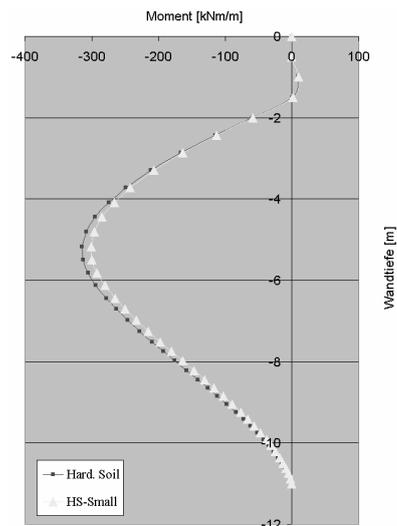
25

Hardening-Soil Modell ↔ HS-small Modell

Spundwand in Ton



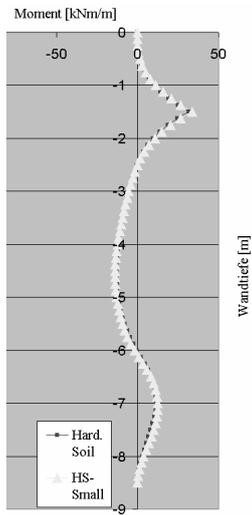
Schlitzwand in Ton



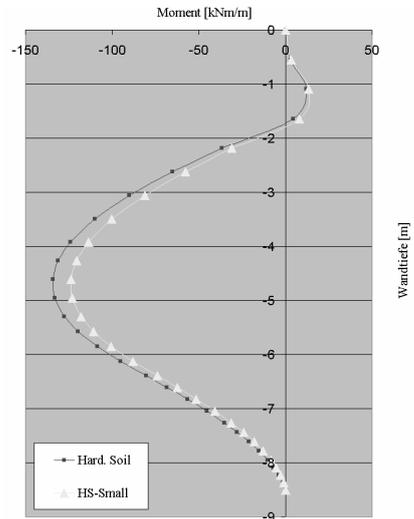
26

Hardening-Soil Modell ↔ HS-small Modell

Spundwand in Sand



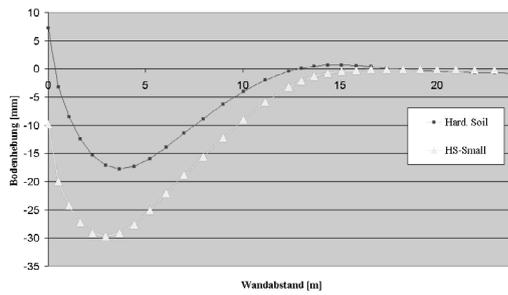
Schlitzwand in Sand



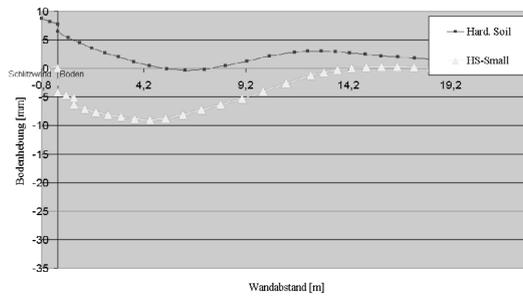
27

Hardening-Soil Modell ↔ HS-small Modell

Spundwand in Ton

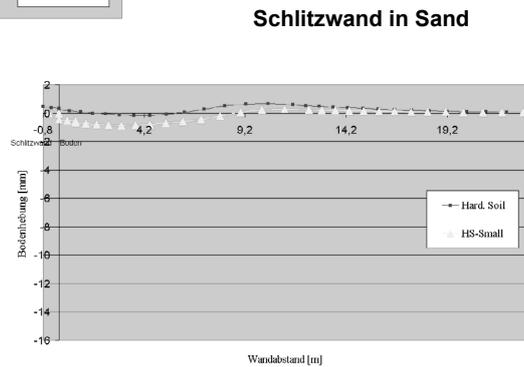
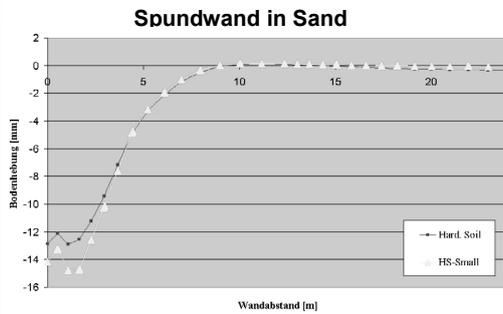


Schlitzwand in Ton



28

Hardening-Soil Modell ↔ HS-small Modell



29

Steifenkräfte

Ton

Spundwand:	MC ohne Teilschichten	73 kN/m
	MC mit Teilschichten	98 kN/m
	MC mit Teilschichten und $E_{\text{entlastung}}$	85 kN/m
	Kappe Modell	69 kN/m
	HS	132 kN/m
	HS-small	138 kN/m
Schlitzwand:	MC ohne Teilschichten	151 kN/m
	MC mit Teilschichten	158 kN/m
	MC mit Teilschichten und $E_{\text{Entlastung}}$	154 kN/m
	Kappe Modell	128 kN/m
	HS	197 kN/m
	HS-small	203 kN/m

30

Steifenkräfte

Sand

Spundwand:	MC ohne Teilschichten	92 kN/m
	MC mit Teilschichten	93 kN/m
	MC mit Teilschichten und $E_{\text{entlastung}}$	105 kN/m
	HS	116 kN/m
	HS-small	120 kN/m
Schlitzwand:	MC ohne Teilschichten	95 kN/m
	MC mit Teilschichten	94 kN/m
	MC mit Teilschichten und $E_{\text{entlastung}}$	83 kN/m
	HS	131 kN/m
	HS-small	132 kN/m

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik

Geotechnik Seminar 27.20.2006

Die neue EAB
mit dem
Teilsicherheitskonzept

Bemessung der Einzelteile

von

Dipl.-Ing. W. Hackenbroch
c/o Ing.-Büro DOMKE Nachf.
47259 Duisburg

Mannesmannstr. 161, Tel. (0203) 75840-0, Fax 0203) 75840-66

Gliederung

1. Allgemeines zu den Änderungen im Abschnitt 13
2. Tragfähigkeit der Ausfachung von Trägerbohlwänden
3. Tragfähigkeit von Bohlträgern
4. Tragfähigkeit von Spundwänden
5. Tragfähigkeit von Ortbetonwänden
6. Äußere Tragfähigkeit von Bohlträgern, Spundwänden und Ortbetonwänden
7. Hinweise zu konstr. Maßnahmen zur Sicherung des Ausfalles einzelner Bauteile

1. Allgemeines

Alle bauartspezifischen Bemessungsnormen, die in EAB, 3. Auflage, als Grundlage für die Bemessung der Einzelbauteile angegeben sind, wurden zwischenzeitlich auf Basis des Teilsicherheitskonzeptes überarbeitet und veröffentlicht. Zum Teil sind diese Vorschriften schon baurechtlich eingeführt bzw. befinden sich kurz davor.

In den Anhängen A7, A8 und A9 finden sich die aus diesen Bemessungsnormen stammenden wesentlichen Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte zur Ermittlung der Bauteilwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit und für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit; Beispiel:

A 8: Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte für Bauteile aus Stahl

Tabelle 8.1: Charakteristische Materialkenngrößen

Sinngemäß nach DIN 18800-1:1990-11 und EAU 2004 bzw. DIN EN 10248-1, für Erzeugnisdicken < 40 mm.

Stahlgüte (alte Bezeichnung)	Bezeichnungen für Baustahl nach DIN EN 10 027	Streckgrenze $f_{y,k}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit $f_{u,k}$ [N/mm ²]	Schubfestigkeit $\tau_{R,k} = \frac{f_{y,k}}{\sqrt{3}}$ [N/mm ²]	E-Modul E [N/mm ²]	Schubmodul G [N/mm ²]
St 37-2	S235JR	240	360	139	210 000	81 000
St 37-3U	S235JO		340			
StSp 37	S240GP		410			
StSp 45	S270GP	270	156			
St 52-3U	S355JO	360	510	208		
StSp S	S355GP	355	480	205		

Tabelle 8.2: Teilsicherheitsbeiwerte

Nach DIN 18800-1:1990-11, ergänzt entsprechend EB 24.

Einwirkungskombination nach EB 24	-	Regelfall	Sonderfall	Ausnahmefall
Lastfall	LF 1	LF 2	LF 2/3	LF 3
γ_M für den Nachweis der Tragfähigkeit				
a) zur Berechnung der Widerstände	(1,10)	1,10	1,10	1,10
b) zur Berechnung der Steifigkeiten	(1,00)	1,00	1,00	1,00
γ_M für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	(1,00)	1,00	1,00	1,00

Gemäß der Änderung A1 vom Februar 1996 zu DIN 18800-1:1990-11 dürfen bei dem Nachweisverfahren elastisch/elastisch, sofern kein Nachweis nach DIN 18800-2 bis 18800-4:1990-11 geführt werden muß und nicht von der Möglichkeit der Berücksichtigung örtlich begrenzter Plastizierung des Querschnittes nach den Elementen 749 und 750 Gebrauch gemacht wird, die Beanspruchbarkeiten um 10 % erhöht werden.

Zu den Teilsicherheitsbeiwerten für Bauteilwiderstände ist auf Folgendes hinzuweisen:

Da die hier maßgebenden Bemessungsnormen weder zwischen Dauerbauwerken und Bauwerken für vorübergehende Situationen noch zwischen ständigen und vorübergehenden Situationen unterscheiden, gelten die Teilsicherheitsbeiwerte (LF 1) auch für der Regelfall LF 2 und den Sonderfall LF 2/3, für den Ausnahmefall LF 3 sind auch nach diesen Normen meistens geringere Sicherheiten zulässig.

Was ist neu im Abschnitt 13 (Abschnitt 12 der 3. Auflage):

- Die einzelnen Kapitel zur Bemessung EB 47 bis EB 53 sind geblieben mit entsprechenden Änderungen und Anpassungen.
- Einheitlich wird in allen Kapiteln die Grenzzustandsbedingung vorangestellt und für jeweils einen einfachen Anwendungsfall die daraus abgeleitete Bemessungsgleichung mit den Hinweisen, in welchen Anhängen die zugehörigen Materialkennwerte und Teilsicherheitsbeiwerte zu finden sind, angegeben.
- Neu hinzugekommen ist der Abschnitt 13.10 „Äußere Tragfähigkeit von Bohlträgern, Spundwänden und Ortbetonwänden“ (EB 85), der den Nachweis „Versinken von Bauteilen“ nach DIN 1054 beinhaltet. In der 3. Auflage wurde die Ableitung der Vertikalkräfte in den Baugrund nur in EB 9 (Gleichgewicht der Vertikalkräfte) aufgeführt.
- Ebenfalls neu gegenüber der 3. Auflage ist der Abschnitt 13.11 „Tragfähigkeit von Zugpfählen und Verpressankern“ (EB 86).

Wenn in den nachfolgenden Erläuterungen von „alter“ und „neuer“ Bemessung die Rede ist, wird immer auf die Regelung in EAB, 3. Auflage („alt“), und EAB, 4. Auflage („neu“), Bezug genommen.

2. Tragfähigkeit der Ausfachung von Trägerbohlwänden (EB 47)

2.1 Vergleich der Bemessung „alt/neu“ für die Holzausfachung

Das Nachweisformat gem. EAB 13.2 (1) lautet:

$$E_d \leq R_{M,d}$$

Im Fall einer Holzbohle mit einachsiger Biegung nach Absatz 5 ergibt sich für den Nachweis der Biegenormalspannungen

$$\text{aus } E_d = \sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{y,n}} \quad \text{und} \quad R_{M,d} = f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

die allgemeine Bemessungsgleichung zu

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

Dabei ist

$f_{m,k}$ die charakteristische Bruchspannung nach Anhang A 9,

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Anhang A 9,

k_{mod} der Modifikationsbeiwert,

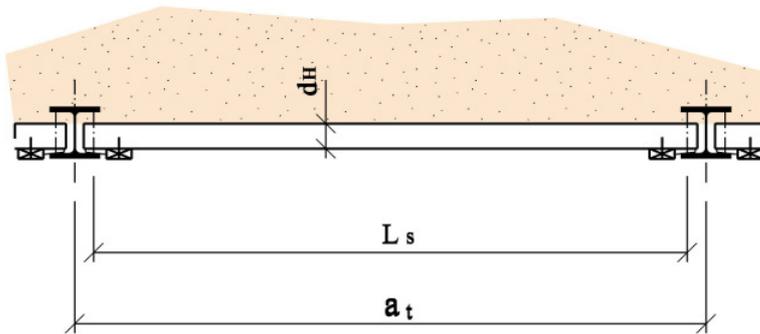
hier $k_{\text{mod}} = 1,00$ nach EB 88, Absatz 5 (Abschnitt 13.1),

M_d das Bemessungsmoment nach Absatz 2 bis 4,

$W_{y,n}$ das Nettowiderstandsmoment.

Neu ist der Modifikationsbeiwert k_{mod} , der bei normalen Hochbauten den Einfluß der Nutzungsklasse (Kennzeichnung der klimatischen Verhältnisse der Umgebung des Bauwerkes während seiner Nutzungsdauer) und der Klasse der Lasteinwirkungsdauer (gestaffelt von „sehr kurz“ ≤ 1 Minute, bis hin zu „ständig“ ≥ 10 Jahre) auf die Festigkeitseigenschaften des Holzes berücksichtigt. Diese Werte liegen für Vollholz zwischen 1,10 und 0,50. Für Verbauholz darf - wie bereits in DIN 4124: 2002-10 verankert - dieser Wert mit 1,0 angesetzt werden.

Nachfolgend wird der vereinfachte Vergleich einer Bemessung nach „alter“ und „neuer“ EAB für das üblicherweise bei Holzausfachungen eingesetzte Nadelholz GK II (neu: C 24 / S 10) vorgenommen.



Biegemomente (Einfeldbalken mit Stützweite L_S):

„alt“:	M	$=$	$e_{\text{ah,k}} \cdot L_S^2/8$
„neu“:	M_d	$=$	$(\gamma_G \cdot e_{\text{ah,k}} + \gamma_Q \cdot e_{\text{ap,h,k}}) \cdot L_S^2/8$
	γ_G	$=$	1,2 (Anhang A6, Tabelle 6.1, LF2)
	γ_Q	$=$	1,3 (Anhang A6, Tabelle 6.1, LF2)

Zulässige Spannung / Bemessungswert der Biegefestigkeit:

„alt“:	GK II	σ_{zul}	$= 15,0 \text{ N/mm}^2$ bei wirklichkeitsnaher Lastfigur
„neu“:	C 24 (S10)	$f_{\text{m,k}}$	$= 24,0 \text{ N/mm}^2$
		k_{mod}	$= 1,0$
		γ_m	$= 1,3$
		$f_{\text{m,d}}$	$= \frac{1,0 \cdot 24,0}{1,30} = 18,46 \text{ N/mm}^2$

Spannungsvergleich:

100% G: „neu“ : $f_{\text{m,d}} / \gamma_G = 15,39 \text{ N/mm}^2$; „alt“ : $\sigma_{\text{zul}} = 15,0 \text{ N/mm}^2$

100% Q: „neu“ : $f_{\text{m,d}} / \gamma_Q = 14,20 \text{ N/mm}^2$; „alt“ : $\sigma_{\text{zul}} = 15,0 \text{ N/mm}^2$

Mit einem mittleren Teilsicherheitsbeiwert von 1,25 ergibt sich: $f_{\text{m,d}} / \gamma_{\text{GQ}} = 14,77 \text{ N/mm}^2 \cong 15,0 \text{ N/mm}^2$

Ergebnis: Keine nennenswerten Unterschiede zwischen den Bemessungsergebnissen „alt“ und „neu“.

Wenn aber - ausnahmsweise – noch mit der vereinfachten rechteckförmigen Lastfigur nach EAB 3. Auflage gerechnet wird (siehe Hinweis in EB 12, Absatz 4), so sollte die Bemessungs-Biegefestigkeit mit einem Anpassungsfaktor 0,8 abgemindert werden, da sich sonst zu günstige Ergebnisse ergeben!

2.2 Sonstige Hinweise

- Bei der Bemessung einer Ausfachung aus unbewehrtem Beton wird sich keine nennenswerte Änderung gegenüber den bisherigen Ergebnissen ergeben, es wird etwas günstiger.
- Bei der Bemessung einer Ausfachung aus Stahlbeton wird sich bei der reinen Biegebemessung ein günstigeres Ergebnis ergeben. Bei höheren Beanspruchungen kann aber der Schubnachweis maßgebend werden und zu ungünstigeren Ergebnissen führen als bisher, d.h. um ohne Schubbewehrung auszukommen sind evtl. größere Ausfachungsstärken erforderlich.
- In EB 47 Absatz 6 (Abschnitt 13.2) ist der Hinweis aufgenommen worden, dass rechnerische Nachweise der Ausfachung beim Prüfen, Überspannen oder Lösen der Anker und vorgespannten Steifen nicht erforderlich sind, das Verhalten der Ausfachung bei Ausführung dieser Arbeiten aber zu beobachten ist!

3. Tragfähigkeit von Bohlträgern (EB 48)

Für den einfachen Regelfall der Stahlträgerbemessung nach dem Verfahren Elastisch-Elastisch ist in EB 48 Absatz 1 (Abschnitt 13.3) die Grenzzustandsbedingung und Bemessungsgleichung angeben:

1. Für Bohlträger ist die Sicherheit gegen Materialversagen entsprechend der Grenzzustandsbedingung

$$E_d \leq R_{M,d}$$

für die nach Abschnitt 5 ermittelten Bemessungsschnittgrößen nachzuweisen. Hierbei beinhaltet der Bemessungswert E_d die Beanspruchung aus der ungünstigsten Kombination von Schnittgrößen aus Einwirkungen, der Bemessungswert $R_{M,d}$ den Bauteilwiderstand. Im einfachsten Fall eines doppelsymmetrischen Bohlträgers aus Stahl mit einachsiger Biegung nach Absatz 3, Satz 1 und Absatz 4, Satz 1 ergibt sich beispielsweise im Nachweisverfahren Elastisch-Elastisch für den Nachweis der Normalspannungen

$$\text{aus} \quad E_d = \sigma_{y,d} = \frac{N_d}{A} \pm \frac{M_d}{W_{y,n}} \quad \text{und} \quad R_d = f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_M}$$

die allgemeine Bemessungsgleichung zu

$$\sigma_{y,d} \leq f_{y,d}$$

Dabei ist

$f_{y,d}$ die charakteristische Spannung an der Streckgrenze nach Anhang A 8,

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Anhang A 8,

N_d die Bemessungsnormalkraft,

A die Nettoquerschnittsfläche,

M_d das Bemessungsmoment,

$W_{y,n}$ das Nettowiderstandsmoment.

Dieser Fall ist „so einfach wie früher“, erst wenn man höhere Beanspruchbarkeiten ausnutzen will, wird der Nachweisaufwand deutlich höher.

Nachfolgend wird eine Trägerbemessung gezeigt unter Berücksichtigung der Änderung A1 zu DIN 18800-1, von der bislang nur selten Gebrauch gemacht wird.

Bohlträgerbemessung nach DIN 18800-1/A1

Ausgangswerte

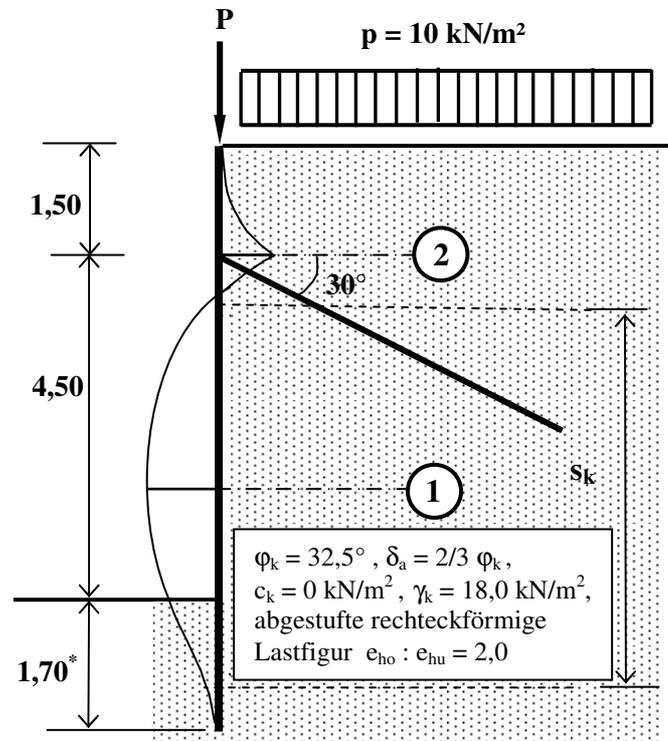
Bohlträger: HEB 200, S 235
 Achsabstand: $a_t = 2,50$ m
 Knicklänge s_k ca. 5,00 m

Materialkennwerte (EAB Anhang A8)

$f_{y,k} = 240$ N/mm²
 $E = 210.000$ N/mm²
 $\gamma_M = 1,1$
 $f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_M = 218$ N/mm²

Querschnittswerte HEB 200

$A = 78,1$ cm²
 $A_{\text{Steg}} = 16,6$ cm²
 $W_y = 570$ cm³
 $I_y = 5700$ cm⁴
 $i_y = 8,54$ cm



Beanspruchung für den Bohlträger

Bemessungswerte aus Trägerbohlwand-Berechnung:
 [zugehörige Schnittgrößen an den Stellen $M_{d,max}$ (Stelle 1)
 und $V_{d,max}$ (Stelle 2)]

Stelle 1:

$M_{d,max} = 98,75$ kNm
 $V_d = 0,00$ kN
 $N_d = 234,24$ kN (+ P_d)

Stelle 2:

$M_d = -72,25$ kNm
 $V_{d,max} = 139,50$ kN
 $N_d = 175,75$ kN (+ P_d)

* Einbindetiefe aus dem Nachweis des horizontalen Gleichgewichtes, etwaige Vergrößerung infolge Nachweis gegen Versinken nicht berücksichtigt.

Nachweis der Tragsicherheit „in einfachen Fällen“ nach DIN 18800-1/A1

Um bei dem Verfahren Elastisch – Elastisch von den Möglichkeiten einer 10%igen Erhöhung der Beanspruchbarkeiten Gebrauch machen zu können, sind 2 Bedingungen zu erfüllen:

1. Bedingung:

Es müssen keine Nachweise nach DIN 18800-2, -3 und -4 geführt werden.

2. Bedingung:

Es darf nicht von Möglichkeiten der Elemente (749) oder (750) Gebrauch gemacht werden. Damit sind örtlich begrenzte Plastifizierungen gemeint.

Überprüfung der 1. Bedingung:

Für die Untersuchung dieser Bedingung sind nur die Schnittkräfte an der Stelle 1 zu betrachten, da die Stelle 2 weder biegeknick- noch drillknickgefährdet ist (kein Ausweichen bzw. Verdrehen des Trägers möglich).

• **DIN 18800-1, El. (739) – Biegeknicken (Nachweis nach DIN 18800-2):**

Es gibt drei alternative Abgrenzungskriterien, a.), b.) und c.). Für die Bemessung ist es ausreichend, ein Abgrenzungskriterium anzuwenden, d. h. man kann sich eine der Varianten aussuchen, hier:

Biegeknicken aus Bedingung a.): $N_d \leq 0,1 \cdot N_{Ki,d}$

$$N_{Ki,d} = \pi^2 \cdot E \cdot I / \gamma_M / s_k^2 = \pi^2 \cdot 21.000 \cdot 5700 / 1,1 / 500^2 = 4296 \text{ kN}$$

$$N_d = 234,24 \text{ kN} < 0,1 \cdot 4296 = 429,6 \text{ kN (max. zul. } N_d)$$

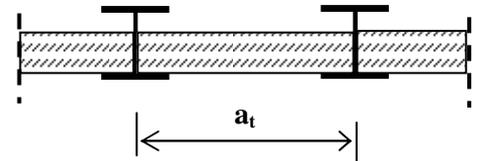
Daher kann noch eine zusätzliche äußere Vertikallast von $P_k = (429,6 - 234,24) / 1,3 = 150,3 \text{ kN}$ aufgenommen werden, ohne einen Nachweis nach DIN 18800-2 führen zu müssen.

• **DIN 18800-1, El. (740) – Biegedrillknicken (Nachweis nach DIN 18800-2):**

Der Bohlträger ist kontinuierlich durch die Ausfachung gehalten, so daß keine Gefahr des seitlichen Ausweichens besteht. Somit beträgt der Abstand der seitlichen Halterungen $c = 0$ und Gleichung (24) in DIN 18800-1 ist erfüllt.

(vgl. auch EB 48, Absatz 5)

keine Gefahr für seitliches Ausweichen



• **DIN 18800-1, El. (745) – Beulen einzelner Querschnittsteile (Flansch, Steg etc.) (Nachweis nach DIN 18800-3 und -4):**

In allen Querschnittsteilen sind die Grenzwerte $\text{grenz}(b/t)$

- nach Tabelle 12 (z.B. für den Steg eines doppel T-Profiles)
- nach Tabelle 13 (z.B. für den Flansch eines doppel T-Profiles)

einzuhalten. Für **Walzträger** gilt:

- Die Grenzwerte für die **Flansche** werden bei allen Walzprofilen eingehalten.
- Die vorh. (b/t) -Werte für die **Stege** (DIN 18800-1, Tabelle 12 und 15) ergeben sich nach Tabelle 1 – 12.16 [Literatur: Beuth-Kommentare – Stahlbauten – Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis Teil 4, Ernst & Sohn Berlin, Beuth Verlag GmbH Berlin und Köln (3. Auflage 1998)], die nachfolgend auszugsweise für Profile bis zu einer Nennhöhe von 400 mm wiedergegeben wird.

Nachweis für den HEB 200 mit Hilfe der folgenden Tabelle:

Die $\text{grenz}(b/t)$ Werte [Nennhöhe < 270] sind eingehalten, keine weiteren Nachweise!

Tabelle [vorh.(b/t)] gilt für Stähle mit $f_{y,k} \leq 360 \text{ N/mm}^2$ (S 355)						
Für alle nicht aufgeführten Werte gilt vorh. $(b/t) \leq \text{grenz}(b/t)$ [DIN 18800-1, Tab. 12 u. 15]						
Fett gedruckte Werte vorh.(b/t) sind für $f_{y,k} \leq 240 \text{ N/mm}^2$ (S 235) eingehalten						
Nennhöhe [mm]	IPE	IPEo	IPEv	HEA IPBL	HEB IPB	HEM IPBv
< 270	Keine Überschreitung von $\text{grenz}(b/t)$ der Stege für die Nachweisverfahren Elastisch-Elastisch und Elastisch-Plastisch					
270	33,3					
300	35,0	31,1				
330	36,1	31,9				
360	37,3	32,5				
400	38,5	34,1	⁹ 31,2			

Überprüfung der 2. Bedingung:

Örtlich begrenzte Plastifizierungen werden hier nicht ausgenutzt, 2. Bedingung erfüllt!

=> **10% höhere Beanspruchbarkeiten möglich!**

Bemessung

- DIN 18800-1, El. (746) – Grenzspannungen:

$$\begin{aligned}\sigma_{R,d} &= f_{y,k} / \gamma_M &= & 218 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{R,d} &= f_{y,k} / \gamma_M / \sqrt{3} &= & 126 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

- DIN 18800-1, El. (752) – Vereinfachung für Stäbe mit I-förmigem Querschnitt:

$$\tau_d = V_d / A_{\text{Steg}} \leq 1,1 \cdot \tau_{R,d} = 138,6 \text{ N/mm}^2$$

Stelle 1:

$$\tau_d = 0$$

Stelle 2:

$$\begin{aligned}\tau_d &= (139,50 / 16,6) \cdot 10 \\ &= 84,0 \text{ N/mm}^2 < 138,6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

- DIN 18800-1, El. (747):

$$\sigma_d = N_d / A + M_d / W \leq 1,1 \cdot \sigma_{R,d} = 240 \text{ N/mm}^2$$

Stelle 1:

$$\begin{aligned}N_d &= 429,6 \text{ kN (mit } P_d) \\ \sigma_d &= 10 \cdot (429,6 / 78,1 + 9875 / 570) \\ &= 228,3 \text{ N/mm}^2 < 1,1 \cdot \sigma_{R,d}\end{aligned}$$

Stelle 2:

$$\begin{aligned}N_d &= 371,14 \text{ kN (mit } P_d) \\ \sigma_d &= 10 \cdot (371,14 / 78,1 + 7225 / 570) \\ &= 174,3 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

- DIN 18800-1, El. (748) – Vergleichsspannung:

$$\sigma_{v,d} = (\sigma_d^2 + 3 \cdot \tau_d^2)^{0,5} \leq 1,1 \cdot \sigma_{R,d} = 240 \text{ N/mm}^2$$

Für die **Stelle 1** darf der Nachweis wegen $\tau_d / \tau_{R,d} < 0,50$ entfallen, für **Stelle 2** gilt:

$$\sigma_{v,d} = (174,3^2 + 3 \cdot 84,0^2)^{0,5} = 227,0 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

4. Tragfähigkeit von Spundwänden (EB 49)

Nachfolgend wird auf die Möglichkeit der Spundwandbemessung nach der zukünftigen DIN EN 1993-5 (Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 5: Pfähle und Spundwände) eingegangen. Im Abschnitt 5 dieser Norm sind die Tragfähigkeitsnachweise aufgeführt.

Grundlage für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Stahlspundbohlen ist die Klasseneinteilung, ähnlich wie es diese auch für Stahlprofile des Hochbaues gibt (siehe z.B. EC 3-1-1).

Tabelle 5-1 aus DIN EN 1993-5, Querschnittsklassifizierung, siehe nächste Seite.

Die Spundwandprofile werden entsprechend dem Verhältnis von Flanschbreite b zu Flanschdicke t_f (Flanschschlankheit) sowie unter Berücksichtigung der Stahlgüte in 4 Klassen eingeteilt.

Die Grenzwerte für Klasse 2 (und 1) – Profile dürfen nach Anhang C, Abschnitt C.1.2 überschritten werden, wenn $M_{pl, Rd}$ nicht voll ausgenutzt wird, die Grenzwerte werden dann mit einer entsprechend reduzierten Fließgrenze bestimmt.

Spundbohlen, deren Abmessungen außerhalb der angegebenen Grenzen liegen, sind in Klasse 4 einzustufen.

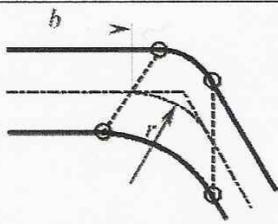
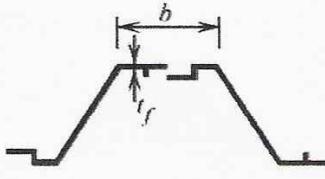
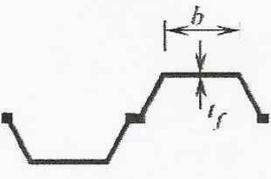
Klassifizierung		Z-Profile				U-Profile	
							
Klasse 1		- die selben Grenzwerte wie für Klasse 2 - ein Rotationsnachweis ist durchzuführen					
Klasse 2		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$	
Klasse 3		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Erläuterung: b: Flanscbreite, zwischen den Eckausrundungen, vorausgesetzt, dass das Verhältnis r/t _f nicht größer als 5,0 ist, andernfalls muss eine genauere Methode verwendet werden; t _f : Flanschdicke für Flansche mit konstanter Dicke; r: Radius der Querschnittsmittellinie der Ecke zwischen Flansch und Steg; f _y : Fließgrenze.							
Anmerkung: Für Klasse 1 Querschnitte ist nachzuweisen, dass die vom Querschnitt bereitgestellte plastische Rotation nicht geringer ist als die erforderliche plastische Rotation im aktuellen Bemessungsfall. Anleitung für diesen Nachweis (Rotationsnachweis) ist in Anhang C gegeben.							

Tabelle 5-1 (aus DIN EN 1993-5): Querschnittsklassifizierung

Diese Klassen bestimmen die Anwendbarkeit der verschiedenen Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Schnittgrößen aus Einwirkungen und die Verfahren zur Berechnung der Querschnittswiderstände, d.h.

• **Klasse 1 - Querschnitte:**

Verfahren Plastisch-Plastisch

Plastische Berechnung und Bemessung sind zulässig. Es ist jedoch zusätzlich zur Einhaltung des Grenzwertes $b : t_f$, der dem Grenzwert für Klasse 2 - Querschnitte entspricht, auch der Nachweis der Rotationskapazität nach Anhang C, Abschnitt C 1.2 zu führen.

• **Klasse 2 - Querschnitte:**

Verfahren Elastisch-Plastisch

Elastische Berechnung ist erforderlich. Die Ausnutzung der plastischen Querschnittswerte ist zulässig.

• **Klasse 3 - Querschnitte:**

Verfahren Elastisch-Elastisch

Elastische Berechnung ist erforderlich. Nur Ansatz der elastischen Querschnittswerte zulässig.

• **Klasse 4 - Querschnitte:**

Verfahren Elastisch-Elastisch mit lokalem Beulversagen

Elastische Berechnung ist erforderlich. Eine Verminderung des elastischen Querschnittswiderstandes durch lokales Beulen im elastischen Bereich ist zu berücksichtigen (siehe Anhang A zu DIN EN 1993-5).

Von den Spundwandherstellern werden zwischenzeitlich Tabellen herausgegeben, in denen die plastischen Widerstandsmomente und die Klasseneinteilung nach DIN EN 1993-5 angegeben sind.

In den gebräuchlichen Stahlgüten S 240 bis S 355 erfüllen die Bohlen überwiegend die Kriterien der Klasse 2, die Bohlen mit geringen Wandstärken liegen in Klasse 3 bzw. bei höheren Stahlgüten in Klasse 4.

Überwiegend können daher bei den gängigen Profilen die plastischen Querschnittswerte ausgenutzt werden oder zumindest „wie bisher“ die unabgeminderten elastischen Querschnittswerte. Tragfähigkeitseinbußen gegenüber der bisherigen Bemessungspraxis ergeben sich bei den Spundbohlen der Klasse 4, d.h. insbesondere bei den Profilen mit sehr kleinen Wandstärken.

Bei der Ermittlung der Profiltragfähigkeit ist auf den Einfluß einer möglichen Verminderung der Schubkraftübertragung in den Spundwandschlössern einzugehen.

Die mögliche Verminderung der Schubkraftübertragung wird mit dem Faktor β_B bei der Ermittlung des Widerstandsmomentes und mit dem Faktor β_D bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes berücksichtigt.

$\beta_B = 1,0$ für Z-Bohlen und Dreifach-U-Bohlen

$\beta_B \leq 1,0$ für Einzel- und Doppelbohlen

Der volle Wert des Widerstandsmomentes und Trägheitsmomentes von U-Bohlen kann nur dann angesetzt werden, wenn die maximale Schubkraft in den Schlössern durch Verschweißen oder Verpressen aufgenommen werden kann. Ein entsprechender statischer Nachweis ist immer zu führen.

Bei Doppelbohlen bleibt aber auch dann noch das Problem der schiefen Hauptachsenlage (schiefe Biegung), das bisher in der Bemessungspraxis immer vernachlässigt wurde.

Die genauen Werte für β_B und β_D in Abhängigkeit der verschiedenen Einflussfaktoren (Bodentyp, Bohlentyp, Einbringverfahren, Behandlung der Baustellenfädelschlösser, Lage von Abstützungen etc.) sollen im Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-5 angegeben werden, dieser liegt z.Zt. aber noch nicht vor.

In Anlehnung an niederländische Festlegungen (CUR 166) wird z.B. für verpreßte Doppelbohlen mit einer Lage Steifen oder Ankern, über komplette Bohlenlänge im nichtbindigen Boden, $\beta_B = 1,0$ und $\beta_D = 0,9$ angesetzt, hier sind aber die endgültigen Festlegungen im NAD abzuwarten.

Der Bemessungswert des Querschnitt-Momentenwiderstandes ergibt sich zu:

- Klasse 1 oder 2 Querschnitte: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- Klasse 3 Querschnitte $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- Klasse 4 Querschnitte siehe Anhang zu DIN EN 1993-5

Dabei gilt:

W_{el} elastisches Widerstandsmoment für eine durchgängige Wand;

W_{pl} plastisches Widerstandsmoment für eine durchgängige Wand;

f_y Streckgrenze

(Im Fall eines hohen Wasserüberdruckes ist die lokale Plattenquerbiegung der Spundbohle durch Ansatz einer reduzierten Streckgrenze nach DIN EN 1993-5, 5.2.4 zu berücksichtigen. Das gilt für Z-Bohlen mit mehr als 5 m und für U-Bohlen mit mehr als 20 m Wasserüberdruck an der jeweiligen Nachweisstelle.)

γ_{M0} Teilsicherheitsfaktor gemäß DIN EN 1993-5, 5.1.1 (4)

(Dieser Faktor wird dort mit 1,0 empfohlen, ist aber noch im NAD festzulegen.)

β_B Faktor, der die mögliche Verminderung der Schubkraftübertragung in den Schlössern berücksichtigt. (Wie vorstehend erläutert.)

Bei der Bemessung ist der Einfluß der Querkraft und Normalkraft bei Überschreitung bestimmter Verhältniswerte der einwirkenden Schnittgrößen zu den Bemessungswerten der plastischen Querschnittswiderstände durch Querkraft/Momenten - Interaktion oder Normalkraft/Querkraft/Momenten - Interaktion zu berücksichtigen.

Es gibt ein Ablaufdiagramm zur Bemessung von Spundwänden nach EN 1993-5, das von Herrn Dipl.-Ing. Kalle (Arbed Spundwand GmbH) zusammengestellt wurde, siehe nächste Seite. Der zugehörige komplette Vortrag ist in der Zeitschrift „Hansa International Maritime Journal – 142, Jahrgang – 2005 – Nr. 6“ abgedruckt. Der zunächst kompliziert aussehende Ablauf reduziert sich bei den üblicherweise nur mit Normalkräften und Querkraften unterhalb der Verhältnis-Grenzwerte beanspruchten Baugrubenwände auf den vorstehend angegebenen Biegespannungsnachweis und evtl. den Stabilitätsnachweis.

Beispiel:

Für die im Vortrag von Prof. Walz berechnete, im Boden voll eingespannte, Spundwand wird die Bemessung mit dem Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch durchgeführt.

Für das dort gewählte Spundwandprofil ergibt sich nach Profiltabelle:

Larssen 43 (S 240 GP) → Klasse 2

$$\begin{aligned} W_{y,el} &= 1.660 \text{ cm}^3/\text{m} \\ W_{y,pl} &= 2.184 \text{ cm}^3/\text{m} \\ A &= 212 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_v &= 1,2 \cdot (42-1,2) / 0,5 = 117,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ S_y &= 1.100 \text{ cm}^3/\text{m} \\ I_y &= 34.900 \text{ cm}^4/\text{m} \\ i_y &= 12,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Doppel - U - Bohlen, Schlösser verpreßt: $\beta_B = 1,0$, $\beta_D = 0,9$ (nach CUR)

Beanspruchungen an der Stelle max. M_{Feld} ($x = 6,10\text{m}$):

$$\begin{aligned} M_{E,d} &= 1,20 \cdot 147,05 = 176,46 \text{ kNm/m} \\ V_{E,d} &= 0 \text{ kN/m} \\ N_{E,d} &= 1,20 \cdot (25,64 \cdot 5,0 + 21,36 \cdot 1,10) \cdot \tan 17,5^\circ + 1,20 \cdot 151,7 \cdot \tan 10^\circ = 89,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Knicklänge ca. 8 m, kein Wasserüberdruck

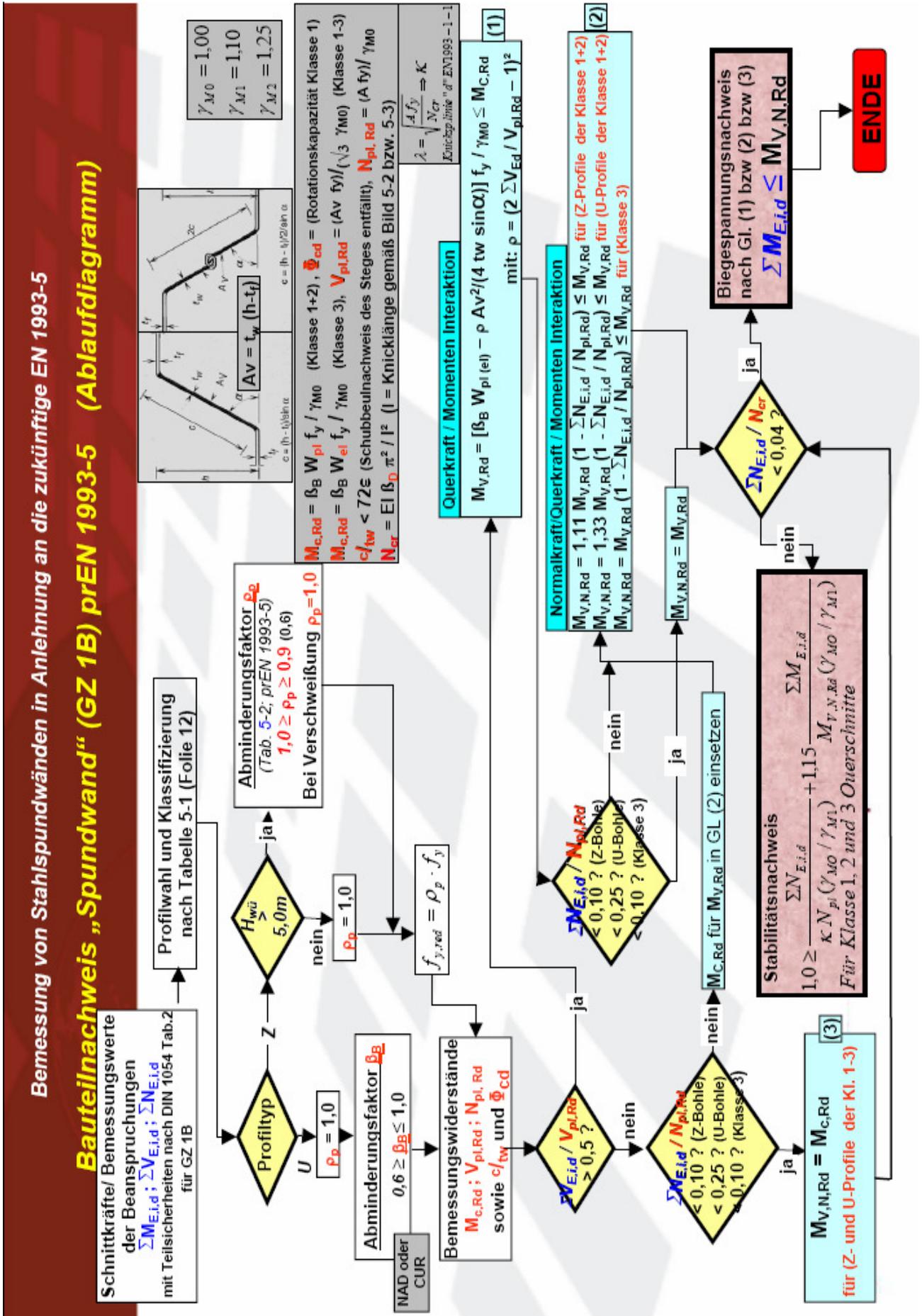
Querschnitt-Widerstände (Plastisch) [...] – Werte für $\gamma_{M0} = 1,1$

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} &= \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1,0 \cdot 2184 \cdot 240 \cdot 10^{-3} / 1,0 [1,1] = 524,2 \text{ kNm/m} [476,5] \\ V_{pl,Rd} &= A_v \cdot f_y / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M0}) = 117,5 \cdot 24,0 / (3^{0,5} \cdot 1,0 [1,10]) = 1628 \text{ kN/m} [1480] \\ N_{pl,Rd} &= A_v \cdot f_y / \gamma_{M0} = 212 \cdot 24,0 / 1,0 [1,10]) = 5088 \text{ kN/m} [4625] \\ N_{cr} &= E \cdot J \cdot \beta_D \cdot \pi^2 / s_K^2 = 21000 \cdot 34900 \cdot 0,9 \cdot \pi^2 / 800^2 = 10.161 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweise

$$\begin{aligned} V_{E,d} / V_{pl,Rd} &= 0 < 0,5 \quad \rightarrow \text{keine Querkraft/Momenten - Interaktion} \\ N_{E,d} / N_{pl,Rd} &= 89,5 / 5088 = 0,018 \\ &< 0,25 \quad \rightarrow \text{keine Normalkraft/Momenten - Interaktion} \\ N_{E,d} / N_{c,R} &= 89,5 / 10161 = 0,009 \\ &< 0,04 \quad \rightarrow \text{kein Stabilitätsnachweis erforderlich} \\ M_{E,d} &= 176,46 \text{ kNm/m} < M_{c,Rd} = 524,2 \text{ kNm/m} [476,5] \end{aligned}$$

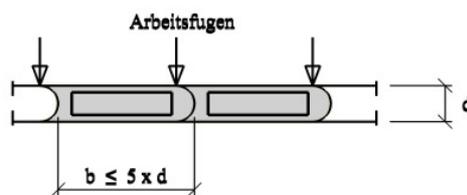
⇒ Nachweis erbracht, auch wenn man $\gamma_{M0} = 1,0$ ansetzen würde.



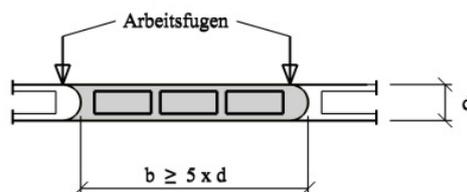
5. Tragfähigkeit von Ortbetonwänden (EB 50)

Da die Bemessung nach DIN 1045-1 seit dem 01.01.2005 für Hochbau- und Ingenieurbauwerke verpflichtend ist, werden die Berechnungs- und Nachweisformate als bekannt unterstellt. Nachfolgend sollen daher nur einige Ergänzungen und Klarstellungen für die Anwendung bei Baugrubenwänden angesprochen werden.

- Für Bemessung und Konstruktion ist DIN 1045-1 als übergeordnete Norm maßgebend. Um auf dem neuesten Stand der „Auslegungen DIN 1045-1“ zu sein, empfiehlt es sich, ab und zu die Internetseite des Deutschen Normenausschusses (www.nabau.din.de) zu besuchen.
- Für Bewehrungsanordnung und Betondeckung sind darüber hinaus
 - DIN EN 1538 bei Schlitzwänden
 - DIN EN 1536 bei Pfahlwänden
 zu beachten.
- Schubnachweis von Schlitzwänden (Klarstellung):
 - Lamellen mit $b \leq 5 d$ sind als Balken zu behandeln, sofern die einzelnen Elemente nicht kraftschlüssig verdübelt sind. Als kraftschlüssige Verbindung zählt auch die Anordnung mehrerer Bewehrungskörbe in einer Elementlänge.



Schlitzwandelemente $b \leq 5 x d$ → Balkenmodell



Mehrere Bewehrungskörbe in einer Elementlänge
 $b \geq 5 x d$ ohne Arbeitsfugen → Plattenmodell

- Nachweis der **Beschränkung der Rissbreite** ist in der Regel nicht erforderlich, wenn die Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens nach DIN 1045-1, Abschnitt 13, bei der Konstruktion beachtet wird.

Ausnahmen:

- Umgebungsbedingungen der Expositionsklasse XA3 (chemisch stark angreifende Umgebung) liegen vor
- Umgebungsbedingungen der Expositionsklassen XS (Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser) und XA (Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung) liegen vor und der maßgebende Bauzustand dauert länger als 2 Jahre.

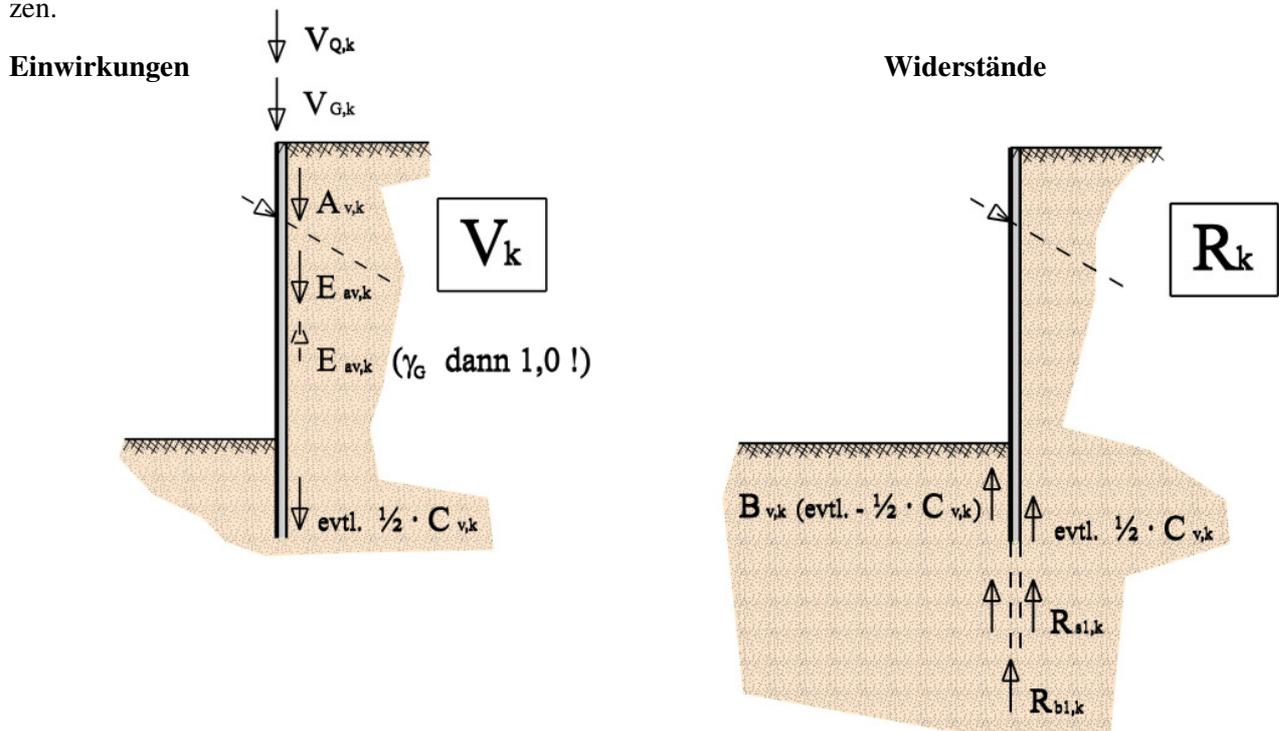
6. Äußere Tragfähigkeit von Bohlträgern, Spundwänden, Ortbetonwänden (EB 85)

6.1 Nachweisformat

Der Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften in den Untergrund ist in EAB, Abschnitt 4.9, EB 84 beschrieben.

$$\text{Nachweisformat:} \quad V_d \leq R_d$$

Die Einwirkungen und Widerstände ergeben sich für den Normalfall einer im Boden frei aufgelagerten oder eingespannten Baugrubenwand gemäss den nachfolgenden Darstellungen. Dabei darf die Vertikalkomponente der Ersatzkraft C bei negativem Neigungswinkel δ_C als Widerstand angesetzt werden. Die Vertikalkomponente des Erddruckes ist unabhängig vom gewählten Erddruckneigungswinkel δ_a immer als Einwirkung anzusetzen.



$$V_d = V_{G,k} \cdot \gamma_G + V_{Q,k} \cdot \gamma_Q + [E_{agv,k} \cdot \gamma_G + E_{apv,k} \cdot \gamma_Q] + [A_{vG,k} \cdot \gamma_G + A_{vQ,k} \cdot \gamma_Q] + [C_{vG,k} \cdot \gamma_Q + C_{vQ,k} \cdot \gamma_Q]$$

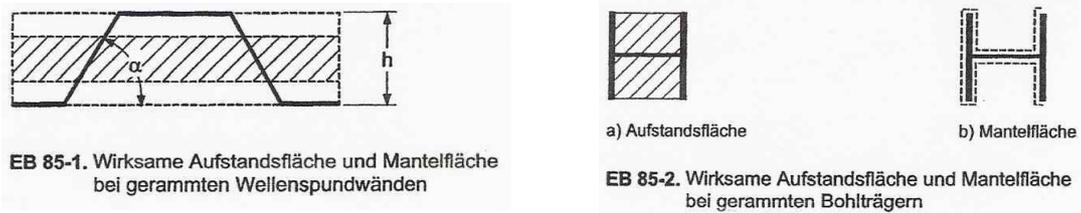
$$R_d = [B_{v,k} \cdot (-C_{v,k} / 2) + C_{v,k} / 2 + R_{b1,k} + R_{s1,k}] / \gamma_p (\gamma_{pc})$$

6.2 Allgemeine Festlegungen in EB 85

- Sofern nur Eigengewicht und die vertikale Erddruckkomponente in den Untergrund abzutragen ist, genügt im allgemeinen bei Baugruben bis zu 10 m und normalen Bodenverhältnissen ohne weiteren Nachweis eine Einbindetiefe von 1,50 m.
- Ein Nachweis ist stets zu führen, wenn
 - die Baugrubentiefe größer 10 m ist,
 - unterhalb der Baugrubensohle nicht ausreichend tragfähiger Boden ansteht,
 - zusätzliche Vertikalkräfte aus Verankerungen, Hilfsbrücken etc. einwirken.
- Wenn zusätzliche Vertikalkräfte abzuleiten sind, gelten als Mindesteinbindetiefen
 - $t_g = 3,00$ m bei geramten Spundwänden und Bohlträgern,
 - $t_g = 2,50$ m bei Ortbetonwänden und einbetonierten Bohlträgern.

6.3 Festlegungen zu Aufstandsflächen und Mantelflächen

Für die rechnerische Ermittlung des charakteristischen Spitzenwiderstandes und der charakteristischen Mantelreibung, soweit sie nicht auf der Grundlage von Probelastungen ermittelt werden, sind in EB 85 und dem zugehörigen Anhang A 10 Erfahrungswerte und Details zu den ansetzbaren Flächen der Mantelreibung und Aufstandsflächen von Spundwänden und Bohlträgern angegeben.



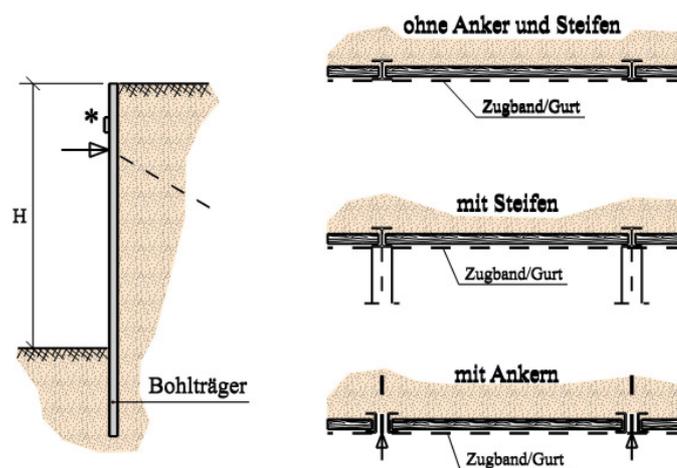
In EAU 2004 ist bezüglich der anzusetzenden Aufstandsfläche von Spundwänden der Hinweis auf einen anderen Ansatz zu finden (ca. der 6 bis 8fache Stahlquerschnitt des Profils), der deutlich ungünstiger ist als der Ansatz in EB 85. Aufgrund der bisher dem Arbeitskreis Baugruben aus der Praxis vorliegenden Erfahrungen gibt es derzeit allerdings noch keinen Grund, von diesem Ansatz, der vor langer Zeit im Buch Weißenbach „Baugruben Teil III“ veröffentlicht wurde, abzuweichen.

7 Hinweise zu konstruktiven Maßnahmen zur Sicherung des Ausfalles einzelner Bauteile

In verschiedenen Empfehlungen im Abschnitt 13 der EAB 4. Auflage wird noch deutlicher auf konstruktive Maßnahmen zur Sicherung der Baugrubenkonstruktionen gegen Ausfall einzelner Bauteile hingewiesen als bisher.

• Bohlträger (EB 48), Gurte (EB 51) und Steifen (EB 52)

- In EB 48 werden konstruktive Maßnahmen zur Sicherstellung des Bohltägerabstandes, Verhinderung einer Trägerverdrehung, Sicherung eines Steifen- oder Ankerausfalles angegeben.



*

$H \leq 5 \text{ m}$: durchlaufendes Zugband / Gurtung mit $A \geq 5 \text{ cm}^2$

$H \geq 5 \text{ m}$: durchlaufendes Zugband / Gurtung mit $A \geq 10 \text{ cm}^2$

- In EB 52 wird auf die Erfordernis besonderer konstruktive Maßnahmen und Schutzmaßnahmen für Steifen hingewiesen, die bei einem Ausfall zum Einsturz der Baugrubensicherung führen können.

- **Verpressanker (EB 86)**

In EB 86, Absatz 5, wird angegeben, unter welchen Bedingungen auf konstruktive Maßnahmen und rechnerische Nachweise gegen Ausfall eines Verpressankers verzichtet werden kann.

- Abnahmeprüfung mit 1,5- statt 1,25-facher charakteristischer Ankerkraft
- Litzenanker mit mindestens 4 Litzen
- Tragende Teile der Ankerkräfte müssen so angeordnet werden, dass sie durch den Baubetrieb nicht gefährdet werden können (z. B. hinter der Verbaufucht versenkt einbauen)
- Anker auf mindestens 100% aktiven Erddruck und bauzeitlichen Wasserdruck festlegen

Hinweis zu Anhang A 9 der 4. Auflage der EAB

A 9: Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte für Bauteile aus Holz

Tabelle 9.1: Charakteristische Werte für die Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Nadelholz

Auszug aus DIN 1052:2004-08 bzw. DIN EN 338 für Bauholz aus den Holzarten Fichte, Kiefer, Tanne, Lärche, Douglasie, Southern Pine, Western Hemlock und Yellow Cedar. Die angegebenen Werte setzen die Verwendung von neuen oder neuwertigen Hölzern voraus.

Festigkeitsklasse		C 16	C 24	C 30	C 35	C 40
Sortierklasse nach DIN 4074-1: 2003-06		S 7 C16M	S 10 C24M	S 13	C35M	C40M
Festigkeitskennwerte in N/mm²						
Biegung	$f_{m,k}^{1)}$	16	24	30	35	40
Zug parallel	$f_{t,0,k}^{1)}$	10	14	18	21	24
rechtwinklig	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Druck parallel	$f_{c,0,k}^{1)}$	17	21	23	25	26
rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	2,8	2,9
Schub und Torsion	$f_{v,k}$	2,7 2,0 !				
Steifigkeitskennwerte in N/mm²						
Elastizitätsmodul						
parallel	$E_{0,mean}^{1) 2)}$	8 000	11 000	12 000	13 000	14 000
rechtwinklig	$E_{90,mean}^{2)}$	270	370	400	430	470
Schubmodul	$G_{mean}^{2)}$	500	690	750	810	880
Rohdichtekennwerte in kg/m³						
Rohdichte	ρ_k	310	350	380	400	420
¹⁾ Bei nur von Rinde und Bast befreitem Nadelrundholz dürfen in den Bereichen ohne Schwächung der Randzone um 20% erhöhte Werte in Rechnung gestellt werden. ²⁾ Mittelwerte; für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte gelten folgende Rechenwerte: $E_{0,05} = 2/3 \cdot E_{0,mean}$ $E_{90,05} = 2/3 \cdot E_{90,mean}$ $G_{05} = 2/3 \cdot G_{mean}$						

Nach Drucklegung der 4. Auflage wurde vom NABau der Wert $f_{v,k}$ von 2,7 auf 2,0 N/mm² reduziert!

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik

Geotechnik – Seminar

Die neue EAB mit dem Teilsicherheitskonzept

Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Bernhard Walz
Bergische Universität Wuppertal

Gliederung

1. Einführung
2. Schnittführung und Sicherheitsdefinition
3. Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für eine im Boden voll eingespannte, einfach verankerte Spundwand unter aktivem Erddruck
4. Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für eine im Boden voll eingespannte, einfach verankerte Spundwand unter erhöhtem aktiven Erddruck
5. Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei mehrfach verankerten Baugrubenwänden

27. Oktober 2006

1 Einführung

Bei Stützung einer Baugrubenwand durch eine Verankerung sind folgende Nachweise für die Verankerung zu führen:

- Nachweis gegen Bruch des Ankerzugliedes,
- Nachweis gegen Herausziehen des Ankerkörpers und
- Nachweis einer ausreichenden Ankerlänge.

Es handelt sich durchweg um Nachweise ausreichender Bauteilabmessungen. Daher werden die genannten Nachweise im Grenzzustand GZ 1B geführt.

Der Nachweis einer ausreichend gewählten Ankerlänge wird über den Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge geführt. Ist die Ankerlänge zu kurz, versagt das Wand-Anker-Bodensystem durch Abgleiten auf einer nach oben gekrümmten Gleitfuge, die vom Ankerkörper zum Wandfuß verläuft (Abb.1). Dabei führt der Gleitkörper, der die Wand und den durch die Verankerung zusammengehaltenen Bodenbereich umfasst, eine drehend-gleitende Bewegung um einen tief liegenden Drehpunkt aus.

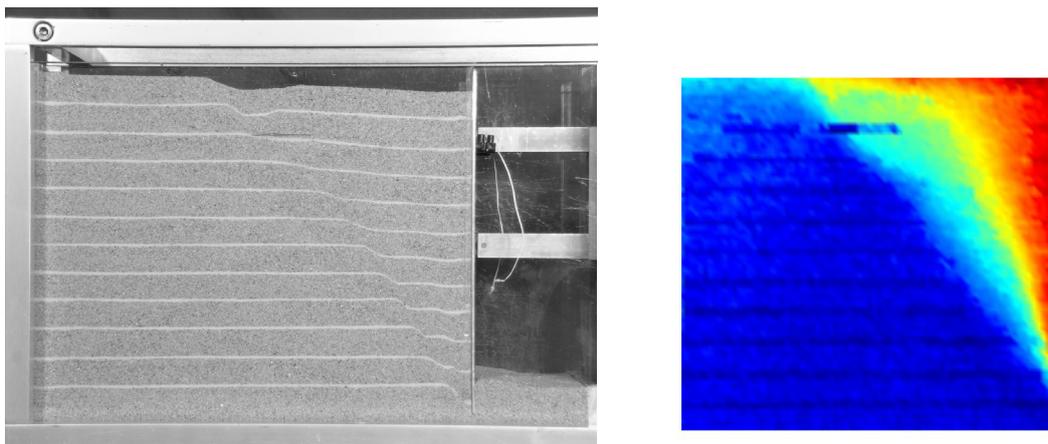


Abb. 1: Versagen auf der tiefen Gleitfuge bei einer einfach gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand im Modellversuch

Links: Verlauf horizontaler Einstreuschichten bei großen Verformungen (ca. 10mm Wandkopfverschiebung)

Rechts: PIV-Auswertung bei kleiner Wandbewegung (Wandverschiebung von 0 auf 0,5 mm)

Das in der EAB beschriebene Berechnungsmodell zum Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge geht auf das Verfahren von Kranz zurück, das ursprünglich für schlaffe Anker hergeleitet wurde. Bei einem schlaffen Anker entsteht durch das Abgleiten des aktiven Gleitkeiles auf der steil geneigten Gleitfuge zunächst die Ankerkraft, die dann die flacher geneigte tiefe Gleitfuge auslöst (siehe Abb. 1 rechts und Abb.2). Wird ein Anker auf den

erhöhten aktiven Erddruck vorgespannt, bildet sich die aktive Gleitfläche nicht mehr sichtbar aus.

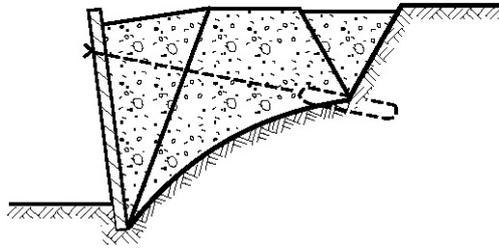


Abb. 2: Bruch in der tiefen Gleitfuge nach Kranz (Bild EB 44-1)

Das Verfahren von Kranz lässt sich auch für vorgespannte Anker, bei Bemessung der Baugrubenwand auf erhöhten aktiven Erddruck und bei mehrfach verankerten Wänden anwenden.

2 Schnittführung und Sicherheitsdefinition

Nach Kranz wird die nach oben gekrümmte Gleitfuge als Näherung durch eine gerade Gleitfuge ersetzt, auf der im Versagensfall ein etwa trapezförmiger Bodenblock abgleitet. Dieser Bodenblock wird freigeschnitten, wobei der Rundschnitt wie folgt verläuft:

- zwischen Wand und Boden längs der Hinterfläche der Stützwand, wobei auch die Ankerkraft freigeschnitten wird;
- längs der tiefen Gleitfuge unter Freischneiden der Gleitflächenresultierenden Q (bestehend aus Normal- und Reibungskraft) und geg. der Kohäsionskraft;
- an einer zu definierenden Stelle senkrecht nach oben längs der realen Ankerwandrückseite bzw. längs einer fiktiven Wandrückseite.

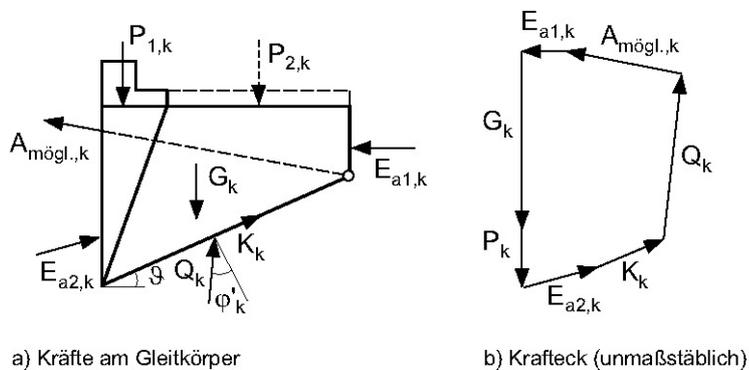


Abb. 3: Ermittlung des Widerstandes $A_{mögl.,k}$ beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge (Bild EB 44-2)

Unter Ansatz aller in den Schnittflächen wirkenden charakteristischen Kräfte, der Gewichtskraft des Gleitkörpers und der vollen (charakteristischen) Scherfestigkeit in der Gleitfläche wird die charakteristische Größe derjenigen Ankerkraft ($A_{\text{mögl},k}$) berechnet, die das Abgleiten des freigeschnittenen Bodenkörpers verursacht. Eine ausreichende Sicherheit gegen das Abgleiten auf der tiefen Gleitfuge und damit eine ausreichende Länge des Ankers ist nachgewiesen, wenn die Bedingung

$$A_{\text{vorh},G,k} \cdot \gamma_G + A_{\text{vorh},Q,k} \cdot \gamma_Q \leq A_{\text{mögl},k} / \gamma_{Ep}$$

erfüllt ist.

Die Größen $A_{\text{vorh},G,k}$ und $A_{\text{vorh},Q,k}$ ergeben sich aus der Schnittgrößenermittlung an der Baugrubenwand. Die Einzelheiten des Nachweises werden an einem Beispiel erläutert.

3 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für eine im Boden voll eingespannte, einfach verankerte Spundwand unter aktivem Erddruck

3.1 Beispiel

Es wird das in dem Beitrag „Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen“ im dortigen Anhang A behandelte Beispiel einer bodenmechanisch voll eingespannten, einfach verankerten Spundwand betrachtet. In dieser Berechnung ergaben sich:

$$A_{\text{vorh},G,k} = 154,37 / \cos 10^\circ = 156,75 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{vorh},Q,k} = 89,18 / \cos 10^\circ = 90,56 \text{ kN/m}$$

Es wird ein unter $\alpha_A = 10^\circ$ geneigter, insgesamt 14,0 m langer Anker mit einer Verpressstrecke von 4,0 m Länge gewählt (siehe Abb.4), der senkrecht zur Zeichenebene in einem Abstand von $a = 2,0$ m angeordnet wird.

3.2 Abgrenzung des abrutschenden Erdkörpers:

Bei Verpressankern wird die rückwärtige Begrenzung durch eine vertikale Ersatzankerwand gebildet, die von der Mitte der planmäßigen Kraffteinleitungsstrecke ausgeht. Die tiefe Gleitfuge verläuft bei Verpressankern vom Schwerpunkt der Kraffteinleitungsstrecke (Verpresskörper) zum rechnerischen Fußpunkt, der bei voller oder teilweiser bodenmechanischer Einspannung der Stützwand im Boden im Querkraftnullpunkt der Baugrubenwand definiert ist. Der Querkraftnullpunkt des Beispiels liegt $t_{Q=0} = 2,24$ m unter Baugrubensohle (Berechnung mit einem Stabwerksprogramm für die Lastkombination „ständige und veränderliche Einwirkungen“). Der abrutschende Erdkörper ist in Abb. 4 mit seinen Abmessungen und den angreifenden Kräften bzw. Spannungen wiedergegeben.

:

$$E_{aQ,v,k} = E_{aQ,h,k} \cdot \tan \delta_a = 88,30 \cdot \tan 17,5^\circ = 27,84 \text{ kN/m}$$

- Der Erddruck auf die vertikale Ersatzankerwand wirkt parallel zur Geländeoberfläche:

$$\delta_a = \beta = 0^\circ \rightarrow \text{mit } \varphi_k = 35^\circ : K_{agh} = 0,271$$

$$E_{a1,k} = 10,0 \cdot 0,271 \cdot 4,08 + 18,0 \cdot 0,271 \cdot 4,08^2 / 2 = 51,66 \text{ kN/m}$$

3.4 Berechnung von $A_{m\ddot{o}gl,k}$

Gemäß Abb. 5 kann mit $\Sigma V = 0$ und $\Sigma H = 0$ die Kraft $A_{m\ddot{o}gl,k}$ rechnerisch bestimmt werden:

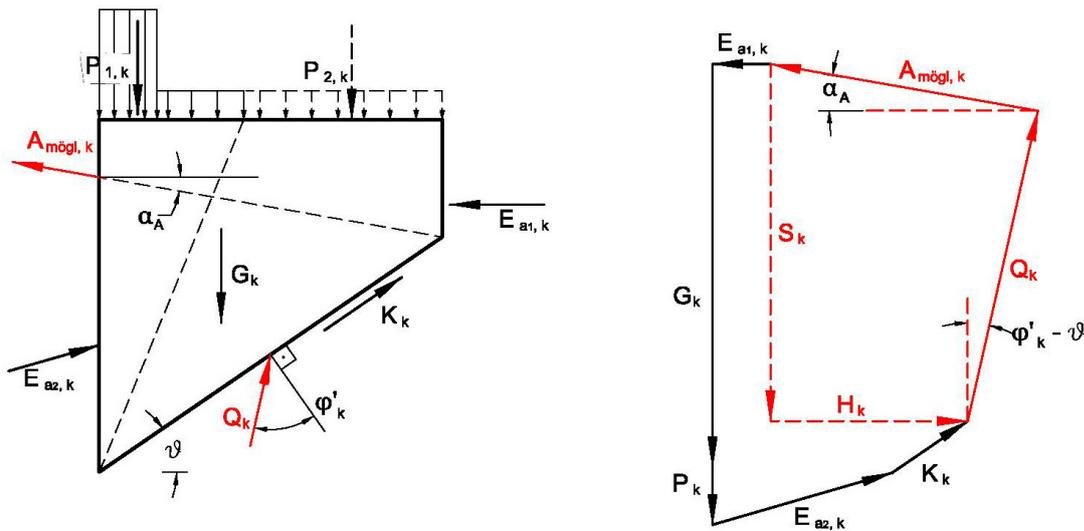


Abb. 5: Abgleitender Erdkörper und Kräfteck

Mit $S_k = G_k + P_k - E_{a2,v,k} - K_{v,k}$ und $H_k = E_{a2,h,k} + K_{h,k} - E_{a1,k}$ gilt:

$$\Sigma V = 0: S_k = A_{m\ddot{o}gl,k} \cdot \sin \alpha_A + Q_k \cdot \cos (\varphi_k - \vartheta)$$

$$\rightarrow Q_k = (S_k - A_{m\ddot{o}gl,k} \cdot \sin \alpha_A) / \cos (\varphi_k - \vartheta) \quad (1)$$

$$\Sigma H = 0: H_k = A_{m\ddot{o}gl,k} \cdot \cos \alpha_A - Q_k \cdot \sin (\varphi_k - \vartheta)$$

$$\rightarrow Q_k = (A_{m\ddot{o}gl,k} \cdot \cos \alpha_A - H_k) / \sin (\varphi_k - \vartheta) \quad (2)$$

Gleichung (1) = Gleichung (2):

$$A_{m\ddot{o}gl,k} = [H_k + S_k \cdot \tan (\varphi_k - \vartheta)] / \{ \cos \alpha_A \cdot [1 + \tan \alpha_A \cdot \tan (\varphi_k - \vartheta)] \}$$

$$S_k = 1736,12 + 118,20 + 220,00 - 108,98 - 27,84 = 1937,50 \text{ kN/m}$$

$$H_k = 345,63 + 88,30 - 51,66 = 382,27 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} A_{m\ddot{o}gl,k} &= [382,27 + 1937,50 \cdot \tan(35,0^\circ - 34,62^\circ)] / \{ \cos 10,0^\circ \cdot [1 + \tan 10,0^\circ \cdot \tan(35,0^\circ - 34,62^\circ)] \} \\ &= 395,12 / 0,986 = 400,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sofern der Abstand a (senkrecht zur Zeichenebene) von Verpressankern größer ist als die halbe Krafteinleitungstrecke l_r , ist die mögliche Ankerkraft $A_{\text{mögl},k}$ auf

$$A_{\text{mögl},\text{red},k} = \frac{1}{2} \cdot A_{\text{mögl},k} \cdot l_r / a$$

abzumindern. Der Abstand der Anker senkrecht zur Zeichenebene betrage hier $a = 2,00$ m. Mit der Länge der Krafteinleitungstrecke von $l_r = 4,00$ m ergibt sich

$$A_{\text{mögl},\text{red},k} = \frac{1}{2} \cdot 400,75 \cdot 4,00 / 2,00 = 400,75 \text{ kN/m} = A_{\text{mögl},k}$$

3.5 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

Teilsicherheitsbeiwerte für den Lastfall LF 2: $\gamma_G = 1,20$, $\gamma_Q = 1,30$ und $\gamma_{Ep} = 1,30$

$$A_{\text{vorh},G,k} \cdot \gamma_G + A_{\text{vorh},Q,k} \cdot \gamma_Q \leq A_{\text{mögl},k} / \gamma_{Ep}$$

$$156,75 \cdot 1,20 + 90,56 \cdot 1,30 \leq 400,75 / 1,30 \text{ kN/m} \rightarrow 305,83 < 308,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ausnutzungsgrad: } \mu = 305,83 / 308,27 = 0,99$$

3.6 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für die Lastkombination „nur ständige Einwirkungen“

Obwohl die Lastkombination „ständige und veränderliche Einwirkungen“ beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge in der Regel ungünstiger ist als der Fall „ständige Einwirkungen“, wird hier auch die letztgenannte Lastkombination untersucht. Der Querkraftnullpunkt liegt hierbei ca. 1,0 cm höher; dieses wird vernachlässigt.

$$S_k = 1736,12 + 118,20 - 108,98 = 1745,34 \text{ kN/m}$$

$$H_k = 345,63 - 51,66 = 293,97 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{mögl},k} = [293,97 + 1745,43 \cdot \tan(35,0^\circ - 34,62^\circ)] / \{ \cos 10,0^\circ \cdot [1 + \tan 10,0^\circ \cdot \tan(35,0^\circ - 34,62^\circ)] \}$$

$$= 305,55 / 0,986 = 309,90 \text{ kN/m}$$

$$156,75 \cdot 1,20 \leq 309,90 / 1,30 \text{ kN/m} \rightarrow 188,10 < 238,38 \text{ kN/m} \rightarrow \mu = 0,79$$

4 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für eine im Boden voll eingespannte, einfach verankerte Spundwand unter erhöhtem aktiven Erddruck

4.1 Beispiel

Die in Anhang A des Beitrages „Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen“ dargestellte Baugrubenwand soll auf erhöhten aktiven Erddruck ($E = 0,5 \cdot E_a + 0,5 \cdot E_0$) bemessen werden, weil sich z.B. setzungempfindliche Rohrleitungen unmittelbar neben der Baugrube befinden. Die Bemessung als im Boden voll eingespannte und einfach verankerte Wand ergibt eine Einbindetiefe t_1 bis zum theoretischen Fußpunkt von $t_1 = 4,76$ m. Die Gesamteinbindelänge beträgt mit $\Delta t_1 = 0,2 \cdot t_1$ etwa 5,70 m. Der Querkraftnullpunkt liegt

3,05 m unter der Baugrubensohle. Der in Ansatz gebrachte erhöhte aktive Erddruck ist in Abb. 6 dargestellt. Es ergeben sich folgende Ankerkräfte:

$$A_{\text{vorh,G,k}} = 183,00 / \cos 10^\circ = 185,82 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{vorh,Q,k}} = 91,78 / \cos 10^\circ = 93,20 \text{ kN/m}$$

Die Anker werden in einem Abstand (senkrecht zur Zeichenebene) von $a = 2,0 \text{ m}$ angeordnet.

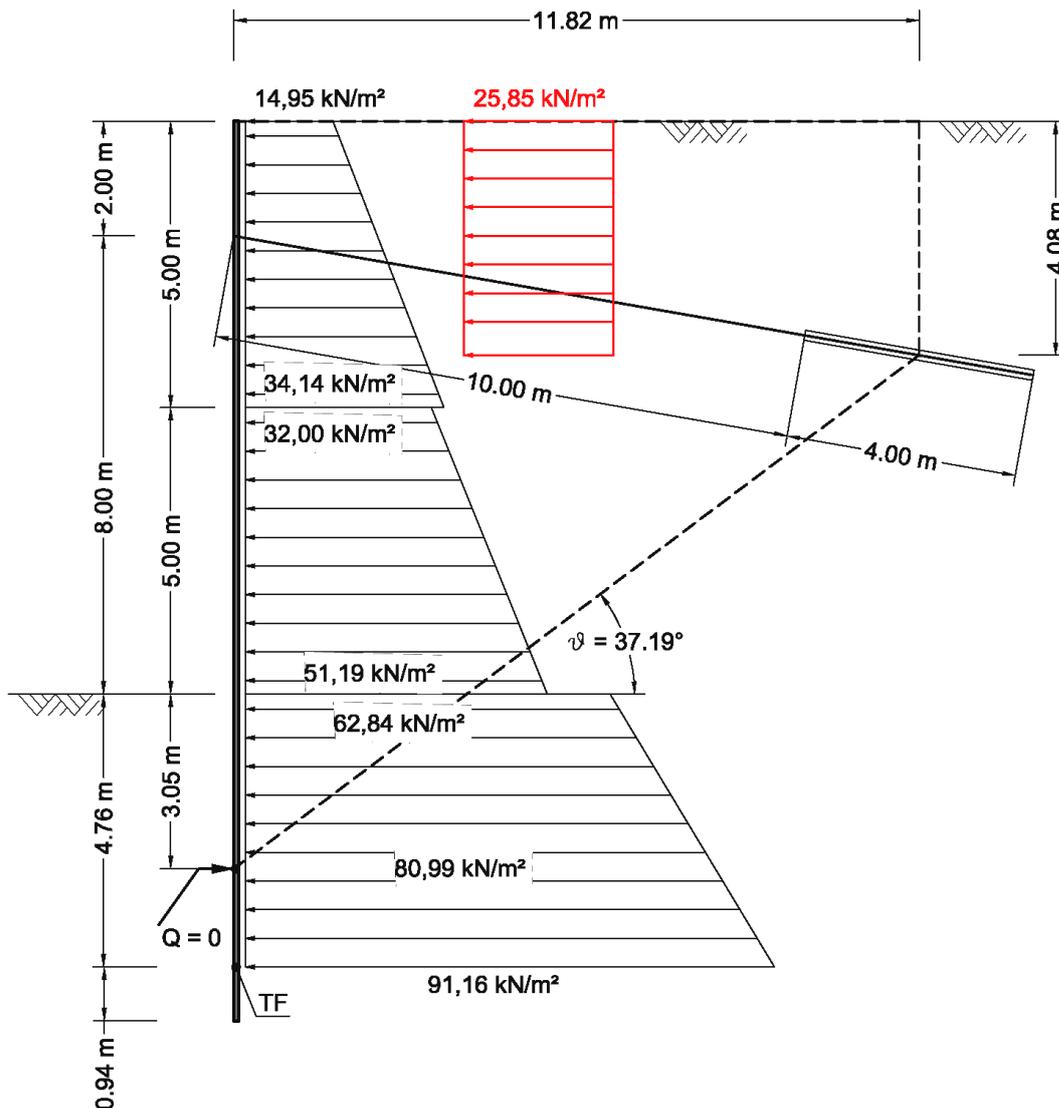


Abb. 6: Einfach verankerte, im Boden voll eingespannte Spundwand unter erhöhtem aktivem Erddruck.

4.2 Hinweise der EAB für den Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei Bemessung der Baugrubenwand auf erhöhten aktiven Erddruck

Bei verankerten Baugrubenwänden, die für einen erhöhten aktiven Erddruck (oder für einen abgeminderten bzw. für den vollen Erdruchdruck) bemessen worden sind, darf die

Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge im Grundsatz nach den gleichen Regeln wie für den aktiven Erddruck nachgewiesen werden, wobei folgendes zu beachten ist:

- An die Stelle der aktiven Erddrucklast $E_{a2,k}$ tritt im Krafteck nach Abb. 3 die Erddrucklast $E_{2,k}$ des erhöhten aktiven Erddrucks (bzw. des abgeminderten oder vollen Ruhedruckes).
- An die Stelle der aktiven Erddrucklast $E_{a1,k}$ tritt im Krafteck der Abb. 3 die Erddrucklast $E_{1,k}$, die nach den gleichen Regeln ermittelt wird, wie die Erddrucklast $E_{2,k}$.
- Die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Beanspruchungen sowie für Widerstände dürfen geradlinig interpoliert werden zwischen
 - den Teilsicherheitsbeiwerten für den Lastfall LF 2 bei Ansatz von aktivem Erddruck und
 - den Teilsicherheitsbeiwerten für den Lastfall LF 1 bei Ansatz von Erdruhedruck.

Die EAB führen weiter aus: „Da sich diese Interpolation nur verhältnismäßig wenig auswirkt, andererseits aber der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ziemlich empfindlich auf Ungenauigkeiten reagiert, wird empfohlen, in der Regel mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Lastfall LF 1 zu rechnen, sofern die Baugrubenwand mit erhöhtem aktivem Erddruck bemessen wird.“

4.3 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge für das Beispiel

Die Ankerlänge wird auch für die auf erhöhten aktiven Erddruck bemessene Baugrubenwand mit insgesamt 14,00 m bei einer Verpresskörperlänge von 4,0 m angenommen.

- Eigengewicht des abrutschenden Erdkörpers:

$$G_k = 11,82 \cdot 18,0 \cdot [4,08 + \frac{1}{2} \cdot (13,05 - 4,08)] = 1822,29 \text{ kN/m}$$
- großflächige Gleichlast (ständig): $P_k = 10,0 \cdot 11,82 = 118,20 \text{ kN/m}$
- veränderliche Einwirkung: $Q'_k = 2,0 \cdot 110,0 = 220,00 \text{ kN/m}$
- Erddruck aus ständigen Einwirkungen (siehe Abb.5):

$$E_{Gh,k} = (14,95 + 34,14) \cdot 5,00/2 + (32,00 + 51,19) \cdot 5,00/2 + (62,84 + 80,99) \cdot 3,05/2$$

$$= 122,73 + 207,97 + 219,34 = 550,04 \text{ kN/m}$$

$E_{Gv,k}$ entsteht nur aus dem Anteil aktiver Erddruck. Nach Abb. 4 gilt:

$$E_{Gv,k} = 0,5 \cdot [(25,64 + 21,36) \cdot 5,0 + (44,65 + 57,55) \cdot 3,05/2] \cdot \tan 17,5^\circ$$

$$= 0,5 \cdot [235,00 + 155,86] \cdot \tan 17,0^\circ = 61,62 \text{ kN/m}$$
- Erddruck aus Nutzlast:

$$E_{Qh,k} = 25,85 \cdot 3,42 = 88,30 \text{ kN/m}$$

$$E_{Qv,k} = 88,30 \cdot \tan 17,5^\circ = 27,84 \text{ kN/m}$$
- Erddruck auf die vertikale Ersatzankerwand:

Maßgebender Erddruckbeiwert: $K_h = 0,5 \cdot [0,271 + (1 - \sin 35,0^\circ)] = 0,3487$

$E_{1,k} = 10,0 \cdot 0,3487 \cdot 4,08 + 18,0 \cdot 0,3487 \cdot 4,08^2/2 = 14,23 + 52,24 = 66,47 \text{ kN/m}$

- Gleitflächenwinkel: $\tan \vartheta = (13,05 - 4,08) / 11,82 = 0,7589 \quad \rightarrow \quad \vartheta = 37,19^\circ$
- $S_k = 1822,29 + 118,20 + 220,00 - 61,62 - 27,84 = 2071,03 \text{ kN/m}$
- $H_k = 550,04 + 88,30 - 66,47 = 571,87 \text{ kN/m}$
- $A_{\text{mögl},k} = [571,87 + 2071,03 \cdot \tan(35,0^\circ - 37,19^\circ)] / \{ \cos 10^\circ \cdot [1 + \tan 10^\circ \cdot \tan(35,0^\circ - 37,19^\circ)] \}$
 $= 492,67 / 0,9782 = 503,67 \text{ kN/m}$

- Bildung der Mittelwerte der Teilsicherheitsbeiwerte:

Ständige Einwirkungen:

- LF 1: $\gamma_G = (1,35 + 1,20) / 2 = 1,275$ (da erhöhter aktiver Erddruck)

- LF 2: $\gamma_G = (1,20 + 1,10) / 2 = 1,150$ (da erhöhter aktiver Erddruck)

- maßgebend für den Nachweis der Standsicherheit: $\gamma'_G = (1,275 + 1,150) / 2 = 1,213$

Veränderliche Einwirkungen: $\gamma'_Q = (1,50 + 1,30) / 2 = 1,40$

Erdwiderstand: $\gamma'_{Ep} = (1,40 + 1,30) / 2 = 1,35$

- Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge:

- $185,82 \cdot 1,213 + 93,20 \cdot 1,40 \leq 503,67 / 1,35 \text{ kN/m}$

$355,88 < 373,09 \text{ kN/m} \quad \text{Ausnutzungsgrad } \mu = 355,88 / 373,09 = 0,95$

- Nachweis mit den Teilsicherheitsbeiwerten des Lastfalles LF 1:

$185,82 \cdot 1,275 + 93,20 \cdot 1,50 \leq 503,67 / 1,40$

$376,72 \approx 359,76 \text{ kN/m} \quad \text{Ausnutzungsgrad } \mu = 376,72 / 359,76 = 1,05$

5 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei mehrfach verankerten Baugrubenwänden

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei mehrfach verankerten Baugrubenwänden wird in Anlehnung an die Veröffentlichung von Ranke, A. H. / Ostermayer, H.: "Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen" geführt. Hierbei ist jeder Mittelpunkt einer Krafteinleitungsstrecke einmal als Endpunkt einer tiefen Gleitfuge anzunehmen.

Gemäß Abb. 7 sind die charakteristischen Kräfte derjenigen Anker als Beanspruchung $A_{\text{vorh},k}$ anzusetzen, deren Krafteinleitungsstrecke innerhalb des abrutschenden Erdkörpers bzw. innerhalb des aktiven Gleitkeiles liegt, der die Erddruckkraft $E_{a1,k}$ bewirkt. Anker, deren Krafteinleitungsstrecke außerhalb liegen, leisten keinen Beitrag zu $A_{\text{vorh},k}$.

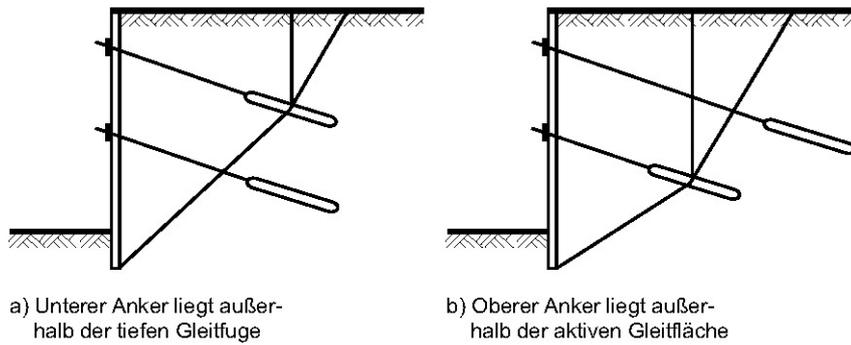


Abb. 7: Beispiele für Anker, deren Kräfte nicht als Beanspruchung berücksichtigt werden (Bild EB 44-3)

Die Kräfte von Ankern, deren Krafteinleitungsstrecke von der tiefen Gleitfuge geschnitten werden, dürfen bei Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Mantelreibung entlang der Krafteinleitungsstrecke in einen Anteil vor und einen Anteil hinter dem Schnitt aufgeteilt werden. Der Anteil der Ankerkraft, der innerhalb des Gleitkörpers abgetragen wird, ist als Beanspruchung zu behandeln. Das gleiche gilt für die Kräfte von Ankern, die von der aktiven Gleitfläche hinter der Ersatzankerwand geschnitten werden.

Geotechnik-Seminar

Die neue EAB
mit dem Teilsicherheitskonzept

TU München

Baugruben in weichen Böden

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.-G. KEMPFERT

Institut für Geotechnik und Geohydraulik
Universität Kassel • Fachgebiet Geotechnik
Mönchebergstraße 7 • D-34125 Kassel
Tel: 0561 / 804-2630 • Fax: 0561 / 804-2651
E-Mail: geotech@uni-kassel.de

Gliederung

1. Einleitung
2. Empfehlungen für Baugruben in weichen Böden
3. Besondere Regelungen
4. Berechnungsbeispiel

1 EINLEITUNG

Die Berechnung und Ausführung von Baugruben in tiefreichenden sehr weichen Böden, wie sie z.B. im süddeutschen Raum in den seenahen Bereichen vorkommen, stellen eine schwierige bautechnische Aufgabe dar. Dies wird durch die EAB in angemessener Form aufgegriffen und Anwendungsregeln für die Praxis getroffen.

In EAB und [9] wird auf die besondere Bedeutung der maßgebenden Randbedingungen für Baugruben in weichen Böden hingewiesen, d.h. ob dränierte oder undränierte Zustände die Situation realistisch beschreiben. Während der Aushubphasen 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 undränierten 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 φ'_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 Baugrubenwände (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 Dränierter oder undränkter Zustand bei Baugruben in weichen Böden

Die Fragestellung ob dränierter 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 Dammes oder Einzelfundamentes auf weichem Untergrund, der mit der fortschreitenden Entwässerung stabiler wird, kann bei einer Baugrube die Sicherheit im Wandfußbereich infolge der Änderung der effektiven Spannungen durch die Aushubentlastung mit der Zeit abnehmen, siehe Bild 1.

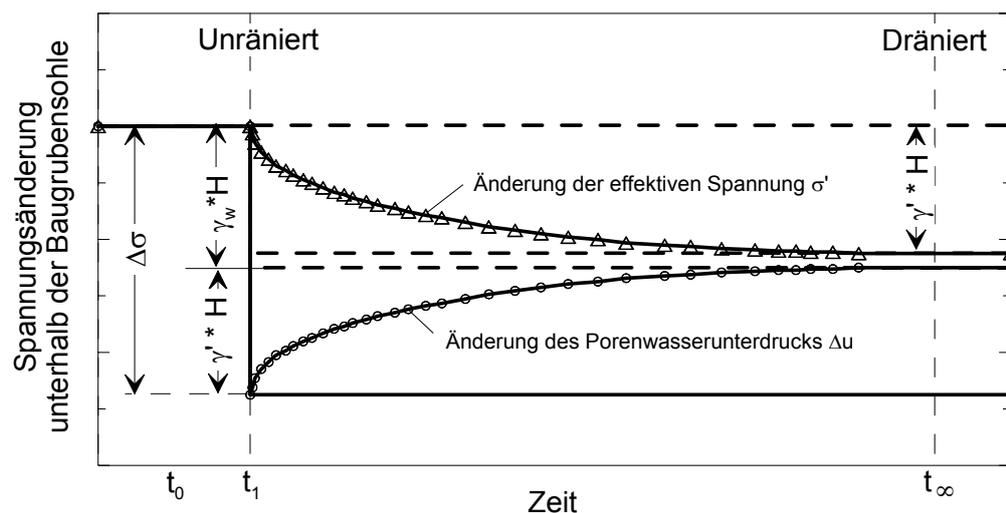


Bild 1: Schematische Darstellung der effektiven Spannungsentwicklung bei Baugruben

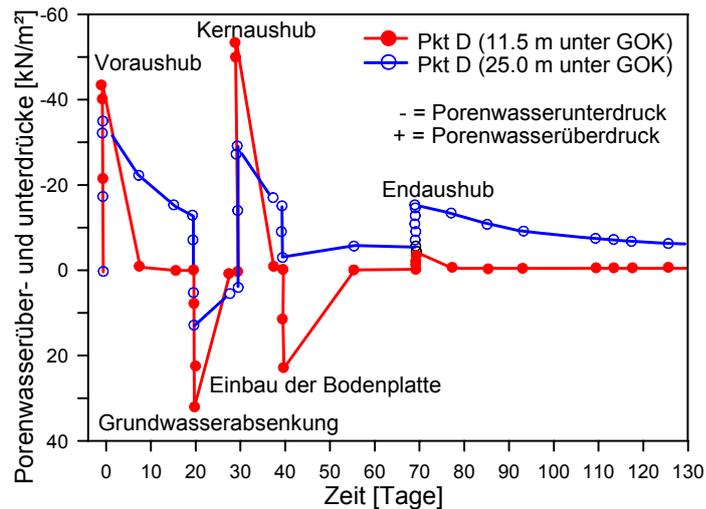


Bild 2: Porenwasserüber- und -unterdrücke unter einer Baugrube, aus [4]

In [8] und [11] wird bestätigt, dass eine rechnerische Untersuchung mit dränierten Bedingungen am zutreffendsten ist; ebenso werden die kurzen Abbauzeiten 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 beschreiben. Jedoch besteht bei bestimmten Randbedingungen mit Porenwasserüberdruckbildung auch die Möglichkeit eines undränierten 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 undränierten Entwässerungsbedingungen zu beschreiben ist. Die entscheidende Abhängigkeit des undränierten 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 $\phi'_{s,k}$ und der undränierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für verschiedene Spannungspfade entwickelt, siehe [9] und [6]. Es gilt

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

für den anisotrop konsolidierten Anfangszustand, wobei $\lambda_{cu} = c_{u,k} / \sigma'_v$ die normalisierte undränierete 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 undräniereten Scherfestigkeit $c_{u,k}$, z.B. insitu aus Flügelsondierungen, mit Gl. 1 nach [9] und [6] zu bestimmen.

Gl. 1 ist beispielhaft für einen konstanten Wert von $K_0 = 0,577$ in Bild 3 graphisch ausgewertet. Es ist zu beachten, dass Gl. 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.

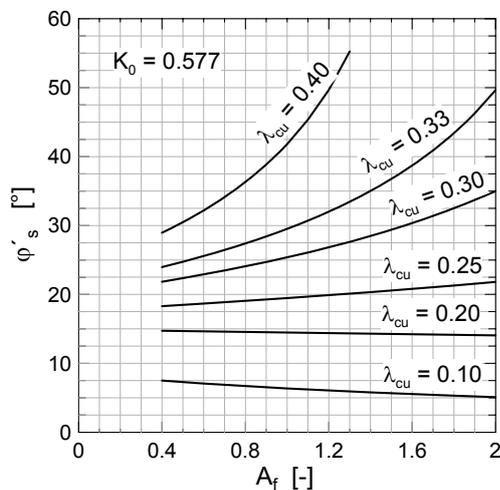


Bild 3: Beispielhafte Darstellung von $\varphi'_{s,k}$ in Abhängigkeit von A_f nach Gl. 1, mit $K_0 = 0,577$

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,
- Bohrfahlwände und
- Schlitzwände

geeignet.

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

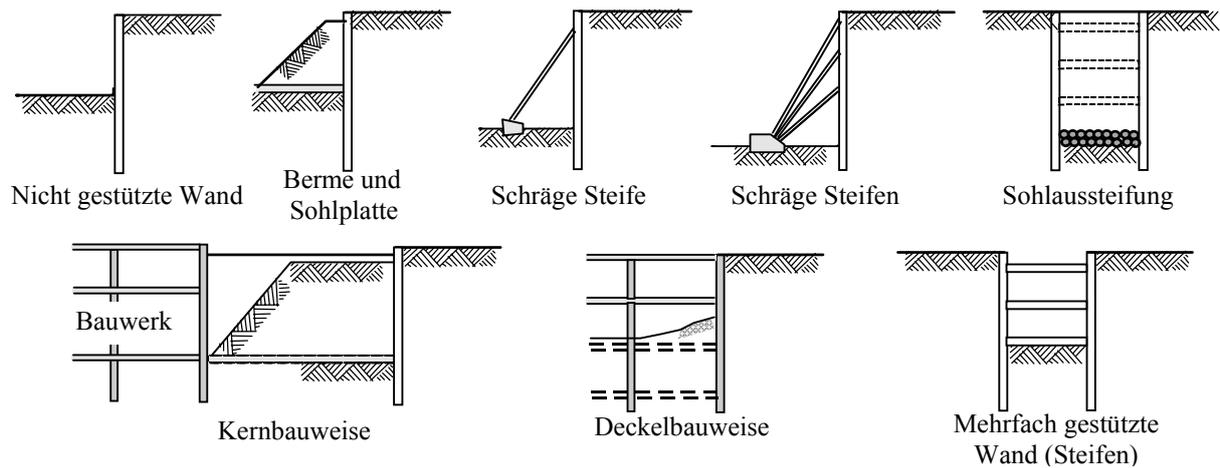


Bild 4: Schematische Darstellung von möglichen Verbaukonstruktionen von Baugrubenwänden in weichen Böden

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 sein Wandverformungen während der Baugrubenherstellung, Ankerherstellung, Grundwasserabsenkung, usw.

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

Mit zunehmender Baugrubentiefe sind zur Reduzierungen 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.

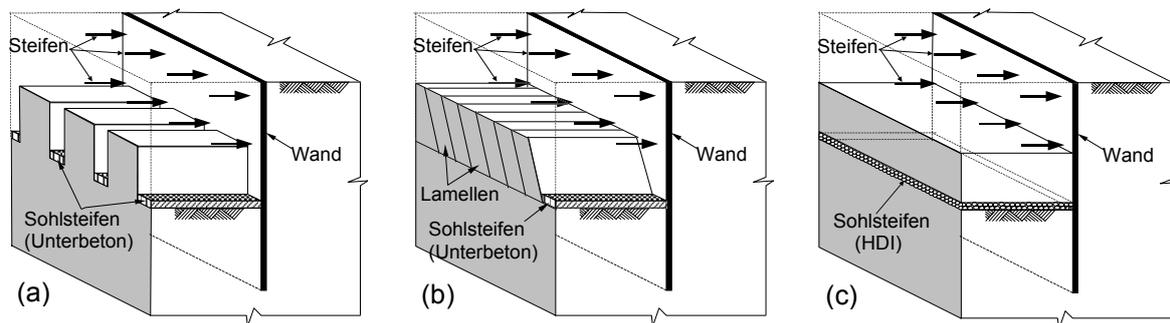


Bild 5: Unterschiedliche Herstellungsmethoden der aussteifenden Sohlplatte

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 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 2 Untergeschosse in Kernbauweise,
- Aussteifung der Spundwand,
- Zwischenaushub auf -4,0 m,
- Abschnittsweise Herstellung der Sohlaussteifung,
- Endaushub auf -6,0 m.

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 undrÄnierte Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des Bodens sind in Bild 7 und die Bodenkenngrößen in Tabelle 1 angegeben.

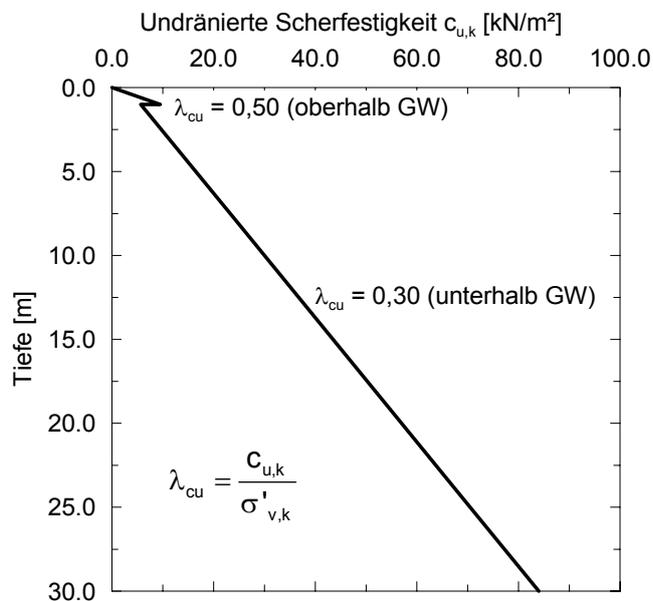


Bild 7: UndrÄnierte Scherfestigkeit $c_{u,k}$

Tabelle 1: Bodenkenngrößen

γ [kN/m ³]	γ_r [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	$A_{f,s}$ [-]	K_0 [-]	λ_{cu} [-]
19,0	19,0	3,0	1,2	$1 - \sin \varphi'_k$	0,30 (bzw. 0,50)

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

4.3 Zwischenaushub zur Herstellung der Sohlussteifung

4.3.1 Allgemeines

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

In einer vergleichenden Berechnung wird für den Fall des undrÄnierten Zustandes bei vorhandenem bzw. zu erwartendem Porenwasserüberdruck die Scherfestigkeit $ers_{\varphi_{s,k}}$ nach EB 94, Absatz 10 ermittelt.

4.3.2 Dränierter Zustand

Für den dränierten 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 undränierten 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 normalkonsolidierten 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 undränerte Scherfestigkeit $\lambda_{cu} = 0,30$ des gesättigten Bodens 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 δ_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 γ oberhalb und γ' unterhalb des Grundwasserspiegels.

Tabelle 2: Aktiver Erddruck aus Bodeneigengewicht und unbegrenzter Flächenlast

Kote [m]	σ'_z [kN/m ²]	p_k [kN/m ²]	K_{agh} [-]	$e_{agh,k}$ [kN/m ²]	$e_{aph,k}$ [kN/m ²]	$e_{ah,k}$ [kN/m ²]
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 · t	10,0	0,349	16,07+3,15 · t	3,49	19,56+3,15 · t

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

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

Tabelle 3: Hydrostatischer Wasserdruck

Kote [m]	z'_a [m]	z_p [m]	$w_{a,k}$ [kN/m ²]	$w_{p,k}$ [kN/m ²]	$w_{ü,k}$ [kN/m ²]
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 · t	10 · t	30,0

Der Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich zu

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

Tabelle 4: Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Kote [m]	z_p [m]	σ'_z [kN/m ²]	K_{pgh} [-]	$e_{ph,k}$ [kN/m ²]
0,0	-	-	-	-
-1,0	-	-	-	-
-4,0	0,0	0,0	3,288	0,0
-4,0 + t	t	9 · t	3,288	29,60 · t

- *Erddruckumlagerung*

Bei Baugruben in weichen Böden ist in der Regel mit dem Auftreten der klassischen Erd-druckverteilung zu rechnen, insbesondere dann, wenn sich die Wand aufgrund des vor-gesehenen 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 Geländeoberfläche bis zu 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 %.

- *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, dessen 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.

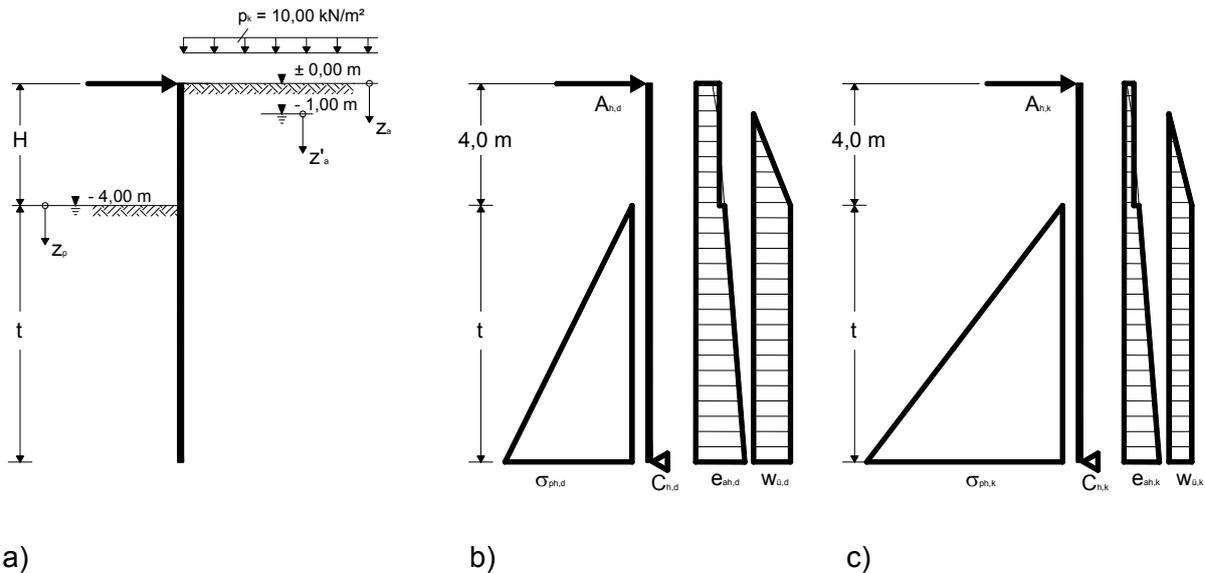


Bild 8: a) Darstellung des Zwischenaushubs, b) Statisches System mit Bemessungswerten der Einwirkungen und Bodenreaktion, c) Statisches System mit charakteristischen Werten der Einwirkungen und Bodenreaktion

Zur Einhaltung der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sind für den Nachweis der Einbindetiefe bei Baugruben in weichen Böden nach EB 93, Absatz 3 folgende Bedingungen einzuhalten:

- a) $B_{h,k} \leq E_{ph,k} \cdot \eta_p$ (Einfluss der Anisotropie mit $\eta_p \leq 0,50$)
- b) $B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ (Tragfähigkeitsnachweis)
- c) $B_{h,k} \leq E_{0h,k} + (E_{ph,k} - E_{0h,k}) \cdot \eta_{eff}$ (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 $t = 7,90 \text{ m}$.

Tabelle 5: Charakteristische Einwirkungen und Widerstände

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

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.

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

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

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

Der Ausnutzungsgrad beträgt

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

Für die Nachweise der Einbindetiefe 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.

Tabelle 6: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit der Einbindetiefe

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

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 $t = 7,90$ m. Diese Einbindetiefe 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.

Tabelle 7: Charakteristische Schnittgrößen

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

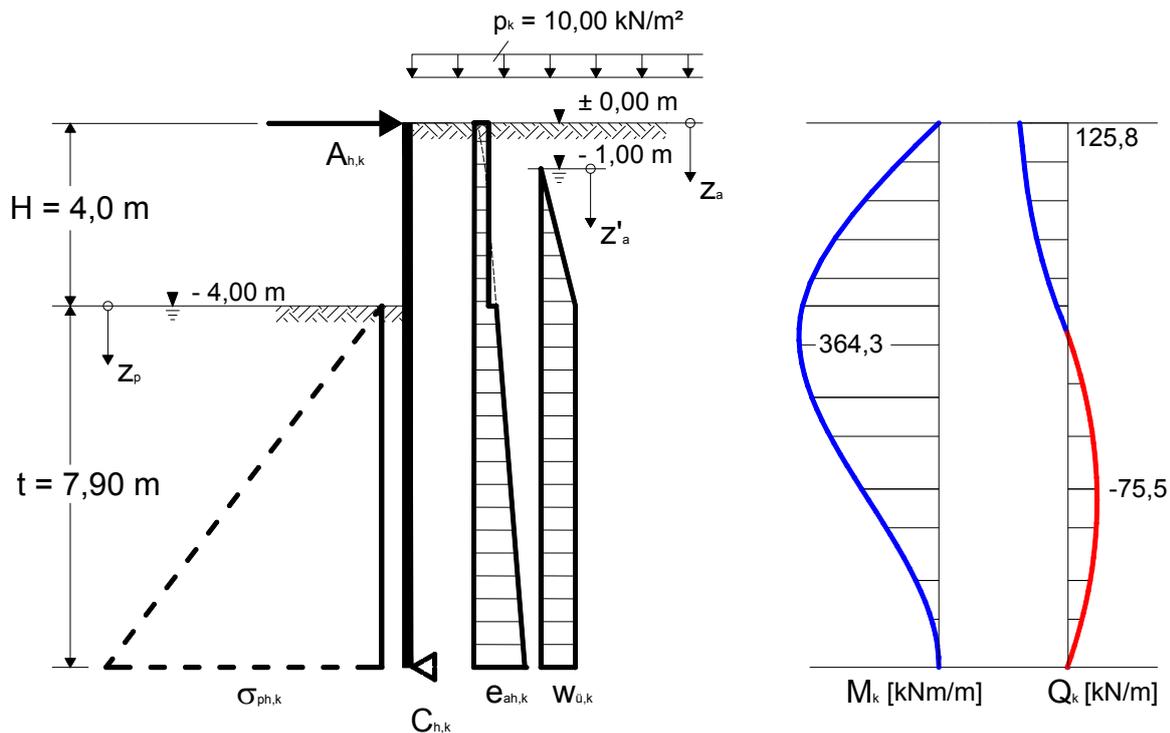


Bild 9: Statisches System mit Einwirkungen, Bodenreaktion und Schnittgrößen für den Zwi-schenaushub zur Herstellung der Sohl-aussteifung

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

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

daraus 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

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

daraus 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.

Tabelle 8: Aktiver Erddruck aus Bodeneigengewicht und unbegrenzter Gleichlast

Kote [m]	σ'_z [kN/m ²]	p_k [kN/m ²]	K_{agh} [-]	$e_{agh,k}$ [kN/m ²]	$e_{aph,k}$ [kN/m ²]	$e_{ah,k}$ [kN/m ²]
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

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

Der Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich zu

Tabelle 9: Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit

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

- *Erddruckumlagerung*

Wie zuvor wird für den Zwischenbauzustand eine Erddruckumlagerung in eine rechteckförmige Belastungsfigur von Geländeoberfläche bis zu 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.

Tabelle 10: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit der Einbindetiefe

Einbindetiefe t [m]	Ausnutzungsgrad μ 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 Einbindetiefe 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 undrännierten 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 streifenweise hergestellte Sohlplatte im Zuge des Aushubs, darf unterstellt werden, dass näherungsweise auch nach dem vollständigen Bodenaushub unterhalb der Sohlplatte der ursprüngliche Erdruchdruck 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 Erdruchdruck 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 den 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 Erdruchdruckes im Aushubzustand bei Berücksichtigung der ursprünglichen Vorbelastung,
- η_p - Anpassungsfaktor; hier $\eta_p \leq 0,75$.

- *Einwirkungen und Widerstände*

Für den Endaushubzustand ergeben sich folgende Einwirkungen und Widerstände.

Tabelle 11: Aktiver Erddruck aus Bodeneigengewicht und unbegrenzter Flächenlast

Kote [m]	σ'_z [kN/m ²]	p_k [kN/m ²]	K_{agh} [-]	$e_{agh,k}$ [kN/m ²]	$e_{aph,k}$ [kN/m ²]	$e_{ah,k}$ [kN/m ²]
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 ²]	$w_{p,k}$ [kN/m ²]	$w_{ü,k}$ [kN/m ²]
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

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

$$K_{pgh} = 2,6216.$$

Tabelle 13: Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Erdruchdruck

Kote [m]	z_p [m]	σ'_z [kN/m ²]	K_{pgh} [-]	$e_{ph,k}$ [kN/m ²]	K_0 [-]	$e_{0g,k}$ [kN/m ²]
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

Der Schnittpunkt von Erdruchdruck 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.

Tabelle 14: Charakteristische 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

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

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

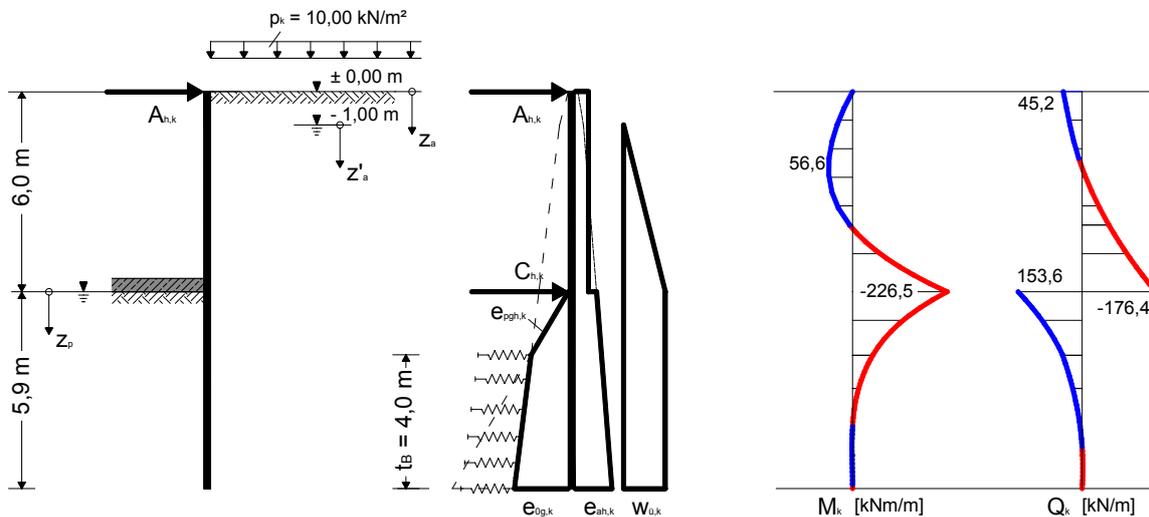


Bild 10: System, sowie charakteristischer Erddruck und Bodenreaktion für Endaushub auf -6,0 m mit wirksamer Sohlaussteifung

4.5 Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle

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

Es ist die Grenzzustandsbedingung

$$G_d + P_d \leq R_{v,d} + R_{Gr,d} \tag{13}$$

einzuhalten. Hierbei ist

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

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

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.

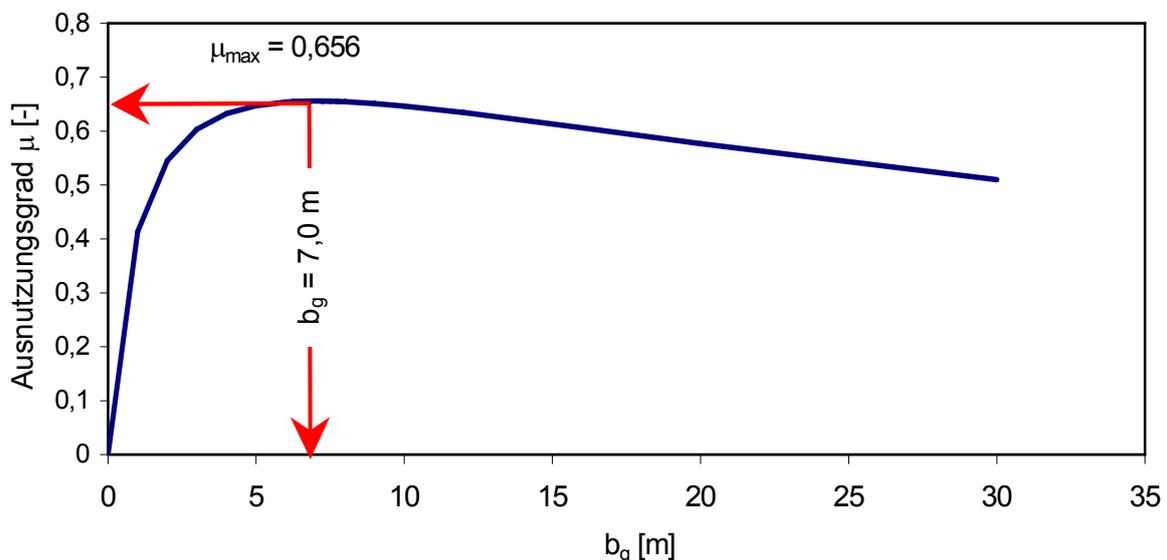


Bild 12: Vorhandener Ausnutzungsgrad μ beim Nachweis der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle in Abhängigkeit der maßgebenden Breite b_g

Literatur

- [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 Dehli, 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.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Zentrum Geotechnik

Geotechnik Seminar

Die neue EAB

mit dem Teilsicherheitskonzept

**Messtechnische Überprüfung und Überwachung von
Baugrubenkonstruktionen**

von

Dipl.-Ing. Chr. Sänger

Ed. Züblin AG - Direktion Zentrale Technik

70565 Stuttgart

Albstadtweg 3, Tel. (0711) 7883-219, Fax (0711) 7883-207

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung		S. 145
2. Zweck von Messungen und Überprüfungen		S. 146 - 147
3. Planung, Durchführung und Auswertung		S. 148
4. Zusammenfassung		S. 149
5. Anhang		
<u>Messungen Baugrube Schleuse Uelzen II</u>		
A 1:	Übersicht	S. 150
A 2:	Messprogramm	S. 151
A 3 – A 4:	Bauablauf	S. 152 - 153
<u>Überprüfung der Baugrubenkonstruktion</u>		
A 5:	Baugrubenwände	S. 154
A 6 + A 7:	Baugrubensohle – rückverankertes HDI-Gewölbe	S. 155 - 156
A 8 + A 9 + A 10:	Streifenkraftmessung	S. 157 - 158
<u>Messungen Baugrube Berlin</u>		
A 11 + A 12 + A 13:	Baugrubenwand, Verformung	S. 159 - 161
A 14:	Überprüfung Dichtigkeit Baugrube	S. 162
<u>Messungen Baugrube Düsseldorf</u>		
A 15 + A 16:	Bemessung Baugrubenwand bei Umströmung isotrop oder anisotrop?	S. 163 - 164

1. Einführung

Der Stellenwert der Messtechnik bei der Planung und Ausführung von Baugrubenkonstruktionen wurde seit dem Erscheinen der 3. Auflage der EAB im Jahre 1994 aus folgenden Gründen deutlich aufgewertet:

- Die technischen Möglichkeiten der Messtechnik haben sich erheblich erweitert (z. B. Stichwort Online-Messungen).
- Die technisch oft anspruchsvollen äußeren Randbedingungen von Baugrubenkonstruktionen wie
 - sehr tiefe Baugruben
 - Baugruben im Grundwasser
 - Baugruben in weichen Böden
 - Verformungsarmut wegen empfindlicher Randbebauung

führen zu der Notwendigkeit, messtechnische Überprüfungen und Überwachungen durchzuführen.

- Bei der Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 sind die Messungen Teil der Nachweisführung für die Standsicherheit bzw. die Gebrauchstauglichkeit der Baugrubenkonstruktion.

Der Abschnitt 14 der nun vorliegenden 4. Auflage der EAB trägt dieser Entwicklung Rechnung. Schon durch die neue Überschrift des Abschnittes 14: „Messtechnische Überprüfung und Überwachung von Baugrubenkonstruktionen“ soll für den Anwender der EAB deutlich gemacht werden, dass Messungen an Baugruben nicht nur wünschenswerte, aber im Falle knapper Geldmittel zu vernachlässigende Ergänzungen einer Bauaufgabe sind, sondern ein fester Bestandteil der Planung und Bauausführung. So wurden die Abschnitte 14.1 bis 14.7 komplett überarbeitet, um den aktuellen Anforderungen an Baugrubenkonstruktionen und den Möglichkeiten der Messtechnik Rechnung zu tragen.

2. Zweck von Messungen und Überprüfungen

Im Abschnitt 14.1 der EAB werden 5 Ziele aufgeführt, die mit Messungen verfolgt werden

- a) Überprüfung der statisch wirksamen Planungsparameter sowie der Ergebnisse der statischen Berechnungen
- b) Überprüfung der Auswirkung von Planungsänderungen sowie Abweichungen der Bauausführung von der Planung
- c) Optimierung der Bemessung und des Bauablaufs
- d) Anwendung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054
- e) Nachweis einer technisch einwandfreien Planung und Bauausführung

zu a) Dieses Ziel ist sicher das wichtigste für die Baubeteiligten, aber insbesondere für die Planungsverantwortlichen. Je höher die Anforderungen an eine Baugrubenkonstruktion sind, umso mehr ist es erforderlich, die statisch wirksamen Planungsparameter, also z. B. Schichtenfolge und Grundwasserstände sowie die Ergebnisse der statischen Berechnungen zu überprüfen. Ein Paradebeispiel hierfür sind die Messungen, die im Zuge des Neubaus der Schleuse Uelzen II durchgeführt wurden. Im Anhang 1 – 10 sind das Messprogramm und der Bauablauf dargestellt und Messergebnisse für die Überprüfung der Beanspruchung der Baugrubenwände, der Baugrubensohle (rückverankertes HDI-Gewölbe) und der Stahlbetonstreifen aufgezeigt. Vergleiche mit den Ergebnissen der statischen Berechnungen bzw. mit den Prognosen der numerischen Berechnungen wurden während der Baugrubenherstellung zeitnah durchgeführt.

Welche Bedeutung die Überprüfung der Baugrundeigenschaften für die Beanspruchung einer Baugrubenwand haben kann, wird an dem Beispiel der Baugrube Düsseldorf, s. Anlage 15 - 16, aufgezeigt. Der Verlauf des Potentialabbaus bei einer umströmten Baugrubenwand bestimmt den anzusetzenden Wasserdruck und die anzusetzende wirksame Wichte des Bodens bei der Ermittlung des aktiven und passiven Erddruckes.

Schließlich ist die Kenntnis des Verlaufs des Potentialabbaus auch maßgebend für den Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit.

Wie soll man aber den Potentialabbau rechnerisch ermitteln, wenn keine Angaben über die Isotropie bzw. Anisotropie des anstehenden tertiären Feinsandbodens vorliegen? Mit Porenwasserdruckgebern, die man entlang des maßgebenden Strömungsfadens anordnet, kann man den gewählten Wasserdruckansatz in situ überprüfen, um dann evtl. die erforderliche Einbindelänge der Spundwände korrigieren zu können.

zu b) Der Einsatz von Messungen, um rasch und zielgerichtet auf Abweichungen reagieren zu können, die sich im Zuge der Bauausführung ergeben, wird am Beispiel einer Baugrube in Berlin gezeigt (s. Anhang 11 – 14).

Durch Inclinometermessungen in einer Stahlbetonschlitzwand wurde erkannt, dass die Wandverformungen schon in den ersten Aushubzuständen deutlich größer waren als prognostiziert. Nachdem festgestellt wurde, dass mit der Herstellung der tiefliegenden HDI-Sohle eine Auflockerung des die HDI-Sohle überlagernden Sandbodens einherging, musste eine zusätzliche Ankerlage angeordnet werden, um die Verformung der Wand und auch ihre statische Beanspruchung zu begrenzen.

Messtechnik wurde auch eingesetzt, um das Maß der Undichtigkeit der Baugrubenkonstruktion - Stahlbeton-Schlitzwände, Einphasen-Richtwände und HDI-Sohle - zu überprüfen und mögliche Fehlstellen zu lokalisieren (s. Anhang 13).

Über Wasserdruckgeber, die über die gesamte Baugrube verteilt in Pegel eingebaut wurden und online an eine Messstation angeschlossen wurden, konnte sehr differenziert die Zuströmung durch Leckstellen in die gelenzte Baugrube nach Abschalten der Brunnen beobachtet werden.

zu d) Anwendung der Beobachtungsmethode

Die Voraussetzungen für die Anwendung der Beobachtungsmethode werden im Abschnitt 14.1, Abs. 5, beschrieben. Im Abschnitt 14.2, Abs. 6, werden Empfehlungen zur Planung, Durchführung und Auswertung von Messungen bei Anwendung der Beobachtungsmethode gegeben.

3. Planung, Durchführung und Auswertung von Messungen

Der Nutzen der Messungen kommt erst dann zur vollen Entfaltung, wenn mit der Planung der Messungen auch die Dokumentation, Weiterleitung und Auswertung der Messergebnisse festgelegt wird.

Hierzu gehört auch die Festlegung der Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte. Definitionen dieser Begriffe sind im Abschnitt 14.2, Absatz 2, gegeben.

Auf eine weitere Kommentierung des Abschnittes 14.2 und der weiteren Abschnitte wird verzichtet, da die EAB selbsterklärend sind.

4. Zusammenfassung

Die aufgezeigten Beispiele zeigen deutlich, dass anspruchsvolle Baugrubenkonstruktionen auf den kompetenten Einsatz der Messtechnik angewiesen sind. Die Planungsverantwortlichen müssen die Risiken, die in der Festlegung der Planungsparameter liegen, durch Messungen eingrenzen. Die Bauausführenden sind gut beraten, wenn sie Messtechnik einsetzen, um Abweichungen der Bauausführung früh feststellen zu können und ansonsten auch einen Nachweis der technisch einwandfreien Bauausführung in der Hand zu haben.

Nun gilt es, daran zu arbeiten, dass auch die Bauherrn einsehen, dass der Einsatz von Messungen auch in ihrem Interesse liegt, nämlich einer Bauleistung hoher Qualität, die termin- und kostengerecht erbracht wird.

Der Arbeitskreis Baugruben hofft, hier indirekt mit dem Abschnitt 14 einen Beitrag geleistet zu haben.

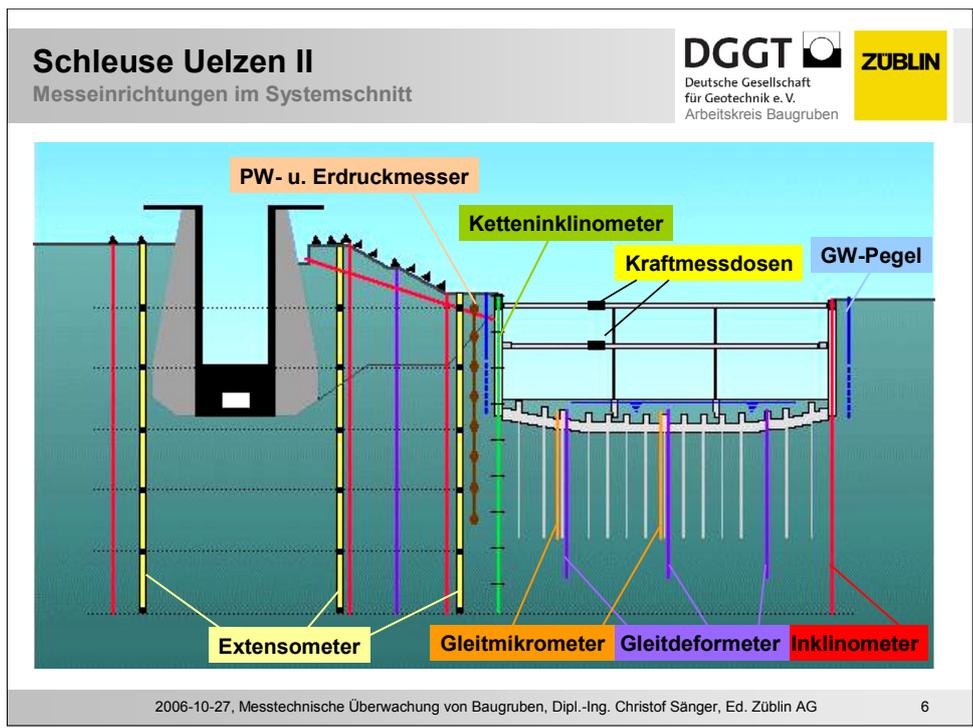
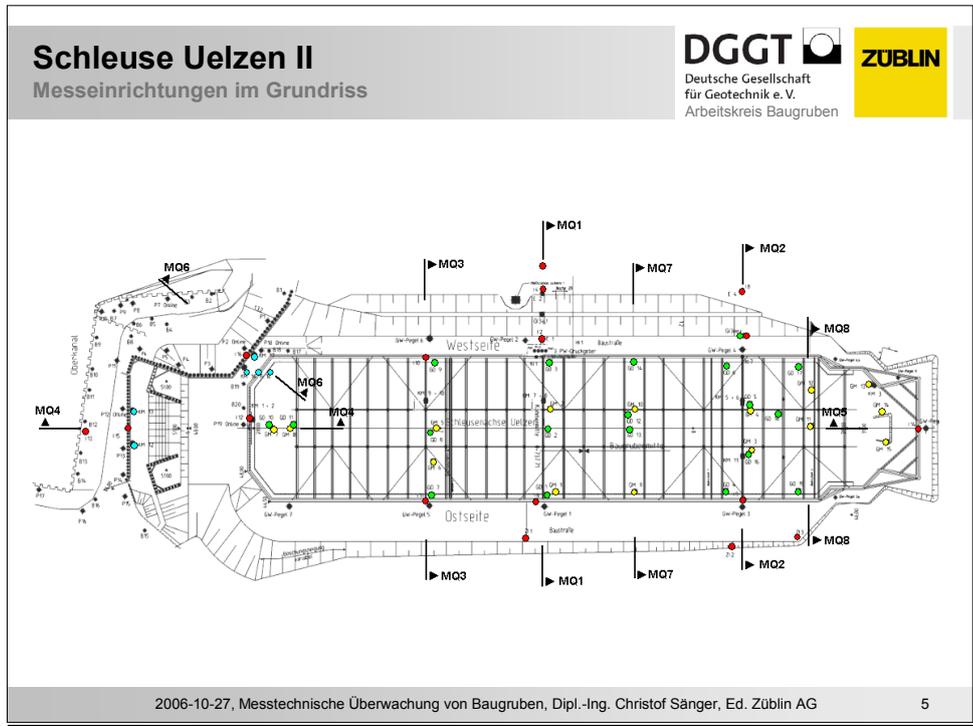
Schleuse Uelzen II
Übersicht Baugrube

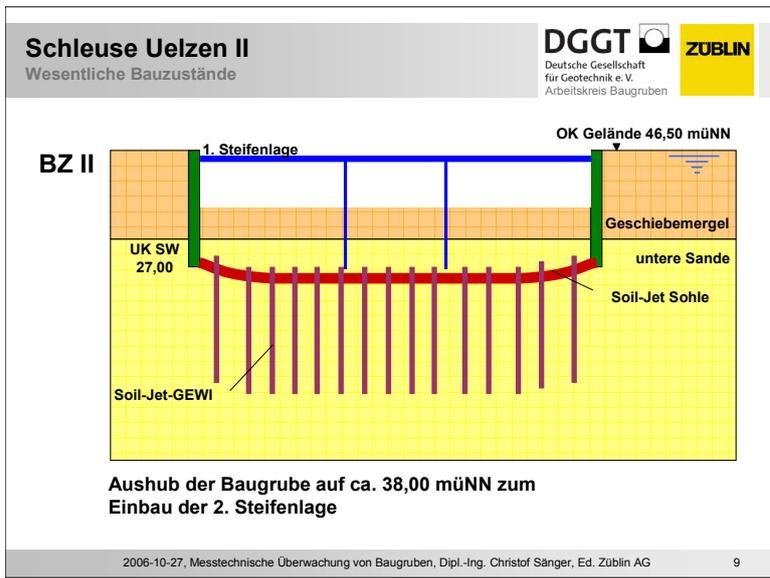
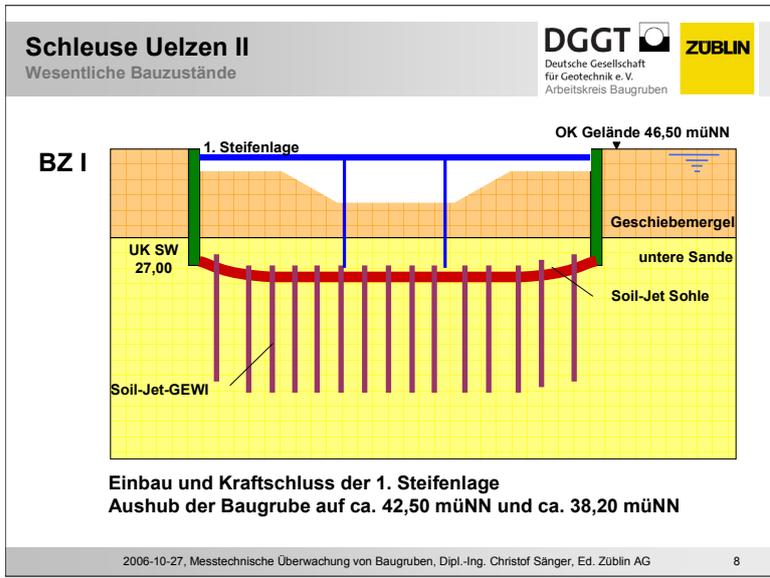
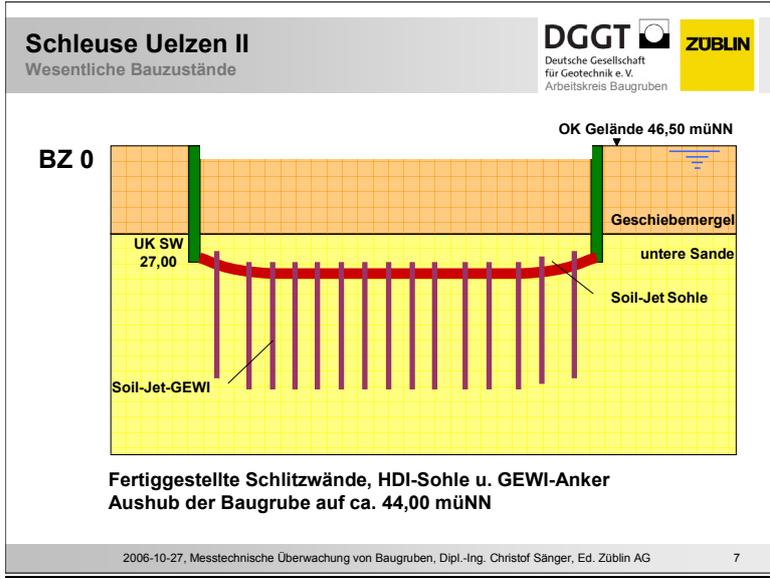
DGGT 
Deutsche Gesellschaft
für Geotechnik e. V.
Arbeitskreis Baugruben

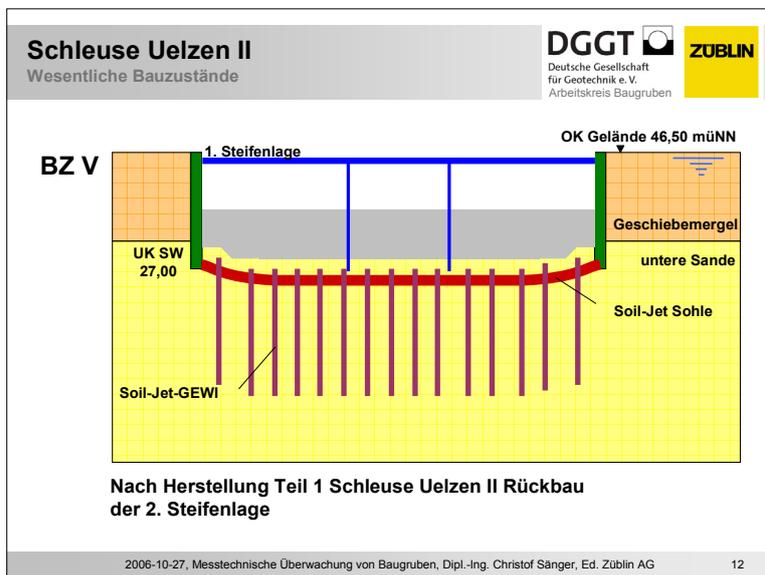
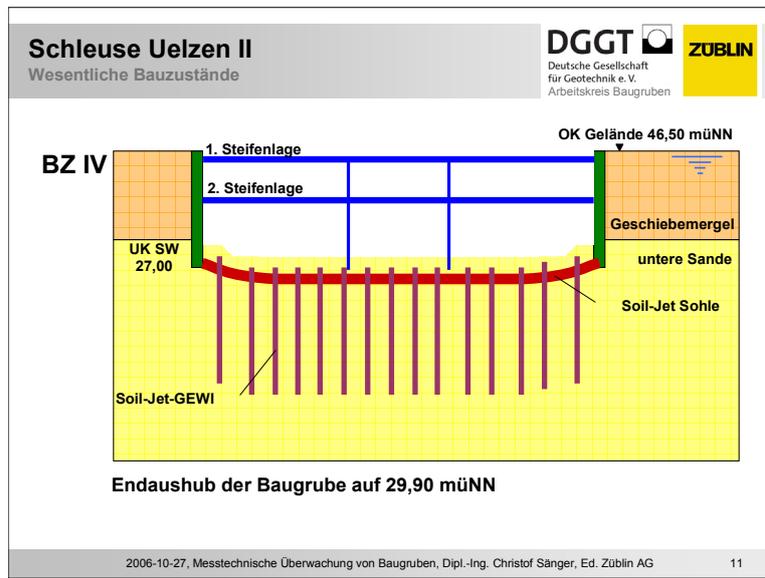
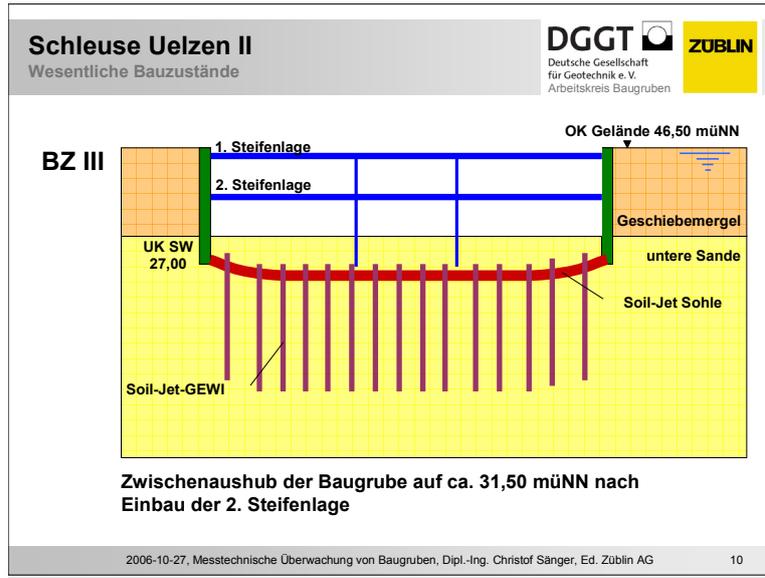
ZUBLIN

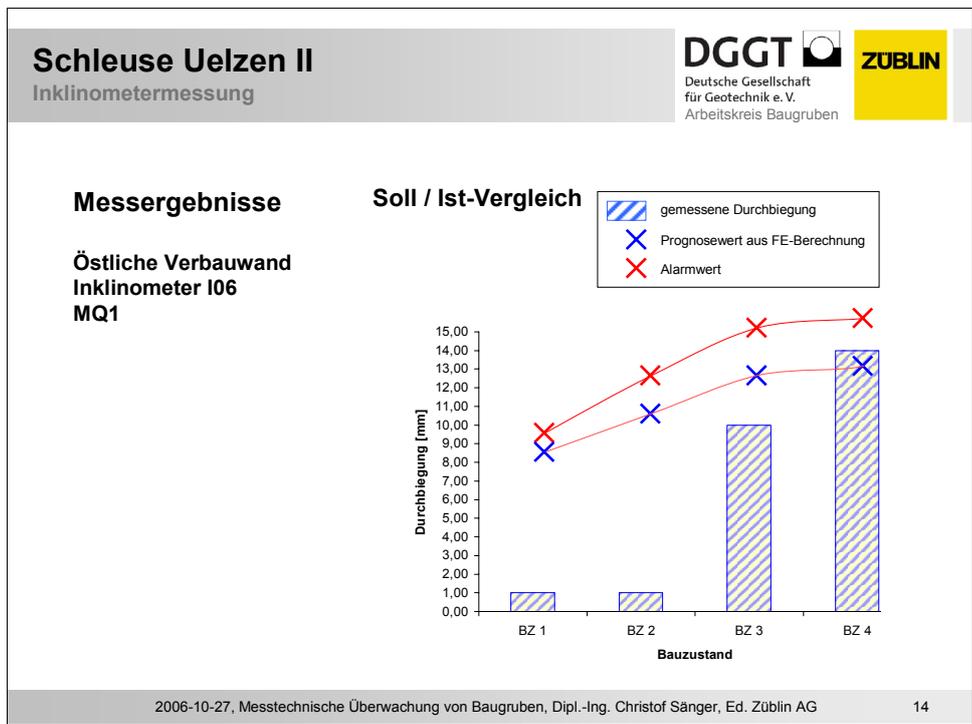
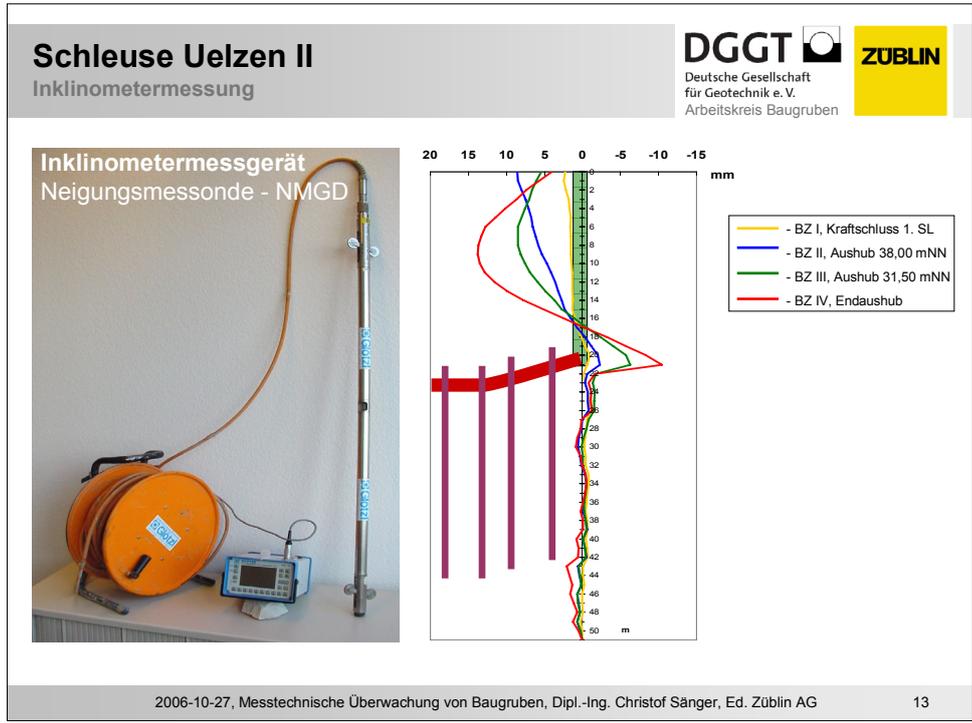


2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Sänger, Ed. Züblin AG 4









Überprüfung der Baugrubenkonstruktion

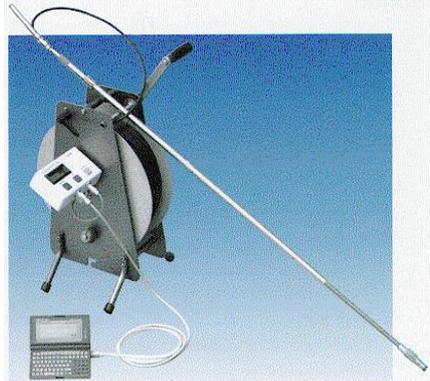
Baugrubensohle - rückverankertes HDI-Gewölbe (1)

Schleuse Uelzen II

Gleitdeformermessung



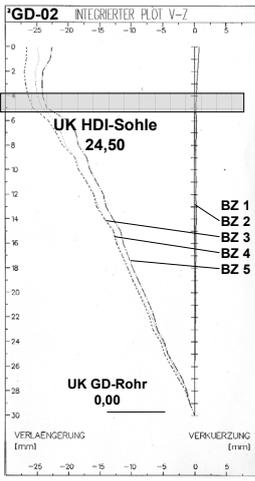

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
Arbeitskreis Baugruben



Gleitdeformermessausrüstung, Fa.Solexperts



GD-Rohr



GD-02 INVERTIERTER PLOT V-7

UK HDI-Sohle 24,50

UK GD-Rohr 0,00

BZ 1
BZ 2
BZ 3
BZ 4
BZ 5

VERLÄNGERUNG (mm) VERKÜRZUNG (mm)

2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Säger, Ed. Züblin AG

16

Schleuse Uelzen II

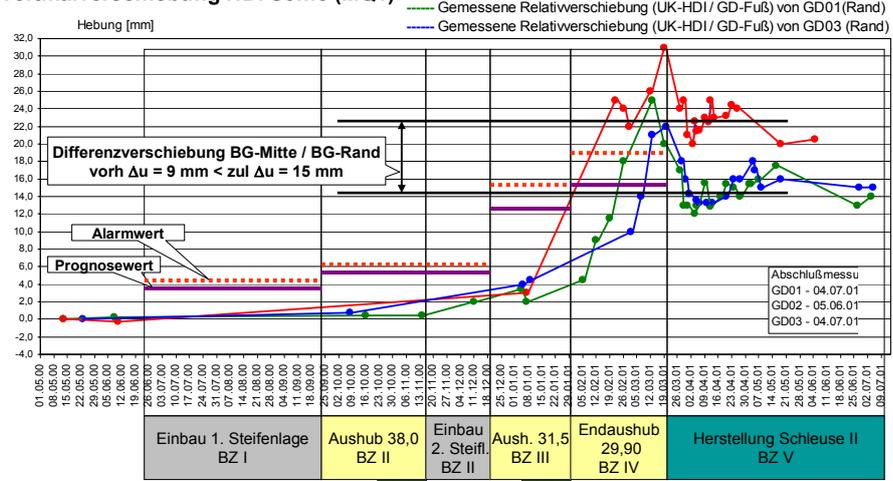
Gleitdeformermessung




Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
Arbeitskreis Baugruben

Vertikalverschiebung HDI-Sohle (MQ1)

- Gemessene Relativverschiebung (UK-HDI / GD-Fuß) von GD02 (Mitte)
- Gemessene Relativverschiebung (UK-HDI / GD-Fuß) von GD01 (Rand)
- Gemessene Relativverschiebung (UK-HDI / GD-Fuß) von GD03 (Rand)

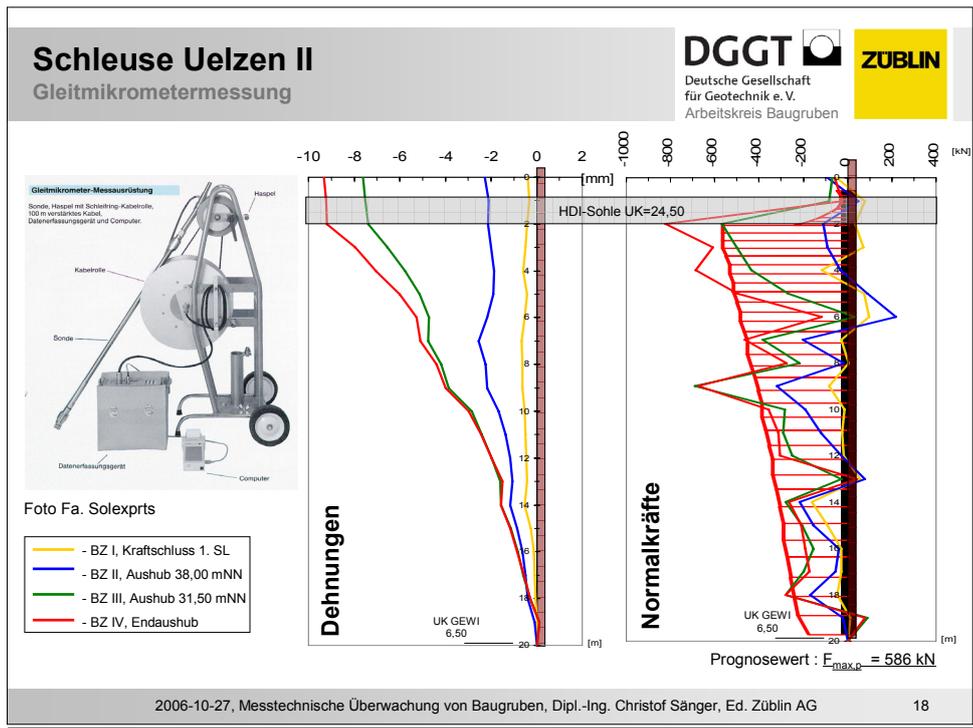


2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Säger, Ed. Züblin AG

17

Überprüfung der Baugrubenkonstruktion

Baugrubensohle - rückverankertes HDI-Gewölbe (2)



Schleuse Uelzen II

Baugrube – Stahlbetonsteifen




Obere Steifenlage

Regelquerschnitte:
70 cm x 80 cm u.
70 cm x 90 cm
Steifenlänge: 53 m
Steifenabstand: 8 m



Untere Steifenlage

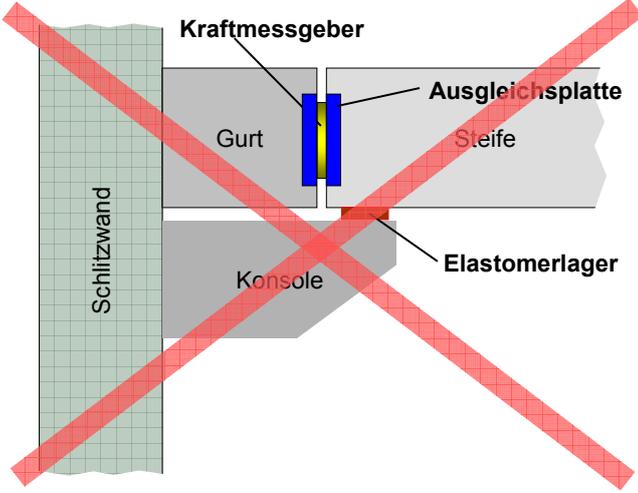
Regelquerschnitte:
80 cm x 100 cm u.
90 cm x 100 cm
Steifenlänge: 51 m
Steifenabstand: 8 m

2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Säger, Ed. Züblin AG
21

Schleuse Uelzen II

Streifenkraft: direkte Messung mit Kraftmessdose



2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Säger, Ed. Züblin AG
22

Schleuse Uelzen II
Steifenkraft: alternative Messung

DGGT
Deutsche Gesellschaft
für Geotechnik e.V.
Arbeitskreis Baugruben

ZÜBLIN

Indirekte Messung innerhalb des Betonquerschnitts

Querschnitt-Steife

Längsschnitt-Steife

2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Sänger, Ed. Züblin AG
23

Schleuse Uelzen II
Steifenkraft: alternative Messung

DGGT
Deutsche Gesellschaft
für Geotechnik e.V.
Arbeitskreis Baugruben

ZÜBLIN

Indirekte Messung innerhalb des Betonquerschnitts
Aufbau und Funktionsprinzip Spannungsaufnehmer

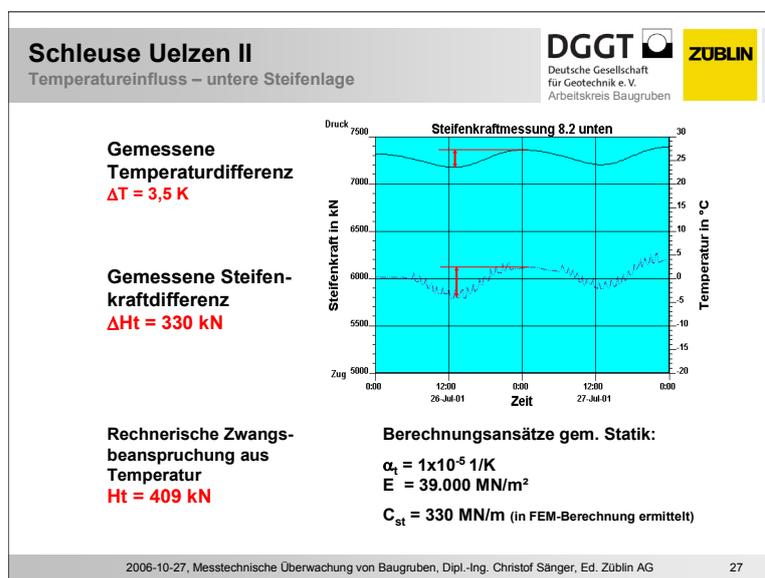
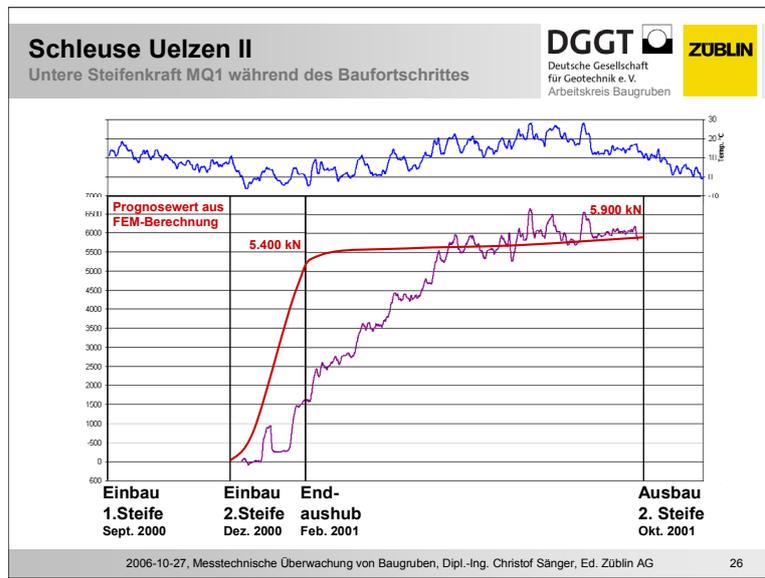
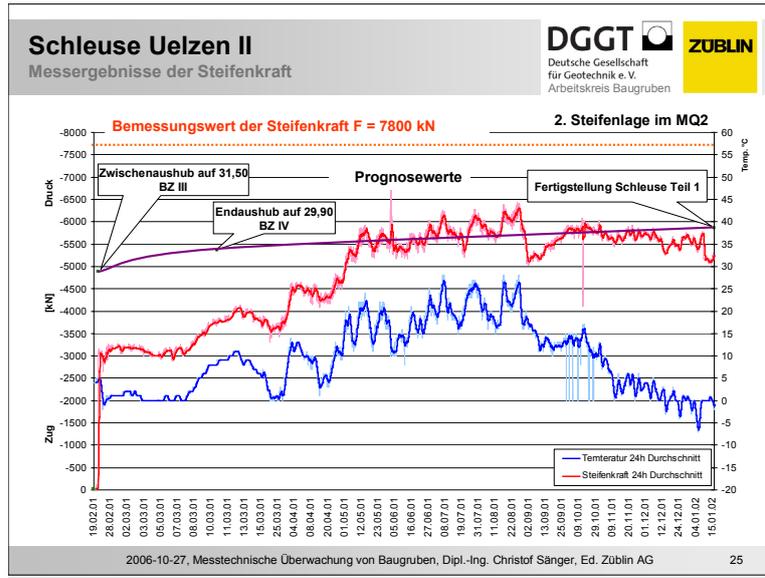
Gehäuse
doppelwandig
ca. 5 x 5 x 50 cm

Kraftmessdose

Betonprisma längsseitig
kraftschlussfrei zur
Umgebung

Es werden nur axiale Kräfte gemessen werden.
Keine Übertragung von Quer- und Biegespannungen auf den Messaufnehmer.

2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Sänger, Ed. Züblin AG
24



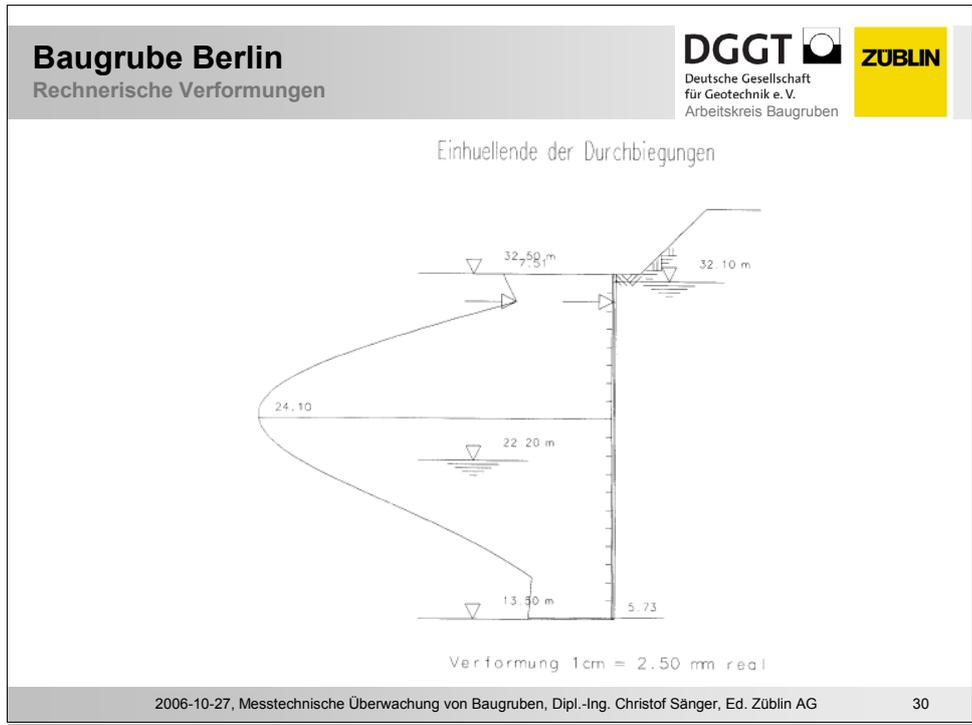
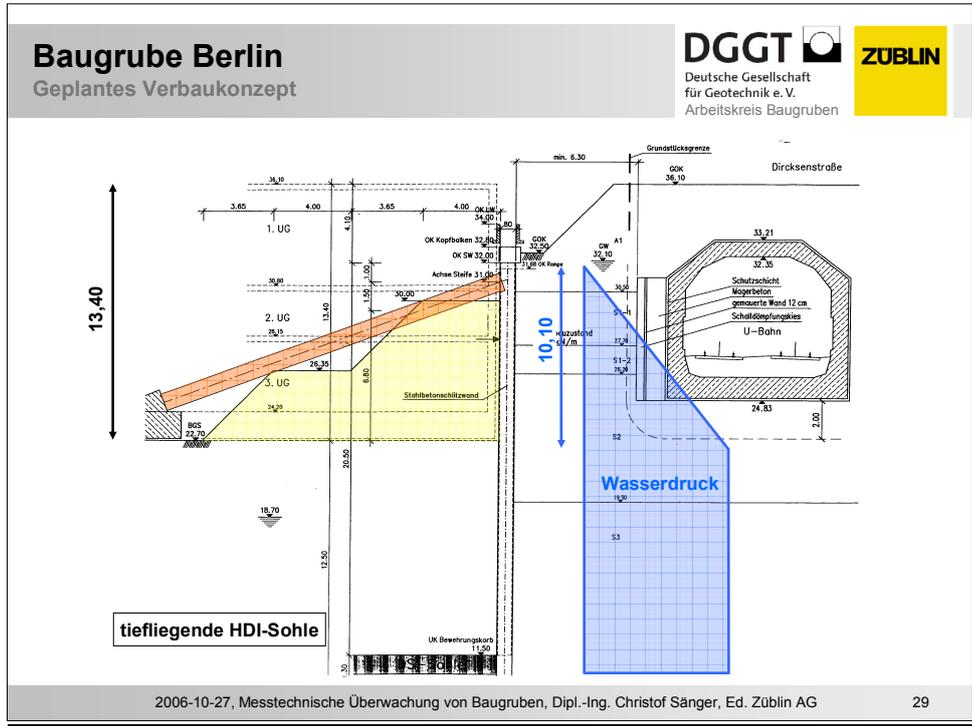
Baugrube Berlin
Übersicht Baugrube

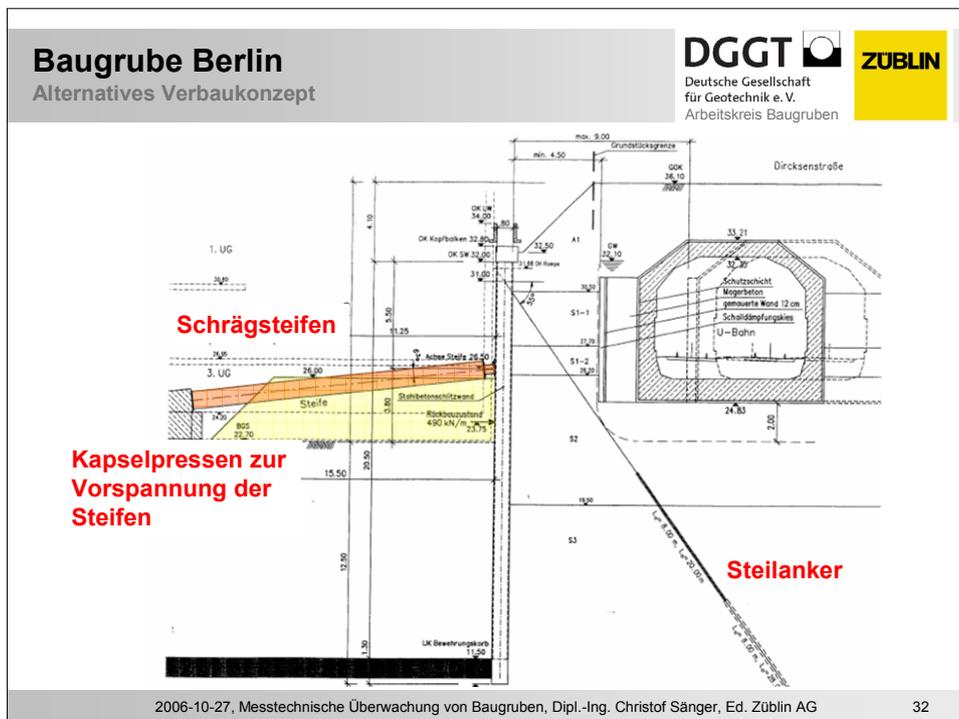
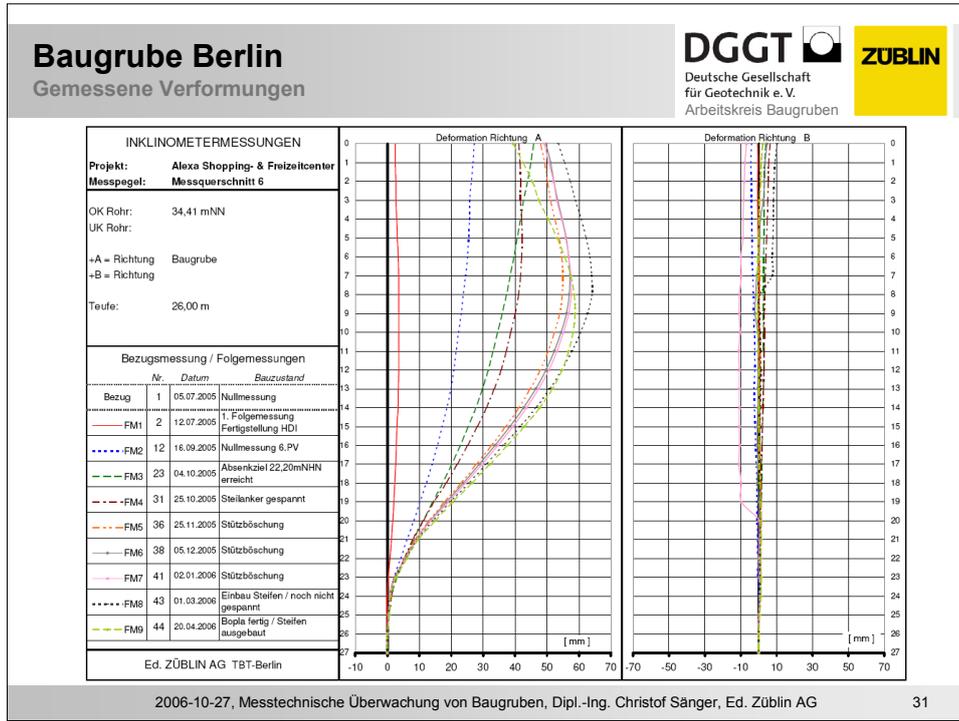
DGGT 
Deutsche Gesellschaft
für Geotechnik e. V.
Arbeitskreis Baugruben

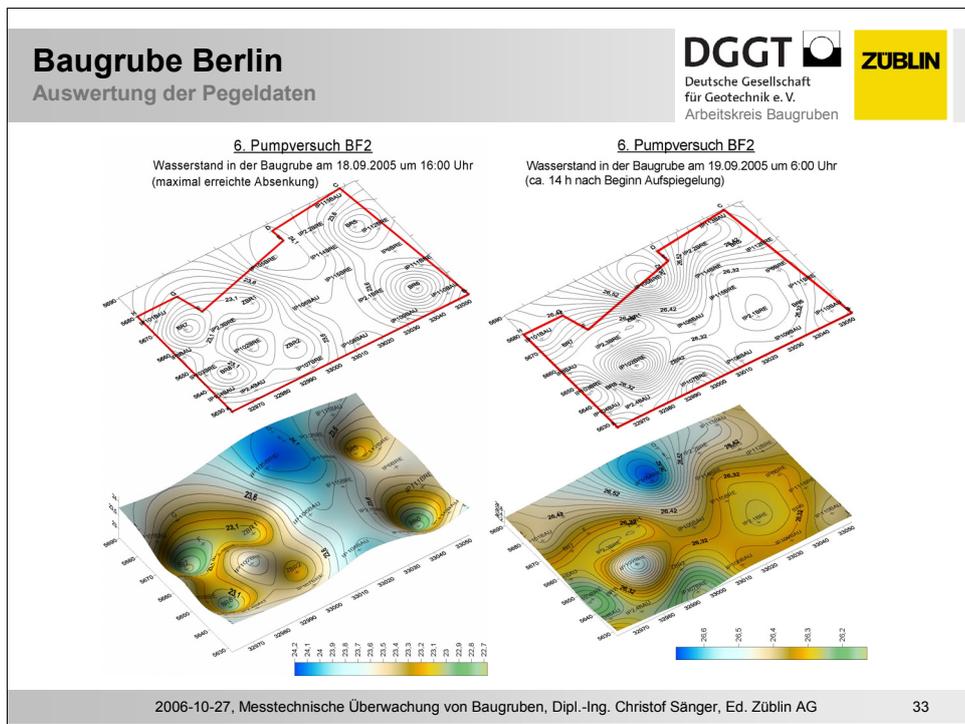
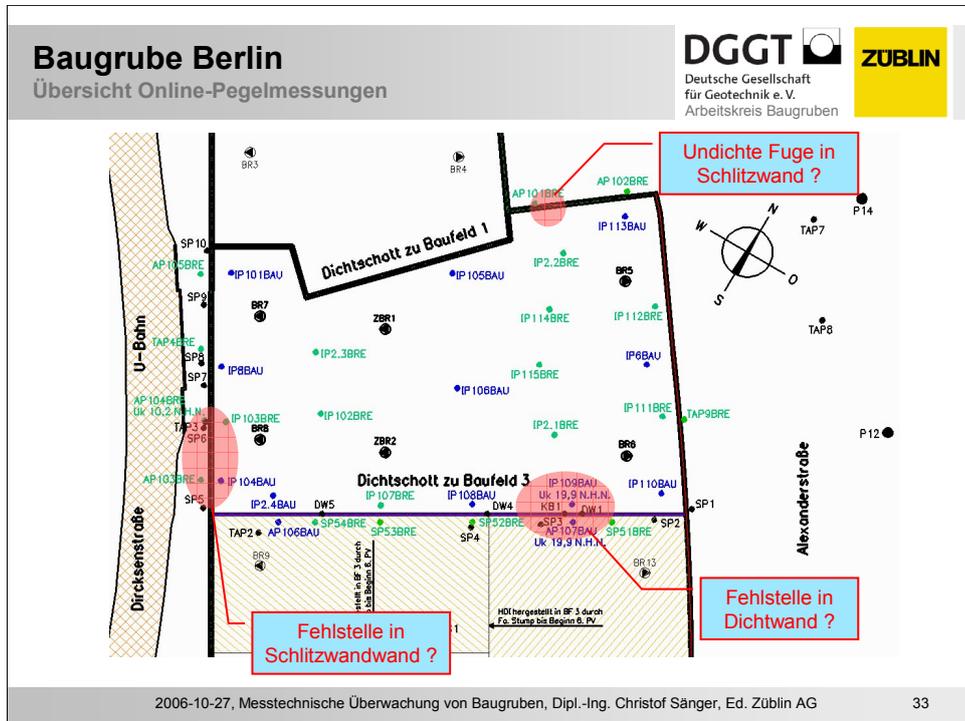


2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Sänger, Ed. Züblin AG

28







Rheinquerung A44 Ilverich
Übersicht Baugrube Düsseldorf

DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Arbeitskreis Baugruben

ZÜBLIN



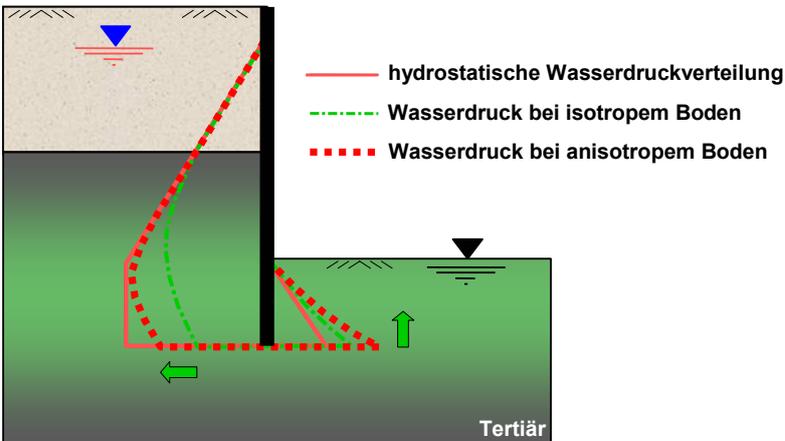
2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Sänger, Ed. Züblin AG 34

Rheinquerung A44 Ilverich
Messungen Baugrube Düsseldorf

DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Arbeitskreis Baugruben

ZÜBLIN

Qualitative Auswirkung einer Anisotropie



— hydrostatische Wasserdruckverteilung
- - - Wasserdruck bei isotropem Boden
· · · Wasserdruck bei anisotropem Boden

Tertiär

2006-10-27, Messtechnische Überwachung von Baugruben, Dipl.-Ing. Christof Sänger, Ed. Züblin AG 35

Messungen Baugrube Düsseldorf
 Bemessung Baugrubenwand bei Umströmung
 isotrop oder anisotrop ? (2)

