

VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos

Heft 12

**NICHTLINEARER HORIZONTALER BETTUNGSMODULANSATZ
FÜR TRÄGERBOHLWÄNDE
IN MITTELDICHT GELAGERTEM SAND**

von

Stefan Jung

KAISERSLAUTERN 2007

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern

zur
Verleihung des akademischen Grades
DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

D 386

Tag der Einreichung:	06. Juni 2006
Tag der mündlichen Prüfung:	10. Juli 2006

Dekanin: Prof. Dr. habil. G. Troeger-Weiß

Vorsitzender der
Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. V. Mechtcherine

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner
Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos

Autor dieses Heftes ist

Dr.-Ing. Stefan Jung

Vorwort des Herausgebers

Trotz der inzwischen vorhandenen, großen Erfahrung mit der Herstellung von Baugruben ist die zuverlässige Prognose von Schnittgrößen und Verformungen von biegsamen Verbauwänden schwierig. In der Praxis werden meistens empirische Ansätze in Anlehnung an die Erddrucktheorie benutzt und mittels der Modellvorstellung einer elastischen Bettung im Bereich des Erdauflagers in der Baugrubenstatik angewandt. Seit einigen Jahren wird verstärkt versucht, Größe und Tiefenverteilung des Bettungsmoduls anhand von Rückrechnungen experimenteller Ergebnisse mittels numerischer Berechnungen unter Verwendung eines geeigneten Stoffgesetzes für den anstehenden Boden abzuschätzen.

Hier setzt die Arbeit von Herrn Jung an. Für repräsentative Systeme von gestützten und ungestützten Trägerbohlwänden in mitteldichtem Sand werden Berechnungen mit der Methode der Finiten - Elemente unter Zugrundelegung eines nichtlinearen elastoplastischen Stoffgesetzes durchgeführt. Die Kalibrierung erfolgt durch Vergleich mit bekannten Ergebnissen von Großversuchen.

Durch eine geeignete Normierung gelingt es dem Verfasser, die wesentlichen Einflussgrößen für den Bettungsmodul zu identifizieren und einen nichtlinearen Ansatz zu formulieren. Aufbauend auf diese Ergebnisse wird zum Schluss eine praktische Näherung in Form eines linearen Ansatzes vorgestellt.

Die Arbeit liefert einen wertvollen Beitrag für die Bemessung von Baugrubenkonstruktionen, einem Gebiet der Geotechnik, das sich bis vor kurzem vorwiegend auf Empirie stützte.

C. Vrettos

Vorwort des Autors

Die Veranlassung zu dieser Arbeit entstand aus der Ingenieurpraxis im Zuge einer Baugrubenberechnung. In der Baugrubenstatik werden Erdwiderstandsspannungen vor Trägerbohlwänden stets mit dem Erdwiderstand im Grenzzustand berechnet. Die tatsächliche Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen ist jedoch abhängig von der Verschiebung gegen das Erdreich, die wiederum abhängig von den Baugrundeigenschaften, der Verbaugeometrie und den Einwirkungen ist. Ziel dieser Arbeit war die Erarbeitung eines realitätsnahen Ansatzes für den horizontalen Bettungsmodul, der diese Abhängigkeiten verknüpft, wodurch eine verbesserte Baugrubenstatik und Erfassung der Boden-Bauwerks-Interaktion möglich ist.

Diese Arbeit entstand berufsbegleitend im Rahmen einer externen Promotion an der Technischen Universität Kaiserslautern. Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Meißner für die Übernahme des Referates und die konstruktive Betreuung dieser Arbeit. Bedanken möchte ich mich auch bei Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos für die freundliche Übernahme des Korreferates und bei Herrn Prof. Dr.-Ing. V. Mechtcherine für die Leitung der Prüfungskommission.

Ein besonderer Dank gilt meiner Familie und meinen Eltern für die Geduld und Unterstützung in entbehrungsreichen Jahren.

S. Jung

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Notation	xii
Kurzfassung	xv
1 Einführung	1
2 Stand der Wissenschaft	5
2.1 Bettungsmodultheorie	5
2.2 Räumlicher Erdwiderstand	9
2.2.1 Allgemeines	9
2.2.2 Theorien zum räumlichen Erdwiderstand	10
2.2.3 Berechnung des räumlichen Erdwiderstandes nach Weißenbach	12
2.2.4 Mobilisierung des räumlichen Erdwiderstandes	19
2.2.5 Bruchzustand	20
2.2.6 Gebrauchszustand	22
2.2.7 Mobilisierungsfunktion	24
2.3 Bestehende Bettungsmodulansätze für Trägerbohlwände	28
2.4 Vorgehensweise	32
3 Mechanisches Stoffverhalten der verwendeten Sande	35
3.1 Bodenmechanische Beschreibung des Materials	35
3.2 Allgemeine Beschreibung des Stoffgesetzes	39
3.3 Nichtlineares elasto-plastisches Stoffgesetz	40
3.3.1 Begriffe und Definitionen	40
3.3.2 Elastisches Verhalten	44
3.3.3 Plastisches Verhalten	45
3.3.4 Überprüfung des Stoffmodells	59

4 Numerische Simulation von Großversuchen 62

4.1	Allgemeines	62
4.2	Kurzbeschreibung der Feldmessungen	62
4.2.1	Geometrie des Trägerbohlverbaus	62
4.2.2	Anker	64
4.2.3	Bauphasen	65
4.3	Messwerte	66
4.4	FE-Modell	67
4.4.1	Allgemeine Beschreibung	67
4.4.2	Modellausschnitt und Randbedingungen	68
4.4.3	Elemente	71
4.4.4	Interface-Elemente	71
4.4.5	Implementierung des Stoffgesetzes in ABAQUS	72
4.5	Vergleich der FEM Ergebnisse mit Messwerten	73

5 FEM Parameterstudien 78

5.1	Vorgehensweise	78
5.1.1	Einflussfaktoren	78
5.1.2	Ermittlung des Bettungsmoduls aus den FE-Berechnungen	80
5.1.3	Prüfung der Gleichgewichtsbedingungen	85
5.2	Darstellung der Ergebnisse	86
5.2.1	Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Trägerbreite	86
5.2.2	Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Einbindetiefe	89
5.2.3	Abhängigkeit des Bettungsmoduls vom Trägerabstand	91
5.2.4	Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Baugrubentiefe	94
5.2.5	Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Biegesteifigkeit	96
5.3	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	99
5.3.1	Mobilisierte Erdwiderstandsspannungen	99
5.3.2	Horizontalverschiebungen	103
5.3.3	Horizontaler Bettungsmodul	105

6	Diskussion eines geeigneten Bettungsmodulansatzes	107
6.1	Grundlagen	107
6.2	Bettungsmodulansatz in Anlehnung an Neuberg	109
6.2.1	Herleitung	109
6.2.2	Zusammenfassung	115
7	Eigener, iterativer Bettungsmodulansatz	119
7.1	Iterativ lösbarer Ansatz	119
7.2	Empfehlung für die Praxis	128
7.3	Numerische Implementierung	131
8	Zusammenfassung und Ausblick	133
	Literaturverzeichnis	136
	Anhang	

Notation

Bodenkenngrößen

γ	Wichte des Bodens
ϕ	innerer Reibungswinkel des Bodens
c	Kohäsion des Bodens
ν	Querdehnzahl
ψ	Dilatanzwinkel
e_0	Anfangsporenzahl

Erddruck und Bettungsmodul

z	Laufkoordinate, Tiefe unter Baugrubensohle
\bar{z}	Bezogene Tiefe z/t unter Baugrubensohle (BGS)
z_0	Tiefenlage der Erdwiderstandsresultierenden unter BGS
k_{sh}	horizontaler Bettungsmodul
$\sigma(z)$	Spannung
u	Horizontalverschiebung des Trägers
$\mu(z)$	Mobilisierungsgrad des Erdwiderstandes
$q(z)$	Streckenlast
e'_{ph}	Horizontalkomponente der mobilisierten Erdwiderstandsspannung (Gebrauchzustand, GZ 2)
e_{ph}	Horizontalkomponente der Erdwiderstandsspannung im Grenzzustand (GZ 1)
$e^*_{ph,g}$	Horizontalkomponente der Erdwiderstandsordinate aus Bodeneigenlast (GZ 1)
E'_{ph}	Horizontalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes (GZ 2)
E_{ph}	Horizontalkomponente des Erdwiderstandes (GZ 1)
b	Trägerbreite, -durchmesser
t	Einbindetiefe des Trägers
a	Trägerabstand
H	Baugrubentiefe
EI	Biegesteifigkeit des Trägers
E	Elastizitätsmodul des Bodens
E_s	Steifemodul des Bodens
E_{vh}	horizontaler Verformungsmodul des Bodens
EI	Biegesteifigkeit des Trägers
A_i	Ankerkraft
b_t	Breite der Druckfläche
b_{sg}	Ersatzbreite für Reibungsanteil
b_{sc}	Ersatzbreite für Kohäsionsanteil

b_{kr}	kritische Breite
b_w	lichter Abstand
k_R	Erdwiderstandsbeiwert für Reibung nach Streck
k_K	Erdwiderstandsbeiwert für Kohäsion nach Streck
ω_R	Erdwiderstandsbeiwert
ω_K	Erdwiderstandsbeiwert
k'_{ph}	mobilisierter Seitendruckbeiwert des Erdwiderstandes
δ_p	Wandreibungswinkel für passiven Erddruck
u_{Bd}	Parallelverschiebung der Wand im Bruchzustand (GZ 1)
u_{Gd}	Parallelverschiebung der Wand im Gebrauchszustand (GZ 2)

Stoffgesetz

$T(\sigma_{ij})$	$=\{\sigma\}^T$ Cauchy'scher Spannungstensor
$E(\varepsilon_{ij})$	$=\{\varepsilon\}^T$ Green-Lagrangescher Deformationstensor
$[C]$	Stoffmatrix
I_σ	1. Invariante des Spannungstensors
II_σ	2. Invariante des Spannungstensors
III_σ	3. Invariante des Spannungstensors
I_ε	1. Invariante des Formänderungstensors
II_ε	2. Invariante des Formänderungstensors
III_ε	3. Invariante des Formänderungstensors
δ_{ij}	Kronecker-Symbol (mathematischer Operand)
s_{ij}	deviatorische Spannungen
e_{ij}	deviatorische Dehnungen
α_σ	LODE-Winkel in der Deviatorebene
K	elastischer Kompressionsmodul
G	elastischer Schubmodul
g	plastisches Potential
$\delta\lambda$	Proportionalitätsfaktor
D	Dilatationsfunktion
f	Fließfunktion
W	Arbeit
$[\sigma_D]$	deviatorischer Spannungstensor

Kurzfassung

In der allgemeinen Baugrubenstatik für Trägerbohlwände werden haltende Kräfte vor dem im Baugrund einbindenden Teil des Trägers dem Erdwiderstand gleichgesetzt. Der Erdwiderstand kann jedoch nur im Grenzzustand vollständig mobilisiert werden, was ausreichend große Verschiebungen am Trägerfuß voraussetzt. Die Abhängigkeit der tatsächlich mobilisierten Erdwiderstandsspannungen von den Verschiebungen kann mathematisch durch den horizontalen Bettungsmodul ausgedrückt werden. Bislang liegen zum horizontalen Bettungsmodul nur grobe Näherungsansätze vor, die die tatsächlichen Wechselwirkungen zwischen Spannungen und Verschiebungen für beliebige Verschiebungsbilder nicht realitätsnah erfassen.

Ziel dieser Arbeit ist eine realitätsnahe Beschreibung des horizontalen Bettungsmoduls und damit einer realistischere Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Trägerbohlwänden.

Zur Ermittlung des Bettungsmoduls in Größe und Verlauf sowie zur Untersuchung von Einflussfaktoren auf den Bettungsmodul werden dreidimensionale Berechnungen nach der Finiten-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt. Dabei werden die maßgebenden Einflussfaktoren im Rahmen von Parameterstudien für in der Praxis häufig vorkommende Wertebereiche untersucht. Die FEM-Berechnungen erfolgen für freistehende, einfach rückverankerte und zweifach rückverankerte Trägerbohlwände in mitteldicht gelagertem Sand.

Den Berechnungen liegt ein nichtlineares, elastoplastisches Stoffgesetz zugrunde. Die FEM-Berechnungen werden an den Messergebnissen vorhandener Großversuche kalibriert.

Die FEM-Parameterstudien belegen eine Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Verschiebung u , der Tiefe z/t und der Druckflächenbreite b . Aus den FEM-Parameterstudien abgeleitet wird ein iterativer, nichtlinearer Berechnungsansatz für den horizontalen Bettungsmodul k_{sh} erarbeitet.

Darüber hinaus wird als Anfangswert der Iteration in der Ingenieurpraxis ein einfacher, linearer Näherungsansatz für den horizontalen Bettungsmodul ermittelt.

Abstract

In the design of soldier pile walls the total passive earth pressure for lateral resisting forces in front of the pile is required. To activate the total passive earth pressure a certain value of lateral pile movement is necessary. The interaction between the activated passive earth pressure and the horizontal movements can be expressed by means of the lateral subgrade reaction modulus. For the lateral subgrade reaction there only rough approximations exist in literature which are valid only for specific types of pile movement.

The aim of the research presented herein is to determine a realistic description of the lateral subgrade reaction modulus for a more realistic prognosis of the bearing and displacement characteristics of soldier pile walls.

To investigate the influence of the relevant parameters on the distribution of lateral subgrade reaction modulus 3-dimensional finite element calculations have been made. The most important parameters in this respect are the horizontal displacement as well as the depth and the width of pile. In finite element parametric studies these parameters have been varied within a common range relevant in practice. The studies have been made for soldier pile walls without anchors, for soldier pile walls with one row of anchors and for soldier pile walls with two rows of anchors in sand of medium density.

The finite element calculations have been made with an elasto-plastic constitutive law considering soil hardening effects. The constitutive parameters were verified on laboratory tests. The initial calculation was calibrated on existing experimental data.

The finite element analyses verified the dependency of the lateral subgrade reaction modulus on displacements, depth and width. The calculation results were used to develop a new expression for the estimation of the non-linear subgrade reaction modulus.

For direct application in geotechnical engineering an additional expression is presented with a simple, linear distribution of subgrade reaction modulus.

1 Einführung und Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit ist ein Beitrag zur Ermittlung des verschiebungsabhängigen Tragverhaltens von Trägerbohlwänden in mitteldicht gelagertem Sand für Trägerabschnitte unterhalb der Baugrubensohle.

Ansätze zur Prognose des Tragverhaltens von Trägerbohlwänden sind seit Jahrzehnten bekannt. Allgemeine Erläuterungen dazu sind z.B. Weißenbach (1975) zu entnehmen.

Bei Baugruben wird eine Trägerbohlwand oberhalb der Baugrubensohle im Allgemeinen durch den aktiven Erddruck und ggf. Anker-/Stützkkräfte beansprucht. Zur statischen Berechnung dieses Wandteils existieren bereits zahlreiche bewährte Verfahren und Ansätze, die für die praktische Anwendung ausreichend zutreffende Ergebnisse liefern.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Trägerabschnitten unterhalb der Baugrubensohle wird maßgeblich vom Widerstand des Baugrundes gegen Verschiebungen des Trägers bestimmt. Als Widerstand gegen Verschiebungen wirkt der mobilisierte, räumliche, passive Erddruck (Erdwiderstand). Die Größe und Verteilung des Erdwiderstandes ist von der Verschiebung des Trägers abhängig. Der maximale Erdwiderstand wird dabei im Grenzzustand der Tragfähigkeit aktiviert, bei dem Gleitflächen im Baugrund ausgebildet sind.

Zur Berechnung des räumlichen Erdwiderstandes im Grenzzustand wurden bereits zahlreiche Ansätze veröffentlicht, die anhand von Messungen und Versuchen optimiert wurden. Die Abhängigkeit des aktivierten Erdwiderstandes von Verschiebungen bzw. Verformungen des Trägers ist bislang nur grob näherungsweise bestimmt. Zum wirklichkeitsnahen Ansatz des Erdwiderstandes ist nicht allein die Größe des räumlichen Erdwiderstandes im Grenzzustand maßgebend, sondern vor allem die Größe und die Verteilung der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen (Arbeitslinie).

Zur mathematischen Beschreibung der Korrelation zwischen Spannung und Verschiebung sind Bettungsmodulansätze eine praktische Vorgehensweise. Im Grundbau werden dabei die Bettungsfedern durch den Boden gebildet. Bestehende Bettungsmodulansätze wie z.B. Bettungsansätze nach EAB EB 102 und DIN 1054 (Jan. 2003) stellen jedoch stark vereinfachte Näherungen dar, die den Verlauf des Bettungsmoduls über die Tiefe nicht realistisch abbilden.

Vorliegende Arbeit ist ein Beitrag zur realistischen Erfassung der räumlichen Bettung von Trägerbohlwänden in mitteldicht gelagertem Sand. Maßgeblich für die Größe und den Verlauf des Bettungsmoduls sind neben den Baugrundeigenschaften die geometrischen Randbedingungen.

Während in den bekannten Näherungsansätzen meist die Trägerbreite sowie teilweise ein mit der Tiefe z linearer Verlauf des Bettungsmoduls enthalten ist, bleiben die übrigen geometrischen Randbedingungen wie Baugrubentiefe, Trägerabstand und Biegesteifigkeit der Träger unberücksichtigt.

Die Baugrubentiefe bestimmt die Größe der Vorbelastung des Baugrundes und die Größe der Entlastung beim Baugrubenaushub. Aufgrund des unterschiedlichen Spannungs-Verformungsverhaltens des Baugrundes in Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungszuständen wird auch die Bettungsreaktion des Bodens vor dem Träger durch die Entlastung infolge Aushub und ggf. Wiederbelastung durch Erdwiderstand beeinflusst.

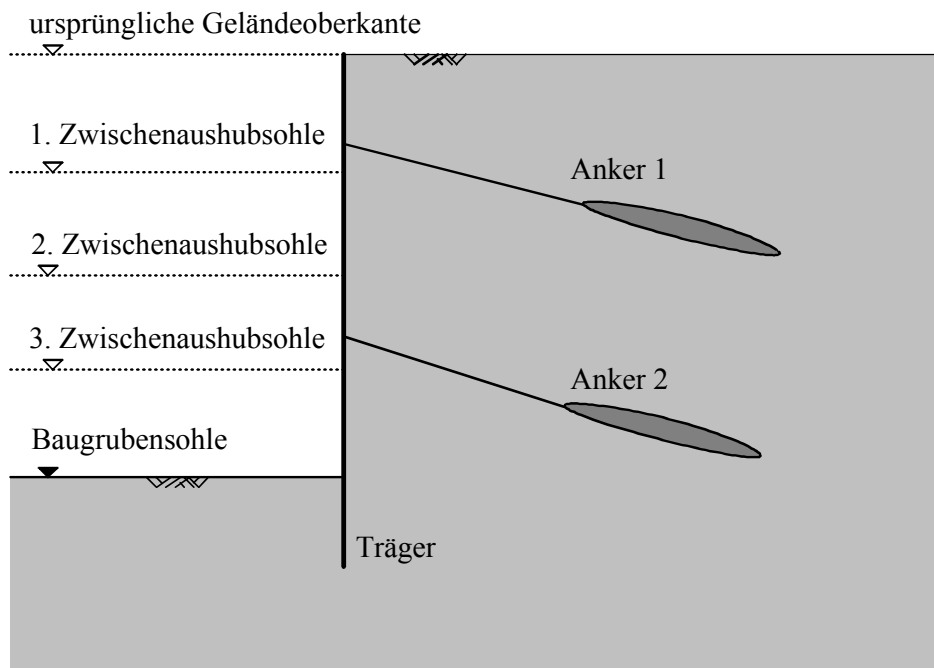


Abbildung 1.1: Beispiel für eine Trägerbohlwand im Querschnitt

Die Lastabtragung des aktiven Erddruckes erfolgt über die Ausfachung auf die Träger. Somit ist die Belastung und Verschiebung des Trägers auch abhängig vom horizontalen Trägerabstand.

Die Baugrubentiefe und der Trägerabstand sind maßgeblich für die Größe des aktiven Erddruckes und als Reaktionskraft auf Baugrubenseite für die Größe des mobilisierten Erdwiderstandes. Die Mobilisierungsfunktion des Erdwiderstandes verläuft nichtlinear in Abhängigkeit von der Verschiebung. Aus dem nichtlinearen Verhältnis der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen zur Verschiebung ergibt sich auch eine Abhängigkeit des Bettungsmoduls vom Mobilisierungsgrad des Erdwiderstandes.

Zielsetzung:

Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung des Einflusses der geometrischen Randbedingungen auf die Größe und Verteilung des horizontalen Bettungsmoduls. Die geometrischen Einflussfaktoren werden bei konstanter Bodenart und Zustandsgröße für häufig vorkommende Trägerbohlkonstruktionen isoliert untersucht.

Ergänzend wird die Biegesteifigkeit des Trägers berücksichtigt. Die Ermittlung des Bettungsmoduls für unterschiedliche Bodenarten und Zustandsgrößen ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Die Untersuchungen werden mit Hilfe numerischer Berechnungen durchgeführt. Die 3-dimensionalen Berechnungen werden nach der Finiten Elemente Methode (FEM) durchgeführt und anhand bestehender Messungen im Zuge von Großversuchen kalibriert.

Aus den Ergebnissen von FEM-Parameterstudien werden in Erweiterung des aktuellen Standes der Wissenschaft Zusammenhänge dargelegt und für den gewählten Untersuchungsbereich eigene, nichtlineare Bettungsansätze abgeleitet. Abschließend soll ein für die Ingenieurpraxis einfach anwendbares Berechnungsverfahren erarbeitet werden.

2 Stand der Wissenschaft

2.1 Bettungsmodultheorie

Die mechanische Kopplung von Verschiebung und mobilisiertem Erdwiderstand ist z.B. näherungsweise durch das Bettungsmodulverfahren möglich. Dabei wird der Baugrund im Bereich der Bettung als System entkoppelter, diskreter Federn abgebildet.

In der Realität sind die Bettungsfedern im Baugrund nicht vollständig entkoppelt. Jedoch haben die Untersuchungen und Modellversuche von Besler (1998) belegt, dass eine Bettung mit entkoppelten Federn gegenüber einem Modell mit einfacher Kopplungsbedingung zwischen den Federn zu besseren Ergebnissen führt und auch hinsichtlich Flexibilität und Anwendbarkeit Vorteile besitzt.

Der grundlegende Ansatz des Bettungsmoduls $k_{sh}(z)$ beruht auf der Theorie von Winkler (1906) und ergibt sich definitionsgemäß zu

$$k_{sh}(z) = \frac{\sigma(z)}{u(z)} \quad (2.1)$$

mit z = Laufkoordinate Balkenlänge,
Tiefe unter Baugrubensohle
 $\sigma(z)$ = allgemeine Bettungsspannung
 $u(z)$ = Verschiebung

Dabei wird vorausgesetzt, dass jede Verschiebung $u(z)$ eine bestimmte Bettungsspannung $\sigma(z)$ hervorruft.

Dem Bettungsmodulverlauf $k_{sh}(z)$ sind entsprechende Randbedingungen zuzuweisen, z.B. gilt oberhalb der Baugrubensohle: $k_{sh}(z) = 0$.

Nach der Balkentheorie können die Verformungen für ein linear elastisches Materialverhalten aus der Differenzialgleichung für Biegebalken hergeleitet werden. Schubverformungen werden dabei vernachlässigt.

$$EI \cdot \frac{d^4 u(z)}{dz^4} = q(z) \quad (2.2)$$

mit $q(z)$ = Streckenlast

EI = Biegesteifigkeit des Trägers

Unter Berücksichtigung, dass die Bettungsspannung der Balkenbelastung entgegenwirkt erhält man aus Gl. 2.2

$$EI \cdot \frac{d^4 u(z)}{dz^4} = q(z) - \sigma(z) \quad (2.3)$$

$$EI \cdot \frac{d^4 u(z)}{dz^4} + k_{sh}(z) \cdot u(z) = q(z)$$

Im Fall eines Baugrubenverbaus entspricht die Bettungsspannung $\sigma(z)$ der mobilisierten Erdwiderstandsspannung $e'_{ph}(z)$. Der Bettungsmodulverlauf $k_{sh}(z)$ ergibt sich damit zu

$$k_{sh}(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{u(z)} \quad (2.4)$$

Die Bettungsfunktion bei Trägerbohlwänden ist damit grundsätzlich bestimmt durch:

- Tiefe z unter Baugrubensohle
- Erdwiderstand im Grenzzustand: E_{ph}
- Mobilisierungsgrad: Verhältnis der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen zu den Erdwiderstandsspannungen im Grenzzustand: $e'_{ph}(z) / e_{ph}(z)$
- Horizontale Verschiebung $u(z)$

Die mobilisierten Spannungen und die Verschiebungen des Trägers werden durch Einwirkungen und Widerstände hervorgerufen. Die Einwirkungen und Widerstände entstehen im Wesentlichen durch aktiven Erddruck, Erdwiderstand und Aussteifungen / Rückverankerungen. Sie werden sowohl von den Baugrundeigenschaften als auch von der Verbaukonstruktion und den geometrischen Randbedingungen bestimmt.

Der Erdwiderstand, der Mobilisierungsgrad $e'_{ph}(z)/e_{ph}(z)$ und die Verschiebung $u(z)$ sind abhängig von:

- Baugrundeigenschaften (*hier*: konstant):
 - Bodenart (*hier*: Sand)
 - Wichte γ , Lagerungsdichte, Sättigungsgrad
 - Anfangsporenzahl e_0
 - Scherparameter
 - Reibungswinkel φ
 - Kohäsion c
 - Elastizitätsmodul
- Verbaukonstruktion:
 - Trägerbreite b
 - Einbindetiefe t
 - Trägerabstand a
 - Baugrubentiefe H
 - Biegesteifigkeit EI
 - Ankerlage und –kraft A

Die Untersuchungen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf mitteldicht gelagerten Sand beschränkt. Hierfür liegen zahlreiche bodenmechanische Klassifizierungs- und Laborversuche sowie Vergleichswerte des Erdwiderstandes und des horizontalen Bettungsmoduls vor.

Größe und Verlauf der Spannungen und Verformungen werden neben den Baugrundeigenschaften auch durch die Verbaugesometrie beeinflusst. Die Breite der für den Erdwiderstand wirksamen Druckfläche entspricht der Trägerbreite b . Erfahrungsgemäß sind bei schmalen Druckflächen größere Verschiebungen und größere Spannungsspitzen zu erwarten als bei breiteren Druckflächen oder bei ebenen Wänden.

Erdwiderstandsspannungen und Verschiebungen des Trägerfußes werden aufgrund einer tiefenabhängigen Beanspruchung aus dem aktiven Erddruck und einem tiefenabhängigen Primärspannungszustand auch durch die Baugrubentiefe beeinflusst. Der Primärspannungszustand bei horizontalem Geländeverlauf ist in Abb. 2.1 skizziert.

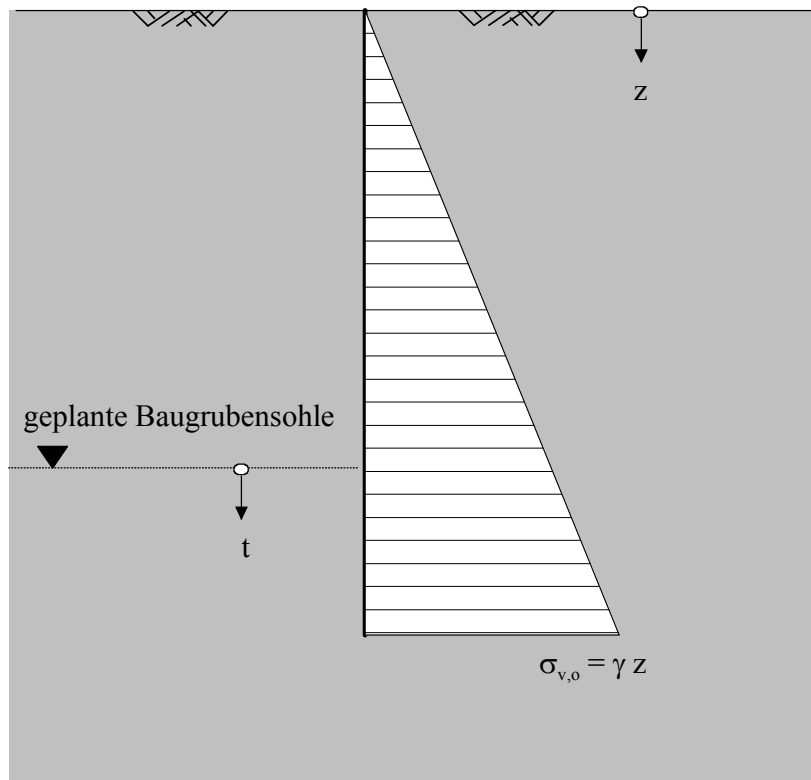


Abbildung 2.1: Primärspannungszustand vor Baugrubenaushub

Unterhalb der Baugrubensohle entstehen beim Aushub Entlastungszustände. Bei Mobilisierung des Erdwiderstandes durch Verschiebungen des Baugrubenverbaus befindet sich der Boden dann bereichsweise im Wiederbelastungszustand, in dem der Boden höhere Steifigkeiten besitzt als im Erstbelastungszustand. Diese komplexen Spannungspfade und räumlichen Spannungszustände sind mit der Balkentheorie nicht oder nur grob näherungsweise erfassbar.

Mit Hilfe 3-dimensionaler, numerischer Berechnungen ist eine gesamtheitliche Berechnung der Spannungen und Verformungen unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte möglich.

In welchem Maße Durchbiegungen des Trägers und Verankerungen den Bettungsmodulverlauf beeinflussen ist bislang weitestgehend unbekannt.

Grundlage für die Bestimmung des horizontalen Bettungsmoduls ist nach Gl. 2.4 der mobilisierte Erdwiderstand. In Kapitel 2.2 werden bekannte Ansätze zur Berechnung und Mobilisierung des räumlichen Erdwiderstandes erläutert.

In Kapitel 2.3 werden die maßgeblichen, bislang bekannten Bettungsmodulansätze dargelegt und bewertet. Dabei werden Lösungen vergleichbarer Problemstellungen (Kapitel 2.3.1), wie bei ebenen Baugrubenwänden und horizontal belasteten Pfählen, und Bettungsmodulansätze für Trägerbohlwände (Kapitel 2.3.2) beleuchtet und diskutiert.

2.2 Räumlicher Erdwiderstand

2.2.1 Allgemeines

Der Erdwiderstand ist eine Reaktionskraft des Bodens und bedarf zur Aktivierung Verschiebungen von Bauteilen gegen das angrenzende Erdreich. Die maximale Erdwiderstandskraft wird im Grenzzustand erreicht, in dem sich Gleitflächen im Baugrund einstellen. Bei schmalen Druckflächen wie z.B. bei I-Trägern sind die Gleitflächen als räumliche Bruchmuscheln ausgebildet.

Der *Erdwiderstand im Grenz-/Bruchzustand* (GZ 1) wird mit E_{ph} [Einheit z.B. kN] bezeichnet, die entsprechenden Erdwiderstandsordinaten mit $e^*_{ph}(z)$ [Einheit z.B. kN/m]. Die Erdwiderstandsspannungen vor der Druckfläche ergeben sich durch Division der Erdwiderstandsordinaten durch die Breite der Druckfläche und werden mit $e_{ph}(z)$ [Einheit z.B. kN/m²] bezeichnet.

Im *Gebrauchszustand* (GZ 2) ist der Erdwiderstand nur teilweise mobilisiert. Die mobilisierten Erdwiderstände, Erdwiderstandsordinaten und Erdwiderstandsspannungen werden mit „, ’ “ gekennzeichnet.

Für die Größe und Verteilung des räumlichen Erdwiderstandes sind maßgeblich von Bedeutung:

- Bodenparameter (Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Anfangsporenzahl, Elastizitätsmodul, etc.)
- Bauteilgeometrie (Höhe, Breite, Einbindelänge, etc.)
- Wandreibungswinkel δ
- Art und Größe der Verschiebung (Drehung um den Kopfpunkt, Drehung um den Fußpunkt, Parallelverschiebung)

Wandbewegungen beinhalten elastische Verformungen von Bauteilen, Entspannungen des Baugrundes beim Aushub und Bewegungen des fangedammartigen Erdkörpers bei der Verwendung von Ankern.

2.2.2 Theorien zum räumlichen Erdwiderstand

Die Entwicklung der klassischen Erddrucklehre geht auf Coulomb (1733) zurück und wurde seither mehrfach erweitert und verbessert. Die meisten Ansätze beziehen sich auf den Erdwiderstand im Grenzzustand, ohne dabei die zur Mobilisierung der Kräfte im Grenzzustand erforderlichen Verformungen bzw. Verschiebungen im Erdreich zu erfassen.

Der räumliche Erdwiderstand kann aus einem ebenen Anteil auf der Breite der Druckfläche und einem räumlichen Anteil infolge des Scherwiderstandes entlang der Seitenflächen des Bruchkörpers zusammengesetzt werden.

Aus einer Betrachtung von Erdwiderstandskeilen abgeleitet kann der resultierende Erdwiderstand bei einer angenommenen Gleitflächenausbildung unter dem Winkel $\vartheta_p = 45^\circ - \varphi/2$ bestimmt werden zu:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma b t^2 \cdot K_p + \frac{1}{3} \gamma b t^3 \cdot K_0 \cot(45^\circ - \varphi/2) \tan \varphi \quad (2.5)$$

Der erste rein theoretische Ansatz zur Berechnung des räumlichen Erdwiderstandes wurde von Krey (1936) entwickelt. Weitere zahlreiche Veröffentlichungen basierend auf Erkenntnissen aus Versuchen und/oder theoretischen Überlegungen folgten, die sich mit dem räumlichen Verhalten von im Baugrund eingespannten Bauteilen, wie z.B. Ankerplatten, Dalben, Kreiszylinder, Pfählen und Wandstücken befassten.

Hervorzuheben sind die zahlreichen Untersuchungen und Entwicklungen von Weißenbach (1961). Die Untersuchungen zeigten, dass die Ausbildung und Ausdehnung des Bruchkörpers im Grenzzustand insbesondere von der Höhe und Breite der Druckfläche sowie den Stoffparametern des Bodens abhängt. Der Bruchkörper ist im räumlichen Fall als sog. Bruchmuschel ausgebildet. Bei größeren Druckflächen stellen sich Bruchmuscheln in Kombination mit Gleitflächen ein.

Das Berechnungsverfahren nach Weißenbach ist in Kapitel 2.2.3 erläutert.

2.2.3 Berechnung des räumlichen Erdwiderstandes nach Weißenbach

Aus den Untersuchungen o.g. Autoren abgeleitet existieren zur Berechnung des räumlichen Erdwiderstandes zahlreiche Ansätze.

Die bis zum Jahr 1984 bekannten Ansätze zur Berechnung des Erdwiderstandes wurden von Reeck (1984) verglichen und kritisch beurteilt. Die Arbeit von Reeck basiert auf einer getrennten Berechnung des Erdwiderstandes im Flanschbereich des Trägers und des Erdwiderstandes im Seitenbereich des Trägers. Es wurden Nomogramme für die praktische Berechnung sowie ein Algorithmus für die Berechnung und Bemessung erarbeitet. Die Ergebnisse von Reeck entsprechen den Ergebnissen anderer Autoren und bestätigen die vorhandenen bewährten Erdwiderstandsansätze.

Die Berechnung des räumlichen Erdwiderstandes erfolgt heute in der Praxis i.d.R. nach dem Verfahren von Weißenbach (1961) mit den Erweiterungen für den Kohäsionsanteil von Schäfer (1990). Nach Schäfer (1990) ist bei der Verwendung des Ansatzes nach Weißenbach für bindige Böden nur 50% der Kohäsion anzusetzen.

Die Grundlagen des Verfahrens der räumlichen Erdwiderstandsberechnung nach Weißenbach (1961) und Schäfer (1990) werden im Folgenden zusammengefasst und erläutert. Die Ausführungen gelten für trockenen und feuchten Sand.

Der räumliche Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen kann mit Ersatzbreiten formuliert werden. Unter Annahme einer ebenen Geländeoberfläche und senkrechter Trägerbohlwand beträgt der Erdwiderstand aus Bodeneigenlast vor einem Bohlträger:

$$E_{ph,g} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b + b_{sg}) \cdot t^2 \quad (2.6)$$

mit K_R = Erdwiderstandsbeiwert für Reibung nach dem Gleitschema von Streck

Der räumliche Erdwiderstand infolge Bodeneigengewicht wird nach den Untersuchungen von Weißenbach (1961) ohne Wandreibungswinkel aktiviert ($\delta_p = 0$).

Bei bindigen Böden ist zusätzlich der Erdwiderstand aus Kohäsion zu berücksichtigen:

$$E_{ph,c} = 2 \cdot \alpha \cdot c \cdot K_K \cdot (b + b_{sc}) \cdot t \quad (2.7)$$

mit K_K = Erdwiderstandsbeiwert für Kohäsion nach dem Gleitschema von Streck

b = Breite der Druckfläche

b_{sg} = Ersatzbreite für den Reibungsanteil

b_{sc} = Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil

t = Einbindetiefe

α = Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung
des überbewerteten Kohäsionseinflusses. Schäfer (1990) schlägt vor:

$\alpha = 0,5$ für eine vertikal unverschiebliche Wand

$\alpha = 0,6$ für eine vertikal verschiebliche Wand

Die Ersatzbreiten ergeben sich in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens und der Einbindetiefe der Druckfläche zu:

$$\begin{aligned} b_{sg} &= 0,60 \cdot \tan \varphi \cdot t \\ b_{sc} &= 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi) \cdot t \end{aligned} \quad (2.8)$$

Die Gl. 2.6 bis 2.8 gelten für Druckflächen, die größer sind als die kritische Breite b_{kr} von

$$b_{kr} = 0,30 \cdot t \quad (2.9)$$

Bei Unterschreitung der kritischen Breite kann der Erdwiderstand nicht mehr vollständig mobilisiert werden. Der Erdwiderstand wird dann wie folgt abgemindert:

$$E_{kr} = 0,5 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_{kr} + b_{sg}) \cdot t^2 + 2 \cdot c \cdot K_K \cdot (b_{kr} + b_{sc}) \cdot t$$

$$E_{ph} = E_{kr} \cdot \sqrt{\frac{b}{b_{kr}}} \quad (2.10)$$

Der resultierende Erdwiderstand ergibt sich aus den Komponenten aus Bodeneigengewicht und aus Kohäsion:

$$E_{ph} = E_{ph,g} + E_{ph,c} \quad (2.11)$$

Zur vereinfachten Schreibweise der Erdwiderstandskomponenten werden die Beiwerte ω_R und ω_K eingeführt, so dass

$$E_{ph,g} = 0,5 \cdot \gamma \cdot \omega_R \cdot t^3 \quad (2.12)$$

$$E_{ph,c} = 2 \cdot \alpha \cdot c \cdot \omega_K \cdot t^2 \quad (2.13)$$

Für $b/t \leq 0,3$ und unbehinderter Vertikalbewegung der Wand ergeben sich die Beiwerte ω_R und ω_K zu

$$\omega_R = 1,826 \cdot K_R \cdot (0,30 + 0,60 \cdot \tan \varphi) \cdot \sqrt{(b/t)}$$

$$\omega_K = 1,826 \cdot K_K \cdot (1,20 + 0,90 \cdot \tan \varphi) \cdot \sqrt{(b/t)} \quad (2.14)$$

Bei behinderter Vertikalbewegung sind die Beiwerte vom Wandreibungswinkel abhängig und können Tabellen in der einschlägigen Literatur (z.B. Weißenbach „Baugruben, Teil II“, 1975) entnommen werden.

Mit den Beiwerten ω_R und ω_K wird die räumliche Ausbildung des Erdwiderstandes in Form einer Bruchmuschel berücksichtigt. Der Erdwiderstand kann berechnet werden aus dem ebenen Erdwiderstand für die Trägerbreite b und dem räumlichen Erdwiderstandsanteil seitlich des Trägers.

Diese Aufteilung wird auch in der Erdwiderstandsberechnung nach E DIN 4085 (2002-12) durch Einführung des Quotienten rechnerische Wandlänge / rechnerische Trägerbreite berücksichtigt. Der Erdwiderstand beträgt demnach:

$$E_{ph,g} = 0,5 \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot K_{ph,g} \cdot l_{pg}^{Er} \quad (2.15)$$

mit $K_{ph,g}$ = Erdwiderstandsbeiwert für den ebenen Fall nach Sokolovsky / Pregl

l_{pg}^{Er} = rechnerische Wandlänge

$$l_{pg}^{Er} = 0,55(1 + 2 \cdot \tan \varphi) \sqrt{b \cdot t} \quad \text{für } b < 0,3 t$$

$$l_{pg}^{Er} = b + 0,6 \cdot t \cdot \tan \varphi \quad \text{für } b \geq 0,3 t$$

Die Berechnung des Erdwiderstandes nach Gl. 2.15 führt zu ähnlichen Ergebnissen wie die Berechnung nach Weißenbach (1961) gemäß Gl. 2.12.

Die Verfahren nach Weißenbach (1961) und nach E DIN 4085 unterscheiden sich jedoch hinsichtlich der Erdwiderstandsverteilung entlang der Tiefe z und damit auch in der Tiefenlage der Erddruckresultierenden.

Die Erdwiderstandsordinaten bei *Parallelverschiebung* des Trägers sind nach Weißenbach (1961) über die Tiefe *quadratisch* verteilt:

$$\begin{aligned} e_{ph}^* &= e_{ph,g}^* + e_{ph,c}^* \\ e_{ph,g}^* &= 1,25 \cdot \gamma \cdot \omega_R \cdot z^2 \\ e_{ph,c}^* &= 1,50 \cdot c \cdot \omega_K \cdot z \end{aligned} \quad (2.16)$$

Demgegenüber gibt E DIN 4085 (2002-12) eine *lineare* Verteilung der Erdwiderstandsspannungen an:

$$e_{ph,g}^* = \gamma \cdot z \cdot K_{ph,g} \cdot l_{pg}^{Er} \quad (2.17)$$

Die Erddruckresultierende im Bruchzustand kommt sowohl nach Weißenbach (1961) als auch nach E DIN 4085 (2002-12) bei Parallelverschiebung der Wand bei

$$z_0/t = 0,75$$

zu liegen. Dies wurde auch durch die Modellversuche und durch numerische Berechnungen von Neuberg (2002) bestätigt.

Bei Nachrechnung des Wertes z_0/t anhand der Erdwiderstandsverteilungen gemäß Gl. 2.16 und 2.17 durch

$$\frac{z_0}{t} = \frac{\int_0^1 e_{ph,g}\left(\frac{z}{t}\right) \cdot \frac{z}{t} d(z/t)}{\int_0^1 e_{ph,g}\left(\frac{z}{t}\right) d(z/t)} \quad (2.18)$$

erhält man nach Weißenbach (1961) den zutreffenden Wert $z_0/t = 0,75$. Bei der linearen Erdwiderstandsverteilung nach E DIN 4085 (2002-12) liegt die gemäß Gl. 2.18 berechnete Resultierende bei $z_0/t = 0,67$ und steht damit im Widerspruch zur angegebenen Tiefenlage bei $z_0/t = 0,75$.

Die Berechnung der Erdwiderstandsverteilungen erfolgt in den nachfolgenden Ausführungen nach Weißenbach (1961).

Bei geringem Abstand benachbarter Bohlträger ist eine Überschneidung der Erddruckkörper festzustellen. Die Ergebnisse der räumlichen Erdwiderstandsberechnungen sind daher ggf. mit dem Erdwiderstand einer ebenen Wand zu vergleichen.

Ein ausreichend großer Abstand zur Ausbildung räumlicher Erddruckkörper, die sich nicht überschneiden, ist gegeben, wenn der lichte Abstand b_w

$$\begin{aligned} b_w &= t && \text{für } \delta_p \neq 0 \\ b_w &= 0,5 t && \text{für } \delta_p = 0. \end{aligned} \quad (2.19)$$

beträgt. Bei einer Überschneidung der Wirkungsbereiche der Erddruckkörper kann mit ideellen Bohlträgerbreiten und ideellen Erdwiderstandsbeiwerten gerechnet werden. Das Verfahren ist in Weißenbach (1961) („Baugruben, Teil II“, 1975) beschrieben.

Die Einflüsse auf die Größe des Erdwiderstandes wurden von Neuberg (2002) in Modellversuchen und durch numerische Studien mit der Diskreten Elemente Methode untersucht. Dabei wurde insbesondere die Abhängigkeit des Erdwiderstandes von der bezogenen Lagerungsdichte I_D des Bodens beleuchtet. Die Ergebnisse sind in Abb. 2.2 bis Abb. 2.4 grafisch dargestellt.

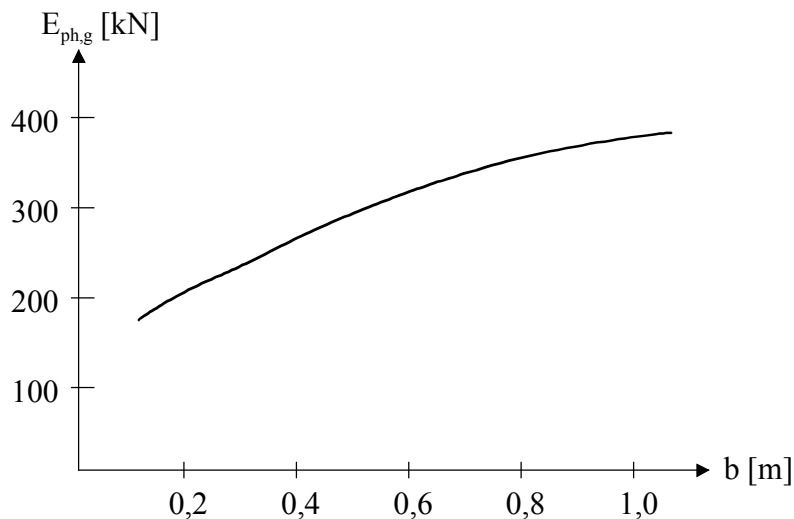


Abbildung 2.2: $E_{ph,g}$ in Abhängigkeit von der Trägerbreite b , für $t = 2,0$ m, $I_D = 0,5$, $\delta_p \neq 0$, bei Parallelverschiebung bis zum Bruch (GZ 1)

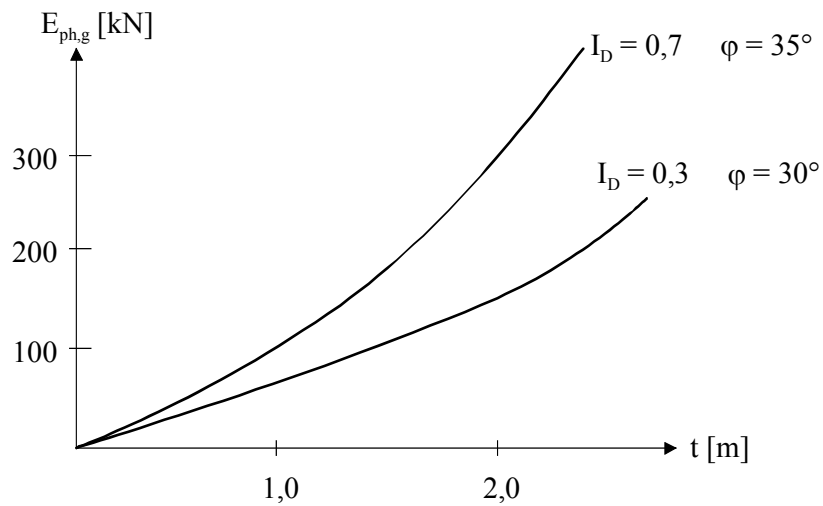


Abbildung 2.3: $E_{ph,g}$ in Abhängigkeit von der Einbindetiefe t und der Lagerungsdichte I_D für $b = 0,3 \text{ m}$, $\delta_p \neq 0$, bei Parallelverschiebung bis zum Bruch (GZ 1)

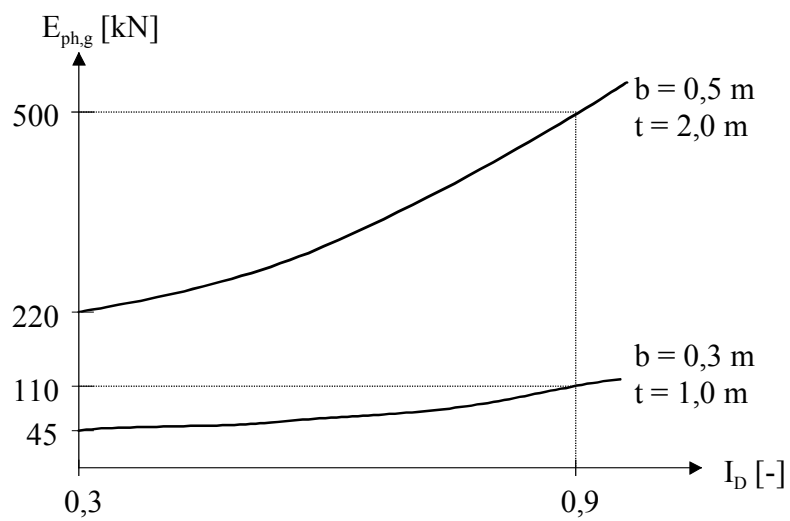


Abbildung 2.4: $E_{ph,g}$ in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte I_D , $\delta_p \neq 0$, bei Parallelverschiebung bis zum Bruch (GZ 1)

2.2.4 Mobilisierung des räumlichen Erdwiderstandes

Die Größe und Verteilung des Erdwiderstandes ist abhängig von der Wandbewegung gegen das Erdreich. Die Mobilisierung des Erdwiderstandes erfolgt, wie in nachfolgender Prinzipskizze dargestellt, nichtlinear in Abhängigkeit von der Verschiebung.

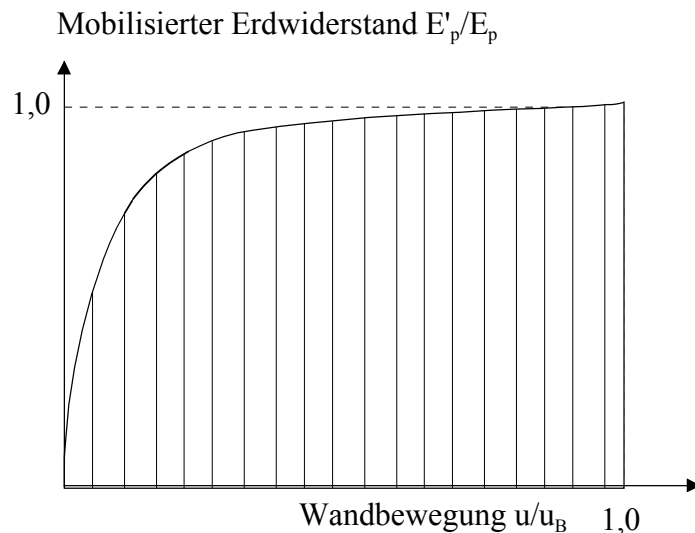


Abbildung 2.5: Prinzipskizze zur Mobilisierung des Erdwiderstandes

Untersuchungen der erforderlichen Wandverschiebung zur Mobilisierung des Erdwiderstandes (Bruchzustand, GZ 1) wurden maßgeblich von Horn (1971) und Weißenbach (1975) durchgeführt und zusammengestellt.

Im Bruchzustand ist eine räumliche Bruchmuschel ausgebildet. Die Bruchmuschel setzt sich zusammen aus einem ebenen Anteil vor der Druckfläche und einem räumlichen Anteil entlang der Seitenflächen der Druckfläche.

Für die bei Bohlträgern vorhandenen schmalen Druckflächen ist die zur vollständigen Mobilisierung des Erdwiderstandes im Bruchzustand (GZ 1) erforderliche Verschiebung u_B aufgrund der "Messerwirkung" der Träger höher als für breite Druckflächen bei annähernd ebenen Systemen.

2.2.5 Bruchzustand

Nach Weißenbach (1961) beträgt z.B. die zur vollständigen Mobilisierung des Erdwiderstandes im Grenzzustand GZ 1 (Bruchzustand) erforderliche reine Parallelbewegung der Wand bei feuchtem, mitteldicht gelagertem Sand:

$$u_{Bd} = 27,5 \cdot \frac{t^2}{\sqrt{b}} \quad (2.20)$$

mit u_{Bd} = Parallelverschiebung im Bruchzustand [mm]
 t = Einbindetiefe des Bohlträgers [m]
 b = Trägerbreite [m]

Gl. 2.20 ist empirisch ermittelt und nicht dimensionsrein. Weißenbach (1961) schlägt vor, die Werte u_{Bd} für dichte Lagerung um etwa 20% abzumindern, bei lockerer Lagerung um etwa 20% zu erhöhen.

Zum Einfluss der Lagerungsdichte I_D wurden von Neuberg (2002) Modellversuche und numerische Untersuchungen durchgeführt. Aus den Untersuchungsergebnissen wurde folgende Näherung abgeleitet:

$$u_{Bd} = \frac{0,03 \cdot t}{I_D} \quad (2.21)$$

(Einheiten: u_{Bd} [m], t [m], I_D [-]).

Die Gl. 2.21 stimmt auch mit den Messungen von Weißenbach (1961) an Großversuchen mit Dalben überein. Dabei wurde eine maximale Streuung von etwa $\Delta u_B = \pm 50 \%$ festgestellt.

Daraus ergeben sich bei dicht gelagerten Böden ($I_D = 0,9$) bezogene Grenzverschiebungen von $u_{Bd}/t = 4\%$. Bei locker gelagerten Böden mit $I_D = 0,3$ betragen die rechnerischen Grenzverschiebungen $u_{Bd}/t = 10\%$.

Die Modellversuche von Neuberg (2002) ergaben demgegenüber größere Verschiebungen von ca. 10% bis 20% der Einbindetiefe t .

Nach Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Ausgabe 1987) kann die zur Mobilisierung des Erdwiderstandes im Bruchzustand erforderliche Verschiebung näherungsweise mit

$$u_{Bd} = 40 \cdot \frac{1}{1 + 0,5 \cdot D} \cdot \frac{t^2}{\sqrt{b}} \quad (2.22)$$

mit D = Lagerungsdichte; (Einheiten: u_{Bd} [mm], t [m], b [m], D [-])

abgeschätzt werden.

Ein Vergleich der Verfahren nach Weißenbach (1961), Neuberg (2002) und DIN 4085 (Ausgabe 1987) zeigt die nachfolgende Abbildung für $b = 0,3$ m, $I_D = 0,47$ und $D = 0,44$. Demnach sind nach der von Neuberg (2002) vorgeschlagenen Prognoseformel insbesondere ab Einbindetiefen von $t \geq 2$ m deutlich geringere Parallelverschiebungen erforderlich, um den Bruchzustand (GZ 1) des Erdwiderstandes zu erreichen.

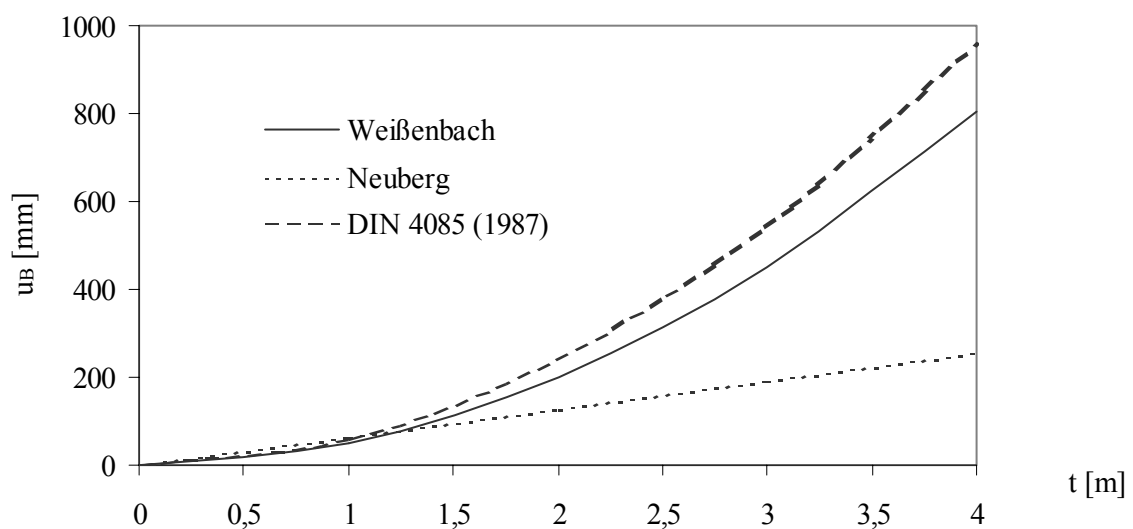


Abbildung 2.6: Parallelverschiebung im Bruchzustand (GZ 1),
 $b = 0,3$ m, $I_D = 0,47$, $D = 0,44$

2.2.6 Gebrauchszustand

Zur Aktivierung des Erdwiderstandes im Gebrauchszustand (Grenzzustand GZ 2), entsprechend halber Bruchlast bei einem globalen Sicherheitsfaktor von $\eta = 2,0$, und behinderter Vertikalbewegung gilt für die reine *Parallelverschiebung* u_{Gd} der Wand nach Weißenbach (1961):

$$u_{Gd} = 1,65 \cdot \sqrt{\frac{t^3}{b}} \quad (2.23)$$

(Einheiten: u_{Gd} [mm], t [m], b [m])

mit u_{Gd} = Parallelverschiebung der Wand im Gebrauchszustand [mm]

Die Verschiebungen im Zuge der Großversuche von Weißenbach (1961) betrugen im Gebrauchszustand (GZ 2, Globalsicherheit $\eta = 2,0$) ca. 0,3% bis 0,7 % der Einbindetiefe. In den Modellversuchen von Neuberg (2002) wurden Verschiebungen bei halber Bruchlast von 2% bis 4% der Einbindetiefe ermittelt:

$$u_{Gd} = \left(1 - \sqrt{1 - 0,5 \left(\frac{1}{1,55 \cdot I_D} \right)} \right) \cdot \frac{0,03 \cdot t}{I_D} \quad (2.24)$$

(Einheiten: u_{Gd} [m], t [m], I_D [-])

Gemäß DIN 4085 (Ausgabe 1987) beträgt die erforderliche Verschiebung für den Gebrauchszustand mit einer Sicherheit gegenüber dem Grenzzustand von $\eta = 2,0$ etwa

$$u_{Gd} = 2 \cdot \frac{1}{1 + 0,5 \cdot D} \cdot \sqrt{\frac{t^3}{b}} \quad (2.25)$$

(Einheiten: u_{Gd} [mm], t [m], b [m], D [-])

In DIN 4085 (Ausgabe 1987) wird ausdrücklich ausgeführt, dass zur Mobilisierung des räumlichen Erdwiderstandes derzeit keine ausreichenden Erkenntnisse vorliegen und Bewegungsgrößen nur größenordnungsmäßig ermittelt werden können.

Die Verschiebungen im Gebrauchszustand nach den Verfahren von Weißenbach (1961), Neuberg (2002) und DIN 4085 (1987) sind in Abb. 2.7 gegenübergestellt.

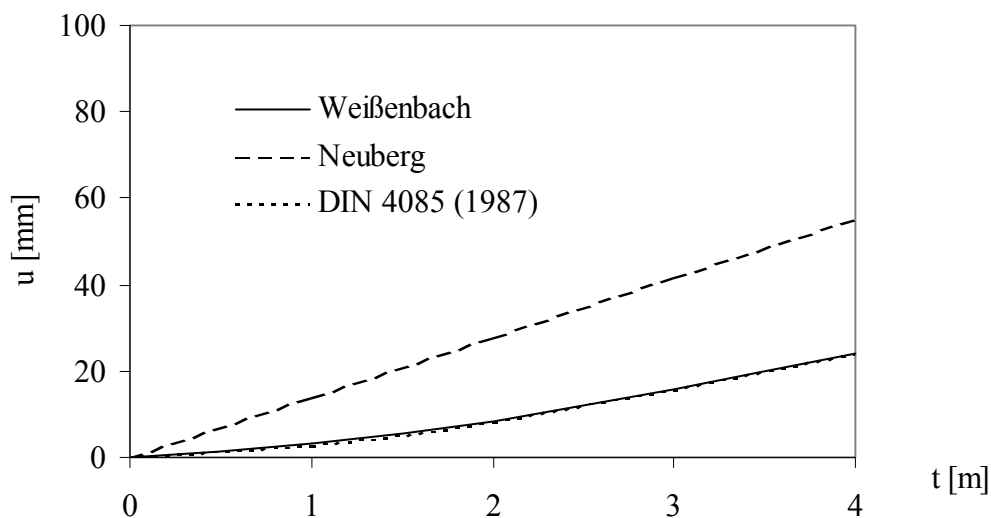


Abbildung 2.7: Parallelverschiebung im Gebrauchszustand (GZ 2),

$$b = 0,3 \text{ m}, I_D = 0,47, D = 0,44$$

Die Abbildung zeigt, dass die zur Mobilisierung des Erdwiderstandes bei Gebrauchslast (50% der Bruchlast) erforderliche Parallelverschiebung u_G nach den o.g. Verfahren größenordnungsmäßig übereinstimmt. Nach Weißenbach (1961) und DIN 4085 (1987) beträgt u_G etwa 50% des Wertes nach Neuberg (2002).

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Angaben in der Literatur zur Verschiebungsabhängigkeit des Erdwiderstandes sowohl im Grenzzustand als auch im Gebrauchszustand bei halber Bruchlast starken Streuungen unterliegen.

2.2.7 Mobilisierungsfunktion

Anhand der von Weißenbach (1961) durchgeführten Großversuche an Bohlträgern wurden folgende Beziehungen festgestellt:

- Abhängigkeit des Erdwiderstandes von der Größe der Wandbewegung
- Abhängigkeit des Wandreibungswinkels von der horizontalen Erdwiderstandskomponente

Die Abhängigkeiten sind in Abb. 2.8 und Abb. 2.9 qualitativ dargestellt und gelten bei Parallelverschiebung mit behinderter Vertikalbewegung nach oben.

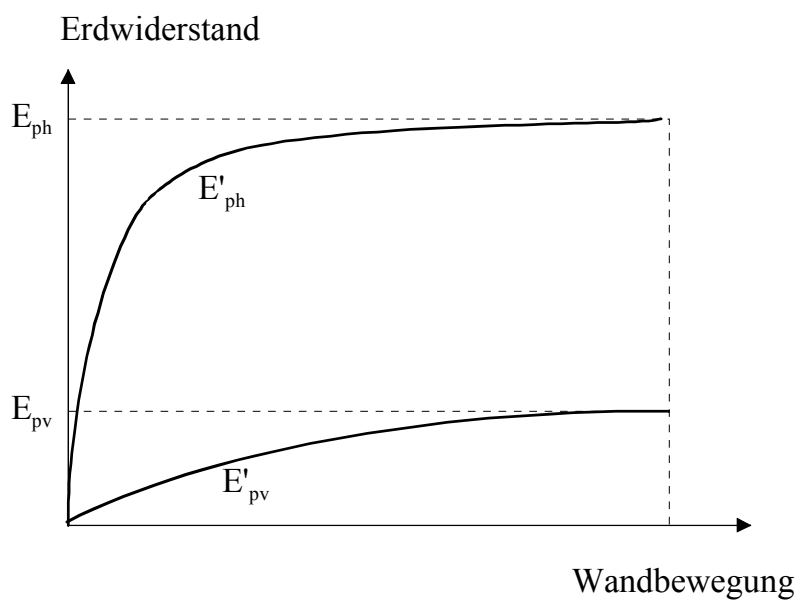


Abbildung 2.8: Erdwiderstandskomponenten E'_{ph} und E'_{pv} in Abhängigkeit von der Wandbewegung für Parallelverschiebung (Weißenbach (1961))

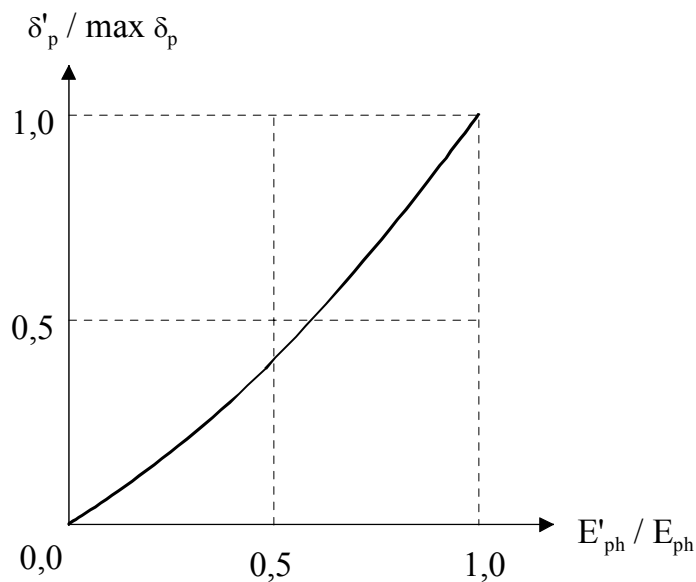


Abbildung 2.9: Mobilisierter Wandreibungswinkel δ'_p in Abhängigkeit von der Erdwiderstandskomponente E'_{ph}

In Modellversuchen wurde von Neuberg (2002) eine Abhängigkeit des Mobilisierungsgrades von der Lagerungsdichte I_D festgestellt. Dabei wurde die Mobilisierung des Erdwiderstandes zutreffend durch die Mobilisierungsfunktion von Nendza beschrieben:

$$E'_p = E_p \left[1 - \left(1 - \frac{u}{u_B} \right)^2 \right]^{c_E} \quad (2.26)$$

mit E'_p ... mobilisierter Erdwiderstand
 E_p ... Erdwiderstand im Grenzzustand
 u Verschiebung
 u_B ... Verschiebung im Grenzzustand
 c_E ... empirisch ermittelte Konstante

Ein ähnlicher nichtlinearer Verlauf der Mobilisierungsfunktion wurde auch von Hettler / Besler (1998) für ebene Baugrubenwände festgestellt. Siehe hierzu Kapitel 2.3.1.1. Der Exponent c_E wurde anhand der Versuchsergebnisse von Neuberg (2002) empirisch ermittelt und als Näherungsfunktion der Lagerungsdichte angegeben:

$$c_E \approx 1,55 I_D \quad (2.27)$$

Die Bestimmung der Konstante c_E gemäß Gl. 2.27 stimmt mit den Ergebnissen der Großversuche von Weißenbach (1961) überein. Die Versuche zeigten, dass Größe und Verlauf der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} abhängig vom Mobilisierungsgrad $m = E'_{ph}/E_{ph}$ ist.

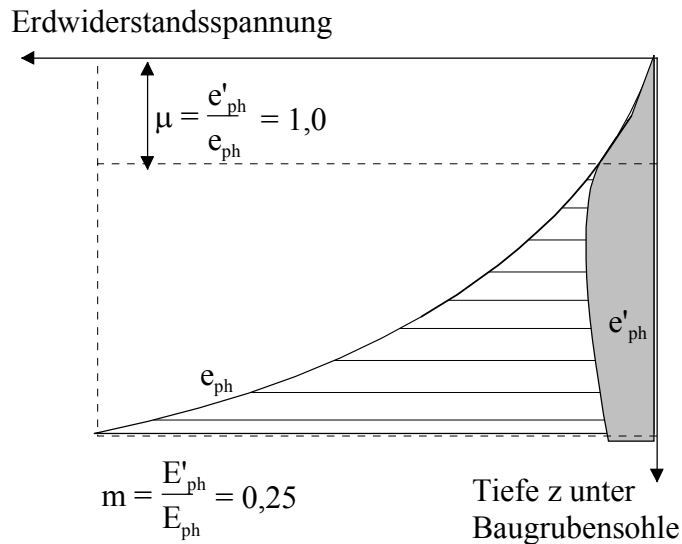


Abbildung 2.10: Qualitative Mobilisierung des Erdwiderstandes bei Parallelverschiebung eines Trägers bei $m = 0,25$, $\delta_p \neq 0$

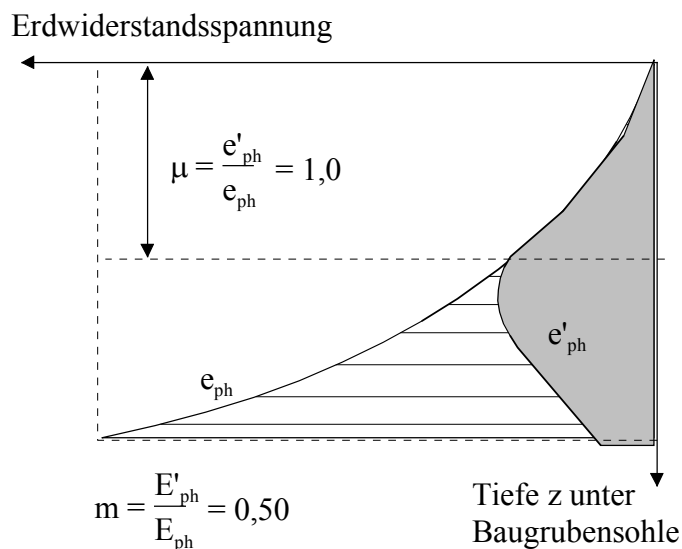


Abbildung 2.11: Qualitative Mobilisierung des Erdwiderstandes bei Parallelverschiebung eines Trägers bei $m = 0,50$, $\delta_p \neq 0$

Wie in Abb. 2.10 und Abb. 2.11 nach Weißenbach (1961) dargestellt, sind die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} bis zur Tiefe z_0 unter Baugrubensohle gleich den Erdwiderstandsspannungen im Grenzzustand e_{ph} . Der Mobilisierungsgrad der Erdwiderstandsordinaten $\mu(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{e_{ph}(z)}$ beträgt im Tiefenbereich mit vollständig mobilisiertem

Erdwiderstand $\mu = 1,0 = \text{const.}$ Darunter ergibt sich ein stark abklingender und damit ein über die Tiefe nichtlinearer Verlauf des Mobilisierungsgrades $\mu(z) = e'_{ph}(z)/e_{ph}(z) < 1$.

Die Tiefe z_0 unter Baugrubensohle, bis zu der die Erdwiderstandsspannungen vollständig mobilisiert sind, vergrößert sich mit zunehmendem Mobilisierungsgrad des resultierenden Erdwiderstandes $m = E'_{ph}/E_{ph}$.

Die Lage der Resultierenden z_0/t ist nach Weißenbach (1961) und Neuberg (2002) abhängig vom Mobilisierungsgrad $m = E'_p/E_p$ und kann wie folgt dargestellt werden:

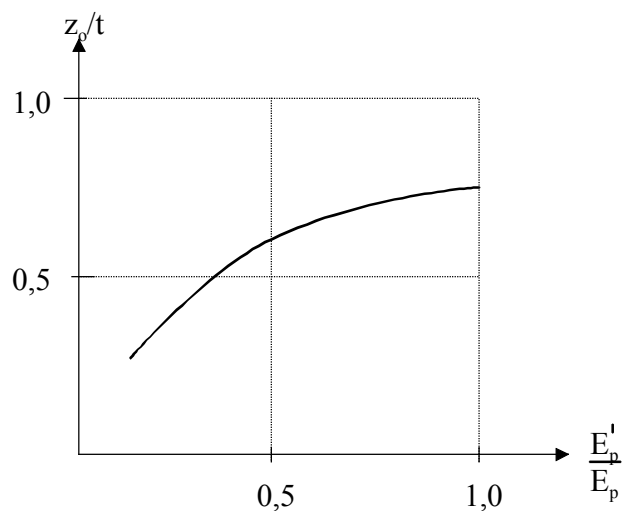


Abbildung 2.12: Lage der Resultierenden in Abhängigkeit von E'_p/E_p

2.3 Bestehende Bettungsmodulansätze für Trägerbohlwände

Zur Berechnung von Trägerbohlwänden mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens sind zahlreiche *lineare Näherungsansätze* bekannt:

Nach Smolczyk (1963) kann der Bettungsmodul durch den Ansatz

$$k_{s,h} = 1,4 \cdot \frac{E_{S,h}}{b} \quad (2.28)$$

mit b : Flanschbreite, $b \leq 0,7 \text{ m}$

abgeschätzt werden. Der Ansatz von Smolczyk (1963) basiert auf den frühen Untersuchungen von Rifaat (1935) zum ebenen Erdwiderstand bei Spundwänden und der Arbeit von Miche (1930) zu horizontal belasteten Pfählen.

Aus dem Ansatz von Smolczyk (1963) ergeben sich nach Weißenbach (1977) bei nichtbindigen Böden Bettungsmodule von

$$k_{s,h} = 50 \text{ bis } 300 \text{ MN/m}^3.$$

Ähnliche lineare Näherungsansätze sind in einer Zusammenstellung von Schmidt (1971) aufgeführt, die jedoch im Wesentlichen für horizontal gebettete Pfähle erstellt wurden. Die Ergebnisse der Ansätze stimmen mit der Berechnung nach Smolczyk (1963) gut überein.

Nach Sherif (1974) sind bei nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwasserstandes horizontale Bettungsmodule von $k_{s,h} = 10 \text{ bis } 400 \text{ MN/m}^3$, bzw.

$$k_{s,h} = 6,7 \cdot \frac{z}{b} \text{ MN/m}^3 \text{ für mitteldicht gelagerte Sande}$$

ansetzbar. Die Tabellenwerke von Sherif (1974) basieren für die horizontale Bettung von Trägern überwiegend auf dem mit der Tiefe linear zunehmenden Bettungsmodulansatz von Terzaghi (1955).

Terzaghi (1955) schlägt vor:

$$k_{s,h} = k'_{s,h} \cdot \frac{z}{b} \quad (2.29)$$

mit $k'_{s,h} = 6 \text{ MN/m}^3$ für mitteldicht gelagerten Sand

Nach Weißenbach (2003), EAB EB 102 darf der horizontale Bettungsmodul $k_{s,h}$ näherungsweise aus dem horizontalen Steifemodul $E_{s,h}$ abgeleitet werden.

Für Bohlträger gilt in Anlehnung an DIN 1054 (2005-01) der Ansatz

$$k_{s,h} = \frac{E_{s,h}}{b} \quad (2.30)$$

bzw. bei eingebohrten Trägern mit betoniertem Trägerfuß

$$k_{s,h} = \frac{E_{s,h}}{D} \quad (2.31)$$

mit D: Bohrlochdurchmesser

Daraus ergibt sich gegenüber dem ebenen Fall gemäß Gl. 2.28 ein um das 1,4-fache reduzierter Bettungsmodul. Die Gl. 2.30 und 2.31 dürfen nur angewandt werden, wenn eine rechnerische Verschiebung $u = 0,03 \cdot b$ einen Wert von 20 mm nicht überschreitet.

Der horizontale Steifemodul $E_{s,h}$ kann näherungsweise durch Abminderung des vertikalen Steifemoduls E_s abgeschätzt werden. Der Abminderungsfaktor f beträgt $0,5 \leq f \leq 1,0$.

Die Verteilung des Bettungsmoduls wird nach Gl. 2.30 und 2.31 näherungsweise als konstant bzw. entsprechend dem Steifemodulverlauf als mit der Tiefe linear zunehmend angenommen.

Ein konstanter oder linearer Verlauf des horizontalen Bettungsmoduls stellt eine grobe Näherung des tatsächlichen Verlaufes dar. Nichtlineare Ansätze liefern gegenüber linearen Näherungsansätzen zutreffendere Ergebnisse.

Nichtlineare Bettungsbedingungen sind nach Neuberg (2002) durch eine nichtlineare Mobilisierungsfunktion darstellbar. Für eine Parallelverschiebung des Trägers ermittelte Neuberg (2002) in Abhängigkeit des Mobilisierungsgrades $m = E'_p/E_p$ ($0 \leq m \leq 1$) folgende allgemeine Verteilungsfunktion der Erdwiderstandsspannungen:

$$e'_p = \frac{E_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{-r'}{r'-1} \cdot \left(\frac{z}{t} \right)^{\left(\frac{1-2r'}{r'-1} \right)} \quad (2.32)$$

Dabei wird E_p nach Weißenbach (1961) in Abhängigkeit von b/t und δ_p ermittelt. Der Parameter r' kann in Abhängigkeit des Mobilisierungsgrades m durch eine quadratische Näherungsfunktion beschrieben werden:

$$r' = v \cdot m^2 + w \quad (2.33)$$

Der Mobilisierungsgrad m ist nach Neuberg (2002) eine Funktion von der Verschiebung u und der bezogenen Lagerungsdichte I_D :

$$m = m(u, I_D).$$

Eingesetzt in Gl. 2.32 erhält man:

$$e'_p = \frac{E_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{-v \cdot m^2 - w}{v \cdot m^2 + w - 1} \cdot \left(\frac{z}{t} \right)^{\left(\frac{1-2v \cdot m^2 - 2w}{v \cdot m^2 + w - 1} \right)} \quad (2.34)$$

Nach den Ergebnissen von Neuberg (2002) können die in Gl. 2.33 enthaltenen Konstanten v und w in Abhängigkeit von der bezogenen Tiefe der Resultierenden im Ausgangszustand r_0 ($0 \leq r_0 \leq 1$) und der bezogenen Tiefe der Resultierenden im Bruchzustand r_B ($0 \leq r_B \leq 1$) formuliert werden. Die Konstanten der Gl. 2.33 können durch $w = r_0$ und $v = (r_B - r_0)$ ersetzt werden:

$$e_p' = \frac{E_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{(r_0 - r_B) \cdot m^2 - r_0}{(r_B - r_0) \cdot m^2 + r_0 - 1} \cdot \left(\frac{z}{t} \right)^{\left(\frac{1 - 2(r_B - r_0) \cdot m^2 - 2r_0}{(r_B - r_0) \cdot m^2 + r_0 - 1} \right)} \quad (2.35)$$

Die Konstanten w und v wurden durch Neuberg (2002) anhand der ermittelten Tiefenlagen der Resultierenden r_0 und r_B für mitteldicht gelagerten Sand bestimmt und in Gl. 2.35 eingesetzt:

$$e_p' = \frac{E_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{-4m^2 - 59}{4m^2 - 31} \cdot \left(\frac{z}{t} \right)^{\left(\frac{-8m^2 - 28}{4m^2 - 31} \right)} \quad (2.36)$$

(Einheiten: e_p' [kN/m], E_p [kN], t [m], b [m], m [-])

Bei Mobilisierungsgraden $\mu \leq 0,5$ sind die Erdwiderstandsspannungen nach Neuberg (2002) annähernd dreieckförmig verteilt. Der von Weißenbach (1961) festgestellte und in Abb. 11 und Abb. 12 dargestellte, unterlineare Verlauf der teilweise mobilisierten Erdwiderstandsspannungen kann zwar mit der allgemeinen Darstellung in Gl. 2.34, nicht aber mit den konstanten Werten für w und v in Gl. 2.36 beschrieben werden. Es erscheint daher untersuchenswert, ob eine Korrelation der Parameter w und v zu geometrischen Einflussfaktoren vorliegt und eine Beschreibung von w und v durch Funktionen bessere Ergebnisse liefert.

Der Erdwiderstand E_p ergibt sich aus Gleichgewichtsbedingungen. Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen sind von der Horizontalverschiebung des Trägers abhängig. Da die Horizontalverschiebung unbekannt ist, erfolgt die Berechnung iterativ. Hierzu wurde ein entsprechender Berechnungsalgorithmus entwickelt. Konkrete Werte und der Verlauf des Bettungsmoduls wurden von Neuberg (2002) nicht angegeben.

Die Untersuchungen von Neuberg (2002) wurden für Mobilisierungsgrade von 25%, 50%, 75% und 100% durchgeführt.

2.4 Vorgehensweise

Die horizontale Bettung von *ebenen* Baugrubenwänden kann durch vorhandene, nichtlineare Bettungsmodulansätze beschrieben werden. Dabei existieren u.a. zutreffende, nichtlineare Ansätze auf Grundlage von Tabellenwerken für konkrete Randbedingungen sowie iterative Ansätze auf Grundlage allgemeingültiger Mobilisierungsfunktionen des Erdwiderstandes.

Bei *Trägerbohlwänden* liegen zur Größe und Verteilung des horizontalen Bettungsmoduls nur grobe Näherungsansätze vor.

Die Verteilung des Bettungsmoduls über die Einbindetiefe des Trägers wird bei linearen Ansätzen als konstant oder als mit der Tiefe linear zunehmend angenommen. Diese Annahmen spiegeln die tatsächliche Verteilung des Bettungsmoduls nicht realistisch wieder, wodurch das Last-Verformungs-Verhalten vor dem Trägerfuß nur unzureichend erfasst wird.

Auch die Größe des horizontalen Bettungsmoduls kann mit den linearen Näherungsansätzen nur abgeschätzt werden. In den Näherungsansätzen sind maßgebliche Einflüsse auf den Bettungsmodul nicht enthalten. Mit linearen Ansätzen ist eine Kopplung des Bettungsmoduls an die nichtlineare verschiebungsabhängige Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen nicht erfassbar.

Durch nichtlineare Ansätze ist eine realitätsnahe Beschreibung der Bettungsmodulverteilung im Allgemeinen möglich. Die vorhandenen Untersuchungen beschränken sich auf hohe Mobilisierungsgrade ($\geq 25\%$). Für im Gebrauchszustand häufig vorkommende Mobilisierungsgrade $< 25\%$ liegen bislang keine Untersuchungen vor. Ferner wird in bestehenden, nichtlinearen Bettungsmodulansätzen der Einfluss der Vorbelastung bzw. Entspannung des Baugrundes infolge Baugrubenaushub und der Einfluss geometrischer Randbedingungen nicht berücksichtigt.

Hierzu besteht weiterer Untersuchungsbedarf.

Im Zuge der vorliegenden Arbeit sollen diese Einflüsse auf Größe und Verteilung des Bettungsmoduls für konkrete Randbedingungen untersucht werden (siehe Kapitel 1). Die Untersuchungen konzentrieren sich auf in der Praxis häufig hergestellte Trägerbohlkonstruktionen in mitteldicht gelagerten Sanden.

Das mechanische Verhalten des mitteldicht gelagerten Sandes ist in Kapitel 3 beschrieben.

Zur Ermittlung eines zutreffenden Bettungsmodulansatzes werden nachfolgend numerische Parameterstudien mit Hilfe der Finiten Elemente Methode (FEM) durchgeführt (s. Kapitel 5). Die numerischen Berechnungen werden anhand vorhandener Messungen im Zuge von Großversuchen kalibriert. (s. Kapitel 4).

Der Bettungsmodul wird dann in Größe und Verlauf aus den mobilisierten Erdwiderstandsspannungen und der Horizontalverschiebung / Biegelinie ermittelt (Kapitel 6). Es werden in der Praxis häufig angewandte Verbaugeometrien und Randbedingungen untersucht.

Für die wichtigsten Einflussparameter

- Trägerbreite b
- Einbindetiefe t
- Trägerabstand a
- Baugrubentiefe H
- Biegesteifigkeit Träger EI

werden Parameterstudien durchgeführt und der horizontale Bettungsmodul in Größe und Verteilung ermittelt. Alle übrigen Parameter werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit vernachlässigt.

Der Bettungsmodul ergibt sich allgemein zu:

$$k_{sh}(z) = \frac{e'_{ph}(z, b, t, a, H, EI, u)}{u(z, b, t, a, H, EI)} \quad (2.37)$$

Aus den Parameterstudien abgeleitet soll ein Vorschlag für den nichtlinearen Ansatz des Bettungsmoduls erarbeitet werden. Der Bettungsmodulansatz soll den Einfluss der untersuchten Randbedingungen auf den Bettungsmodul berücksichtigen.

3 Mechanisches Stoffverhalten der verwendeten Sande

3.1 Bodenmechanische Beschreibung des Materials

Zur Kalibrierung der mittels FEM simulierten Baugrube werden Großversuche an der Texas A&M University (USA) herangezogen. Der Baugrund wurde im Zuge der Großversuche detailliert erkundet und untersucht. Siehe hierzu Briaud (2000), Kim (1994), Lim (1999), Chung (1992).

Die Großversuche wurden im Sand Deposit der Universität Texas durchgeführt. Die Sande sind als feinkornarme Fein- / Mittelsande ausgebildet. Die Kornverteilungskurve nach DIN 18123 ist in Abb. 3.1 dargestellt.

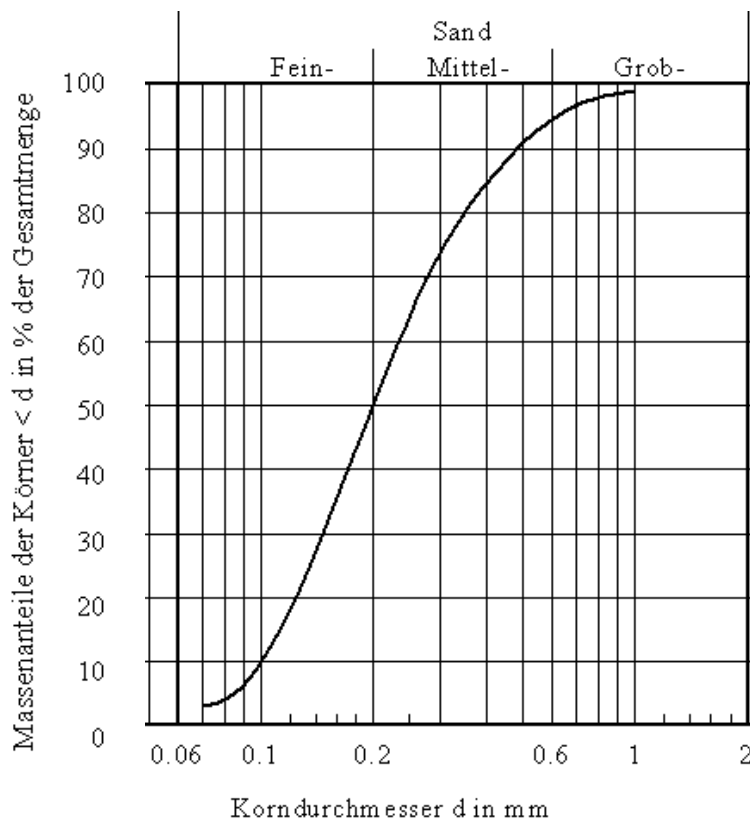


Abbildung 3.1: Korngrößenverteilung der verwendeten Sande

Der natürliche Wassergehalt der Sande beträgt rd. 5%. Die Feuchtwichte der Sande beträgt im Mittel etwa 18,5 kN/m³. Im Bereich der Baugrube sind die Sande im Wesentlichen mitteldicht gelagert. Die bezogene Lagerungsdichte I_D beträgt $I_D = 0,47$.

Die Porenzahl e bei lockerster und dichtester Lagerung beträgt $\max e = 0,94$ ($\max n = 0,48$) und $\min e = 0,64$ ($\min n = 0,39$). In situ wurde eine Porenzahl von $e_0 = 0,80$ bzw. ein Porenanteil von $n = 0,44$ festgestellt.

Standard Penetration Tests ergaben $N = 10\text{-}20$ Schläge/ft, entsprechend rd. $N = 5\text{-}10$ Schläge je 15 cm Eindringtiefe.

Zur Erfassung des bodenmechanischen Verhaltens der Sande wurden an ungestörten Proben triaxiale Kompressionsversuche und Extensionsversuche mit konstanter Spannungssumme ($I_\sigma = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \text{const}$) durchgeführt, wobei σ_3 die Seitenspannung im Versuch bezeichnet. Die Ergebnisse der Triaxialversuche sind in Abb. 3.2 und Abb. 3.3 grafisch in Abhängigkeit der plastischen Gestaltänderung $\Pi_{ep}^{1/2}$ dargestellt.

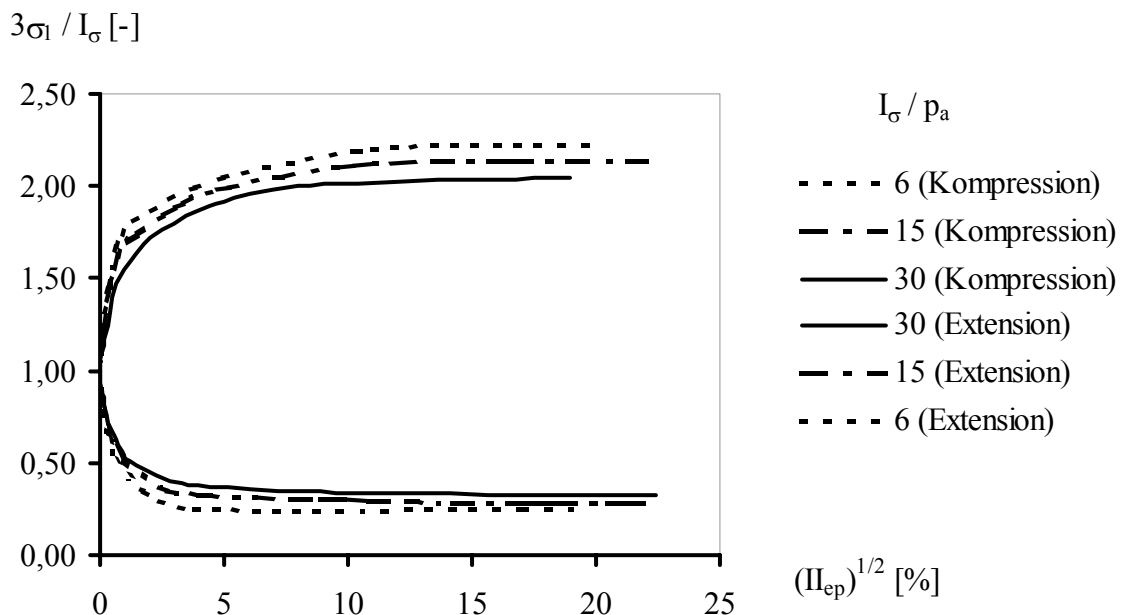


Abbildung 3.2: Spannungspfade der deviatorischen Kompressions- und Extensionsversuche nach Briaud (1992)

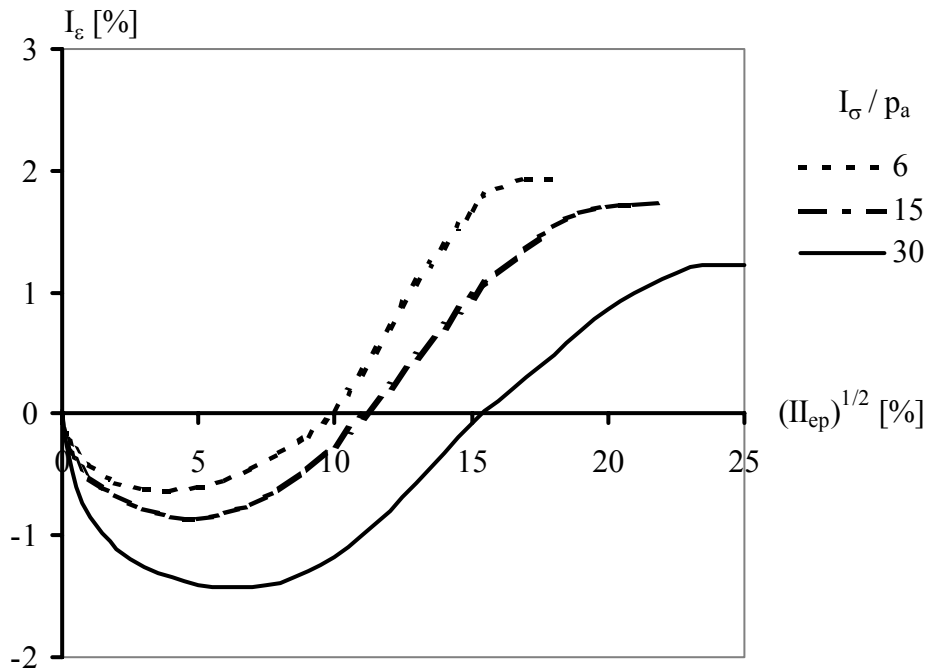


Abbildung 3.3: Volumenänderungslinien der Triaxialversuche nach Briaud (1992),
wobei $I_\varepsilon = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$

Im Zuge der Baugrunduntersuchungen wurden auch Proben aus unterschiedlicher Tiefenlage untersucht. Die Triaxialversuche wurden für natürliche Wassergehalte von 5 % und für gesättigte Proben durchgeführt. Aus den durchgeführten Versuchsreihen wurden durch Briaud (1995) und aus eigener Nachrechnung folgende mittlere Parameter abgeleitet:

Reibungswinkel $\varphi' = 35,2^\circ$

Kohäsion $c' = 0$

Querdehnzahl $\nu = 0,40$

Der Elastizitätsmodul E ist von der Spannungssumme I_σ während des Triaxialversuches abhängig. Diese Abhängigkeit wird im Folgenden auch in der FE-Berechnung berücksichtigt. Der E-Modul entspricht der Steigung der Tangente der Arbeitslinie im Ursprung des σ_1 - ε_1 -Diagramms.

Nach Briaud (1995) wurden in Versuchen mit konstantem Seitendruck $\sigma_3 = \text{const}$ folgende E-Module ermittelt:

$$\sigma_3 = 34,5 \text{ kN/m}^2: \quad E = 20,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_3 = 138,0 \text{ kN/m}^2: \quad E = 30,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_3 = 345,0 \text{ kN/m}^2: \quad E = 40,0 \text{ MN/m}^2$$

Der E-Modul wird in Abhängigkeit von der Spannungssumme I_σ definiert und ist durch Gl. 3.1 approximierbar:

$$E = 15,926 + 4,115 \left(\frac{I_\sigma}{\text{Pa}} \right) - 0,173 \left(\frac{I_\sigma}{\text{Pa}} \right)^2 \quad (3.1)$$

Analog dazu wird auch der E-Modul für Extensionszustände spannungsabhängig definiert:

$$E_{\text{Entlastung}} \cong 2,0 E_{\text{Belastung}} \quad (3.2)$$

Dieses Größenverhältnis $E_{\text{Entlastung}}/E_{\text{Belastung}} = 2,0$ liefert in Oedometerversuchen mit Be- und Entlastung plausible Druck-Setzungs-Linien und wurde in Laborversuchen der Texas A&M University sowie in Versuchen der Universität Kaiserslautern an vergleichbaren Karlsruher Mittelsanden bestätigt (Anhang 1). Die Werte wurden durch Briaud (1992) in Oedometerversuchen an der Texas A&M University bestätigt.

Zur Plausibilitätskontrolle wurden die Versuchsergebnisse der verwendeten Sande den Versuchsergebnissen vergleichbarer Karlsruher Mittelsande gegenübergestellt.

Der beschriebene Sand ist im Hinblick auf die Korngrößenverteilung, den Reibungswinkel, die Arbeits- und Volumenänderungslinie im Triaxialversuch vergleichbar mit dem bereits intensiv untersuchten Karlsruher Mittelsand.

Die mitteldicht gelagerten Sande weisen in der Arbeitslinie im Triaxialversuch keine Entfestigung und keinen ausgeprägten Peak Punkt auf. Die bei dicht gelagerten Sanden zu beobachtende Entfestigung ist bei den o.g. mitteldicht gelagerten Sanden nicht festzustellen. Dies bestätigen auch Triaxialversuche an mitteldicht gelagertem Karlsruher Mittelsand ($e_0 = 0,79$; $I_D = 0,4$) an der TU Kaiserslautern (siehe Anhang 1).

3.2 Allgemeine Beschreibung des Stoffgesetzes

Zur realitätsnahen Erfassung des Stoffverhaltens des oben beschriebenen Sandes wird ein Stoffgesetz formuliert, das das charakteristische mechanische Verhalten des Bodens zutreffend beschreibt. Das Stoffgesetz verknüpft Spannungen mit Verformungen. Der Boden wird hierfür als homogen und isotrop angenommen.

Der hier betrachtete kohäsionslose Sand ist ein typischer grob-/gemischtkörniger Boden, dessen Scherfestigkeit ausschließlich aus Reibungskräften besteht. Der Einfluss von Kapillarkohäsion soll hier unberücksichtigt bleiben.

Das Stoffgesetz wird konkret auf die Zielsetzung gemäß Kapitel 1 und die Anforderungen des numerischen Modells (siehe Kapitel 4) abgestimmt:

- *Spannungs-Dehnungs-Verhalten:*

Der Sand verhält sich im ersten Rechenschritt (zu Beginn der Beanspruchung) näherungsweise linear-elastisch. Dies wird beschrieben durch die inkrementelle Form des HOOKE'schen Gesetzes, so dass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Materials ausschließlich durch den Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν bestimmt wird.

Bei weiterer Belastung ist eine isotrope Verfestigung in Abhängigkeit der Verformung zu beobachten („strain hardening“). Der Stoffansatz enthält daher Spannungsinkremente als Funktion der plastischen Verformungsanteile.

Beim Erreichen eines bestimmten Spannungsniveaus wird die Fließgrenze des Sandes erreicht. Die Fließfläche ist hier in Erweiterung herkömmlicher Ansätze (z.B. von Mises, Drucker-Prager) nicht kreisförmig sondern durch eine konvex gekrümmte Fließkurve begrenzt. Damit wird im Stoffansatz die unterschiedliche Ausdehnung der Fließfläche in der Deviatorebene bei Kompression und Extension berücksichtigt. In der vorliegenden Untersuchung sind sowohl Kompressions- als auch Extensionszustände (z.B. durch Baugrubenaushub) zu erwarten.

Bei den untersuchten mitteldicht gelagerten Sanden wurde in triaxialen Kompressionsversuchen im Spannungs-Dehnungs-Verhalten keine Ausprägung von Peak-Punkten festgestellt. Ein Spannungsabfall nach Überschreiten eines Peak-Punktes, der z.B. bei dicht gelagerten Sanden zu beobachten ist, ist nicht vorhanden.

Die Fließfunktion f lautet in allgemeiner Darstellung $f = f(\sigma, e^p, e_0)$ und ist damit abhängig von der Ausgangsporenzahl e_0 . In den vorliegenden Untersuchungen wird ausschließlich mitteldicht gelagerter Sand mit einheitlich $e_0 = 0,80$ betrachtet. Die Fließfunktion kann daher hier auf $f = f(\sigma, e^p)$ reduziert werden. Die nachfolgenden Untersuchungen gelten damit nur für eine Lagerungsdichte des Sandes von $I_D = 0,4$ bis $I_D = 0,5$ und besitzen keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit.

- *Volumenänderungen:*

Die Belastung mitteldicht gelagerter Sande führt bei niedrigen Laststufen zur Verdichtung (Kontraktion) des Materials und damit zur Volumenverringerung. Bei zunehmender Belastung findet eine Auflockerung des Materials statt. Dieses Verhalten wird als Dilatanz bezeichnet und wird im Stoffansatz berücksichtigt.

Die Materialeigenschaften werden nachfolgend in einem elasto-plastischen Stoffgesetz formuliert. Es basiert auf dem Ansatz von Stutz (1972) und von Meißner (1983). Die objektive Formulierung des Stoffgesetzes erfolgt durch Invarianten.

3.3 Nichtlineares elasto-plastisches Stoffgesetz

3.3.1 Begriffe und Definitionen

Die Beschreibung von Spannungs- und Verformungszuständen erfolgt zweckmäßig mit Hilfe von Spannungs- und Verformungsvektoren:

Cauchy'scher Spannungstensor T (bei Symmetrie):

$$\{\sigma\}^T = \{ \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz} \} \quad (3.3)$$

In Gl. 3.3 wird die Spannung auf die verformte Fläche bezogen.

Green-Lagrangescher Deformationstensor (bei Symmetrie):

$$\{\varepsilon\}^T = \{ \varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{xz}, \varepsilon_{yz} \} \quad (3.4)$$

Für geometrische Nichtlinearität bei großen Formänderungen gilt:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \cdot \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.5)$$

wobei u_{ij} die Komponenten des Verschiebungsvektors in x_{ij} -Richtung sind.

Die Stoffbeziehung besitzt grundsätzlich die Form:

$$[\sigma] = [C^{EP}] [\varepsilon] \quad (3.6)$$

wobei $[C^{EP}]$ die elasto-plastische Stoffmatrix ist.

Für die Beschreibung von Stoffgesetzen wird die Vorzeichenregel der Mechanik verwendet, d.h. Druck ist negativ.

Um eine Unabhängigkeit des Stoffgesetzes von Koordinatensystemen zu erreichen, werden die Invarianten des Spannungstensors T verwendet:

Invarianten des Spannungstensors:

$$I_\sigma = \text{tr } T = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (3.7)$$

$$II_\sigma = \text{tr } T^2 = \sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{zz}^2 + 2\sigma_{xy}^2 + 2\sigma_{xz}^2 + 2\sigma_{yz}^2 \quad (3.8)$$

$$III_\sigma = \text{tr } T^3 \quad (3.9)$$

Analog zu Gl. 3.7 bis 3.9 sind die Invarianten des Formänderungstensors E darstellbar:

$$I_{\varepsilon} = \text{tr } E \quad (3.10)$$

$$II_{\varepsilon} = \text{tr } E^2 \quad (3.11)$$

$$III_{\varepsilon} = \text{tr } E^3 \quad (3.12)$$

Im Hauptachsensystem (Schubspannungen $\tau_{ij} = 0$) ergibt sich:

$$I_{\sigma} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (3.13) \quad \text{bzw.} \quad I_{\varepsilon} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (3.14)$$

$$II_{\sigma} = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 \quad (3.15) \quad I_{\varepsilon} = \varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2 \quad (3.16)$$

$$III_{\sigma} = \sigma_x^3 + \sigma_y^3 + \sigma_z^3 \quad (3.17) \quad III_{\varepsilon} = \varepsilon_x^3 + \varepsilon_y^3 + \varepsilon_z^3 \quad (3.18)$$

Der Spannungstensor $[\sigma]$ ist zerlegbar in einen sphärischen Teil $[\sigma_s]$ und einen deviatorischen Teil $[\sigma_d]$:

$$[\sigma] = [\sigma_s] + [\sigma_d] \quad (3.19)$$

$$\text{mit} \quad [\sigma_s] = \begin{Bmatrix} \sigma_{\text{oct}} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{\text{oct}} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{\text{oct}} \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

$$[\sigma_{\text{oct}}] = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \frac{1}{3}\sigma_{ii} = \frac{I_{\sigma}}{3} \quad (3.21)$$

$$[\sigma_D] = \{S\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} - \sigma_{\text{oct}} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} - \sigma_{\text{oct}} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zz} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} - \sigma_{\text{oct}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} s_{xx} & s_{xy} & s_{xz} \\ s_{yx} & s_{yy} & s_{yz} \\ s_{zx} & s_{zy} & s_{zz} \end{Bmatrix} \quad (3.22)$$

Analog dazu ist der Formänderungstensor $[\varepsilon]$ zerlegbar in:

$$[\varepsilon] = [\varepsilon_s] + [e] = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{\text{oct}} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{\text{oct}} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{\text{oct}} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} e_{xx} & e_{xy} & e_{xz} \\ e_{yx} & e_{yy} & e_{yz} \\ e_{zx} & e_{zy} & e_{zz} \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

$$\text{mit} \quad \varepsilon_{\text{oct}} = \frac{1}{3}(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) = \frac{I_{\varepsilon}}{3} \quad (3.24)$$

Die deviatorischen Komponenten s_{ij} des Spannungstensors $[\sigma]$ und e_{ij} des Verformungstensors $[\varepsilon]$ lauten damit:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - I_\sigma / 3 \cdot \delta_{ij} \quad (3.25)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - I_\varepsilon / 3 \cdot \delta_{ij} \quad (3.26)$$

wobei in Gl. 3.25 und 3.26 der mathematische Operand δ_{ij} das Kronecker-Symbol ist.

Die Invarianten des deviatorischen Tensors lauten:

$$I_S = \text{tr } S = 0 \quad (3.27) \quad \text{bzw.} \quad I_e = \text{tr } e = 0 \quad (3.28)$$

$$II_S = \text{tr } S^2 \quad (3.29) \quad II_e = \text{tr } e^2 \quad (3.30)$$

$$III_S = \text{tr } S^3 \quad (3.31) \quad III_e = \text{tr } e^3 \quad (3.32)$$

Mit Hilfe der Invarianten sind Spannungspfade im 3-dimensionalen Hauptachsensystem anschaulich darstellbar. Jeder Spannungspunkt kann als 2-teiliger Pfad beschrieben werden. Der Pfad gliedert sich in eine Strecke entlang der Raumdiagonalen $I_\sigma / \sqrt{3}$ und eine Strecke in der Deviatorebene $II_s^{1/2}$. In der Deviatorebene gilt dabei $I_\sigma = \text{const}$ bzw. $I_S = 0$.

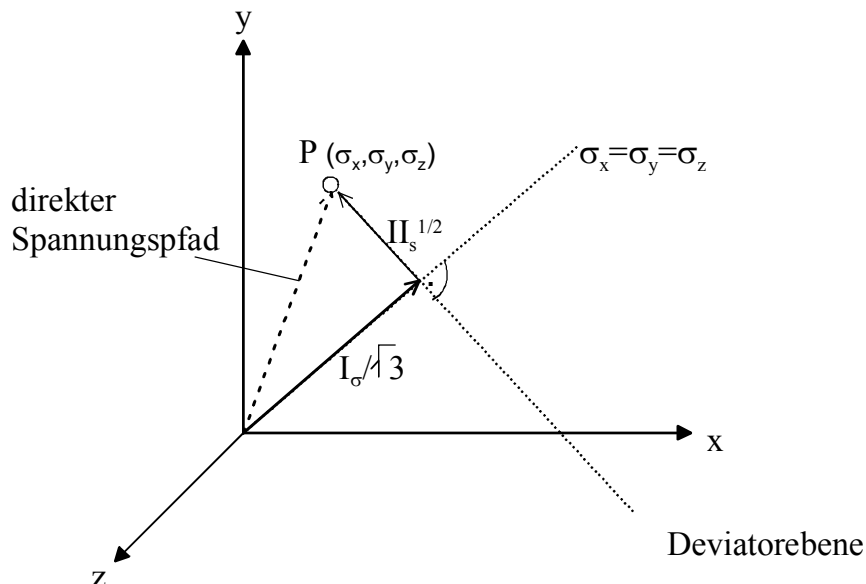


Abbildung 3.4: Beschreibung des Spannungspunktes P mit Invarianten im Hauptachsensystem

Die Lage des Spannungspunktes in der 6-fach symmetrischen Deviatorebene wird durch $\text{II}_S^{1/2}$ und den LODE-Winkel α_σ bestimmt:

$$\cos 3\alpha_\sigma = \sqrt{6} \frac{\text{III}_S}{\text{II}_S^{3/2}} \quad (3.33)$$

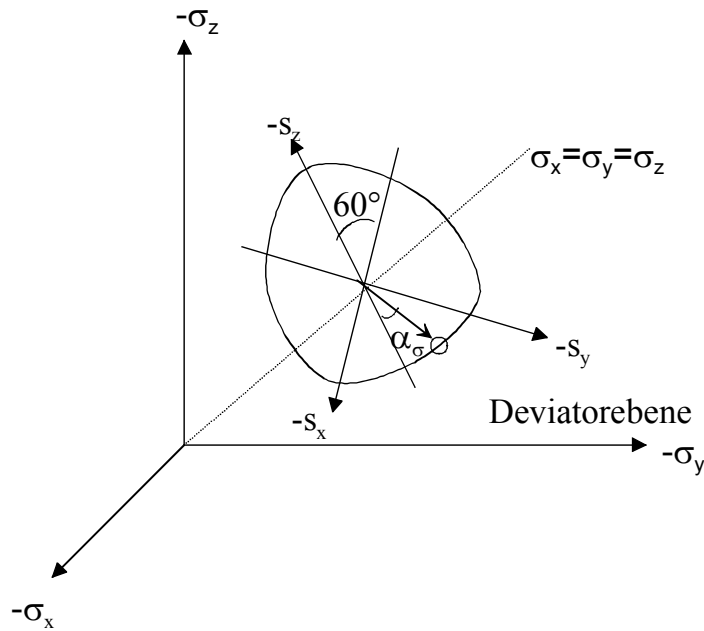


Abbildung 3.5: LODE-Winkel α_σ in der Deviatorebene

3.3.2 Elastisches Verhalten

Das linear elastische Verhalten des Sandes im ersten Rechenschritt wird durch die inkrementelle Form des Hooke'schen Gesetzes beschrieben. Das Verformungsverhalten wird damit ausschließlich durch den Verformungsmodul E und die Querdehnungszahl ν bestimmt.

$$\{\sigma\} = [C^E] \cdot \{d\varepsilon\} \quad (3.34)$$

mit $[C^E]$ = linear elastische Stoffmatrix

$$[C^E] = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{Bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{Bmatrix} \quad (3.35)$$

Die elastischen Verformungssinkremente lassen sich wie folgt darstellen:

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{dI_\sigma}{3K} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} ds_{ij} \quad (3.36)$$

$$\text{mit } K := \frac{E}{1-2\nu} \quad \text{elastischer Kompressionsmodul} \quad (3.37)$$

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{elastischer Schubmodul} \quad (3.38)$$

Es gilt:

$$I_\sigma = K \cdot I_\varepsilon \quad (3.39)$$

Der E-Modul und die Querdehnzahl ν werden dabei spannungsabhängig definiert.

3.3.3 Plastisches Verhalten

Das plastische Verhalten eines Bodens lässt sich durch eine elasto-plastische Stoffmatrix beschreiben. In Anlehnung an die Grenzfunktion von Drucker und Prager wird hier eine Fließfläche in Abhängigkeit der plastischen Verformungen berücksichtigt (*isotropic strain hardening*).

Im Allgemeinen werden drei Arten der Verfestigung unterschieden:

- Isotrope Verfestigung
- Kinematische Verfestigung
- Hybride Verfestigung

Die isotrope Verfestigung beschreibt eine Aufweitung der Fließfläche durch plastisches Fließen. Bei der kinematischen Verfestigung verschiebt sich die Fließfläche (ohne Rotation) im Spannungsraum während des plastischen Verformens. Größe und Form der Fließfläche bleiben dabei erhalten. Bei der hybriden Verfestigung tritt sowohl isotrope als auch kinematische Verfestigung auf.

Das strain hardening Modell ist durch folgende Eigenschaften bestimmt:

- Gleichungen zur Beschreibung des Belastungszustandes vor dem Erreichen von Grenzzuständen
- Definition einer Fließfunktion
- Formulierung der Verfestigung, die die Veränderung der Fließfunktion mit zunehmender plastischer Verformung beschreibt
- Fließregel zur Erfassung der Richtung der plastischen inkrementellen Formänderungen während des Fließens

Die beim plastischen Fließen entstehenden Verformungssinkremente können in elastische und plastische Komponenten unterteilt werden:

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (3.40)$$

mit $d\epsilon_{ij}$ = gesamtes Verformungssinkrement
 $d\epsilon_{ij}^e$ = elastisches Verformungssinkrement
 $d\epsilon_{ij}^p$ = plastisches Verformungssinkrement

Bei Entlastungen sind die plastischen Anteile Null und es gilt damit

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e. \quad (3.41)$$

Analog zum elastischen Verhalten sind die Spannungs-Dehnungsbeziehungen in der Form darstellbar:

$$[d\sigma] = [C^{EP}] [d\varepsilon] \quad (3.42)$$

Dabei ist $[C^{EP}]$ die elastoplastische Stoffmatrix. Die Richtung der plastischen Verformungssinkremente wird durch Fließregeln festgelegt.

- *Fließbedingung und Fließregel:*

Maßgeblich zur Beschreibung der plastischen Verformungen ist $\Pi_{ep}^{1/2}$. $\Pi_{ep}^{1/2}$ wird als plastische Verzerrung oder als plastische Gestaltänderung bezeichnet und wird aus e_{ij}^p berechnet.

Bei deviatorischen Kompressions- und Extensionsversuchen ist das Verhältnis $\Pi_{s,\alpha_\sigma=0^\circ}^{1/2} / \Pi_{s,\alpha_\sigma=60^\circ}^{1/2}$ nach Meißner, Wibel (1974) stets konstant.

Das Verhältnis $K = \frac{\Pi_{s,\alpha_\sigma=0^\circ}^{1/2}}{\Pi_{s,\alpha_\sigma=60^\circ}^{1/2}}$ bestimmt die Gestalt der Fließfläche, die bei körnigen

Böden im Extensionsbereich abgeflacht ist ($K < 1$).

Mit zunehmender Gestaltänderung $\Pi_{ep}^{1/2}$ erhöht sich im Triaxialversuch auch die Länge des deviatorischen Spannungspfad $\Pi_S^{1/2}$, was zu einer Aufweitung der Fließfläche führt (Dehnungsverfestigung / strain hardening).

Ein Entfestigungsbereich, d.h. eine Verringerung der Werte $\Pi_{s,\alpha_\sigma=0^\circ}^{1/2}$ bzw.

$\Pi_{s,\alpha_\sigma=60^\circ}^{1/2}$, nach dem Erreichen des Höchstwertes wurde bei weiterer Erhöhung von $\Pi_{ep}^{1/2}$ hier nicht festgestellt.

Die Fließfläche wird allgemein durch Fließfunktionen beschrieben:

Die Fließfläche wird allgemein durch Fließfunktionen beschrieben:

$$f(I_{\sigma}, \Pi_S^{1/2}, III_S, \Pi_{ep}^{1/2}, e_0) = f(\sigma, e^p, e_0) \quad (3.43)$$

Für $f(\sigma, e^p, e_0) = 0$ ist die Fließbedingung erfüllt.

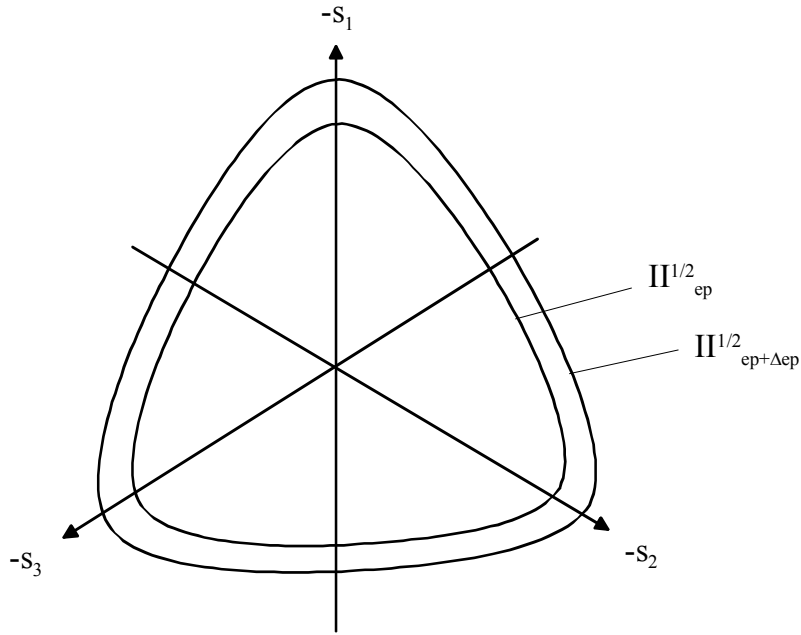


Abbildung 3.6: Strain hardening im Spannungsraum ($I_{\sigma} = \text{const.}$)

Die Fließfunktion kann durch die Fließbedingung nach Stutz (1972) beschrieben werden:

$$f(\sigma, e^p, e_0) := \Pi_S^{1/2} - A \cdot I_{\sigma} \left(1 - B \frac{III_S}{\Pi_S^{3/2}} \right)^{-m} = 0 \quad (3.44)$$

Dabei sind A , B und m Parameter, die (hier unabhängig von e_0) durch deviatorische Kompressions- und Extensionsversuche zu bestimmen sind.

$$A = A(I_{\sigma}, \Pi_{ep}^{1/2}) \quad (3.45)$$

$$B = B(I_{\sigma}) \quad (3.46)$$

$$m = m(I_{\sigma}) \quad (3.47)$$

Für $A = \text{const}$ und $B = 0$ entspricht die Fließbedingung der Grenzbedingung nach Drucker/Prager.

- *Plastische Verformungen:*

Die plastischen Verformungen bestehen aus einem deviatorischen ($d\epsilon_{ij}^p$) und einem volumetrischen ($d\epsilon_{kk}^p$) Anteil. Die inkrementellen plastischen Verformungen lauten:

$$d\epsilon_{ij}^p = d\epsilon_{ij}^p + d\epsilon_{kk}^p \delta_{ij} / 3 \quad (3.48)$$

Die Richtungen der plastischen Verformungsinkremente $d\epsilon_{ij}^p$ werden durch eine deviatorische Fließregel beschrieben.

$d\epsilon_{ij}^p$ ist bei körnigen Böden nicht normal zur Fließkurve gerichtet. Es wird daher eine Kurve konstruiert, zu der $d\epsilon_{ij}^p$ stets normal gerichtet ist. Diese Kurve wird als plastisches Potential g bezeichnet. Das plastische Potential ist stärker ausgerundet als die Fließkurve f . Bei Sand gilt $g \neq f$. Es wird somit eine nicht assoziierte Fließregel angewandt.

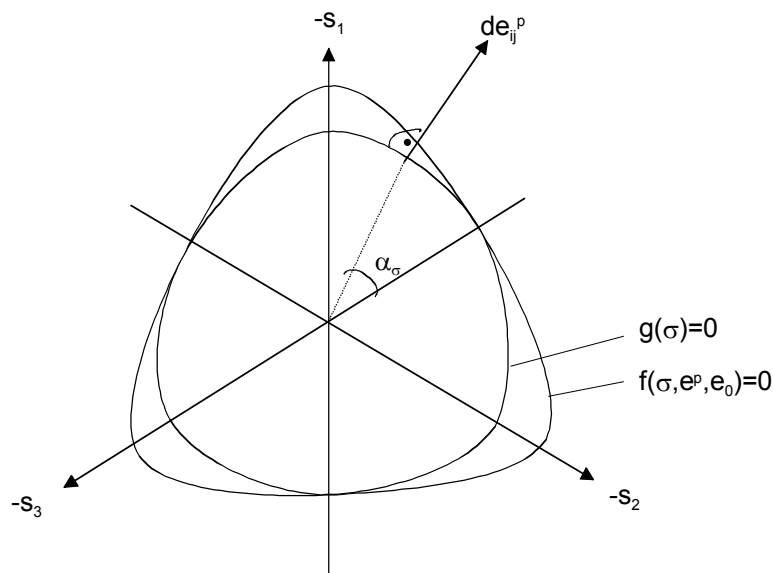


Abbildung 3.7: Fließkurve f und plastisches Potential g

Die Fließregel besteht aus einer deviatorischen und einer volumetrischen Komponente:

Deviatorische Fließregel:

$$de_{ij}^p = \delta\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \frac{\partial g}{\partial s_{kk}} \frac{\delta_{ij}}{3} \right) \quad (3.49)$$

wobei $\delta\lambda$ der Proportionalitätsfaktor ist.

Volumetrische Fließregel:

$$de_{kk}^p = dI_{\varepsilon}^p = \delta\lambda \cdot D \quad (3.50)$$

wobei D der Dilatationsparameter ist.

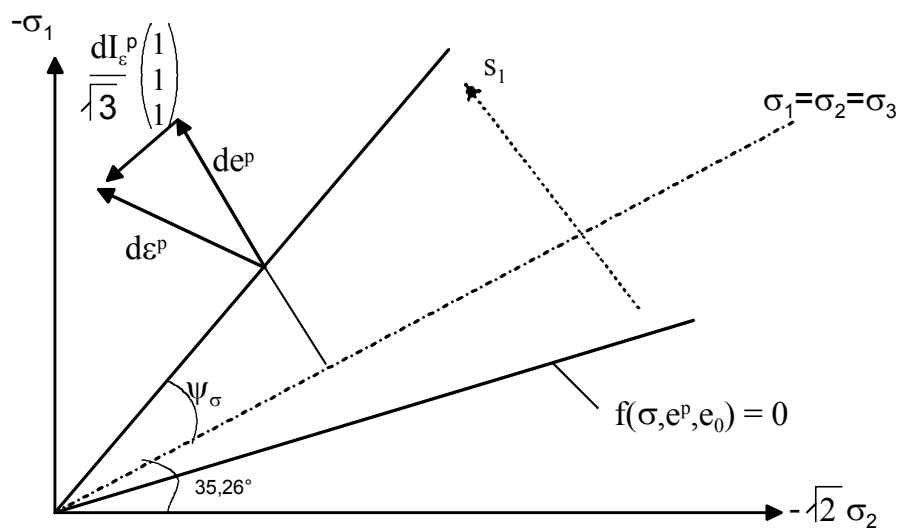


Abbildung 3.8: Deviatorische und volumetrische Fließregel

Damit lauten die plastischen Verformungssinkremente:

$$de_{ij}^p = \delta\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kk}} - D \right) \frac{\delta_{ij}}{3} \right) \quad (3.51)$$

- *Parameter der Fließbedingung:*

Der Parameter A wird aus den Ergebnissen von Extensionsversuchen bestimmt. Für Punkte in der Deviatorebene auf Geraden $\alpha_\sigma = 30^\circ$ lautet die Fließbedingung

$$f = \Pi_{S,30}^{1/2} - A \cdot I_\sigma = 0 \quad (3.52)$$

und damit

$$A = \frac{\Pi_{S,30}^{1/2}}{I_\sigma} \quad (3.53)$$

Aus dem rechtwinkligen Dreieck 0-E-D (siehe Abb. 28) ergibt sich

$$\Pi_{S,30}^{1/2} = \frac{\Pi_{S,0}^{1/2}}{\cos 30^\circ} \quad (3.54)$$

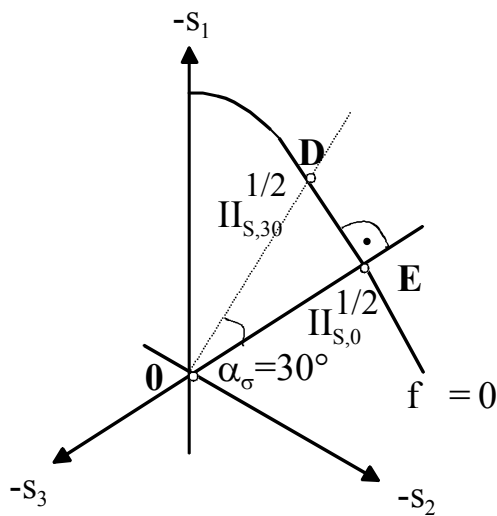


Abbildung 3.9: Rechtwinkliges Dreieck 0-E-D

Der Parameter A kann damit in Abhängigkeit des Spannungspfades auf der deviatorischen Extensionsachse bestimmt werden:

$$A = \frac{1}{\cos 30^\circ} \frac{\Pi_{S,0}^{1/2}}{I_\sigma} \approx 1,13 \frac{\Pi_{S,0}^{1/2}}{I_\sigma} \quad (3.55)$$

Bei deviatorischen Triaxialversuchen beträgt $\Pi_S^{1/2} = s_{z,0} \sqrt{\frac{3}{2}}$ und damit:

$$A = 1,13 \frac{s_{z,0} \sqrt{\frac{3}{2}}}{I_\sigma} \quad (3.56)$$

A beträgt in Abhängigkeit von der bezogenen Axialspannung $3\sigma_z/I_\sigma$ mit $s_{z,0} = \sigma_z - I_\sigma/3$:

$$A = 0,46 \left(\frac{3\sigma_{z,0}}{I_\sigma} - 1 \right) \quad (3.57)$$

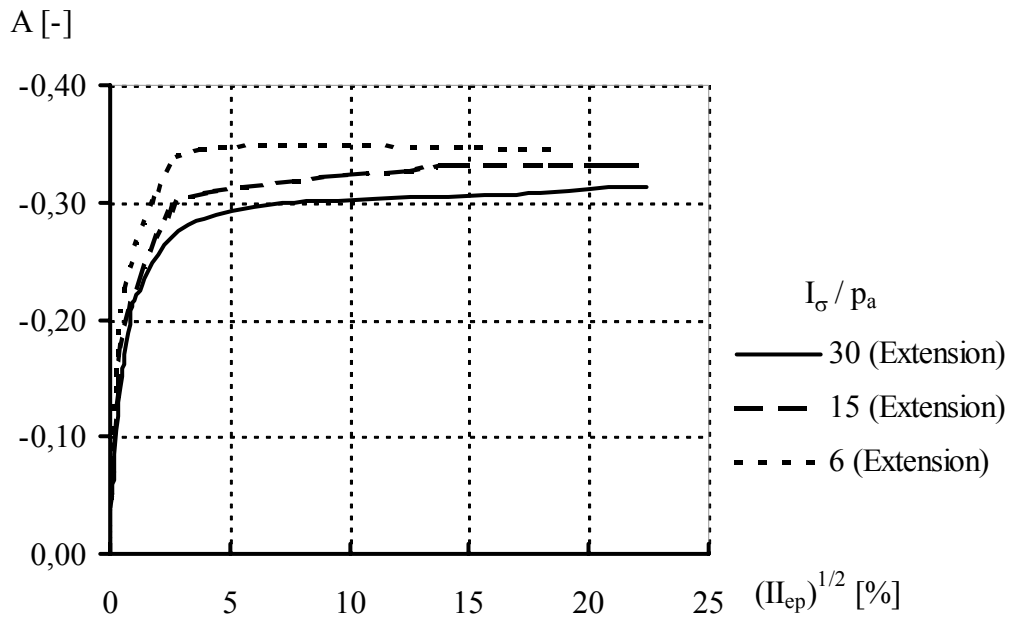


Abbildung 3.10: Parameter A

Der oben abgebildete Verlauf des Parameters A kann wie folgt approximiert werden:

$$A = \frac{a_1}{10^{-5} \cdot \Pi_{ep}^{1/2} + a_1/a_2} - a_2 \quad (3.58)$$

$$a_1 = 3000 \cdot \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right)^{1/2} \quad (3.59)$$

$$a_2 = 0,35 - 4 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right)^{1/2} \quad (3.60)$$

Der Parameter B wird aus den Spannungspfaden $\Pi_s^{1/2}$ aus deviatorischen Kompressionsversuchen ($\alpha_\sigma = 60^\circ$) und Extensionsversuchen ($\alpha_\sigma = 0^\circ$) sowie aus dem Parameter A abgeleitet.

Aus der Fließbedingung erhält man:

$$\Pi_{S,0}^{1/2} = \frac{A \cdot I_\sigma}{\left(1 - \frac{B}{\sqrt{6}}\right)^m} \quad (3.61)$$

und

$$\Pi_{S,60}^{1/2} = \frac{A \cdot I_\sigma}{\left(1 + \frac{B}{\sqrt{6}}\right)^m} \quad (3.62)$$

Bei Einsetzen des Parameters $A = 1,13 \frac{\Pi_{S,0}^{1/2}}{I_\sigma}$, Auflösen der Gleichungen nach m und Gleichsetzen ergibt sich:

$$0,24 \ln\left(1 + \frac{B}{\sqrt{6}}\right) = \ln\left(1,25 \frac{\Pi_{S,0}}{\Pi_{S,60}}\right) \ln\left(1 - \frac{B}{\sqrt{6}}\right) \quad (3.63)$$

mit $\left(\frac{\Pi_{S,0}}{\Pi_{S,60}}\right) = \text{const}$, da die Fließkurven in einer Deviatorebene geometrisch ähnlich sind.

B wurde gemäß Gl. 3.63 aus Versuchsergebnissen von Briaud (1992) bestimmt.

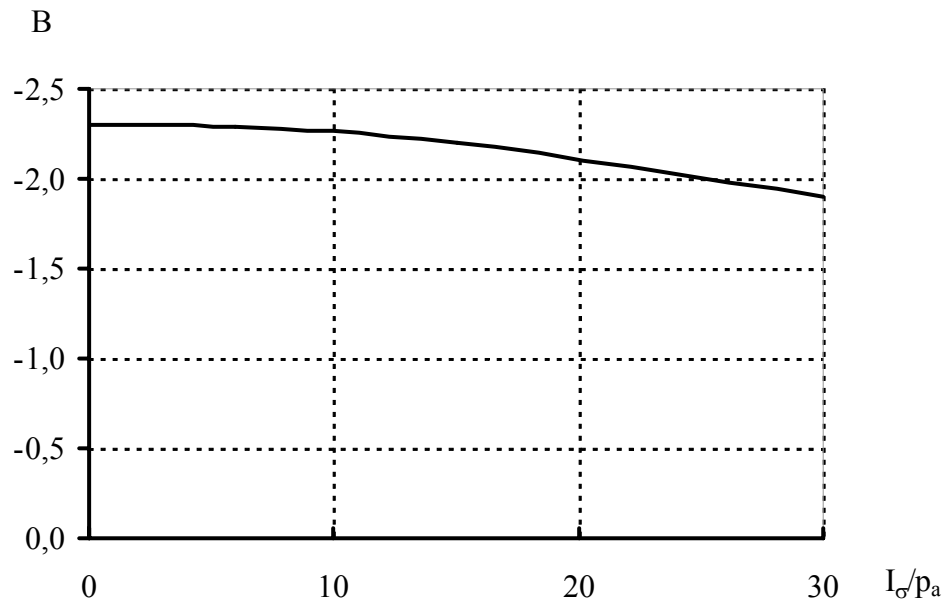


Abbildung 3.11: Parameter B aus Versuchsergebnissen nach Briaud (1992)

Der Verlauf des Parameters B kann wie folgt approximiert werden:

$$B = -2,30 - \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right) \cdot 10^{-4} - 5,0 \cdot 10^{-4} \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right)^2 \quad (3.64)$$

Der Parameter m kann mit den zuvor berechneten Parametern A und B bestimmt werden:

Mit $\Pi_{S,0}^{1/2} = \frac{A \cdot I_\sigma}{\left(1 - \frac{B}{\sqrt{6}}\right)^m}$ und $A = 1,13 \frac{\Pi_{S,0}^{1/2}}{I_\sigma}$ ergibt sich

$$m = \frac{0,12}{\ln\left(1 - \frac{B}{\sqrt{6}}\right)} \quad (3.65)$$

- *Parameter der deviatorischen Fließregel:*

Die Parameter der deviatorischen Fließregel werden aus Quaderversuchen von Goldscheider (1976) ermittelt. Die Quaderversuche wurden an Karlsruher Mittelsand durchgeführt, der dem Sand im Versuchsfeld der Texas A&M University hinsichtlich der Kornabstufung und der mechanischen Eigenschaften ähnlich ist.

Der Richtungswinkel α_e^g der gesamten Verformungssinkremente de_{ij} ist nach den Ergebnissen von GOLDSCHIEDER allein von α_σ abhängig. Es gilt:

$$1 + \cos 3\alpha_\sigma = 0,1 \left(1 + \cos 3\alpha_e^g \right) - 0,24 \left(1 + \cos 3\alpha_e^g \right)^2 + 0,345 \left(1 + \cos 3\alpha_e^g \right)^3 \quad (3.66)$$

Der Richtungswinkel α_e^g ist in nachfolgender Abbildung dargestellt.

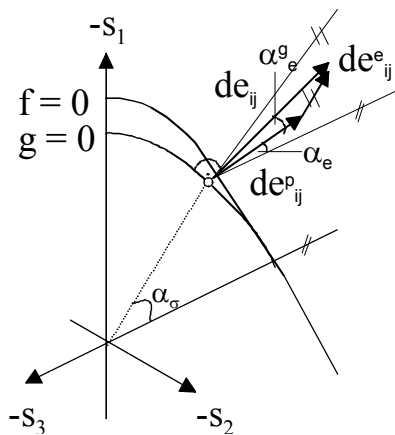


Abbildung 3.12: Verformungssinkremente für proportionale Spannungspfade

Die deviatorische Fließregel kann durch das plastische Potential beschrieben werden:

$$g = \Pi_s^{1/2} - k(1 + 0,47 \cos 3\alpha_\sigma)^{-0,2} = 0 \quad (3.67)$$

Die Konstante k ist so zu bestimmen, dass Gl. 3.67 erfüllt ist.

Mit dem plastischen Potential g können die plastischen deviatorischen Verformungsinkremente ermittelt werden. Nach Meißner (1983) gilt für Gl. 3.49:

$$de_{ij}^p = \delta\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \frac{\partial g}{\partial s_{kk}} \frac{\delta_{ij}}{3} \right) \quad (3.68)$$

$$\text{mit } \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} = \frac{s_{ij}}{\Pi_S^{1/2}} + \frac{0,691}{\Pi_S \left(1 + 1,15 \frac{III_S}{\Pi_S^{3/2}} \right)} \left(s_{il}s_{lj} - \frac{III_S}{\Pi_S} s_{ij} \right) \quad (3.69)$$

$$\frac{\partial g}{\partial s_{kk}} = \frac{0,691}{\left(1 + 1,15 \frac{III_S}{\Pi_S^{3/2}} \right)} \quad (3.70)$$

$$de_{ij}^p = \delta\lambda \left(\frac{s_{ij}}{\Pi_S^{1/2}} + \frac{0,691}{\Pi_S \left(1 + 1,15 \frac{III_S}{\Pi_S^{3/2}} \right)} \left(s_{il}s_{lj} - \frac{III_S}{\Pi_S} s_{ij} - \frac{\Pi_S}{3} \delta_{ij} \right) \right) \quad (3.71)$$

Die Verformungsinkremente betragen bei deviatorischen Extensions-versuchen ($\alpha_\sigma = 0^\circ$) und deviatorischen Kompressionsversuchen ($\alpha_\sigma = 60^\circ$):

$$de_Z^p = \delta\lambda \left(\frac{s_Z}{\Pi_S^{1/2}} + \frac{0,691}{1 \pm 0,47} \left(\frac{s_Z^2}{\Pi_S} \pm \frac{0,408}{\Pi_S^{1/2}} s_Z - \frac{1}{3} \right) \right) \quad (3.72)$$

(“+“ bei Extensionsversuchen / “-“ bei Kompressionsversuchen)

Mit $\Pi_S = \frac{3}{2} s_Z^2$ ergibt sich

$$de_Z^p = \delta\lambda \sqrt{\frac{2}{3}} \quad \text{für Extensionsversuche} \quad (3.73)$$

und

$$de_Z^p = -\delta\lambda \sqrt{\frac{2}{3}} \quad \text{für Kompressionsversuche} \quad (3.74)$$

- *Dilatationsparameter:*

Der Dilatationsparameter D wird aus den Volumenänderungskurven der Kompressions- und Extensionsversuche bestimmt.

$$D = \frac{dI_{\epsilon p}}{\delta\lambda} = \pm \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{dI_{\epsilon p}}{de_z^p} = \pm \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{dI_{\epsilon p}}{de_z - \frac{ds_z}{2G}} \quad (3.75)$$

und mit $\Pi_{\epsilon p}^{1/2} = e_z \sqrt{\frac{3}{2}}$

$$D = \frac{dI_{\epsilon p}}{d\Pi_{\epsilon p}^{1/2}} \quad (3.76)$$

Der Dilatationsparameter D kann in Abhängigkeit der Steigung D_w , der Gestaltänderung ξ_0 und der Wendepunkte ξ_k , ξ_4 der Volumenänderungskurven formuliert werden.

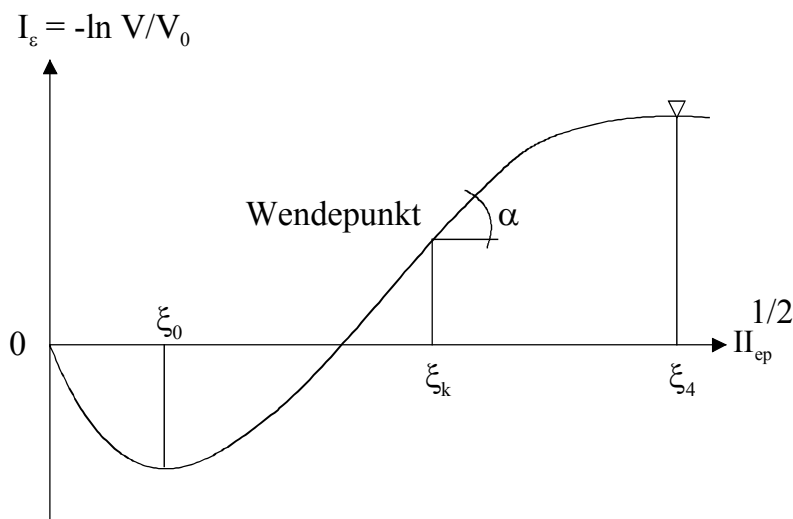


Abbildung 3.13: Kennwerte der Volumenänderungskurve

$$D = D_w \left(1 - \frac{\left(\Pi_{ep}^{1/2} - \xi_k \right)^2}{\left(\xi - \xi_k \right)^2} \right) \quad (3.77)$$

mit:

$$D_w = \tan \alpha = 0,378 - 4,6 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right) \quad (3.78)$$

$$\xi_0 = 3,194 + 0,156 \cdot \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right) \quad (3.79)$$

$$\xi_k = 8,388 + 0,252 \cdot \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right) \quad (3.80)$$

$$\xi_4 = 15,388 + 0,252 \cdot \left(\frac{I_\sigma}{p_a} \right) \quad (3.81)$$

3.3.4 Überprüfung des Stoffmodells

Zur Überprüfung des Stoffmodells wurden Triaxialversuche und Oedometerversuche numerisch simuliert und den Ergebnissen von Laborversuchen gegenübergestellt. Die numerische Simulation erfolgte mit dem Programmsystem ABAQUS® Ver. 6.2 (Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, USA). Zur Implementierung des Stoffmodells in ABAQUS siehe Kapitel 4.

- Spannungspfad bei Belastung, Entlastung und Wiederbelastung:

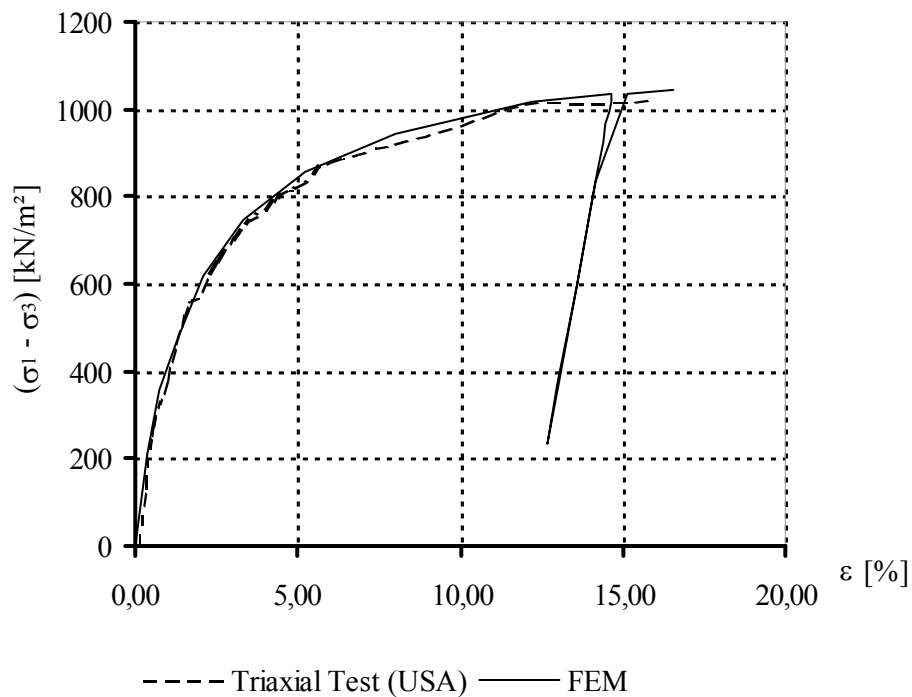


Abbildung 3.14: Spannungspfade im Triaxialversuch bei Be-, Ent- und Wiederbelastung ($\sigma_3 = 345 \text{ kN/m}^2 = \text{const}$)

- Arbeitslinie und Volumenänderungslinie im Triaxialversuch:

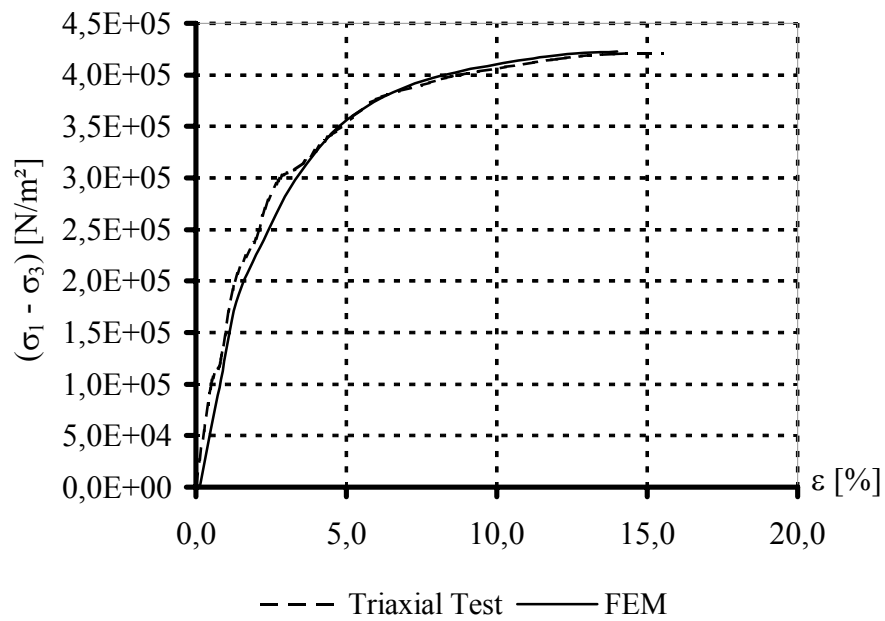


Abbildung 3.15: Arbeitslinie im Triaxialversuch ($\sigma_3 = 138 \text{ kN/m}^2 = \text{const.}$)

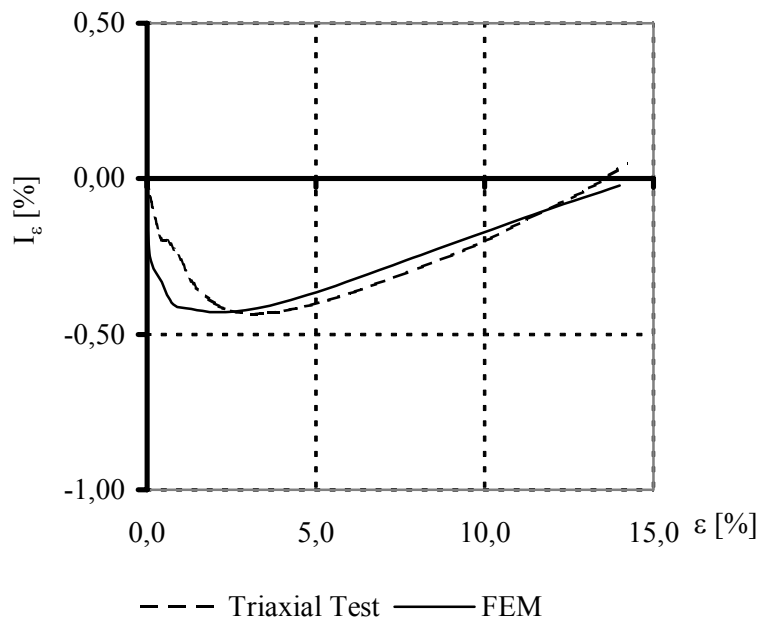


Abbildung 3.16: Volumenänderungslinie ($\sigma_3 = 138 \text{ kN/m}^2 = \text{const.}$)

- Druck-Setzungslinie im Oedometerversuch:

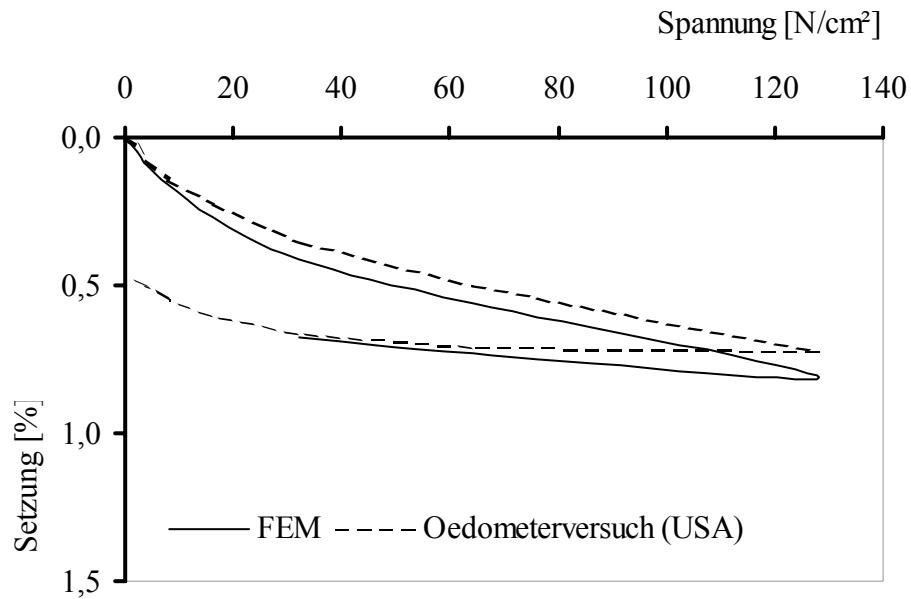


Abbildung 3.17: Numerische Simulation eines Oedometerversuches

Die Darstellungen zeigen eine gute Übereinstimmung der FE-Berechnungen mit den Laborversuchen sowohl im Spannungs-Verformungs-Verhalten als auch im Volumenänderungs-Verhalten. Das abgeleitete Stoffgesetz und die ermittelten Stoffparameter sind damit für die mechanische Abbildung des betrachteten Sands im Zuge weiterer FE-Studien geeignet.

4 Numerische Simulation eines Großversuches

4.1 Allgemeines

Mit Hilfe von Finiten Elementen wird ein numerisches Modell eines Trägerbohlverbaus in Sand erstellt. Die dreidimensionalen Berechnungen mit der Finite Elemente Methode (FEM) werden mit dem Programmsystem ABAQUS® Ver. 6.2 durchgeführt.

Die Kalibrierung des Modells erfolgt an vorhandenen Feldmessungen einer Trägerbohlwand im Zuge von Großversuchen an der Universität Texas (USA). Das Versuchsfeld befand sich auf dem Versuchsgelände der Texas A&M University. Maßgeblich für die vorliegende Arbeit sind die Messungen im Bereich des *Sand Deposit*, in dem der Baugrund von Sand gebildet wird.

Die Ausführungen von Lim/Briaud (1998), Briaud (1995), Kim/Briaud (1994) und Chung/Briaud (1992) enthalten detaillierte Beschreibungen des Versuchsfeldes, des Versuchsaufbaus und der -durchführung, des Baugrunds sowie der Messergebnisse. Die Durchführung und Ergebnisse der Großversuche sind in Kapitel 4.2 zusammengefasst.

Auf der Grundlage des kalibrierten FE-Modells werden anschließend Parameterstudien mit den maßgeblichen Einflussfaktoren auf den Bettungsmodul durchgeführt und ausgewertet.

4.2 Kurzbeschreibung der Feldmessungen

4.2.1 Geometrie des Trägerbohlverbaus

Der Trägerbohlverbau, der im Folgenden der Kalibrierung der FE-Berechnungen zugrunde gelegt wird, besteht aus Stahlträgern mit Holzausfachung (Dicke 10 cm).

Die Sohle der 20 m breiten Baugrube liegt 7,5 m unterhalb der Geländeoberfläche. Die Einbindetiefe der Träger unter Aushubsohle beträgt 1,5 m.

Der Trägerbohlverbau ist in Tiefen von 1,8 m und 4,8 m unter Geländeoberkante mit vorgespannten Litzenankern rückverankert. Die Anker sind unter 30° zur Horizontalen geneigt. Die Länge der Verpressstrecke beträgt jeweils 7,3 m. Die freie Stahllänge der oberen Ankerreihe beträgt 5,4 m, diejenige der unteren Ankerreihe 4,5 m.

Die Träger wurden eingerammt. Die Verfestigung des Bodens im Fußbereich des Trägers infolge der Bodenverdrängung im Zuge des Rammvorgangs wird in den nachfolgenden Untersuchungen vernachlässigt.

Der horizontale Achsabstand der Träger beträgt 2,44 m.

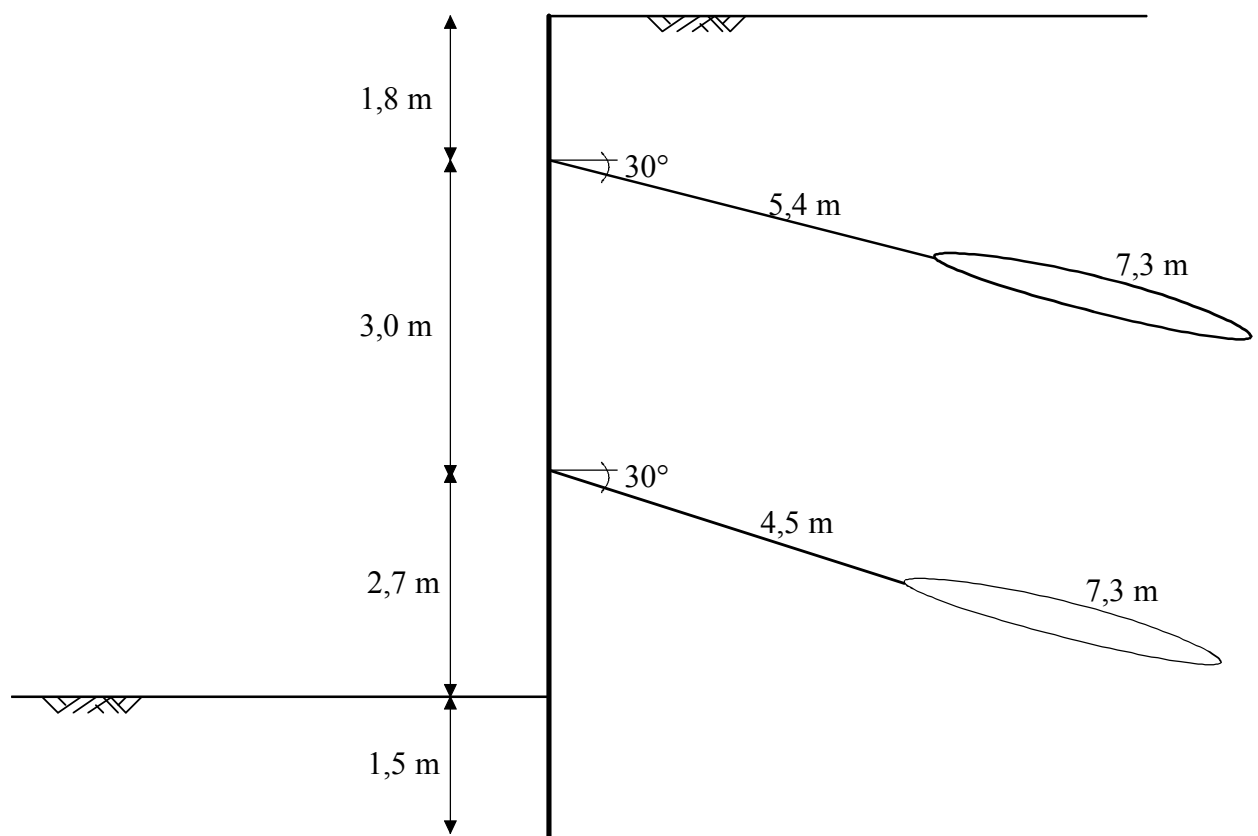


Abbildung 4.1: Systemquerschnitt (unmaßstäblich)

Der Stahlträger (Beam No. 8) aus den Messungen von Chung/Briaud (1992) besteht aus einem I-Profil, an dem Inklinometer mit Hilfe von angeschweißten L-Profilen befestigt wurden. Der Träger besitzt folgende Querschnittswerte:

Flanscbreite $b = 0,15 \text{ m}$

$I = 132,94 \text{ in}^4$, entsprechend $I = 5,533 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$

$A_T = 10,9 \text{ in}^2$, entsprechend $A_T = 0,00703 \text{ m}^2$

und mit $E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$

$EI = 11.620 \text{ kNm}^2$

$EA_T = 1,47 \cdot 10^6 \text{ kN}$

4.2.2 Anker

Die Trägerbohlwand ist über eine Gurtung rückverankert. Die Gurtung besteht aus 2 Walzprofilen U50x300. Eine Ansicht der Baugrubenwand und der Gurtung ist in Abb. 4.2 dargestellt.

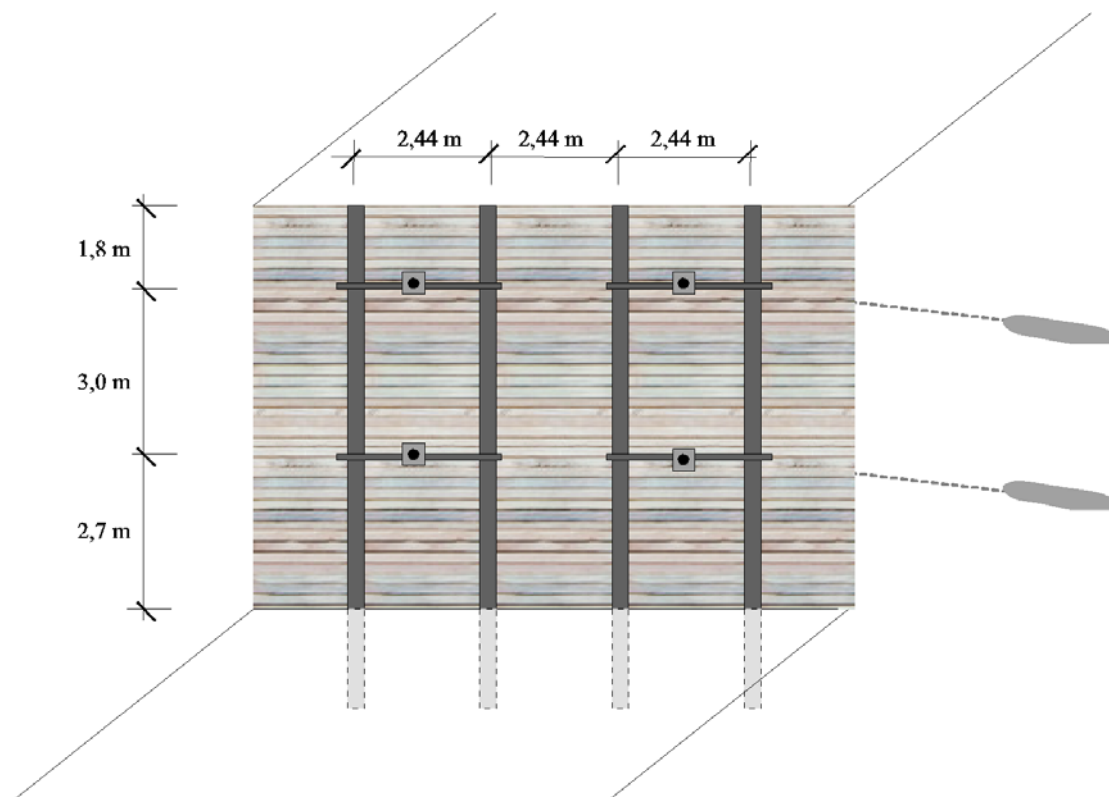


Abbildung 4.2: Ansicht der Baugrubenwand (unmaßstäblich)

Die Anker wurden in Bohrlöchern mit einem Durchmesser von 88,9 mm eingebaut. Der Stahldurchmesser der Anker beträgt 31,8 mm. Der Ankerabstand betrug $2a = 4,88$ m. Die Verpresskörper wurden durch Verpressen der Bohrlöcher mit Zementsuspension hergestellt. Die Bemessungsankerkraft beträgt $F_{d,1} = 474$ kN für die obere Ankerreihe sowie $F_{d,2} = 427$ kN für die untere Ankerreihe.

Die Anker wurden im Zuge der Ankerprüfung auf 130 % der Bemessungskraft vorgespannt und bei etwa 75 % der Bemessungskraft arretiert:

$$F_1 = 365 \text{ kN}$$

$$F_2 = 320 \text{ kN}$$

Auf einen einzelnen Träger wirkt jeweils die halbe Ankerkraft.

Die Federsteifigkeit c der Anker wurde in Zugversuchen im eingebauten Zustand ermittelt und beträgt:

$$\text{Obere Anker: } c_1 = 20.848 \text{ kN/m}$$

$$\text{Untere Anker: } c_2 = 20.147 \text{ kN/m}$$

4.2.3 Bauphasen

Die Baugrube wurde abschnittsweise hergestellt:

- 1) Einbau der Träger im Abstand von 2,44 m
- 2) Aushub bis 2,4 m,
Ausfachung (sukzessive) und Einbau der oberen Ankerreihe bei 1,8 m
- 3) Aushub bis 5,2 m,
Ausfachung (sukzessive) und Einbau der unteren Ankerreihe bei 4,8 m
- 4) Aushub bis zur planmäßigen Baugrubensohle bei 7,5 m,
Ausfachung (sukzessive)

4.3 Messwerte

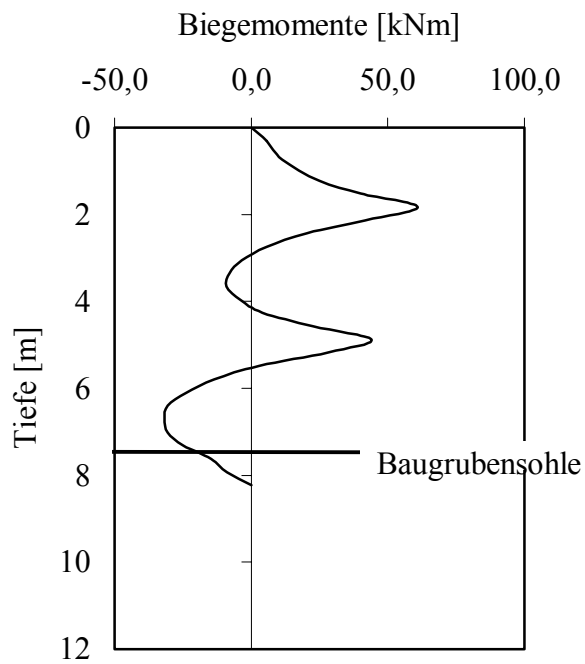


Abbildung 4.3: Gemessene Biegemomente im Endaushubzustand

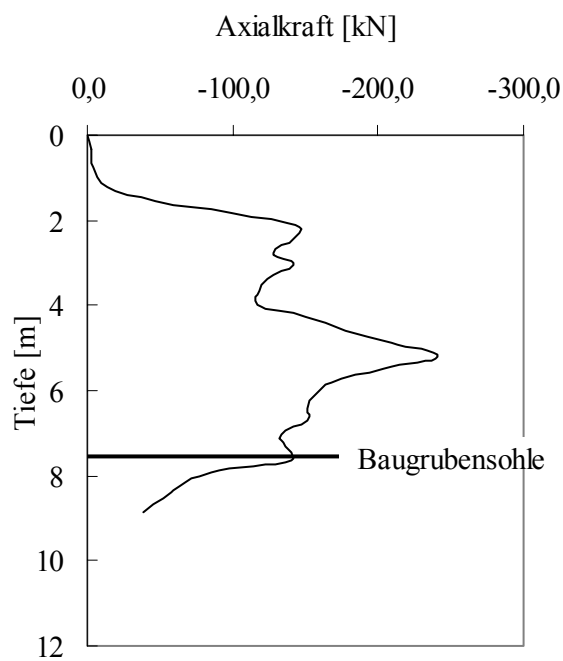


Abbildung 4.4: Gemessene Axialkraft im Endaushubzustand

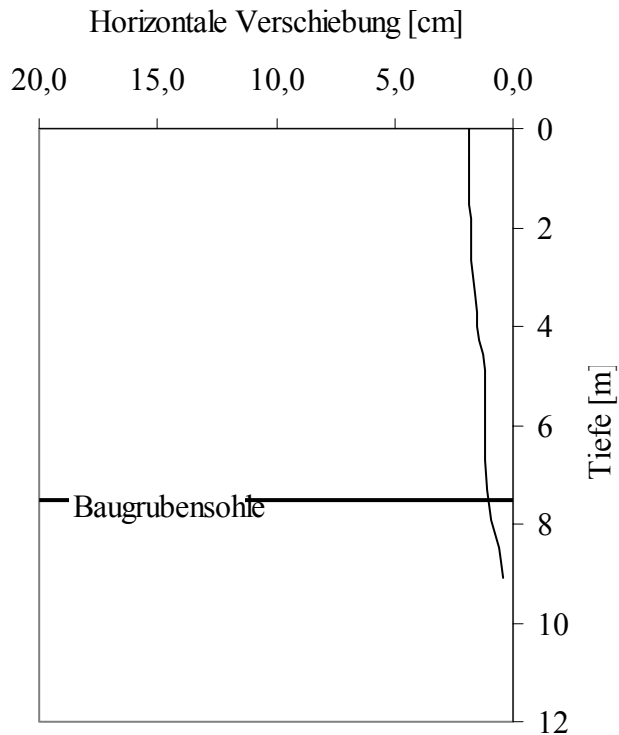


Abbildung 4.5: Gemessene Verschiebung im Endaushubzustand

Die Messungen ergaben im Bereich der oberen Ankerreihe eine Horizontalverschiebung von $u_1 = 1,8$ cm. Diese setzt sich zusammen aus der Verschiebung vor Einbau der Anker von 0,7 cm, einer Durchbiegung der Gurtung von 0,5 cm und einer zusätzlichen Ankerdehnung von $\Delta \varepsilon_1 = 0,6$ cm. Die Ankerdehnung verursacht rechnerisch eine zusätzliche Ankerkraft von $\Delta F_1 = 125$ kN.

4.4 FE-Modell

4.4.1 Allgemeine Beschreibung

Berechnet wird ein symmetrischer Ausschnitt der oben beschriebenen Trägerbohlwand bestehend aus einem 2-fach rückverankerten Träger und Holzausfachung. Der Träger und die beiden Anker befinden sich in der Symmetrieebene. Das System ist in Abb. 4.1, 4.2 und 4.4 im Grundriss und Schnitt dargestellt.

Die 3-dimensionalen Berechnungen werden mit geometrischer und stofflicher Nicht-linearität durchgeführt.

Der Träger wird als Kreisprofil abgebildet. Das Kreisprofil wird polygonal angenähert. Zur Simulation der tatsächlichen Querschnittswerte des Trägers gemäß Kapitel 4.2.1 wurden im Zuge der Kalibrierung Ersatzsteifigkeiten berücksichtigt:

Trägerdurchmesser = Flanschbreite $b = 0,15 \text{ m}$

$$I_{\text{Ersatz}} = 2,907 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$A_{T,\text{Ersatz}} = 0,019 \text{ m}^2$$

und mit $E_{\text{Ersatz}} = 3,996 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$

$$(EI)_{\text{Ersatz}} = 11.617 \text{ kNm}^2$$

$$(EA_T)_{\text{Ersatz}} = 7,6 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

4.4.2 Modellausschnitt und Randbedingungen

Bei Berechnungen mit der Finiten Elemente Methode werden Ausschnitte des tatsächlichen Bauwerkes modellhaft numerisch abgebildet. Um eine realistische Abbildung des Bauwerkes zu gewährleisten, sind modellbedingte Einflüsse auszuschließen. Hierfür ist eine sorgfältige Definition der Randbedingungen und des Berechnungsausschnittes erforderlich.

Zur Simulation der Modellränder werden an den seitlichen Rändern des Modells Gleitlager angeordnet. An der Sohle des Berechnungsausschnittes sind horizontal verschiebbare Lager vorhanden (s. Abb. 4.3).

Eine Momentenübertragung der Holzausfachung wird an den seitlichen Rändern durch Sperrung des Freiheitsgrades $u_x = 0$ gewährleistet.

Aus den Grundgleichungen der FEM abgeleitet sowie aus eigenen Studien ist bekannt, dass zu klein gewählte Modellausschnitte das Berechnungsergebnis beeinflussen. Die korrekte Wahl eines ausreichend großen Berechnungsausschnittes ist damit Grundlage der Berechnungen.

Gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT (Meißner, 2002) ist die erforderliche Größe des Berechnungsausschnittes abhängig von der Baugrubengeometrie und sollte daher wie folgt gewählt werden:

$$a \geq 2 b \text{ bis } 3 b$$

bzw.

$$a \geq 2 h \text{ bis } 3 h$$

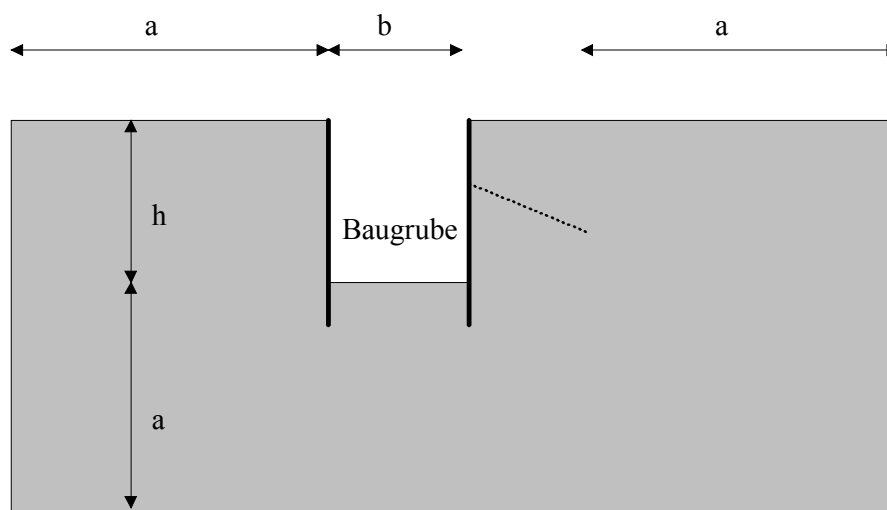


Abbildung 4.3: Größe des Berechnungsausschnittes nach den Empfehlungen des AK 1.6 der DGGT (Meißner, 2002)

Die Mindestgröße des Berechnungsausschnittes wurde für die o.g. Baugrubengeometrie auch in Sensibilitätsstudien von Lim / Briaud (1996) untersucht. Die Ergebnisse der Studien von Lim / Briaud (1996) stimmen mit früheren Untersuchungen von Dunlop / Duncan (1970) sowie für die hier vorhandene Baugrubengeometrie etwa mit den Empfehlungen des AK 1.6 überein. Der gewählte Berechnungsausschnitt ist in Abb. 4.4 dargestellt.

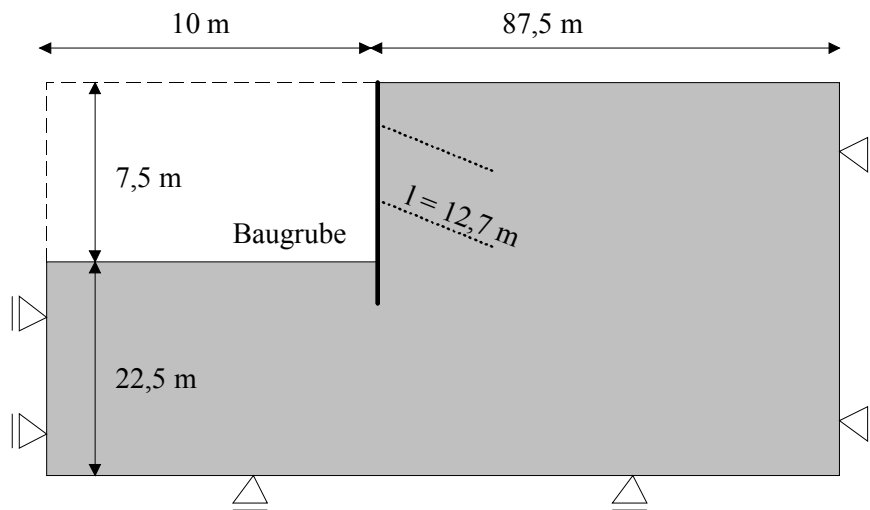


Abbildung 4.4: Berechnungsausschnitt und Randbedingungen im Schnitt
(Skizze nicht maßstäblich)

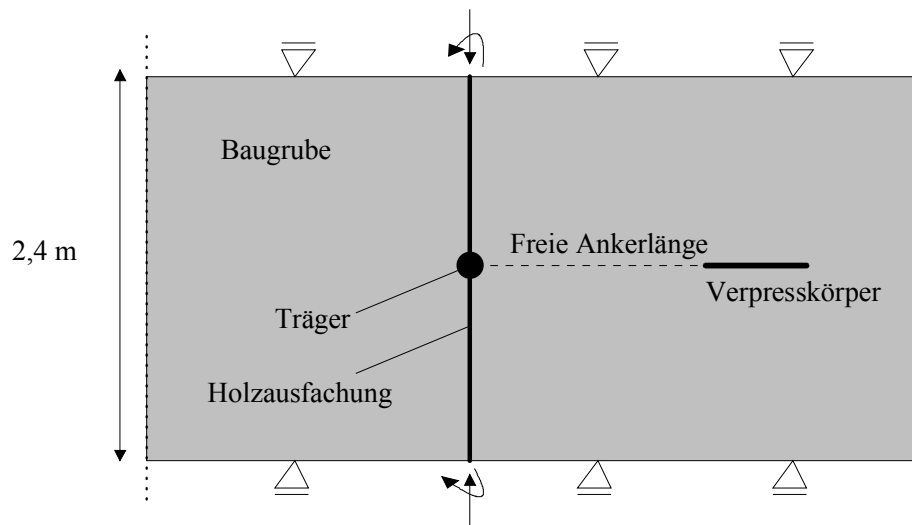


Abbildung 4.5: Berechnungsausschnitt und Randbedingungen in der Draufsicht
(Skizze nicht maßstäblich)

Die Netzgröße wurde gemäß den Empfehlungen des AK 1.6 und den Ergebnissen von Sensitivitätsstudien gewählt. Eine Beeinflussung des Berechnungsergebnisses durch die Netzgröße ist bei dem gewählten FEM Netz nicht vorhanden. Das FEM Netz ist in Anhang 2 dargestellt.

Das Modell umfasst rd. 11.500 Elemente und 11.000 Knoten mit ca. 35.000 Freiheitsgraden. Die mehrfach nichtlineare und daher rechenintensive Simulation war grenzwertig im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit der Großrechner des Rechenzentrums der TU Kaiserslautern und auf die modellbedingte instabile Konvergenz der iterativen Lösungsschritte.

4.4.3 Elemente

Der Baugrund wird durch dreidimensionale Kontinuumsэлеmente (solid elements) abgebildet. Die Kontinuumsэлеmente sind quaderförmig mit jeweils 8 Knoten bzw. keilförmig (Dreiecke) mit jeweils 6 Knoten. Die Interpolation zwischen den Knoten erfolgt linear.

Bei den Elementen des Trägers handelt es sich um 2-dimensionale Schalenelemente (shell elements) mit jeweils 4 Knoten. Die Holzausfachung wird aus 2-D Schalenelementen gebildet.

Zur Simulation der Anker wurde die freie Ankerlänge mit 1-D Feder-Elementen (spring elements) dargestellt. Die Verpresskörper wurden in Anlehnung an Lim/Briaud (1999) mit 3-D Balkenelementen (beam elements) abgebildet.

Die visuelle Darstellung der Elemente ist als Anhang 2 beigelegt.

4.4.4 Interface-Elemente

Zur Berücksichtigung des Kontaktverhaltens zwischen Träger und Boden wurden im Übergangsbereich Bauteil / Boden 0,5 cm dicke Interface Elemente angeordnet. Die kohäsionslosen Interface Elemente wurden mit dem bilinearen Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 23^\circ$ (entsprechend $|\delta_p| = 2/3 \varphi$), einem Elastizitätsmodul von $E = 0,1 \text{ MN/m}^2$ und einer Querdehnzahl von $\nu = 0,495$ beschrieben. Daraus ergibt sich ein Schubmodul $G = 33 \text{ kN/m}^2$.

Komparative FEM Berechnungen mit veränderten Stoffparametern der Interface Elemente belegten einen vernachlässigbar geringen Einfluss der Stoffparameter der Interface Elemente auf das Spannungs- und Verformungsverhalten im Fußbereich des Trägers.

4.4.5 Implementierung des Stoffgesetzes in ABAQUS

Das in Kapitel 3 beschriebene Stoffgesetz wurde durch das benutzerdefinierte Unterprogramm (Subroutine) *umat* in das FE-Programmsystem ABAQUS® implementiert. Die Implementierung erfolgte durch folgende Methode:

Zum Zeitpunkt t wird ein vollständiger Satz der Zustandsgrößen, das Inkrement der totalen Verzerrung $\Delta\epsilon$ und das Zeitinkrement Δt übergeben. Zur Aktualisierung der Spannungen und Zustandsgrößen zum Zeitpunkt $t+\Delta t$ wird die Subroutine *umat* an jedem Gauspunkt des Kontinuums aufgerufen. Dabei beschreibt die Subroutine *umat* den konstitutiven Teil der Spannungsrate, während der geometrische Teil (Starrkörperdehnungen) vom Programmsystem ermittelt wird.

Die Integration erfolgt im Ein-Schritt-Verfahren, bei dem Informationen nur aus dem vorhergehenden Integrationsschritt übernommen werden (Theta-Methode). Die Abschätzung des folgenden Integrationswertes erfolgt durch Iteration (implizites Verfahren).

Am Ende eines Inkrementes wird die inkrementelle Steifigkeit (Jakobimatrix) für den Spannungszustand zum Zeitpunkt $t+\Delta t$ von der Subroutine *umat* berechnet. Die aktualisierten Spannungen werden an das Hauptprogramm übergeben und müssen die Gleichgewichtsbedingungen erfüllen.

4.5 Vergleich der FEM Ergebnisse mit Messwerten

Die mit Hilfe der FEM berechnete Spannungs- und Verformungsverteilung wurde auf Plausibilität geprüft.

Die Horizontalverschiebung zu den o.g. Bauabschnitten ist in Anhang 3 dargestellt. Die grafische Darstellung veranschaulicht das räumliche Tragverhalten der Trägerbohlwand. Zu erkennen ist deutlich die Durchbiegung der Ausfachung in Feldmitte. In Feldmitte wurden dementsprechend auch die maximalen Horizontalverschiebungen berechnet.

Die maximalen Verschiebungen wurden im unteren Wanddrittel oberhalb der Baugrubensohle ermittelt. Die Tiefenlage der maximalen Verschiebungen wird maßgeblich durch die Rückverankerung der Träger und die Einspannung im Baugrund bestimmt. Demgegenüber wäre bei unverankerten Wänden generell die größte Verschiebung am Trägerkopf zu erwarten.

Die rechnerische Setzung der Geländeoberfläche am Baugrubenrand beträgt im Endaushubzustand $s = 1,5 \text{ cm}$. In Baugrubenmitte wurden infolge der Entspannung des Baugrundes im Endaushubzustand Hebungen von $s = -1,6 \text{ cm}$ berechnet. Setzungen / Hebungen dieser Größenordnung stimmen mit Erfahrungswerten aus der Praxis etwa überein.

Spannungsspitzen wurden erwartungsgemäß unterhalb des Trägerfußes festgestellt.

Die maximalen Horizontalverformungen von ca. $u = 2,2 \text{ cm}$ wurden im Bereich des unteren Wanddrittels oberhalb der Baugrubensohle im Endaushubzustand berechnet. Entsprechend den o.g. Aushubphasen wurden folgende maximalen Horizontalverschiebungen u ermittelt:

1. Aushubphase bis 2,4 m: $u_{\max} = 0,6 \text{ cm}$
2. Aushubphase bis 5,2 m: $u_{\max} = 1,2 \text{ cm}$
3. Aushubphase bis 7,5 m: $u_{\max} = 2,2 \text{ cm}$

Insgesamt wird das Verformungsverhalten hauptsächlich durch eine Parallelverschiebung der Trägerbohlwand geprägt, die von einer geringen Drehung um den Fußpunkt des Trägers begleitet wird.

Zur quantitativen Überprüfung der Berechnungsergebnisse wurden die ermittelten Horizontalverschiebungen den Messwerten im Zuge der Großversuche (s. Kapitel 4.2) gegenübergestellt.

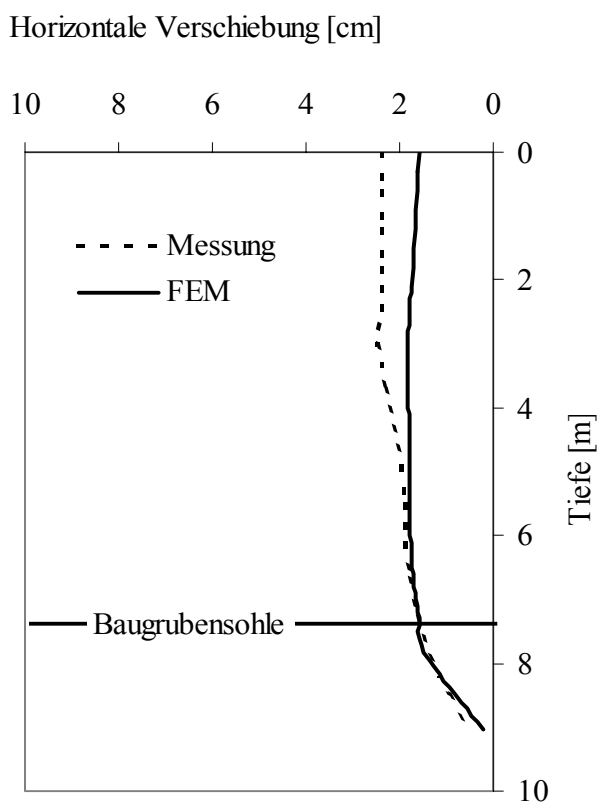


Abbildung 4.6: Berechnete und gemessene Verschiebung im Endaushubzustand

Die Darstellung belegt eine ausreichende Übereinstimmung der FEM Ergebnisse mit den gemessenen Verschiebungen.

Für den Trägerbereich unterhalb der Baugrubensohle (Baugrubensohle: $z = 0,0$ m) wurde folgende Erdwiderstands- und Bettungsmodulverteilung (gemäß Gl. 2.4) berechnet:

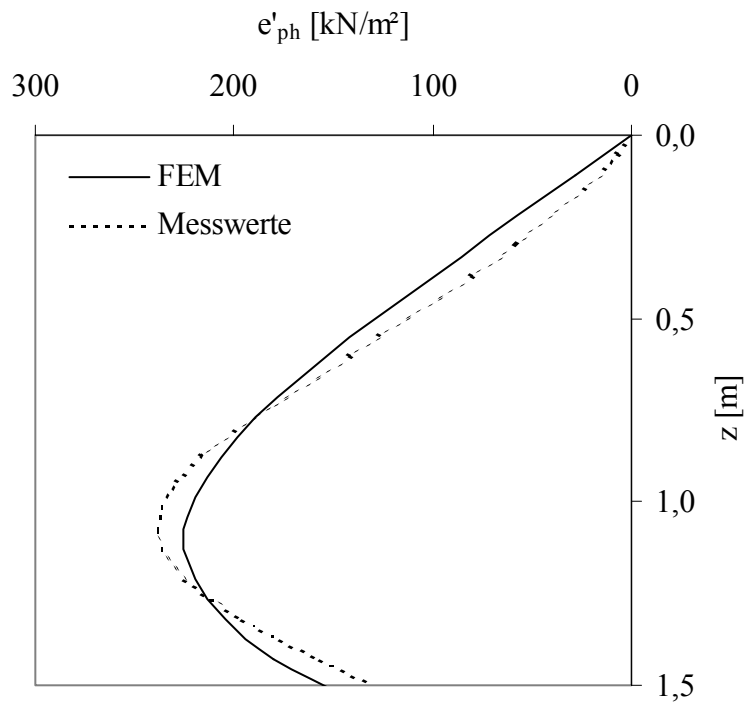


Abbildung 4.7: Mobilisierte Erdwiderstandsspannung im Endaushubzustand

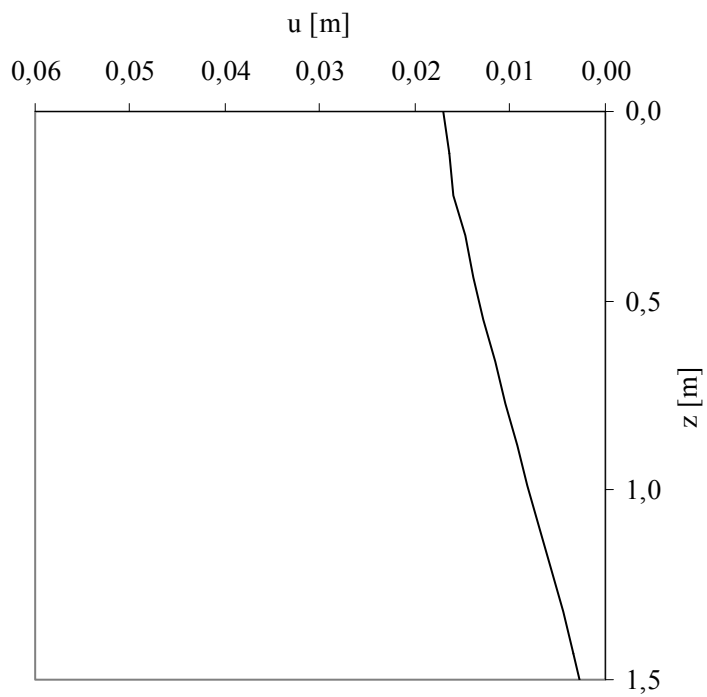


Abbildung 4.8: Horizontalverschiebungen im Endaushubzustand (FEM)

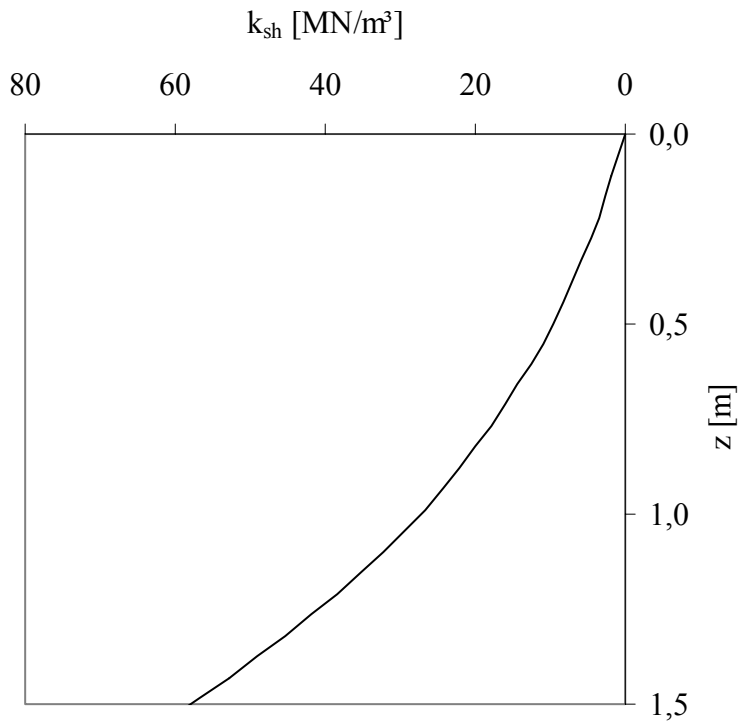


Abbildung 4.9: Horizontaler Bettungsmodul im Endaushubzustand (FEM)

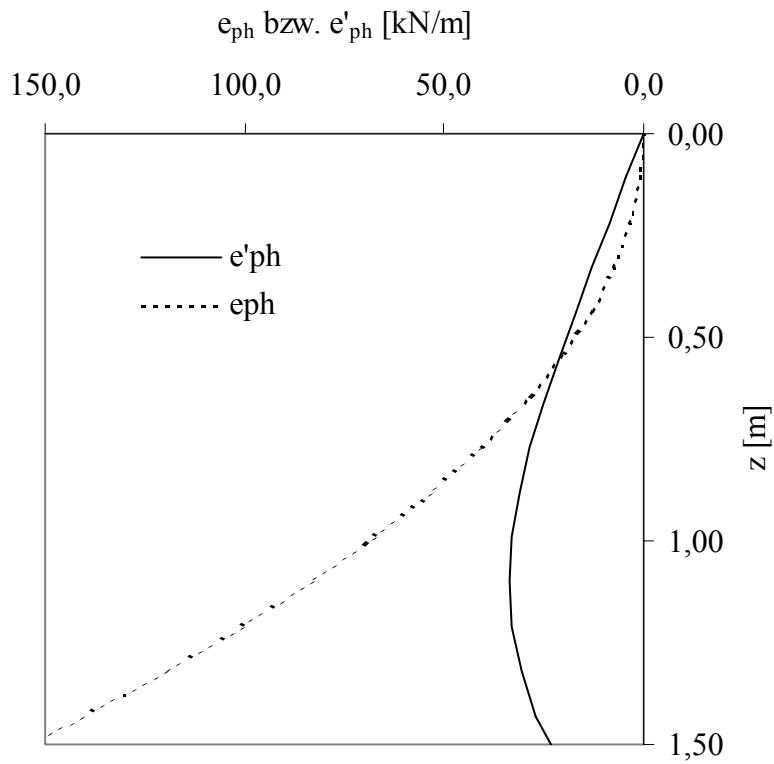


Abbildung 4.10: Verteilung des Erdwiderstandes im Endaushubzustand (FEM)

Die Erdwiderstandsspannungen e_{ph} im Grenzzustand wurden in Abb. 4.10 nach Weißenbach / Streck für behinderte Vertikalbewegung ($b/t = 0,10$; $\varphi' = 35^\circ$; $\omega_R = 2,96$, $\delta_p \neq 0$) gemäß Gl. 2.16 ermittelt.

Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen weisen in Abb. 4.7 einen Peak-Punkt bei 1,1 m unter Baugrubensohle auf.

Der mobilisierte Erdwiderstand entspricht etwa bis zum Peak-Punkt dem Erdwiderstand im Grenzzustand nach Weißenbach (1961).

Der Erdwiderstand ist im Tiefenbereich von $0,0 \text{ m} \leq z \leq 0,6 \text{ m}$ voll mobilisiert, entsprechend einem Mobilisierungsgrad von $e'_{ph}/e_{ph} = 1,0$. Ausgehend vom Peak-Punkt ist mit zunehmender Tiefe ein Abklingen des Mobilisierungsgrades festzustellen.

Der Bettungsmodul nimmt mit der Tiefe zu.

Das FEM Modell liefert zusammenfassend hinreichend genaue Ergebnisse und kann den nachfolgenden Parameterstudien zu Grunde gelegt werden.

5 FEM Parameterstudien

5.1 Vorgehensweise

5.1.1 Einflussfaktoren

Nach Kapitel 2.1 ergibt sich der Bettungsmodul aus der Spannungsverteilung e'_{ph} vor dem Träger und der Horizontalverschiebung u , die jeweils durch Variation geometrischer Einflussfaktoren in maßgeblichen Bandbreiten ermittelt werden.

Der horizontale Bettungsmodul wird neben den Baugrundeigenschaften wesentlich durch die Verbaueometrie und -konstruktion bestimmt. Durch Variation des Trägerabstandes a und der Baugrubentiefe H können im Rahmen von Parameterstudien große Bandbreiten der Verschiebungswerte $u(z)$ erzeugt werden. In den nachfolgenden Parameterstudien werden daher folgende Einflussfaktoren untersucht:

- Trägerbreite b
- Einbindetiefe t
- Trägerabstand a
- Baugrubentiefe H
- Biegesteifigkeit EI .

Der Einfluss verschiedener Bodenarten ist nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchungen. Die Parameterstudien werden auf mitteldicht gelagerten Sand beschränkt.

Der Einfluss der o.g. Einflussfaktoren wird im Folgenden an *unverankerten* Trägerbohlwänden untersucht. In den Parameterstudien werden die o.g. Einflussfaktoren isoliert betrachtet und im Rahmen von in der Praxis häufig vorkommenden Bandbreiten variiert. Alle weiteren Parameter werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit vernachlässigt.

Zusätzlich wurden komparative Untersuchungen an 1-fach rückverankerten und 2-fach rückverankerten Trägerbohlwänden durchgeführt (Anhang 4).

Die statisch erforderlichen Ankerkräfte sind von der Anzahl der Ankerlagen, der Einbindetiefe t , dem Trägerabstand a und der Baugrubentiefe H abhängig. Die Ankerkräfte und Anzahl sowie Anordnung der Ankerlagen beeinflussen die Horizontalverschiebung des Trägers und die Spannungsverteilung vor dem Träger. Bei einer stetigen Anpassung der Ankerkräfte an die statischen Erfordernisse wird die Verschiebung u des Trägerfußes bereits durch die Änderung der Ankerkräfte beeinflusst. Eine isolierte Betrachtung der Einflussfaktoren t , a und H ist dann nicht möglich. Zur Isolierung der einzelnen Einflussfaktoren wurde bei rückverankerten Wänden in allen Berechnungen daher die gleiche Ankerkraft und gleiche Ankerlage (bezogen auf die Geländeoberkante) gewählt. Dabei wird in Kauf genommen, dass die Ankerkräfte im Zuge der Parameterstudien teilweise überdimensioniert sind und daher unter Umständen der aktive Erddruck nicht vollständig mobilisiert ist. Die Lage und Ausbildung der Anker ist Abb. 4.1 zu entnehmen.

Für die nachfolgenden Parameterstudien werden folgende Bezugswerte (Index: ref) verwendet:

Tabelle 5.1: Referenzwerte der Parameterstudien

<i>Parameter</i>	<i>unverankerte Wand</i>	<i>1-fach verankerte Wand</i>	<i>2-fach verankerte Wand</i>
b_{ref}	0,30 m	0,30 m	0,30 m
t_{ref}	2,0 m	2,0 m	2,0 m
a_{ref}	2,5 m	2,5 m	2,5 m
H_{ref}	3,0 m	4,8 m	6,9 m
$EI/EI_{ref}^{1)}$	1,0	1,0	1,0
<i>Anker A_1</i>	-	365 kN	365 kN
<i>Anker A_2</i>	-	-	320 kN

¹⁾ $EI_{ref} = 11,6 \text{ MN/m}^2$

5.1.2 Ermittlung des Bettungsmoduls aus den FE-Berechnungen

Zur Ableitung des horizontalen Bettungsmoduls werden aus den FE Ergebnissen ermittelt:

- die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen vor dem Träger e'_{ph} [kN/m²]
- die horizontalen Verschiebungen des Trägers u [m]

a) Mobilisierte Erdwiderstandsspannungen

Vor dem Träger wirken die nichtlinear verteilten Horizontalspannungen σ_h^* . Aus der nichtlinearen Verteilung werden gemäß Gl. 5.1 durch Integration von σ_h^* über den Trägerquerschnitt und Division durch die Trägerbreite b die maßgebenden, mittleren Horizontalspannungen σ_h abgeleitet.

$$\sigma_h = \frac{1}{b} \int_{x=-b/2}^{x=b/2} \sigma_h^* dx \quad (5.1)$$

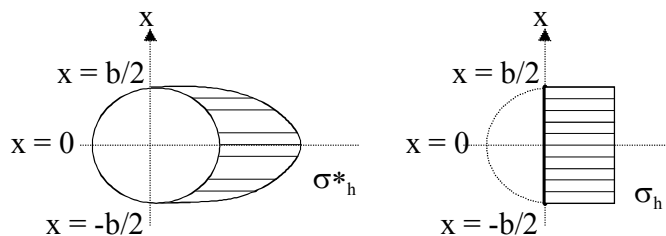


Abbildung 5.1: Verteilung der Horizontalspannungen im Trägerquerschnitt

Maßgebend zur Bestimmung des horizontalen Bettungsmoduls sind die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen unter Berücksichtigung des Primärspannungszustandes (Vorbelastung). Numerische Untersuchungen von Hettler et al. (2005) zeigten für ebene Spundwände, dass ein Bettungsansatz ohne Berücksichtigung einer Vorbelastung aus dem Gewicht des Bodenaushubs die Nachgiebigkeit des Fußauflagers überschätzt und somit die Größe des Bettungsmoduls unterschätzt. Gemäß EAB (4. Auflage) ist die Vorbelastung zu berücksichtigen, um wirklichkeitsnahe Fußverformungen zu erhalten.

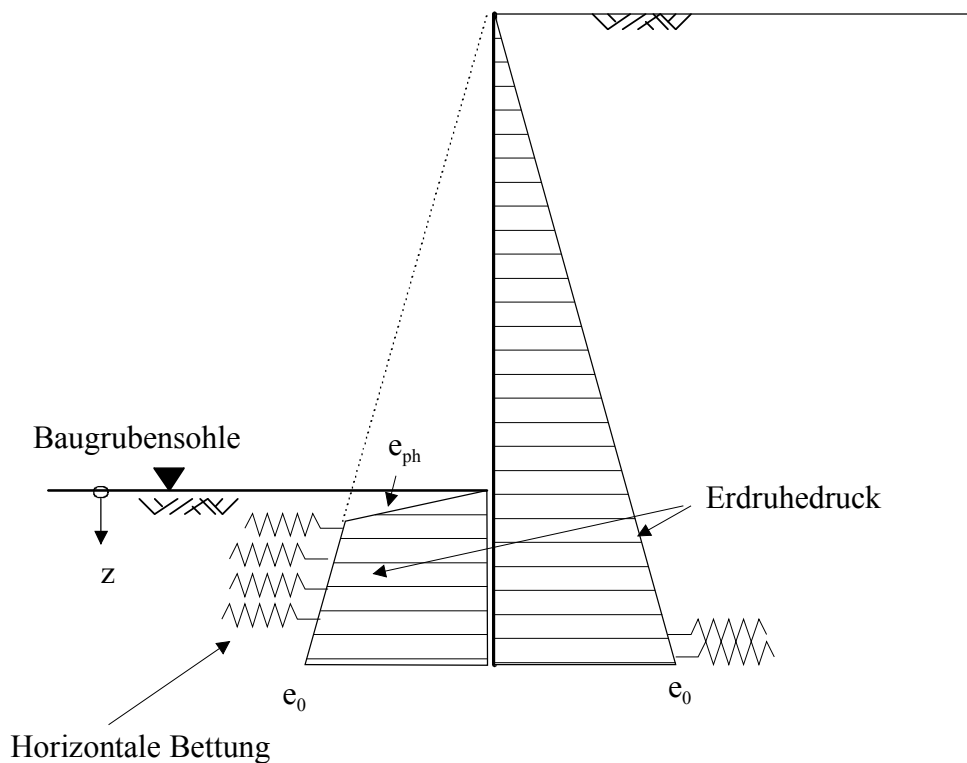


Abbildung 5.2: Berücksichtigung der Vorbelastung bei horizontaler Bettung gemäß EAB

Abb. 5.2 zeigt exemplarisch für eine Wand mit Rückdrehung im Wandfußbereich die Vorbelastung des Baugrundes gemäß EAB. Verschiebungen gegen das Erdreich, die eine Bodenreaktion hervorrufen, entstehen bei Spannungen $\sigma_h > e_0$.

Für die Bestimmung des Bettungsmoduls sind nur diejenigen Spannungsanteile e'_{ph} der Gesamtspannungen σ_h anzusetzen, die über die Erdrückdruckspannungen e_0 hinausgehen:

$$e'_{ph} = (\sigma_h - e_0) \quad (5.2)$$

Dargestellt und betrachtet werden in den nachfolgenden Ausführungen jeweils die maßgebenden Spannungsanteile e'_{ph} , die als mobilisierte Erdwiderstandsspannungen bezeichnet werden.

In Abb. 5.3 sind die Erdruchedruckspannungen, die Gesamtspannungen und die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen auf der Baugrubenseite des Trägers für den Trägerabschnitt unterhalb der Baugrubensohle exemplarisch dargestellt.

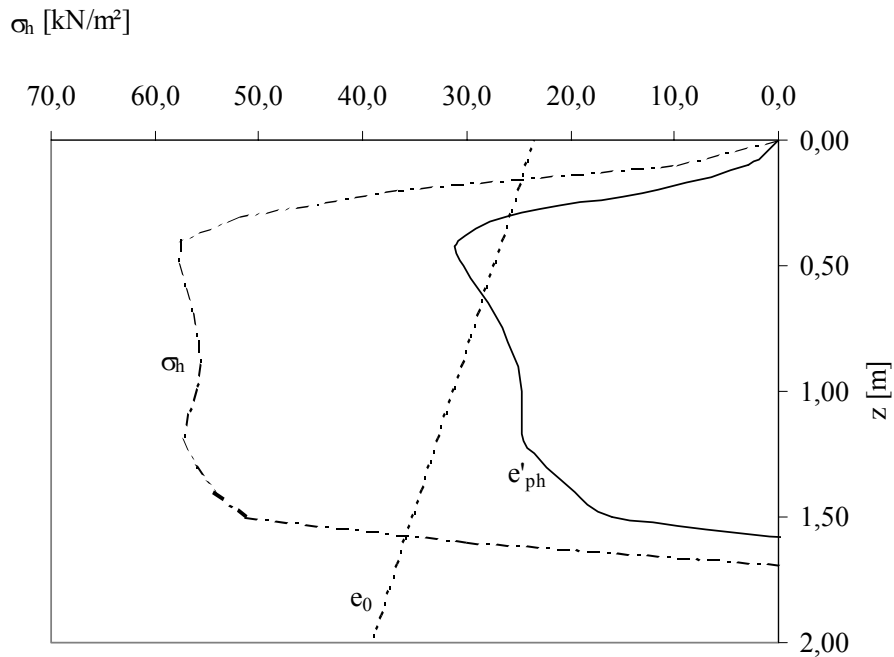


Abbildung 5.3: Ermittlung der maßgebenden, mobilisierten Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} auf der Baugrubenseite, exemplarisch für unverankerte Wand $b=0,3\text{m}$, $t=2\text{m}$, $a=2,5\text{m}$, $H=3\text{m}$

b) Verschiebung

Die Verschiebung $u(z)$ des Trägers setzt sich bei unverankerten, im Boden eingespannten Trägern aus einer Parallelverschiebung und einer Drehung um den Fußpunkt zusammen. Durch die Drehung um den Fußpunkt wird eine Ersatzkraft C (Nachweisverfahren nach Blum) mobilisiert, die bei freistehenden Wänden zum Kräfte- und Momentengleichgewicht erforderlich ist (siehe auch Kapitel 5.1.3.).

Monolithische Starrkörperverschiebungen des Gesamtsystems besitzen keinen Einfluss auf den horizontalen Bettungsmodul und wurden in den nachfolgenden Darstellungen eliminiert. Das Maß der Starrkörperverschiebungen beträgt wenige Zehntel Millimeter.

Vorhandenen Untersuchungen und Theorien zur Verteilung der Erdwiderstandsspannungen nach Weißenbach (1961) und zur Verteilung des Bettungsmoduls u.a. nach Neuberg (2002) liegt die Annahme einer reinen Parallelverschiebung des Trägers zugrunde.

Wie die nachfolgende Abbildung am Beispiel eines unverankerten, eingespannten Trägers exemplarisch zeigt, kann nur oberflächennah im Tiefenbereich $0 \leq z/t \leq \alpha$ näherungsweise eine Parallelverschiebung des Trägers angenommen werden (Abb. 5.4).

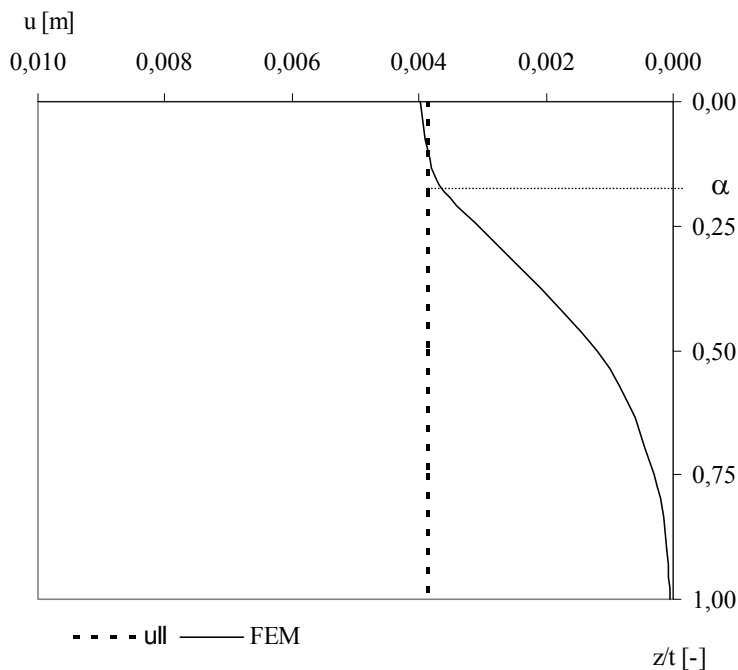


Abbildung 5.4: Beispiel für das Verschiebungsbild einer freistehenden Wand

Im Tiefenbereich $z/t > \alpha$ führt die Annahme einer Parallelverschiebung bei unverankerten, im Boden eingespannten Trägern zu großen Abweichungen vom tatsächlichen Wert und ist zur Berechnung des Bettungsmoduls nicht geeignet.

Zur Ermittlung des Bettungsmoduls angesetzt werden daher die berechneten und nichtlinear verteilten Verschiebungen.

c) Bettungsmodul

Der horizontale Bettungsmodul ergibt sich gemäß Gl. 2.4 aus der mobilisierten Erdwiderstandsspannung (a) und der Horizontalverschiebung (b) des Trägers zu:

$$k_{sh}(z, b, t, EI, u) = \frac{e'_{ph}(z, b, t, a, H, EI, u)}{u(z, b, t, a, H, EI)} \quad (5.2)$$

wobei die geometrischen Einflussgrößen a und H nur zur Erzielung unterschiedlicher Verschiebungen u variiert werden.

5.1.3 Prüfung der Gleichgewichtsbedingungen

An der mit Hilfe der FEM ermittelten Spannungsverteilung wurden die statischen Gleichgewichtsbedingungen bei frei stehenden Wänden geprüft. Das Kräftegleichgewicht $\Sigma H = 0$ und das Momentengleichgewicht um den Trägerfußpunkt $\Sigma M_F = 0$ ist jeweils vorhanden.

Die mit FEM berechnete Spannungsverteilung ist exemplarisch für eine frei stehende Wand ($b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $a=2,5$ m, $H=3,0$ m) in Abb. 5.5 dargestellt.

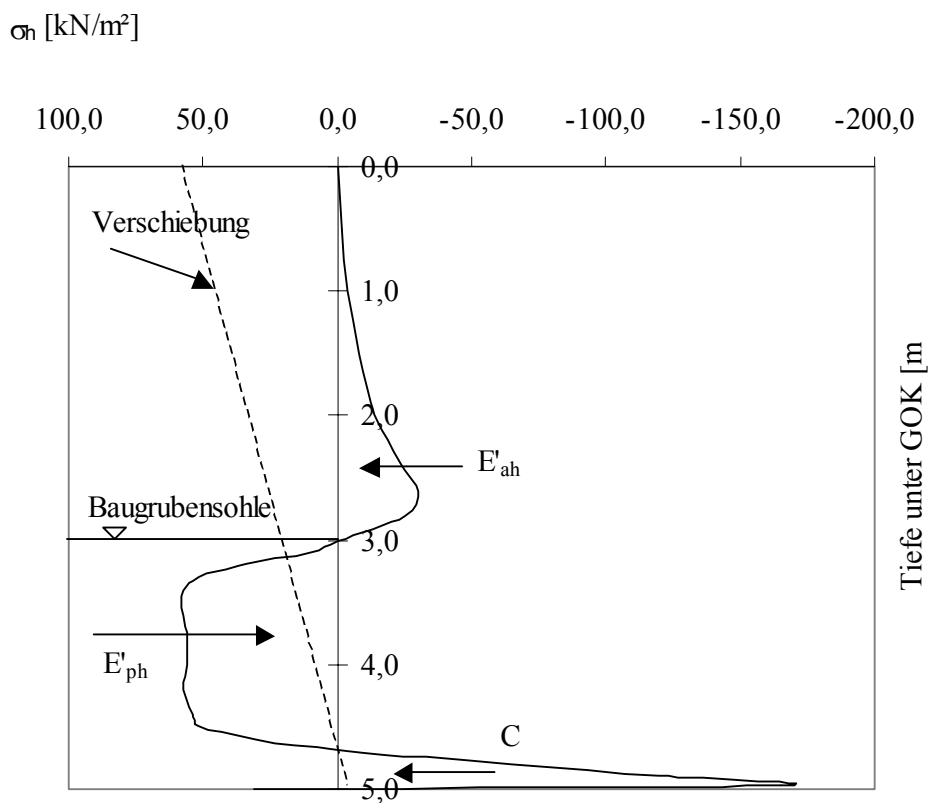


Abbildung 5.5: Spannungsverteilung vor und hinter einem frei stehenden Träger mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $a=2,5$ m, $H=3,0$ m

In den nachfolgenden Ausführungen wird die Betrachtung auf den maßgebenden Ausschnitt unterhalb der Baugrubensohle und den Spannungsverlauf vor dem Träger auf der Baugrubenseite beschränkt.

5.2 Darstellung der Ergebnisse

5.2.1 Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Trägerbreite

Die Trägerbreite b wurde in einer Bandbreite von $0,15 \text{ m} \leq b \leq 0,50 \text{ m}$ variiert. Die übrigen Parameter blieben mit den Referenzwerten gemäß Tab. 5.1 konstant.

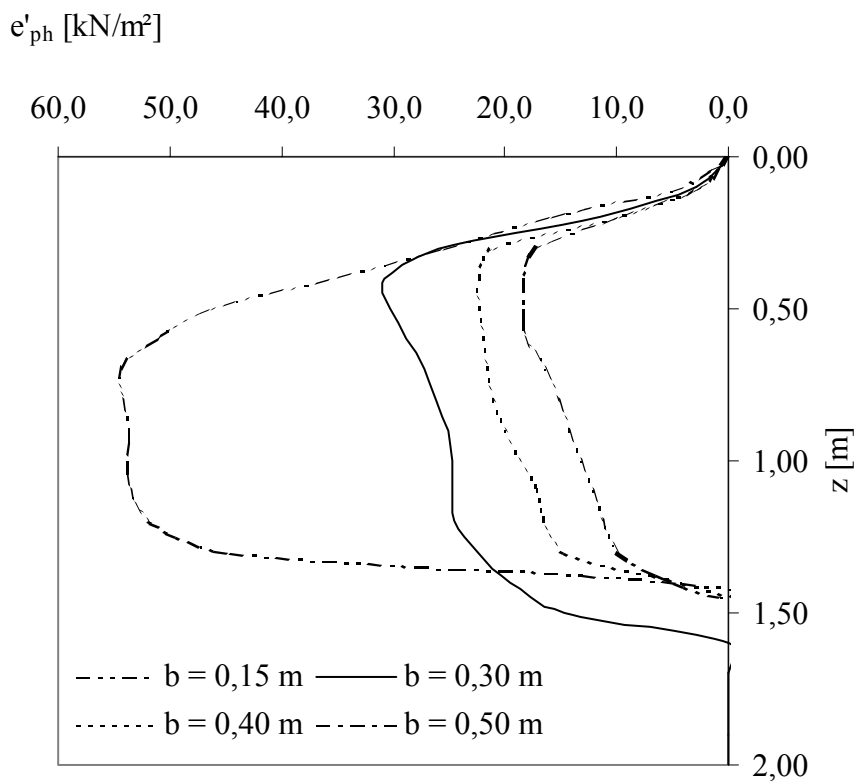


Abbildung 5.6: $e'_{ph}(z, b)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $t=2,0 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$, $H=3,0 \text{ m}$

Die Erdwiderstandsspannungen weisen einen Peak-Punkt etwa $0,4 \text{ m}$ bis $0,6 \text{ m}$ unter Baugrubensohle auf.

Darunter nehmen die Spannungen ab. Im Tiefenbereich bei ca. 1,1 m bis 1,3 m unter Baugrubensohle ist ein leichter Wiederanstieg der Spannungen festzustellen. Der Spannungsverlauf nimmt dann mit zunehmender Tiefe bis auf Null ab. Der Nullpunkt entspricht dem Drehpunkt des Trägers mit $u = 0$.

Die maximalen Erdwiderstandsspannungen betragen 54 kN/m^2 und wurden bei der geringsten Trägerbreite $b = 0,15 \text{ m}$ ermittelt. Die geringsten Erdwiderstandsspannungen wurden bei der größten Trägerbreite $b = 0,50 \text{ m}$ berechnet.

Die Größe der Erdwiderstandsspannungen ist umgekehrt proportional zur Trägerbreite b .

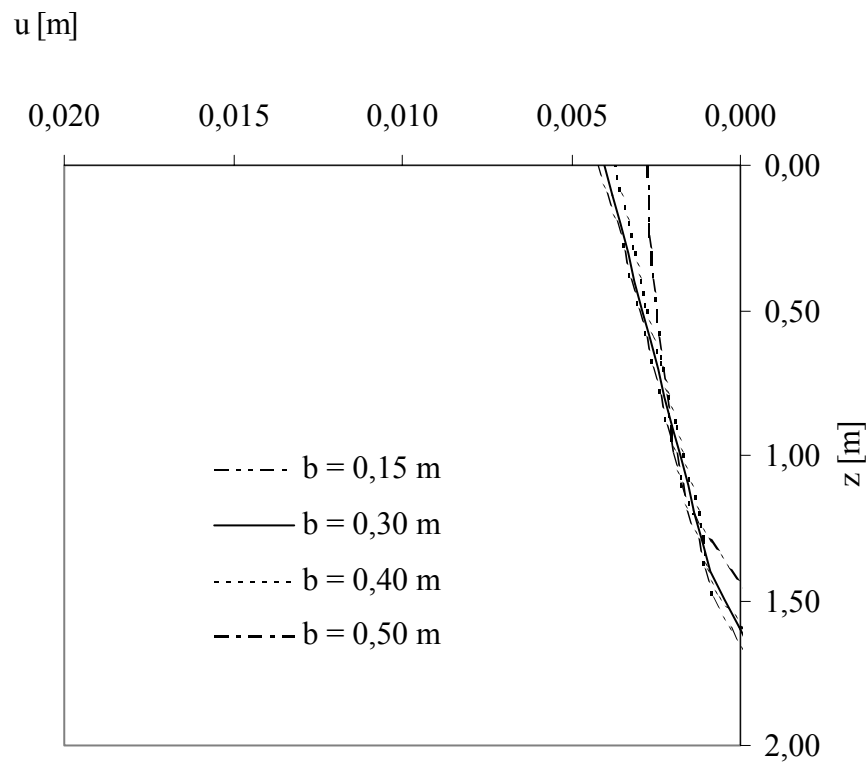


Abbildung 5.7: $u(z, b)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $t=2,0 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$, $H=3,0 \text{ m}$

Die Verschiebung setzt sich gemäß Abb. 5.7 aus einer Parallelverschiebung und einer Drehung um den Fußpunkt zusammen. Der resultierende Drehpunkt mit $u = 0$ kommt etwa bei $z = 1,5$ m zu liegen. Die maximale Verschiebung in Höhe der Baugrubensohle ($z = 0$) beträgt $u = 0,4$ cm.

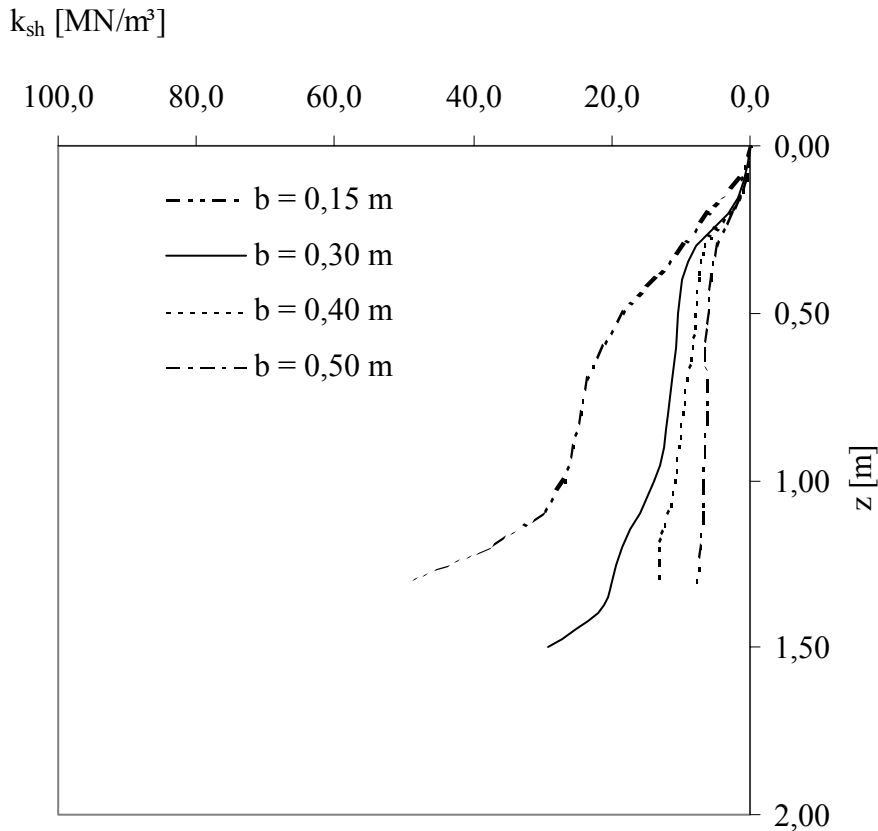


Abbildung 5.8: $k_{sh}(z, b)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $t=2,0$ m, $a=2,5$ m, $H=3,0$ m

Der Bettungsmodul nimmt mit der Tiefe zu. In der Tiefe $z = 1,0$ m beträgt der Bettungsmodul $k_{sh} = 7$ MN/m³ bei $b = 0,50$ m bis $k_{sh} = 27$ MN/m³ bei $b = 0,15$ m.

Die Größe des Bettungsmoduls ist umgekehrt proportional zur Trägerbreite b .

5.2.2 Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Einbindetiefe

Die Einbindetiefe t wurde in einer Bandbreite von $2,0 \text{ m} \leq t \leq 4,0 \text{ m}$ variiert. Die übrigen Parameter blieben mit den Standardwerten gemäß Tab. 5.1 konstant.

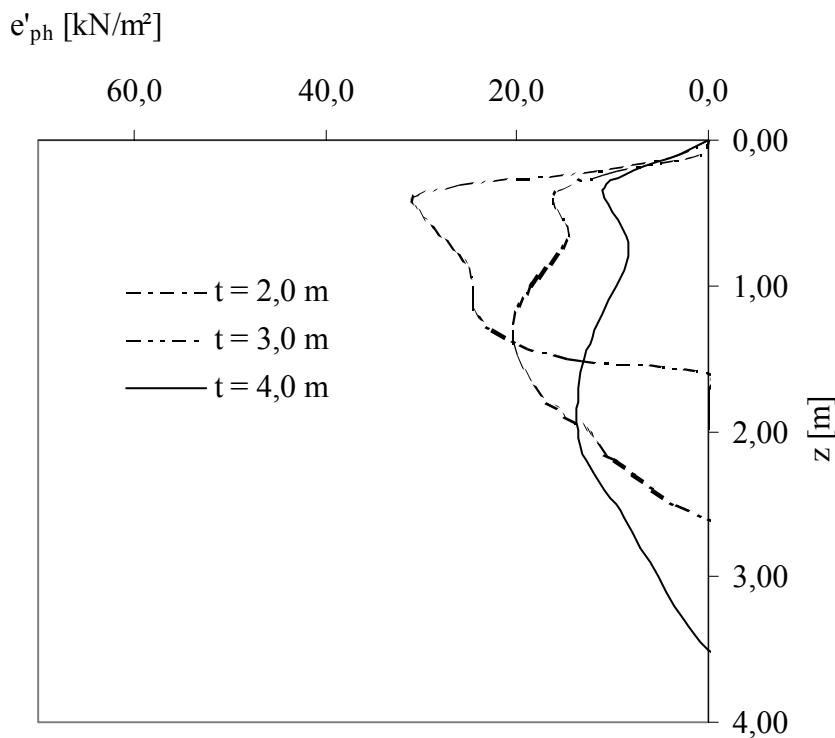


Abbildung 5.9: $e'_{ph}(z, t)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$, $H=3,0 \text{ m}$

Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen besitzen einen Peak-Punkt bei ca. 0,4 m unter Baugrubensohle. Die Peak-Werte der Spannungen betragen 10,6 bis 30,9 kN/m^2 . Darunter nehmen die Spannungen bis etwa $z = 1,0 \text{ m}$ ab. Mit zunehmender Tiefe steigen die Spannungen wieder leicht an bis auf 13,6 bis 24,5 MN/m^2 und nehmen dann aufgrund der Einspannung kontinuierlich bis zum Drehpunkt des Trägers auf Null ab.

Die größten Spannungen wurden bei der geringsten Einbindetiefe berechnet.

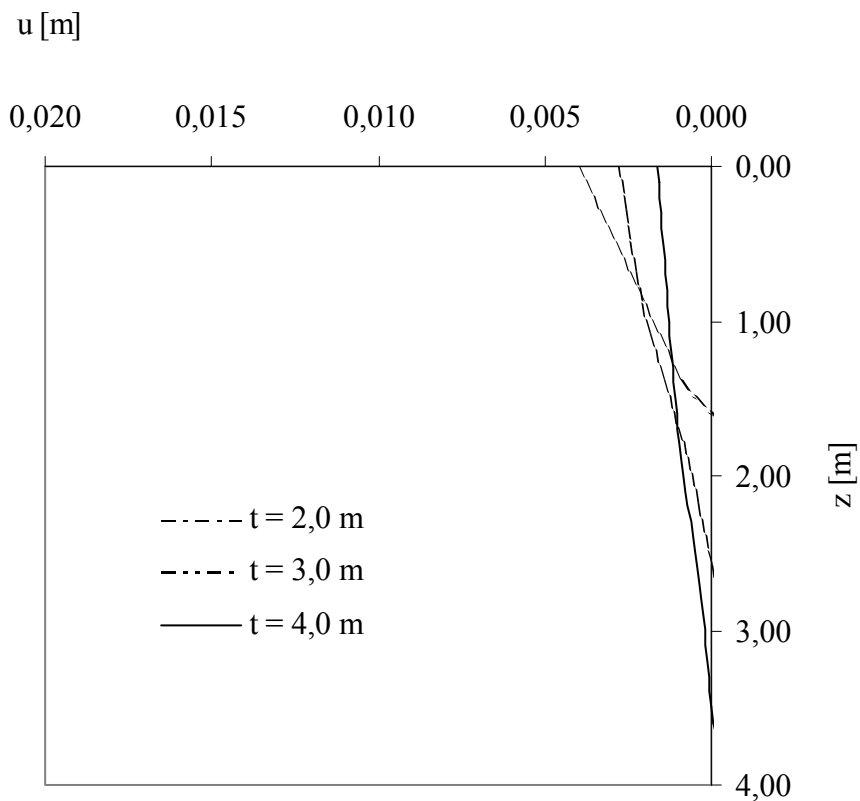


Abbildung 5.10: $u(z, t)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$, $H=3,0 \text{ m}$

Die Verschiebung setzt sich zusammen aus einer Parallelverschiebung und einer Drehung um den Fußpunkt. Der Drehpunkt mit $u = 0$ liegt bei etwa $z = 0,65 t$ bis $0,85 t$. Die Verschiebung in Höhe der Baugrubensohle ($z = 0$) beträgt $u = 0,2 \text{ cm}$ bis $0,4 \text{ cm}$. Die maximalen Verschiebungswerte wurden bei der geringsten Einbindetiefe ermittelt.

Die maximale Verschiebung ist umgekehrt proportional zur Einbindetiefe t .

Der Bettungsmodul am Peak-Punkt der Spannungen bei $z = 0,4 \text{ m}$ beträgt ca. 6 MN/m^3 bis 10 MN/m^3 . In der Tiefe $z = 1,0 \text{ m}$ wurde ein Bettungsmodul von 7 MN/m^3 bis 14 MN/m^3 ermittelt. Der Bettungsmodul nimmt mit der Tiefe zu. Der größte Bettungsmodul ist bei der geringsten Einbindetiefe $t = 2,0 \text{ m}$ vorhanden.

Der Bettungsmodul ist umgekehrt proportional zur Einbindetiefe t .

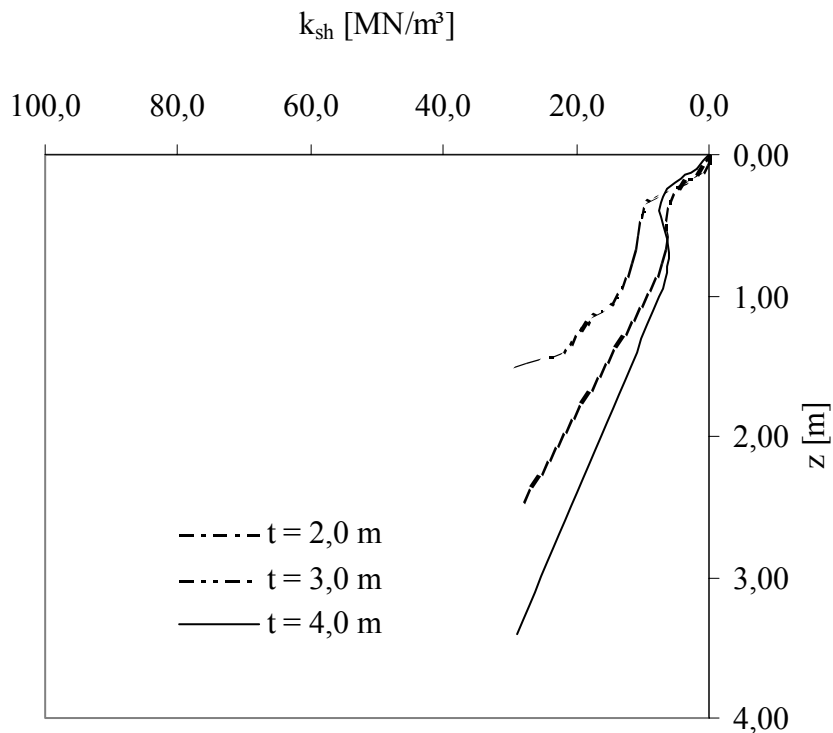


Abbildung 5.11: $k_{sh}(z, t)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$, $H=3,0 \text{ m}$

5.2.3 Einfluss des Trägerabstandes

Der Trägerabstand a wurde in einer Bandbreite von $1,5 \text{ m} \leq a \leq 4,5 \text{ m}$ variiert. Die übrigen Parameter blieben mit den Referenzwerten gemäß Tab. 5.1 konstant.

Die maximalen Erdwiderstandsspannungen betragen $18,6 \text{ kN/m}^2$ bei $a = 1,5 \text{ m}$ bis $54,5 \text{ kN/m}^2$ bei $a = 4,5 \text{ m}$. Die Erdwiderstandsspannungen sind erwartungsgemäß proportional zum Trägerabstand a .

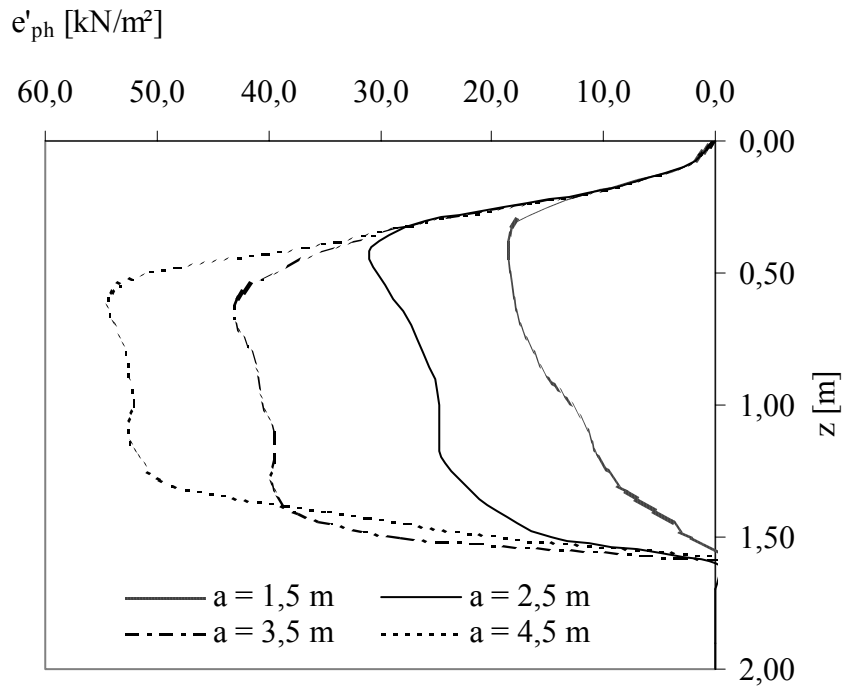


Abbildung 5.12: $e'_{ph}(z, a)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $H=3,0$ m

Die Verschiebung ist etwa proportional zum Trägerabstand und beträgt in Höhe der Baugrubensohle $u = 0,3$ cm bei $a = 1,5$ m bis $u = 0,7$ cm bei $a = 4,5$ m. Der Drehpunkt mit $u = 0$ liegt bei etwa $z = 0,75$ t bis $0,80$ t.

Der Bettungsmodul beträgt in der Tiefe $z = 1,0$ m $k_{sh} = 11$ MN/m³ bis 15 MN/m³. Der geringste Bettungsmodul wurde bei maximalem Trägerabstand $a = 4,5$ m festgestellt. Bei dem Trägerabstand $a = 4,5$ m wurden auch die maximalen Horizontalspannungen und die maximalen Verschiebungen ermittelt. Die Beeinflussung des Bettungsmoduls bei großen Trägerabständen ist auf die nichtlineare Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen zurückzuführen.

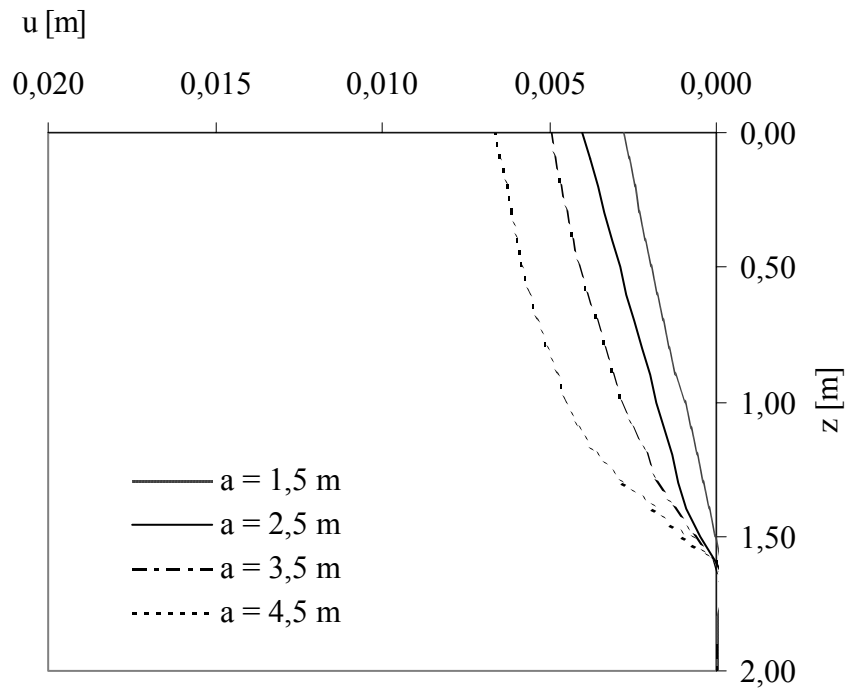


Abbildung 5.13: $u(z, a)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $H=3,0$ m

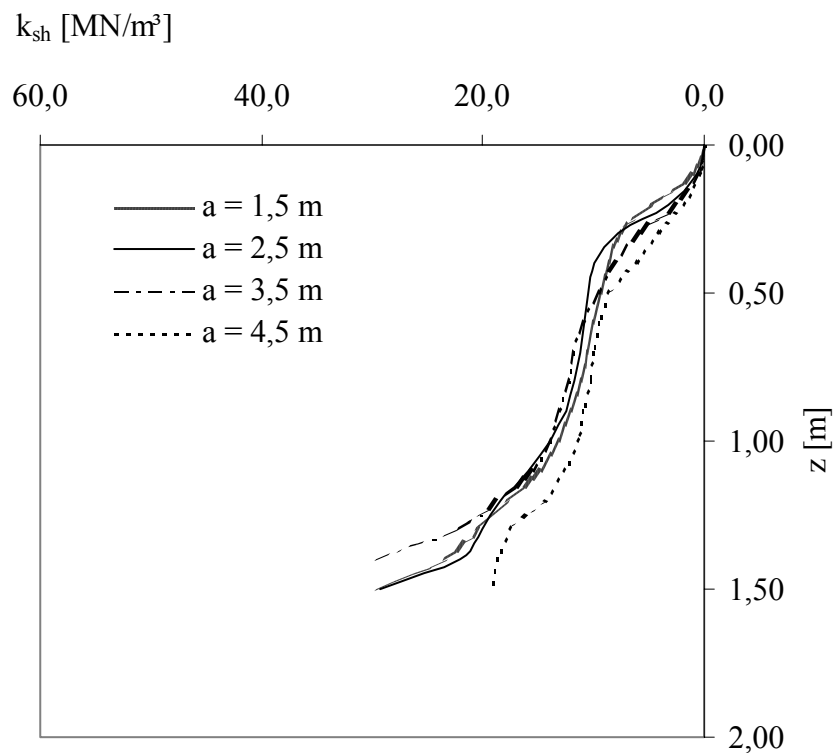


Abbildung 5.14: $k_{sh}(z, a)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $H=3,0$ m

5.2.4 Einfluss der Baugrubentiefe

Die Baugrubentiefe H wurde in einer Bandbreite von $2,1 \text{ m} \leq H \leq 3,9 \text{ m}$ variiert. Die übrigen Parameter blieben mit den Referenzwerten gemäß Tab. 5.1 konstant.

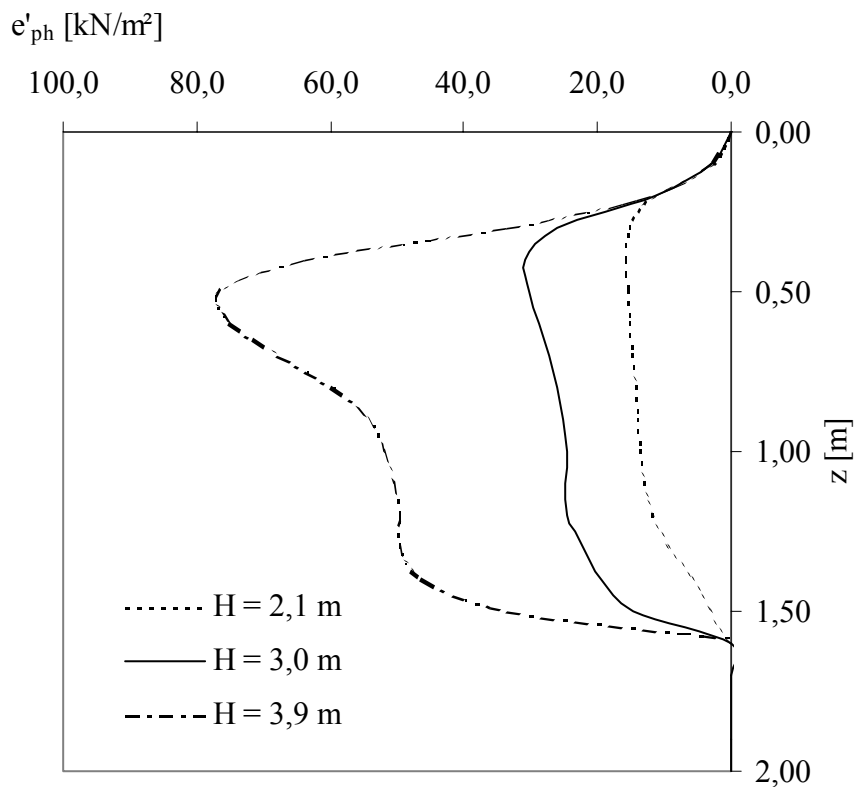


Abbildung 5.15: $e'_{ph}(z, H)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3 \text{ m}$, $t=2,0 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$

Die maximalen Erdwiderstandsspannungen wurden in einer Tiefe $z = 0,4 \text{ m}$ bis $0,5 \text{ m}$ festgestellt und betragen $e'_{ph} = 15,7 \text{ kN/m}^2$ bei $H = 2,1 \text{ m}$ bis $e'_{ph} = 76,6 \text{ kN/m}^2$ bei $H = 3,9 \text{ m}$. Darunter nehmen die Spannungen bis zum Drehpunkt bis auf Null ab. Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen verhalten sich proportional zur Baugrubentiefe.

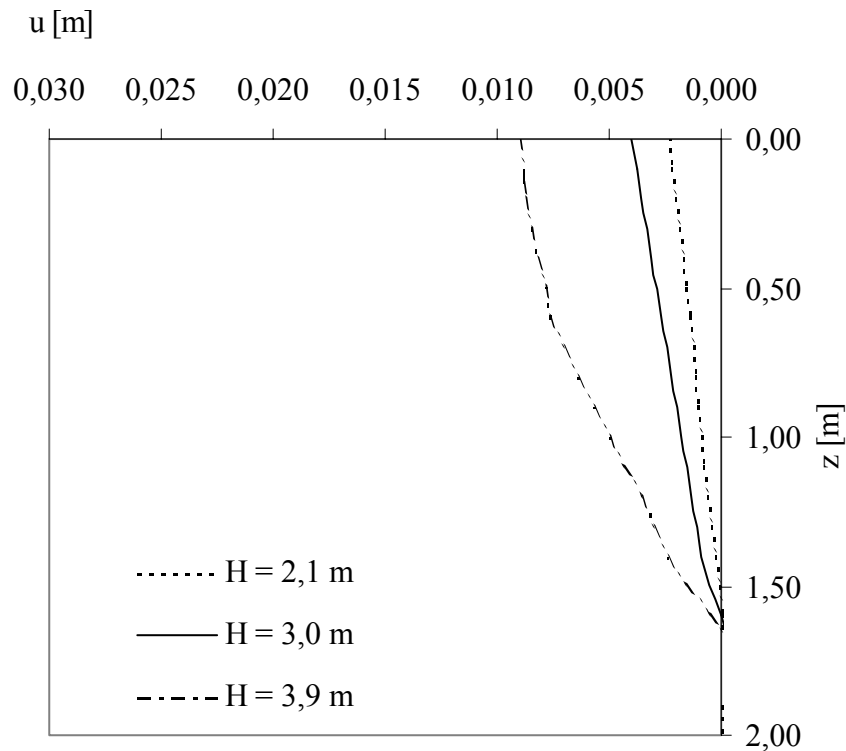


Abbildung 5.16: $u(z, H)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3 \text{ m}$, $t=2,0 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$

Die Horizontalverschiebungen sind proportional zur Baugrubentiefe und betragen im Bereich der Baugrubensohle $u_{\text{BGS}} = 2 - 9 \text{ mm}$.

Der Bettungsmodul beträgt in der Tiefe $z = 1,0 \text{ m}$ $k_{\text{sh}} = 10 \text{ MN/m}^3$ bis 15 MN/m^3 . Bei größter Baugrubentiefe $H = 3,9 \text{ m}$ wurde der geringste Bettungsmodul bei gleichzeitig hohen Spannungen und hohen Verschiebungen ermittelt, was die Nichtlinearität der Spannungs-Verschiebungs-Beziehung $e'_{\text{ph}}(u)$ belegt.

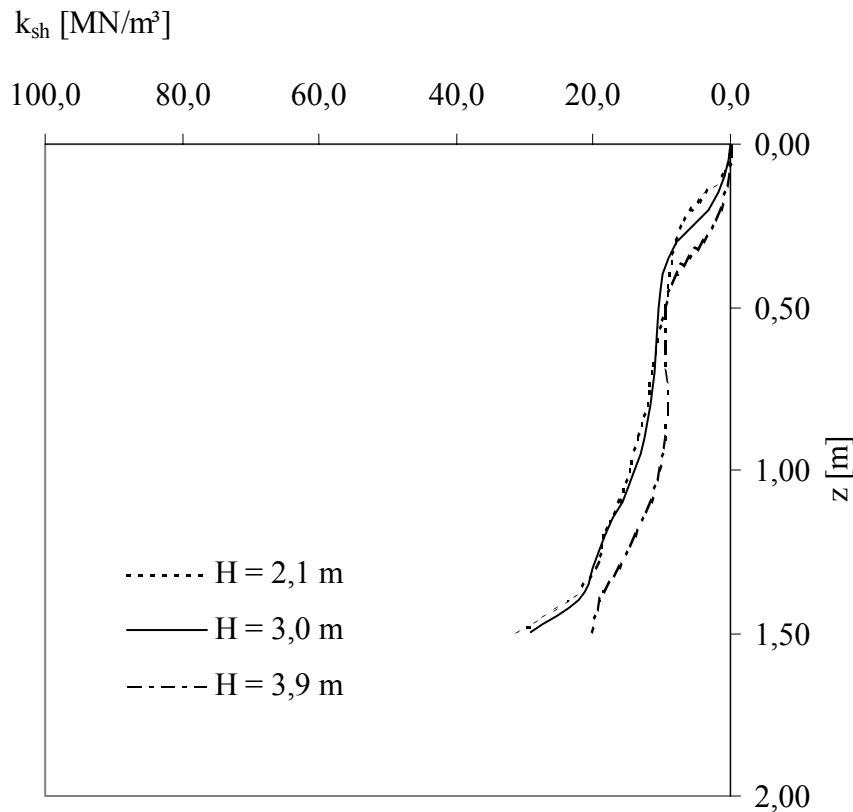


Abbildung 5.17: $k_{sh}(z, H)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $a=2,5$ m

5.2.5 Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Biegesteifigkeit

Die Biegesteifigkeit EI wurde ausgehend von der Biegesteifigkeit gem. Kapitel 4 jeweils auf 50 % und 10 % des Wertes EI_{ref} reduziert. Die übrigen Parameter blieben mit den Referenzwerten gemäß Tab. 5.1 konstant.

Die Peak-Werte der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen betragen $e'_{ph} = 30$ kN/m² für $EI = 1,0$ EI_{ref} bis $e'_{ph} = 56$ kN/m² für $EI = 0,1$ EI_{ref} . Bei Reduzierung der Biegesteifigkeit werden die Peak-Werte der Erdwiderstandsspannungen erhöht. Der Verlauf der Erdwiderstandsspannungen wird extremaler.

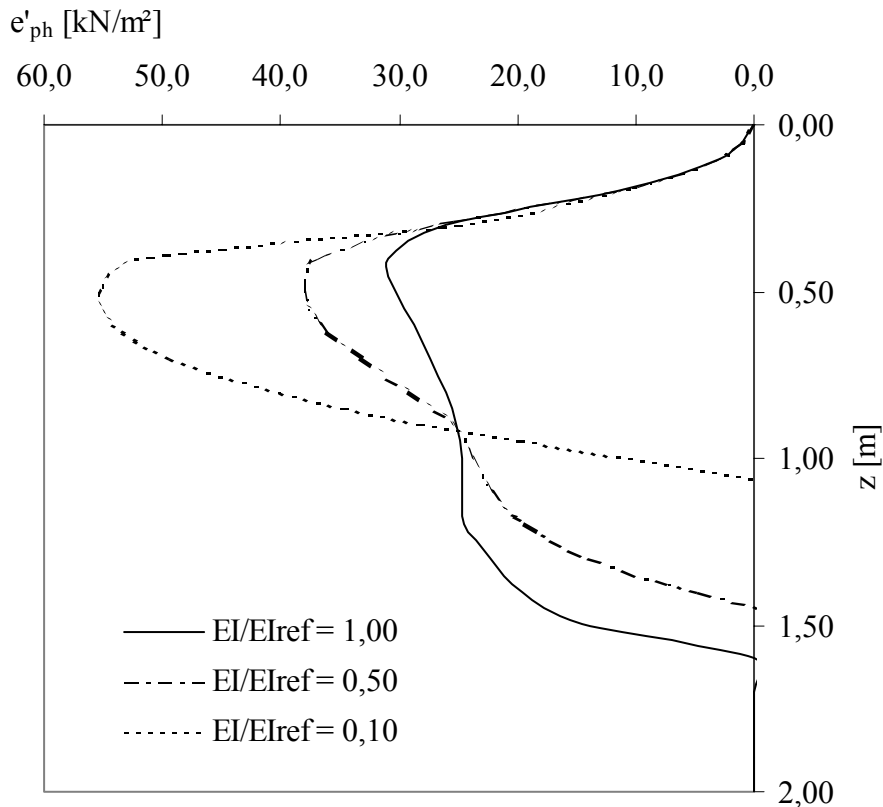


Abbildung 5.18: $e'_{ph}(z, EI)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3 \text{ m}$, $t=2,0 \text{ m}$, $a=2,5 \text{ m}$, $H=3,0 \text{ m}$

Bei Reduzierung der Biegesteifigkeit wird die Krümmung in der Biegelinie verstärkt. Das Verschiebungsmaß auf Höhe der Baugrubensohle ($z=0$) beträgt $u_{BGS} = 0,4 \text{ cm}$ bei $EI=1,0 EI_{ref}$ bis $u_{BGS} = 0,6 \text{ cm}$ bei $EI = 0,1 EI_{ref}$.

Der horizontale Bettungsmodul verläuft bei Variation der Biegesteifigkeit nahezu deckungsgleich. Der Bettungsmodul beträgt in der Tiefe $z = 1,0 \text{ m}$ $k_{sh} = 14 \text{ MN/m}^3$ und wird von der Biegesteifigkeit EI nicht erkennbar beeinflusst.

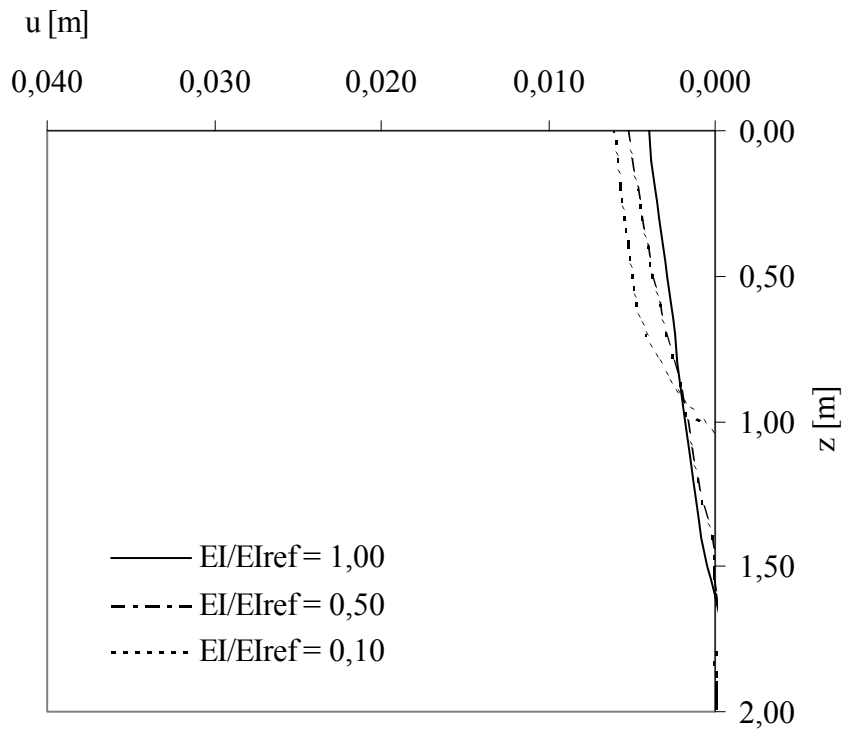


Abbildung 5.19: $u(z, EI)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $a=2,5$ m, $H=3,0$ m

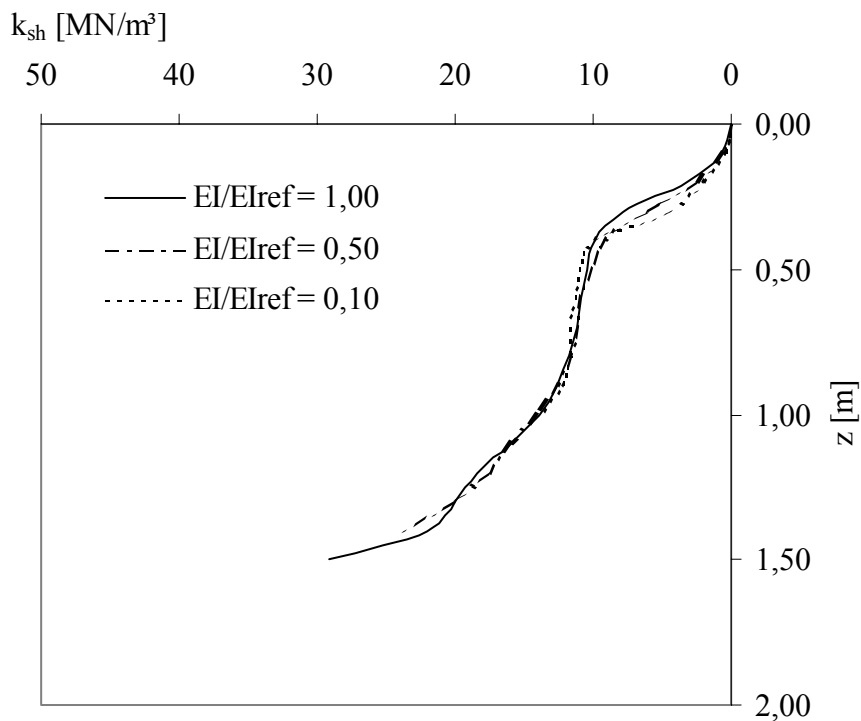


Abbildung 5.20: $k_{sh}(z, EI)$ bei unverankerten Trägerbohlwänden
mit $b=0,3$ m, $t=2,0$ m, $a=2,5$ m, $H=3,0$ m

5.3 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

5.3.1 Mobilisierte Erdwiderstandsspannungen

Größe und Verlauf der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} und der Horizontalverschiebung u werden durch die untersuchten Parameter z , b , t , a , H , und EI beeinflusst.

Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} besitzen in den Parameterstudien einen Peak-Punkt etwa bei $z = 0,4$ m bis 1,0 m unter Baugrubensohle. Darunter klingen die Spannungen bei im Boden eingespannten Trägern bis zum Drehpunkt des Trägers bis auf Null ab.

Die untersuchten Parameter b , t , a , H und EI beeinflussen die Größe und den Verlauf der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen. Es wurden folgende Proportionalitäten festgestellt:

$$e'_{ph} \sim \frac{a \cdot H}{b \cdot t \cdot EI} \quad (5.3)$$

Die Parameter a und H beeinflussen dabei gleichermaßen die Größe und Verteilung des Erdwiderstandes e'_{ph} und der Verschiebungen u . Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen sind somit auch eine Funktion der Verschiebungen u :

$$e'_{ph} = e'_{ph}(z, b, t, u) \quad (5.4)$$

Im Tiefenbereich von Baugrubensohle bis mehrere Dezimeter unter Baugrubensohle entsprechen die mobilisierten Erdwiderstandsordinaten e'^*_{ph} den Erdwiderstandsordinaten e^*_{ph} im Grenzzustand gemäß Gl. 2.16 nach Weißenbach / Streck (1961):

$$e^*_{ph} = 1,25 \cdot \gamma \cdot \omega_R \cdot z^2$$

Der Berechnungsansatz für die Erdwiderstandsordinaten e^*_{ph} nach Weißenbach / Streck (1961) wurde im Untersuchungsintervall bestätigt.

Die Erdwiderstandsspannungen sind in diesem Tiefenbereich vollständig mobilisiert. Darunter klingen die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen ab, während die Erdwiderstandsspannungen im Grenzzustand nach Gl. 2.16 quadratisch zunehmen. Daraus ergibt sich unterhalb des Peak-Punktes ein stark abfallender Mobilisierungsgrad.

Mit zunehmender Belastung oder Verschiebung wird die Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen in der Tiefe fortgesetzt. Dieser Mobilisierungsvorgang des Erdwiderstandes stimmt auch mit Untersuchungen und Beobachtungen von Weißenbach (1961) und Mao (1993) überein (siehe Abb. 2.10 und 2.11).

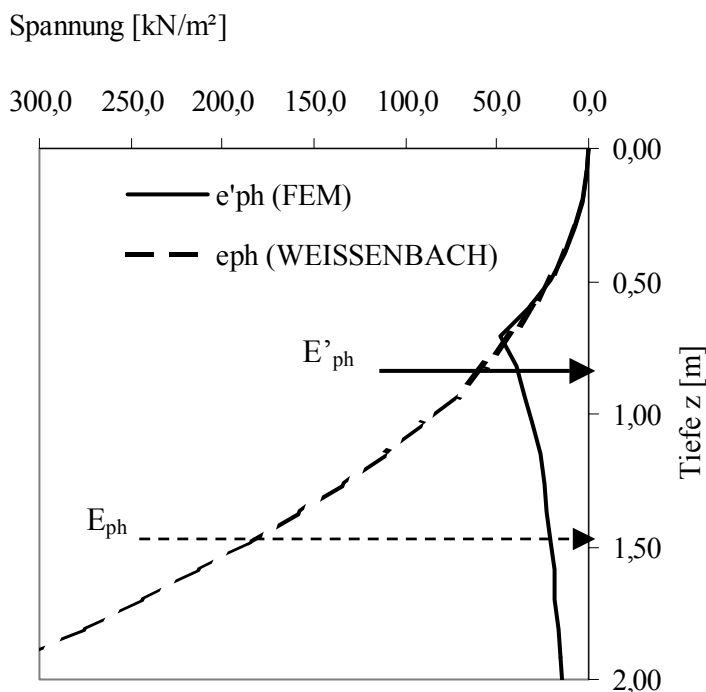


Abbildung 5.21: Mobilisierter Erdwiderstand exemplarisch für 2-fach rückverankerte Träger bei Referenzparametern gemäß Tab. 5.1 (Parallelverschiebung)

Die Darstellung in Abb. 5.21 zeigt, dass bei *Parallelverschiebung* die Lage der Erddruckresultierenden E_{ph} nicht mit der Lage der Spannungssumme E'_{ph} des mobilisierten Erdwiderstandes

$$E'_{ph} = \int_0^t e'_{ph}(z, b, t, u) dz \quad (5.5)$$

übereinstimmt.

Aus Abb. 5.21 ist ersichtlich, dass die Lage z_0 der Erdwiderstandsresultierenden vom Mobilisierungsgrad $m = E'_{ph}/E_{ph}$ abhängig ist. Dies stimmt mit Beobachtungen von Weißenbach (1961) und Neuberg (2002) überein (siehe Abb. 2.12).

Aus der dargestellten Spannungsverteilung ergibt sich ein mit der Tiefe veränderlicher Mobilisierungsgrad von

$$\mu(z) = \frac{e'_{ph}(z, b, t, u)}{e_{ph}(z, b, t)} \quad (5.6)$$

Mit den Ergebnissen der durchgeführten Parameterstudien wurden für die untersuchten Einflussfaktoren Kurvenscharen des Mobilisierungsgrades berechnet.

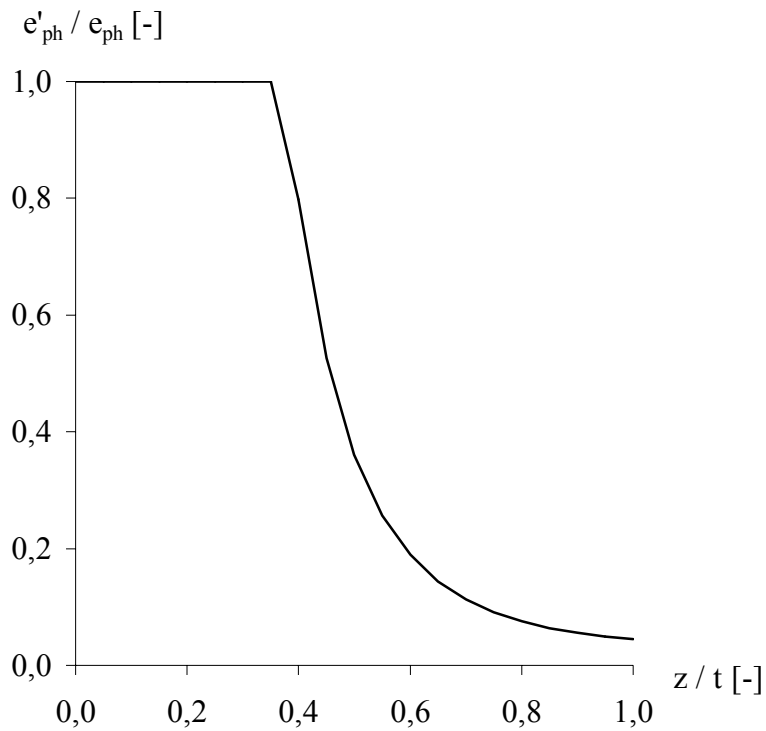


Abbildung 5.22: Mobilisierungsgrad $\mu = e'_{ph}/e_{ph}$ über die normierte Tiefe z/t exemplarisch für 2-fach rückverankerte Träger bei Referenzparametern gemäß Tab. 5.1

Der Mobilisierungsgrad beträgt ausgehend von der Baugrubensohle bis etwa zur Tiefenlage des Peak-Wertes der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen $\mu = 1,0 = \text{const.}$ Darunter nimmt der Mobilisierungsgrad überproportional ab.

5.3.2 Horizontalverschiebungen

Die Horizontalverschiebungen des Trägers sind nach den Ergebnissen der Parameterstudien maßgeblich abhängig vom Trägerabstand a und von der Baugrubentiefe H , die jeweils die Einwirkungen auf den Träger aus aktivem Erddruck bestimmen. Die Biegelinie wird zusätzlich von der Trägerbreite b , der Einbindetiefe t und von der Biegesteifigkeit EI beeinflusst:

$$u = u(z, b, t, a, H, EI)$$

Ausgehend von den Ergebnissen der Parameterstudie bei Variation des Trägerabstandes a sowie der Baugrubentiefe H und im Übrigen konstanten Parametern t , b , EI gemäß Tab. 5.1 kann aus der Verschiebung im Grenzzustand (u_B) nach Gl. 2.20 und Interpolation des Zwischenbereiches eine normierte, verschiebungsabhängige Mobilisierungsfunktion abgeleitet werden. Der Kurvenverlauf ist in Abb. 5.23 dargestellt und wurde den Ergebnissen von Besler (2001, ebener Fall) und von Neuberg (2002, räumlicher Fall gemäß Gl. 2.26) gegenübergestellt.

Abb. 5.23 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Mobilisierungskurven. Die Ergebnisse stimmen qualitativ auch gut mit den Ergebnissen von Weißenbach (1961) gemäß Abb. 2.8 sowie mit der Mobilisierungsfunktion für ebene Erddruckprobleme nach Abdel-Rahman (2000) überein. Auch der Mobilisierungsansatz von Bartl und Franke (1997) führt zu ähnlichen Ergebnissen.

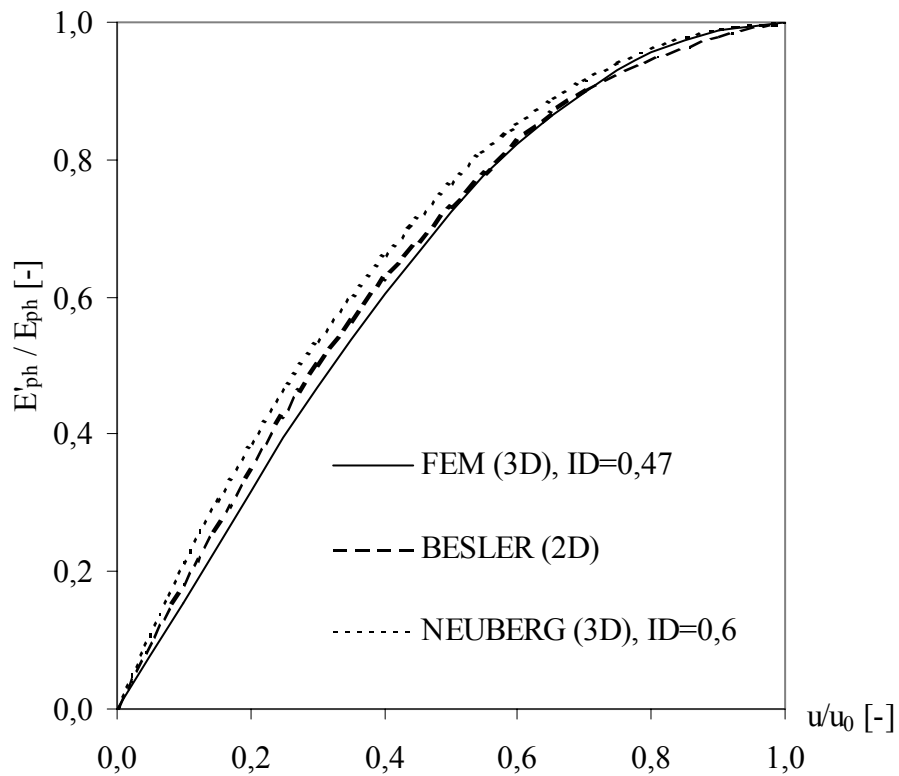


Abbildung 5.23: Mobilisierungsfunktion E'_{ph} / E_{ph} ($t, b, u, EI = \text{const.}$)

Die Mobilisierungsfunktion $E'_{ph} / E_{ph}(u)$ gilt für die Spannungssumme des (mobilisierten) Erdwiderstandes. Rückschlüsse aus der Mobilisierungsfunktion auf die Tiefenlage der Resultierenden und den Verlauf der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen sind nicht direkt möglich, da der Mobilisierungsgrad der Erdwiderstandsspannungen nicht über die Einbindetiefe konstant ist. Der Erdwiderstand ist bei Parallelverschiebung oberflächennah bereits bei geringen Verschiebungen vollständig mobilisiert.

5.3.3 Horizontaler Bettungsmodul

Der horizontale Bettungsmodul wurde gemäß Gl. 2.4 und Gl. 5.2 aus den Ergebnissen der FEM Berechnungen abgeleitet.

Der Bettungsmodul nimmt mit der Tiefe zu. Der Bettungsmodul ist maßgeblich abhängig von der Trägerbreite b und der Einbindetiefe t .

Die Variation des Trägerabstandes a und der Baugrubentiefe H bewirkt eine Variation der Einwirkungen auf den Träger durch aktiven Erddruck. Dadurch ergeben sich verschiedene Spannungsverteilungen und Verformungsbilder, die eine Vergrößerung des Untersuchungsintervalls zur Ermittlung des Bettungsmoduls ermöglichen.

Der Einfluss der Biegesteifigkeit des Trägers auf Größe und Verlauf des Bettungsmoduls ist geringfügig und kann in der praktischen Anwendung vernachlässigt werden.

Aufgrund der nichtlinearen Beziehung zwischen den mobilisierten Erdwiderstandsspannungen und der Verschiebung (siehe Abb. 5.23) ist der Bettungsmodul auch eine Funktion der Verschiebung u .

Der ermittelte Bettungsmodulverlauf ist in Abb. 5.24 exemplarisch für eine unverankerte Wand mit Randbedingungen gemäß Tab. 5.1 den Vorschlägen von Terzhagi (1955), Neuberg (2002) und Weißenbach (2003) bzw. DIN 1054 (2005) / EAB gegenübergestellt. Der Darstellung in Abb. 5.24 liegen folgende Berechnungen zugrunde:

- nach Weißenbach (2003) bzw. DIN 1054 (2005) / EAB gemäß Gl. 2.30:

$$k_{s,h} = \frac{E_{s,h}}{b}$$

mit $E_{s,h} = 33 \text{ MN/m}^2 \cdot z$

- nach Terzaghi (1955) gemäß Gl. 2.29:

$$k_{s,h} = k'_{s,h} \cdot \frac{z}{b}$$

mit $k'_{s,h} = 6 \text{ MN/m}^3$

- nach Neuberg (2002) ist die Bettungsmodulberechnung vom Mobilisierungsgrad $m = E'_{ph}/E_{ph}$ abhängig. Der Berechnung liegt der in FEM Berechnungen ermittelte Mobilisierungsgrad $m = 4 \% \text{ bis } 21 \%$ und die Mobilisierungsfunktion gemäß Abb. 5.23 und eine Parallelverschiebung $u_{||} = u_{BGS}$ zugrunde.

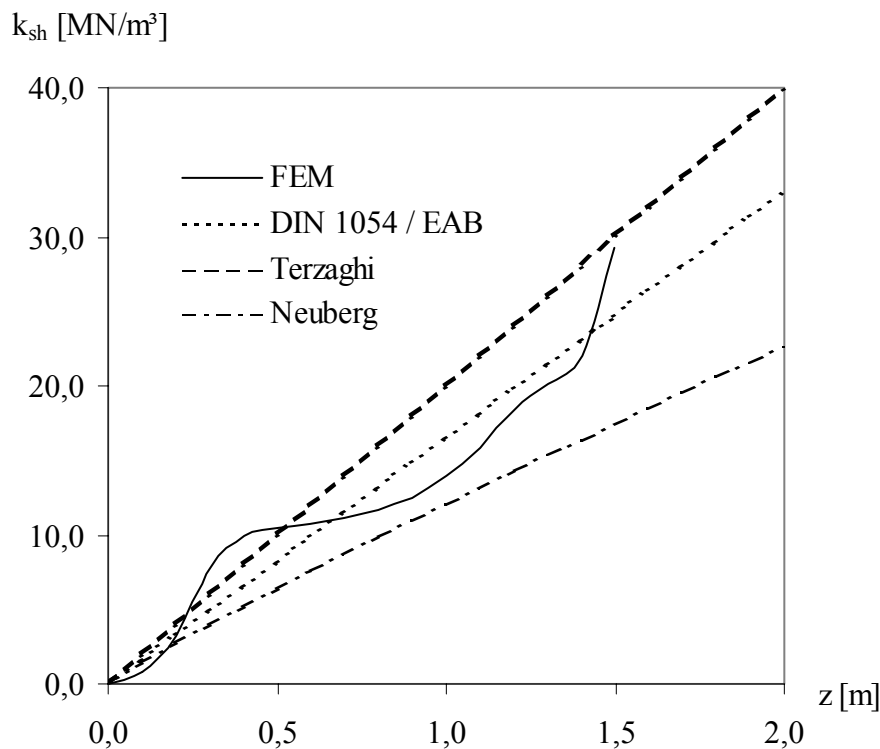


Abbildung 5.24: Bettungsmodulverlauf einer unverankerten Wand
für $b = 0,30 \text{ m}$; $t = 2,0 \text{ m}$; $a = 2,5 \text{ m}$; $H = 3,0 \text{ m}$

Die Abb. 5.24 zeigt gute Übereinstimmungen der eigenen FEM Berechnungen mit Weißenbach (2003) bzw. DIN 1054 (2005) / EAB. Der Ansatz nach Terzaghi (1955) liefert demgegenüber höhere Werte, der Vorschlag von Neuberg (2002) ergibt geringere Werte.

6 Diskussion eines geeigneten Bettungsmodulansatzes

6.1 Grundlagen

Das statische Grundsystem zur Berechnung von Trägerbohlwänden besteht im Fußbereich aus einem elastisch gebetteten Durchlaufträger. Der Ansatz des horizontalen Bettungsmoduls ist dabei maßgeblich für die Bettungsspannung als Auflagerreaktion sowie teilweise für die Biegelinie des Trägers.

Der Bettungsmodul $k_{sh}(z)$ bildet die mathematische Kopplung der Bettungsspannungen $e'_{ph}(u,z)$ mit den Verschiebungen $u(z)$. Zur realitätsnahen Beschreibung eines mit der Tiefe veränderlichen Bettungsmoduls ist ein nichtlinearer Ansatz geeignet.

Für den Gebrauchszustand von Trägerbohlwänden gilt folgende Bettungsmoduldefinition:

$$k_{sh}(z) = \frac{e'_{ph}(z, u)}{u(z)}$$

bzw. (6.1)

$$k_{sh}(z) = \frac{\mu(z, u) \cdot e_{ph}(z)}{u(z)}$$

mit $\mu(z, u) = \frac{e'_{ph}(z, u)}{e_{ph}(z)}$

Dieser Bettungsmodulansatz ist aufgrund der mehrfachen Abhängigkeit von der Verschiebung u nur iterativ lösbar.

Eine iterative Lösung des Ansatzes führte auch im ebenen Fall bei Baugrubenwänden nach Besler (1998) zu realitätsnahen Ergebnissen.

Grundlage für eine iterative Lösung des Bettungsmoduls ist die Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen, die im ebenen Fall für *Parallelverschiebung* durch eine einzige Mobilisierungsfunktion $\mu(u)$ beschrieben werden kann. Für ebene Baugrubenwände wurde von Besler (1998) in Modellversuchen eine konstante Mobilisierung des Erdwiderstandes mit der Tiefe ($\mu(z) = \text{const}$) festgestellt und eine Mobilisierungsfunktion $\mu(u)$ ermittelt.

Wie die 3-dimensionalen FEM-Berechnungen zeigten, ist der Mobilisierungsgrad μ im räumlichen Fall der horizontalen Bettung von Trägern nichtlinear über die Tiefe z verteilt: $\mu = \mu(u, z)$

Die Mobilisierung des räumlichen Erdwiderstandes beginnt im Bereich der Baugrubensohle und wird bei zunehmender Beanspruchung oder Verschiebung in der Tiefe fortgesetzt.

Zur realitätsnahen Beschreibung der Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen sind daher im räumlichen Fall tiefenabhängige Mobilisierungsfunktionen erforderlich. Bei einer inkrementellen Betrachtung ergeben sich für die Mobilisierungsfunktionen $\mu(u, z)$ nichtlineare Kurvenscharen.

Der Bettungsmodul kann damit bei bekannten Mobilisierungsfunktionen für beliebige Verschiebungen des Trägers iterativ berechnet werden. Das iterative Berechnungsverfahren kann in Programmsysteme implementiert und computer-unterstützt durchgeführt werden.

6.2 Bettungsmodulansatz in Anlehnung an Neuberg

6.2.1 Herleitung

Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen besitzen gemäß Kapitel 5.3 und 6.1 eine nichtlineare Verteilung über die Tiefe z . Zur Beschreibung des nichtlinearen Verlaufes der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen wird die Verteilungsfunktion $\bar{e}(\bar{z})$ eingeführt.

$$e'_{ph}(z) = \frac{E'_{ph}}{b \cdot t} \cdot \bar{e}(\bar{z}) \quad (6.2)$$

Der Term $\frac{E'_{ph}}{b \cdot t}$ ist dabei maßgebend für die Größe der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen. Der mobilisierte Erdwiderstand kann aus dem Erdwiderstand im Grenzzustand ermittelt werden:

$$m = \frac{E'_{ph}}{E_{ph}} \quad (6.3)$$

Davon zu unterscheiden ist der Mobilisierungsgrad $\mu(z)$ der Erdwiderstandsspannungen

$$\text{gemäß Gl. 5.4: } \mu(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{e_{ph}(z)}$$

Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen betragen damit:

$$e'_{ph}(z) = \frac{E_{ph} \cdot m}{b \cdot t} \cdot \bar{e}(\bar{z}) \quad (6.4)$$

Die Funktion $\bar{e}(\bar{z})$ ist eine dimensionslose Verteilungsfunktion, die den Verlauf der Erdwiderstandsspannungen vor dem Träger bestimmt. Die Verteilungsfunktion kann näherungsweise durch eine Potenzfunktion approximiert werden:

$$\bar{e}(\bar{z}) = c \cdot (\bar{z})^n \quad (6.5)$$

$$\text{mit } \bar{z} = \frac{z}{t}$$

$c, n = \text{Parameter}$

Die Verteilungsfunktion $\bar{e}(\bar{z})$ verläuft im Grenzzustand parabolisch entsprechend dem Verlauf der Erdwiderstandsspannungen nach Weißenbach (1961). Aus der Bedingung, dass die Verteilungsfunktion nicht die Größe der Erdwiderstandsresultierenden E'_{ph} beeinflussen soll und daher bei Integration über die Einbindetiefe t den Wert 1 besitzen muss, ergibt sich für den Grenzzustand und den Gebrauchzustand folgende Randbedingung, die die Parameter c und n verknüpft:

$$\int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=1} \bar{e}(\bar{z}) d\bar{z} = 1,0 \quad (6.6)$$

$$1,0 = \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=1} c \cdot (\bar{z})^n d\bar{z}$$

$$1,0 = \frac{c}{n+1} \bar{z}^{(n+1)} \Big|_0^1$$

$$1,0 = \frac{c}{n+1}$$

$$\Leftrightarrow c = n+1 \quad (6.7)$$

Eingesetzt in Gl. 6.5 erhält man:

$$\bar{e}(\bar{z}) = (n+1) \cdot (\bar{z})^n \quad (6.8)$$

Mit Gl. 6.4 werden die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen definiert zu:

$$e'_{ph}(z) = \frac{E_{ph} \cdot m}{b \cdot t} \cdot (n+1) \left(\frac{z}{t}\right)^n \quad (6.9)$$

Der Parameter n ist allgemein bestimmt durch die Lage z_0 der Erdwiderstandsresultierenden unter Baugrubensohle. Bei Einführung der bezogenen Tiefenlage der Resultierenden z_0/t ergibt sich n aus Gl. 6.8 und der Momenten-Gleichgewichtsbedingung um den Fußpunkt des Trägers: $\Sigma M_F = 0$

$$\frac{z_0}{t} = \frac{\int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=1} e(\bar{z}) \cdot \bar{z} d\bar{z}}{\int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=1} e(\bar{z}) d\bar{z}} \quad (6.10)$$

$$\frac{z_0}{t} = \frac{\int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=1} c \cdot (\bar{z})^n \cdot \bar{z} d\bar{z}}{\int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=1} c \cdot (\bar{z})^n d\bar{z}}$$

$$\frac{z_0}{t} = \frac{\frac{c}{n+2} \left(\frac{z}{t}\right)^{(n+2)} \Big|_0^1}{\frac{c}{n+1} \left(\frac{z}{t}\right)^{(n+1)} \Big|_0^1} = \frac{\frac{c}{n+2}}{\frac{c}{n+1}} = \frac{n+1}{n+2}$$

$$\Leftrightarrow n = \frac{1 - 2 \cdot \left(\frac{z_0}{t}\right)}{\left(\frac{z_0}{t}\right) - 1} \quad (6.11)$$

Damit sind die Parameter in Gl. 6.8 bestimmt.

Eingesetzt in Gl. 6.9 ergeben sich in Abhängigkeit von der bezogenen Tiefenlage z_0/t der Erdwiderstandsresultierenden die in Abb. 6.1 dargestellten Verteilungen. Die Verteilungen sind als Kurvenscharen für verschiedene (z_0/t) -Werte aufgetragen.

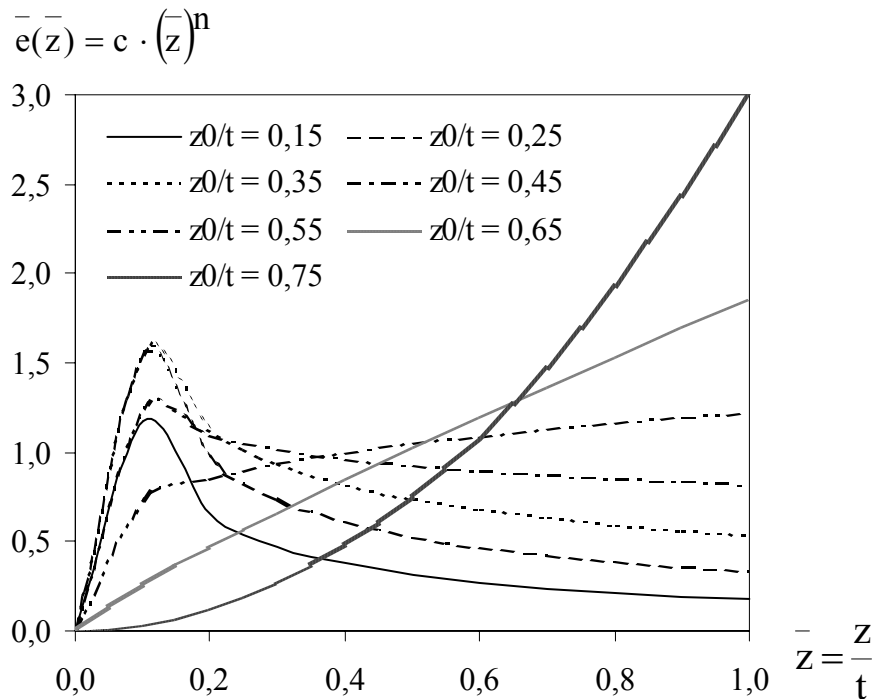


Abbildung 6.1: Kurvenscharen für die Verteilung der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen

Die Größe des mobilisierten Erdwiderstandes (E'_{ph}) ist durch den Mobilisierungsgrad m und den Erdwiderstand im Grenzzustand (E_{ph}) bestimmt. Unabhängig vom Verlauf der Verteilungsfunktion $\bar{e}(\bar{z})$ ergibt sich bei einer Spannungsverteilung nach Gl. 6.8 bis 6.11 eine Tiefenlage z_0 der mobilisierten Erdwiderstandsresultierenden, die mit der tatsächlichen (mittels FEM ermittelten) Lage der Resultierenden übereinstimmt.

Das Kräfte- und Momentengleichgewicht kann mit der bestimmbaren Größe und Lage des mobilisierten Erdwiderstandes berechnet werden. Ob mit der Verteilungsfunktion $\bar{e}(\bar{z})$ der aus FE-Berechnungen ermittelte Spannungsverlauf mit Peak-Punkt detailliert abgebildet werden kann ist damit aus statischer Sicht nicht relevant.

Im Gebrauchszustand ist die Lage der Resultierenden z_0/t nach den Ergebnissen von Weißenbach (1961) und Neuberg (2002) abhängig vom Mobilisierungsgrad m der Erdwiderstandsresultierenden.

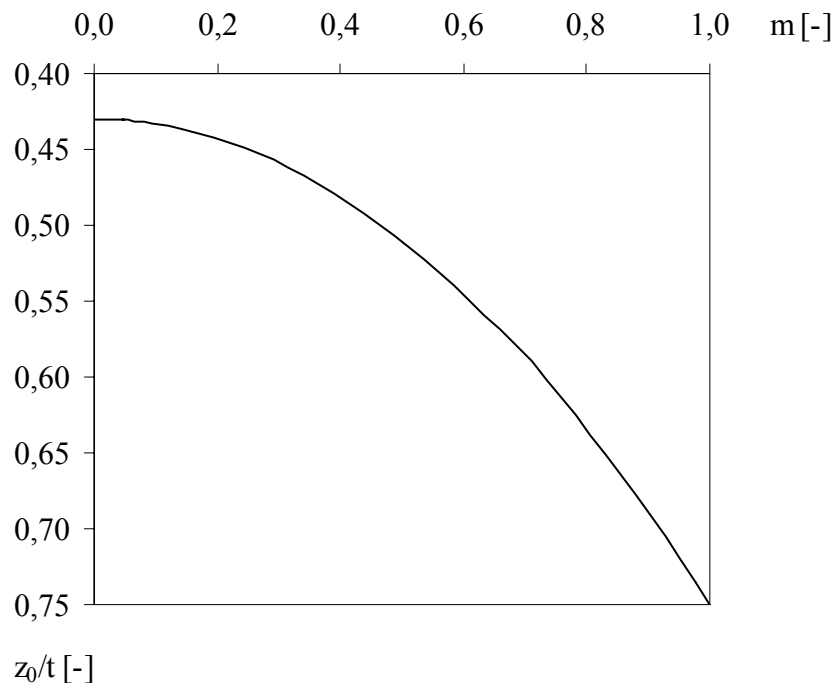


Abbildung 6.2: Lage $z_0/t(m)$ der Resultierenden E'_{ph}

Die Funktion $z_0/t(m)$ wird beschrieben durch eine quadratische Parabel der Form:

$$\frac{z_0}{t} = v \cdot m^2 + w \quad (6.12)$$

wobei v und w Konstanten sind, die aus den FEM-Ergebnissen ermittelt wurden:

$$v = 0,32$$

$$w = 0,43$$

Für eine reine *Parallelverschiebung* (Index II) des Trägers betragen die Konstanten v und w nach Neuberg (2002):

$$v_{II} = 4/90 = 0,044$$

$$w_{II} = 59/90 = 0,66$$

Bei Einsetzen der Gl. 6.12 in Gl. 6.11 ergibt sich der Parameter n im Gebrauchszustand wie folgt:

$$n = \frac{1 - 2(v \cdot m^2 + w)}{v \cdot m^2 + w - 1} = \frac{1 - 2v \cdot m^2 - 2w}{v \cdot m^2 + w - 1} \quad (6.13)$$

Zur Berechnung des Bettungsmoduls ist darüber hinaus die Verschiebung u zu bestimmen. Nach Neuberg (2002) ergibt sich die Parallelverschiebung u in Abhängigkeit des Mobilisierungsgrades zu

$$m = \frac{E'_{ph}}{E_{ph}} = \left[1 - \left(1 - \frac{u}{u_B} \right)^2 \right]^{c_E} \quad (6.14)$$

bzw. durch Auflösung nach u :

$$u = u_B \left(1 - \sqrt{1 - m \left(\frac{1}{c_E} \right)} \right) \quad (6.15)$$

Die Parallelverschiebung u_B im Bruchzustand kann gemäß Gl. 2.21 abgeschätzt werden:

$$u_B = \frac{0,03 \cdot t}{I_D}$$

Der Exponent c_E kann nach Neuberg (2002) proportional zur bezogenen Lagerungsdichte I_D formuliert werden:

$$c_E = k \cdot I_D \quad (6.16)$$

wobei k eine Proportionalitätskonstante ist und aus den Ergebnissen eigener numerischer Berechnungen bestimmt wurde:

$$k = 2,4 \quad (6.17)$$

Die Approximierung der Parallelverschiebung u in Abhängigkeit vom Mobilisierungsgrad m nach Gl. 6.15 bis 6.17 ist in Abb. 6.3 den Ergebnissen eigener FEM Berechnungen gegenübergestellt.

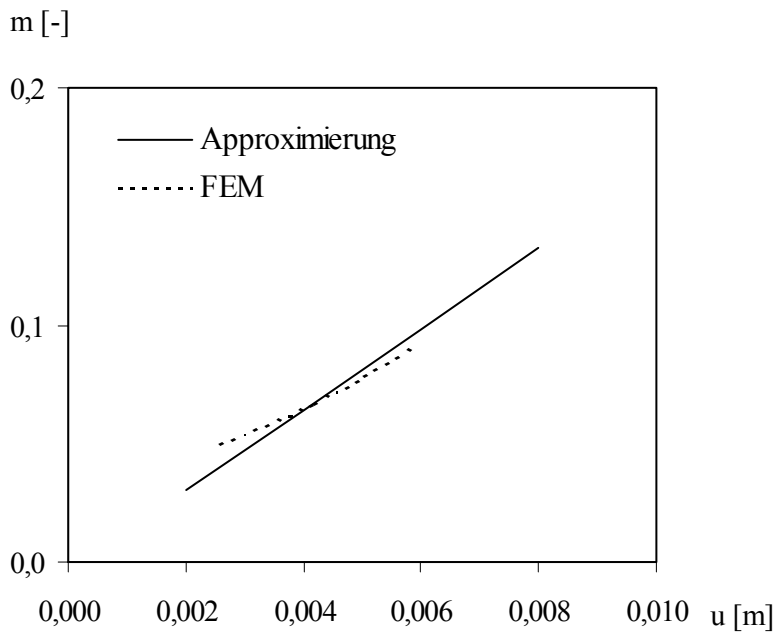


Abbildung 6.3: Mobilisierungsgrad $m(u)$ [-] für $I_D = 0,45$ und $t = 2,0$ m

Die Parallelverschiebung u ist durch die Approximierung gemäß Gleichung 6.15 in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte I_D und vom Mobilisierungsgrad m bestimmt.

6.2.2 Zusammenfassung

Auf Grundlage eigener FEM Parameterstudien und der Ergebnisse von Neuberg (2002) wurde anhand der allgemeinen Zusammenhänge zwischen Spannungen, Verschiebungen und Bettungsmodul ein Vorschlag zur Ermittlung des Bettungsmoduls erarbeitet.

Es handelt sich um einen iterativen Näherungsansatz mit folgenden Zusammenhängen:

$$k_{sh}(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{u_{II}(z)}$$

$$\text{mit } e'_{ph}(z) = \frac{E \cdot m}{b \cdot t} \cdot \bar{e}(\bar{z})$$

$$\text{wobei } \bar{e}(\bar{z}) = (n+1) \cdot \left(\bar{z}\right)^n$$

$$\text{mit } n = \frac{1 - 2(v \cdot m^2 + w)}{v \cdot m^2 + w - 1} = \frac{0,14 - 0,64 \cdot m^2}{0,32 \cdot m^2 - 0,57}$$

$$m = \left[1 - \left(1 - \frac{u}{u_B} \right)^2 \right]^{c_E}$$

$$\text{mit } u_B = \frac{0,03 \cdot t}{I_D}$$

$$c_E = 2,4 \cdot I_D$$

Der Bettungsmodul besitzt damit eine mehrfache Abhängigkeit von der Verschiebung u und ist iterativ zu bestimmen. Die Verschiebung u kann in diesem Ansatz jedoch nur als Parallelverschiebung berücksichtigt werden. Für im Boden eingespannte Träger wird die Verschiebung u mit dem Verschiebungsmaß $u(z=0)$ in Höhe der Baugrubensohle gleichgesetzt:

$$u_{II} = u(z=0)$$

Durch diese Vereinfachung entstehen Ungenauigkeiten bei der Bestimmung des Bettungsmoduls.

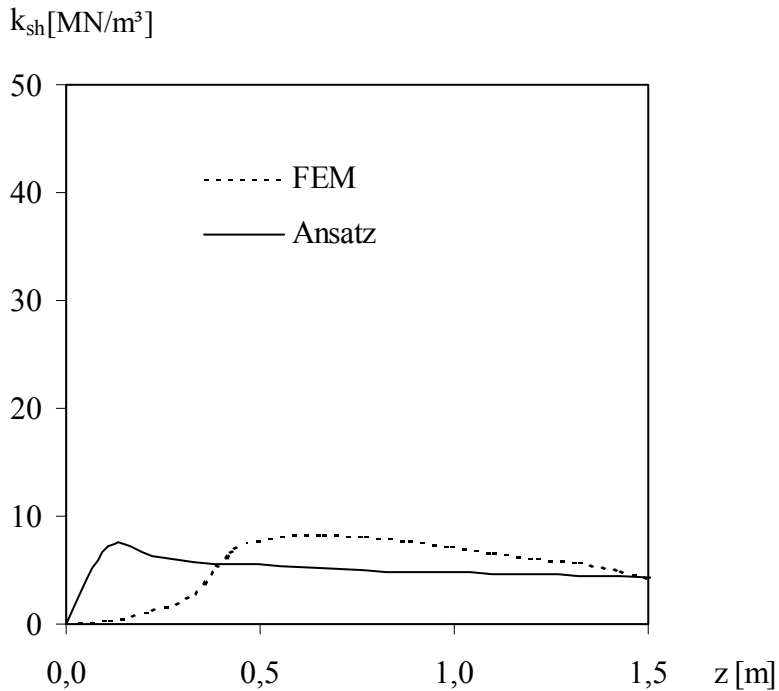


Abbildung 6.4: Bettungsmodul bei näherungsweise Parallelverschiebung eines 2-fach rückverankerten Trägers ($b=0,15\text{m}$; $t=1,5\text{m}$, $a=2,5\text{m}$, $H=7,5\text{m}$)

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Ansatz bei Parallelverschiebungen des Trägers zutreffende Ergebnisse liefert.

Die vereinfachte Annahme einer reinen Parallelverschiebung des Trägers führt jedoch insbesondere bei im Boden eingespannten Trägern zu einer deutlichen Unterschätzung des Bettungsmoduls (Abb. 6.5).

Dieser Bettungsmodulansatz wird daher *nicht weiter verfolgt*. Für beliebige Verschiebungsbilder wird in Kapitel 7 ein eigener, iterativer Bettungsmodulansatz erarbeitet.

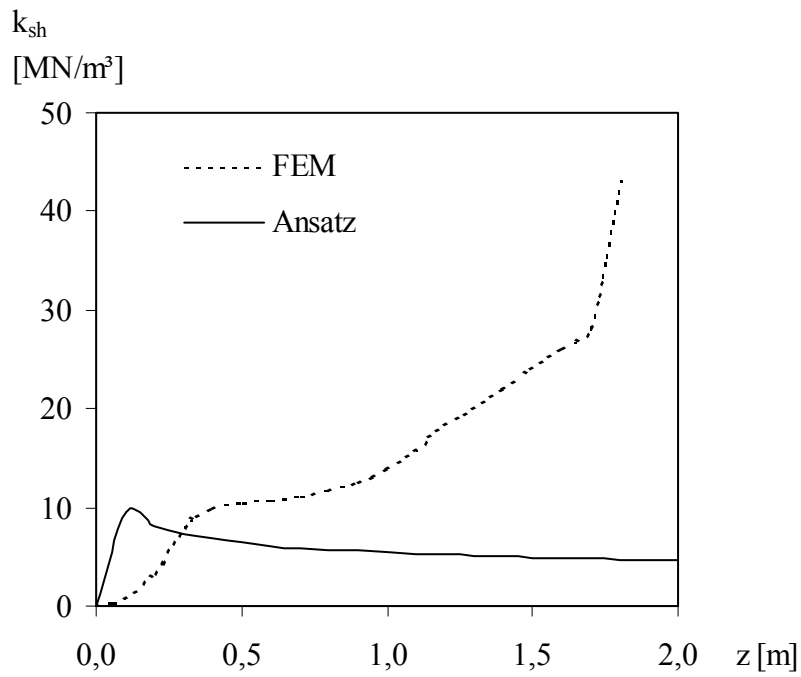


Abbildung 6.5: Bettungsmodul bei im Boden eingespanntem Träger ($b=0,3\text{m}$; $t=2,0\text{m}$, $a=2,5\text{m}$, $H=3\text{m}$) unter Annahme einer Parallelverschiebung

7 Eigener Bettungsmodulansatz

7.1 Iterativ lösbarer Ansatz

Grundlage für einen iterativen Bettungsmodulansatz ist, wie in Kapitel 6.1 beschrieben, eine bekannte Beziehung zwischen den mobilisierten Erdwiderstandsspannungen und der Verschiebung u . Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen sind nichtlinear über die Tiefe verteilt. Der eigene, iterative Bettungsmodulansatz soll die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen für beliebige Verschiebungsbilder realitätsnah beschreiben. Die FEM-Studien belegen eine Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Verschiebung $u(z)$, von der Trägerbreite b , von der Einbindetiefe t und von der Tiefe z . Der Bettungsmodul kann in allgemeiner, dimensionsreiner Form durch folgenden Separationsansatz beschrieben werden:

$$\frac{k_{sh}}{\gamma} = f_1\left(\frac{u}{u_0}\right) \cdot f_2\left(\frac{b}{b_0}\right) \cdot f_3\left(\frac{z}{t}\right) \quad (7.1)$$

mit

$f_1(u/u_0)$ = Stammfunktion

und den Konstanten:

$$\gamma = 0,0185 \text{ MN/m}^3 \quad (7.2)$$

$$u_0 = 0,001 \text{ m} \quad (7.3)$$

$$b_0 = 0,30 \text{ m} \quad (7.4)$$

Die Funktionen $f_1(u/u_0)$, $f_2(b/b_0)$ und $f_3(z/t)$ werden im Folgenden aus den Ergebnissen der FEM Berechnungen und einer inkrementellen Betrachtung der Bettungsmodulverteilung k_{sh}/γ bestimmt. Dabei werden die FEM-Ergebnisse der freistehenden, 1-fach sowie 2-fach rückverankerten Träger betrachtet.

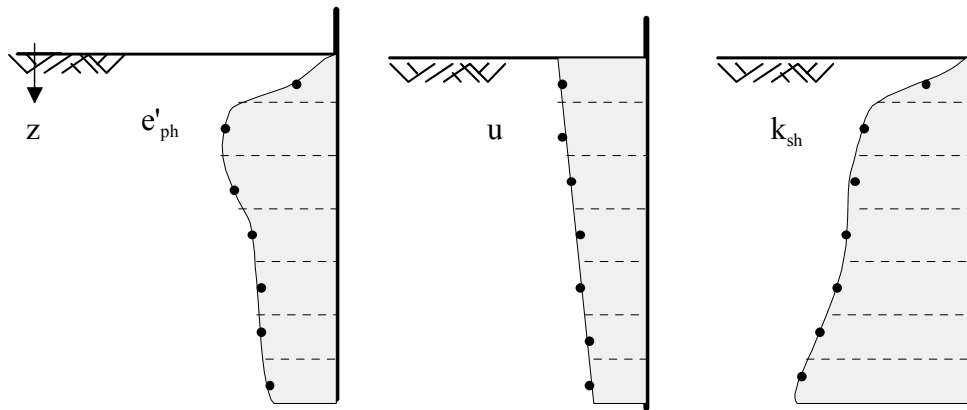


Abbildung 7.1: Inkrementelle Betrachtung

Der in FEM Parameterstudien ermittelte Bettungsmodul k_{sh} ist für die inkrementellen Tiefenbereiche Δz_i in Abb. 7.2 dargestellt. Abb. 7.3 enthält eine normierte Darstellung der Bettungsmodulverteilung über die bezogene Verschiebung u/u_0 .

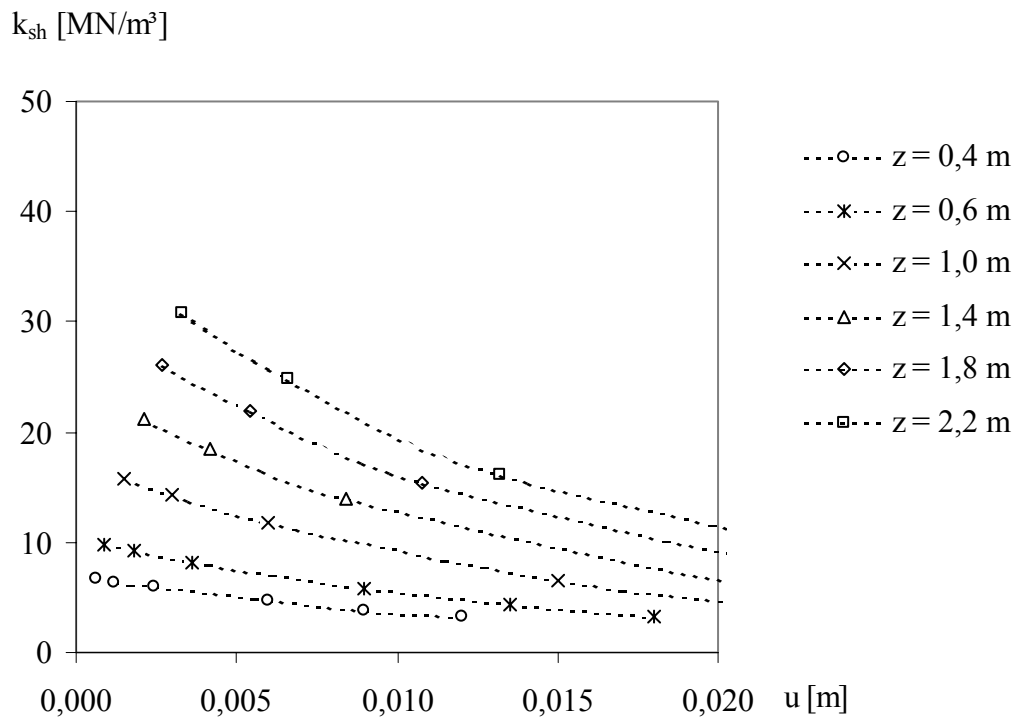


Abbildung 7.2: Bettungsmodul $k_{sh}(u)$ bei $b=0,3$ m, $t=2,0$ m (aus FEM-Berechnungen)

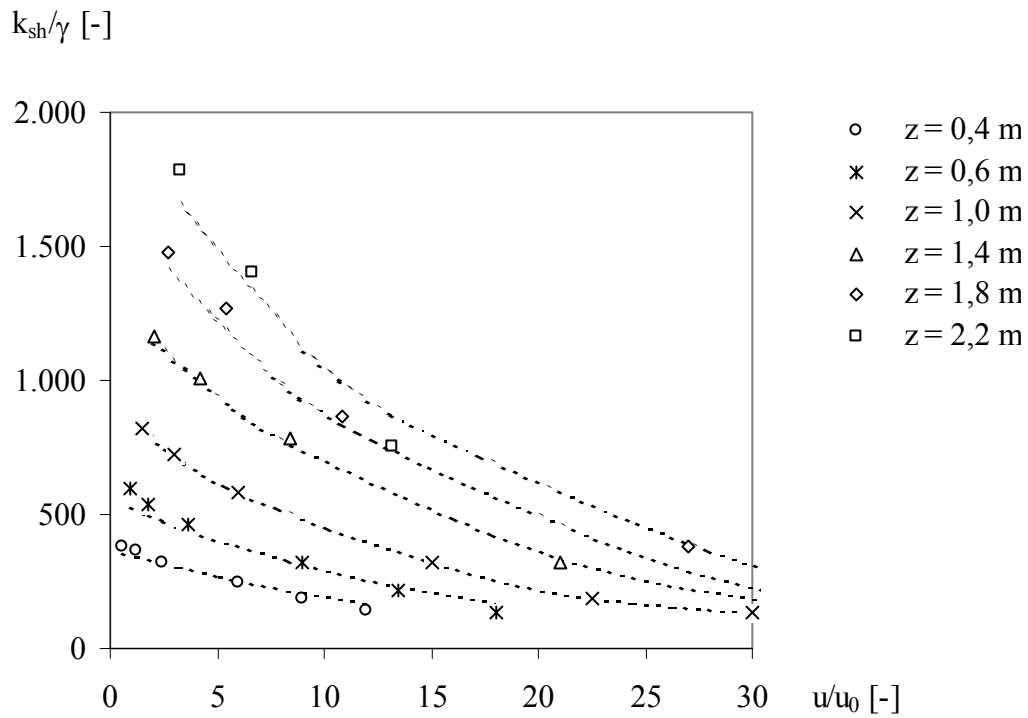


Abbildung 7.3: Bettungsmodul $k_{sh}/\gamma(u/u_0)$, normierte Darstellung
bei $b=0,3\text{m}$, $t=2,0\text{m}$ (aus FEM-Berechnungen)

i) Bestimmung der Stammfunktion $f_1(u/u_0)$

Zur Bestimmung der Stammfunktion $f_1(u/u_0)$ wird der Bettungsmodul aus Abb. 7.3 für die bestimmte Tiefe $z = 1,0$ und konstante Parameter betrachtet:

$$z/t = 0,5$$

$$b/b_0 = 1,0$$

$$t = 2,0 \text{ m}$$

Die FEM-Ergebnisse können dann durch eine Funktion der Form

$$f_1\left(\frac{u}{u_0}\right) = \frac{k_{sh}}{\gamma} = c_1 \cdot e^{-c_2 \cdot u/u_0} \quad (7.5)$$

approximiert werden, mit

$$\gamma = 0,0185 \text{ MN/m}^3$$

$$u_0 = 0,001 \text{ m}$$

Die Konstanten c_1 und c_2 wurden dabei derart bestimmt, dass eine gute Übereinstimmung mit den FEM-Ergebnissen erreicht wird. Die Konstanten betragen demnach:

$$c_1 = 850 \quad (7.6)$$

$$c_2 = 0,065 \quad (7.7)$$

Der Kurvenverlauf der Gl. 7.5 zeigt in Abb. 7.4 eine gute Annäherung an die FEM-Ergebnisse. Das statistische Bestimmtheitsmaß beträgt $R^2 = 99 \%$.

k_{sh}/γ [-]

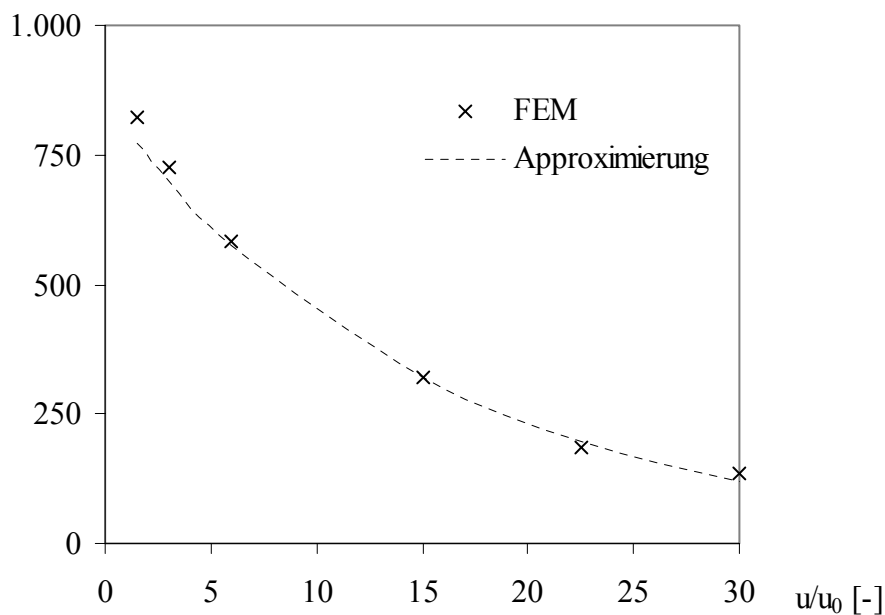


Abbildung 7.4: Stammfunktion $f(u/u_0)$ für $z/t = 0,5$; $b/b_0 = 1,0$; $t = 2,0 \text{ m}$

ii) Bestimmung $f(b/b_0)$

Die Betrachtung der Beziehung zwischen dem Bettungsmodul k_{sh}/γ und der Trägerbreite b/b_0 erfolgt für konstante Werte der übrigen Parameter:

$$t = 2,0 \text{ m}$$

$$u/u_0 = \text{const}$$

$$z/t = 0,5$$

Nach den Ergebnissen der FEM Parameterstudien ist der Bettungsmodul umgekehrt proportional zur Trägerbreite b . Die Funktion $f(b/b_0)$ wird demnach durch eine Hyperbel beschrieben.

$$f_2\left(\frac{b}{b_0}\right) = \frac{b_0}{b} \quad (7.8)$$

$$\text{mit } b_0 = 0,3 \text{ m}$$

In Abb. 7.5 ist die Funktion $f_2(b/b_0)$ den FEM Ergebnissen gegenübergestellt.

$f_2(b/b_0) [-]$

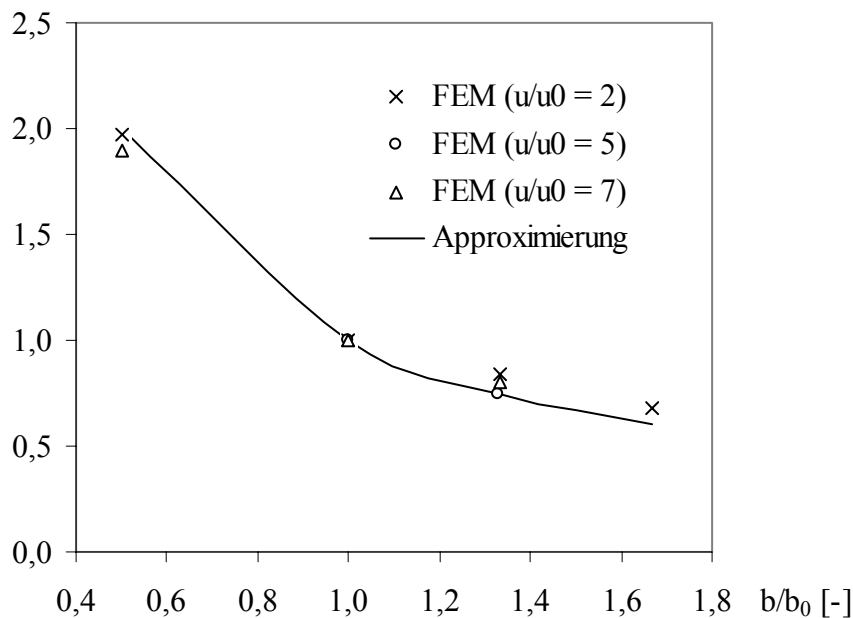


Abbildung 7.5: Funktion $f(b/b_0)$ bei $t = 2,0 \text{ m}$; $z/t = 0,5$

iii) Bestimmung $f_3(z/t)$

Die Funktion $f_3(z/t)$ ergibt sich durch Umformung der Gl. 7.1 zu:

$$f_3\left(\frac{z}{t}\right) = \frac{k_{sh}/\gamma}{f_1(u/u_0) \cdot f_2(b/b_0)}$$

Dabei wird k_{sh}/γ aus den FEM Parameterstudien an freistehenden, 1-fach rückverankerten und 2-fach rückverankerten Trägern bestimmt. Die Funktionen $f_1(u/u_0)$ und $f_2(b/b_0)$ sind in den Gl. 7.5 und 7.8 bestimmt. Die Funktion $f_3(z/t)$ ist in Abb. 7.6 dargestellt und folgt demnach etwa einer Geraden durch den Ursprung.

$$f_3\left(\frac{z}{t}\right) = c_3 \cdot \left(\frac{z}{t}\right) \quad (7.9)$$

wobei c_3 die Steigung der Geraden ist. Eine gute Approximation der FEM Ergebnisse liefert der Wert

$$c_3 = 2,2 \quad (7.10)$$

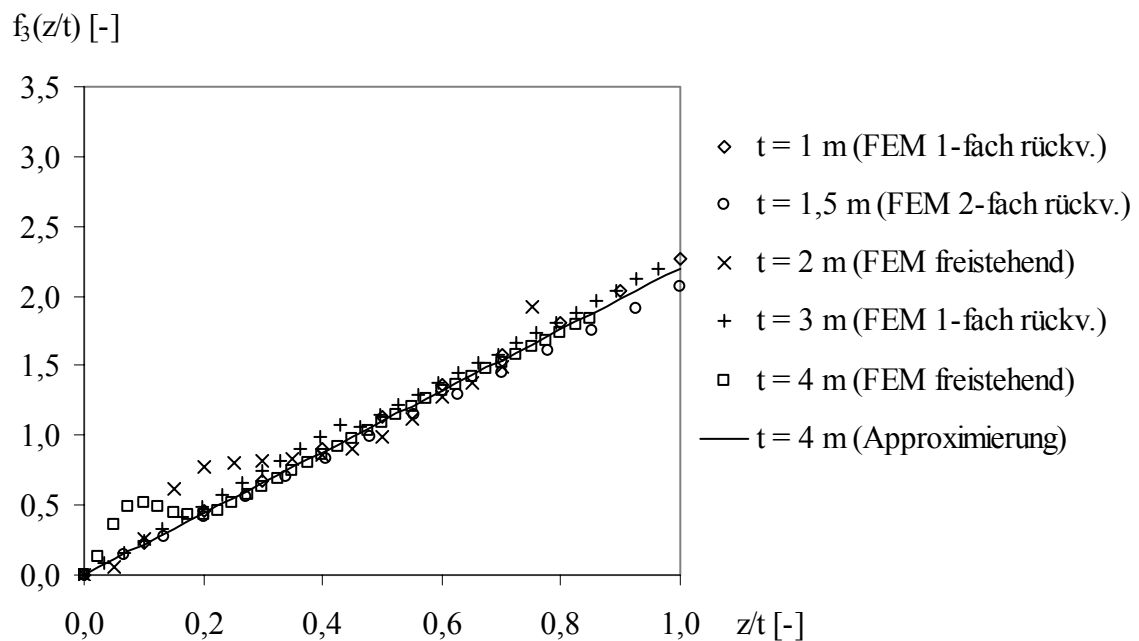


Abbildung 7.6: Werte $f(z/t)$ aus FEM für variable t

iv) *Zusammenfassung*

Der horizontale Bettungsmodul ist durch die Gl. 7.1-7.10 bestimmt und wird iterativ ermittelt:

$$\frac{k_{sh}}{\gamma} = f_1\left(\frac{u}{u_0}\right) \cdot f_2\left(\frac{b}{b_0}\right) \cdot f_3\left(\frac{z}{t}\right)$$

mit

$$f_1\left(\frac{u}{u_0}\right) = c_1 \cdot e^{-c_2 \cdot u/u_0}$$

$$f_2\left(\frac{b}{b_0}\right) = \frac{b_0}{b}$$

$$f_3\left(\frac{z}{t}\right) = c_3 \cdot \left(\frac{z}{t}\right)$$

und den Konstanten:

$$u_0 = 0,001 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$c_1 = 850$$

$$c_2 = 0,065$$

$$c_3 = 2,2$$

Die Gültigkeit des Bettungsmodulansatzes ist auf den Untersuchungsbereich der FEM-Studien beschränkt:

$$0,15 \text{ m} \leq b \leq 0,50 \text{ m}$$

$$1,0 \text{ m} \leq t \leq 4,0 \text{ m}$$

Eine Überprüfung des Bettungsmodulansatzes ist in Abb. 7.7 exemplarisch für die Trägerbreite $b/b_0 = 1$ und die Einbindetiefe $t = 2,0\text{m}$ in der Tiefe $z/t = 0,5$ dargestellt. Die Abbildung zeigt eine sehr gute Übereinstimmung des Bettungsmodulansatzes mit den Ergebnissen der FEM Berechnungen freistehender und rückverankerter Träger.

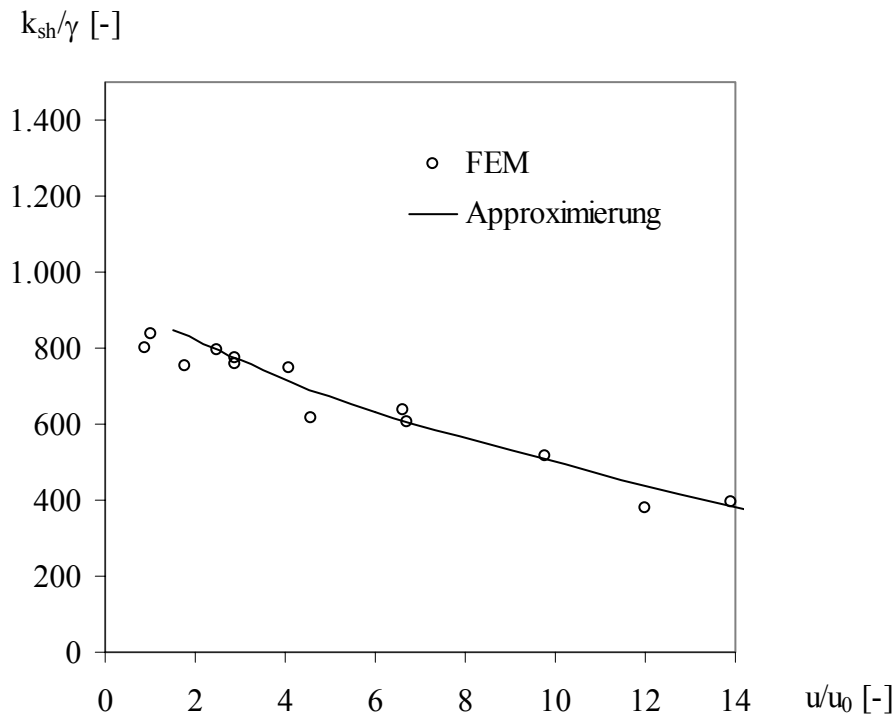


Abbildung 7.7: Überprüfung des Bettungsmodulansatzes $k_{sh}/\gamma(u/u_0)$
exemplarisch für $b/b_0=1$, $t=2,0\text{m}$, $z/t=0,5$

Ein Vergleich des nach Gl. 7.1-7.10 ermittelten Bettungsmoduls mit den Ergebnissen der FEM-Berechnungen ist in Abb. 7.8 am Beispiel einer frei stehenden Wand dargestellt. Die Abbildung zeigt in Größe und Verlauf eine gute Übereinstimmung des Bettungsmoduls.

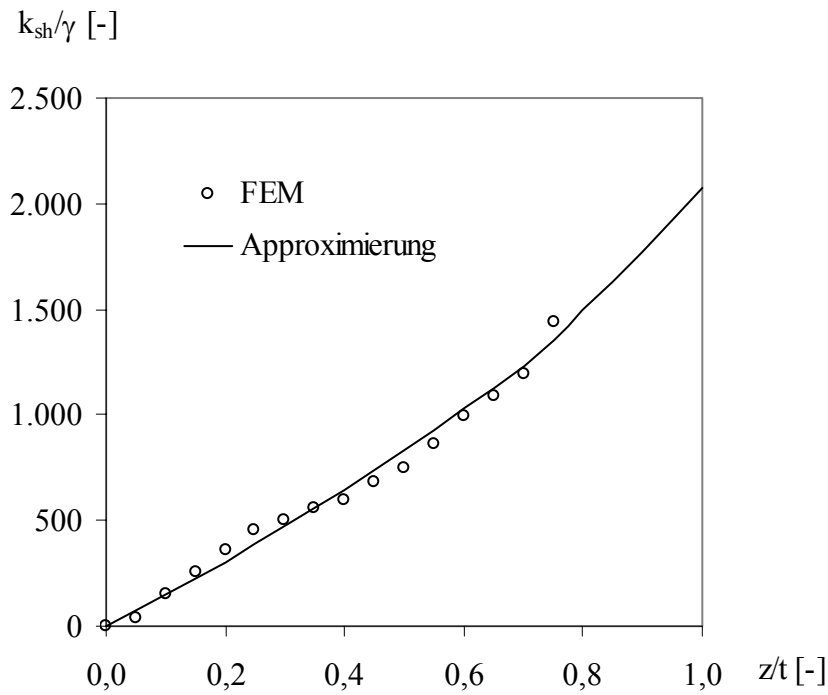


Abbildung 7.8: Bettungsmodul für eine unverankerte Wand,
 $b/b_0=1$, $t=2,0\text{m}$

Zur Plausibilitätskontrolle wurden in Abb. 7.9 aus dem Bettungsmodulansatz die verschiebungsabhängigen Mobilisierungsfunktionen der Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} berechnet und für inkrementelle Tiefenbereiche Δz_i den Ergebnissen der FEM-Berechnungen gegenübergestellt. Abb. 7.9 zeigt ebenfalls gute Übereinstimmungen.

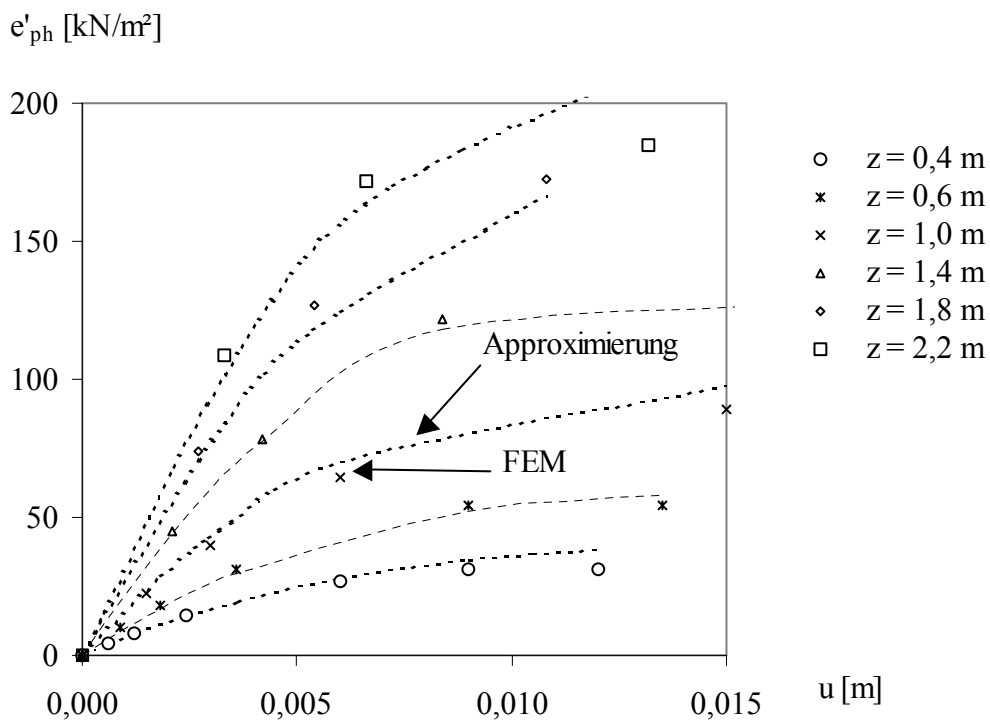


Abbildung 7.9: Mobilisierungsfunktionen der Erdwiderstandsspannungen

7.2 Empfehlung für die Praxis

Zur Anwendung des Rechenverfahrens in der Praxis wird nachfolgend ein Ansatz zur Abschätzung des Bettungsmoduls als Anfangswert für den ersten Iterationsschritt erarbeitet. Der im Zuge der Parameterstudien ermittelte Verlauf des Bettungsmoduls wird im Rahmen eines überschlägigen Näherungswertes durch Geraden approximiert.

Der Bettungsmodul ist gemäß Gl. 7.8 umgekehrt proportional zur Trägerbreite b . Für die Verschiebung u/u_0 wird bei diesem überschlägigen Anfangswert ein konstanter Schätzwert

$$u/u_0 = 5$$

angenommen.

Die Steigung der Geraden somit ist nach den Ergebnissen der FEM-Parameterstudien abhängig von der Trägerbreite b und der Tiefe z/t .

Der Bettungsmodul wird dann durch die Geradenfunktion beschrieben:

$$\frac{k_{sh}}{\gamma} = c_4 \cdot f_2\left(\frac{b}{b_0}\right) \cdot \frac{z}{t} \quad (7.11)$$

wobei c_4 eine noch zu bestimmende Konstante ist und $f_2(b/b_0)$ gemäß Gl. 7.8 bestimmt wird.

Die Konstante c_4 ist durch Approximierung des berechneten Bettungsmodulverlaufes zu bestimmen und beträgt im Gültigkeitsbereich $1 \leq u/u_0 \leq 5$ demnach:

$$c_4 = 1730 \quad (7.12)$$

Der horizontale Bettungsmodul ist somit näherungsweise bestimmt:

$$\frac{k_{sh}}{\gamma} = c_4 \cdot \frac{b_0}{b} \cdot \frac{z}{t} \quad (7.13)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } c_4 &= 1730 \\ b_0 &= 0,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Der Gültigkeitsbereich beträgt:

$$\begin{aligned} 0,15 \text{ m} &\leq b \leq 0,50 \text{ m} \\ 1,0 \text{ m} &\leq t \leq 4,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Die Näherungslösung ist in Abb. 7.10 exemplarisch für eine frei stehende Wand dargestellt. Die Abbildung zeigt gute Übereinstimmungen der linearen Näherung mit den Ergebnissen der FEM Berechnungen.

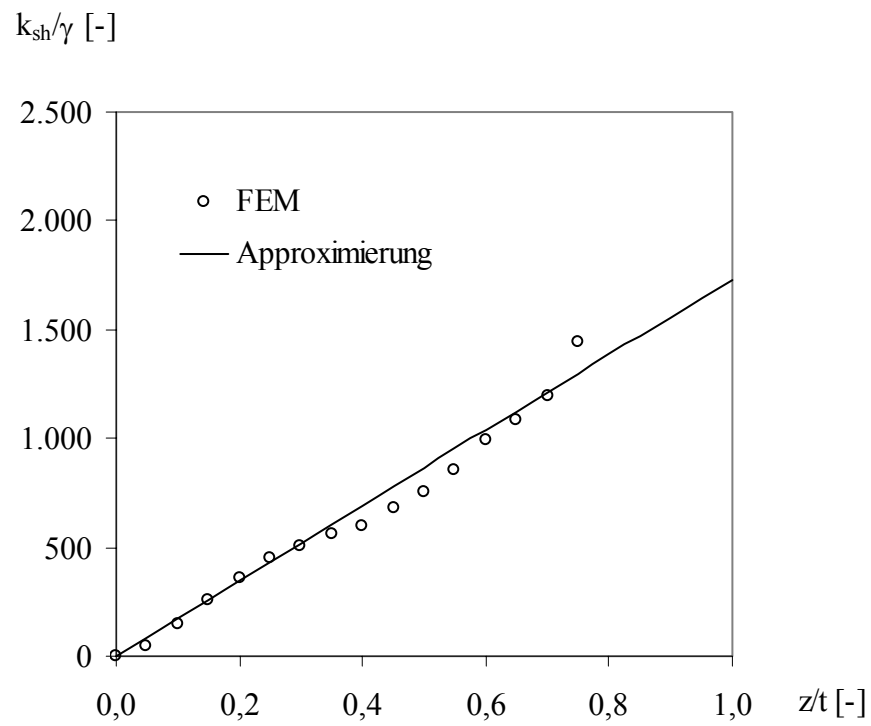


Abbildung 7.10: Bettungsmodul für eine unverankerte Wand,
 $b/b_0=1$, $t=2,0\text{m}$

7.3 Numerische Implementierung

Die iterative Vorgehensweise zur Bestimmung des horizontalen Bettungsmoduls und zur statischen Berechnung des Baugrubenverbaus ist in numerische Rechenverfahren einfach implementierbar.

Der Träger kann im Wandfußbereich als FE-Balkenelement mit der Elementlänge Δz diskretisiert werden. Für jedes Element wird eine Bettung durch nichtlineare, horizontale Federn angesetzt.

Das Balkensystem ist mehrfach statisch unbestimmt. Bei einer Elementanzahl n beträgt der Grad der statischen Unbestimmtheit $n-1$. Die statische Berechnung kann numerisch im Weggrößenverfahren erfolgen. Zu Beginn der Berechnungen sind die Verschiebungen und die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen unbekannt.

Für den ersten Berechnungsschritt kann der horizontale Bettungsmodul durch den linearen Näherungsansatz gemäß Gl. 7.13 abgeschätzt werden.

In den nachfolgenden Iterationsschritten $i = 1 \dots n$ ergibt sich der Bettungsmodul $k_{sh,i}$ gemäß Gl. 7.1-7.10 aus den zuvor berechneten Verschiebungen $u_{i-1}(z)$. Die Berechnungen werden mit dem verbesserten Bettungsmodul $k_{sh,i}$ wiederholt. Die Iteration wird fortgesetzt bis das gewählte Abbruchkriterium der Verschiebungen erfüllt ist (Abb. 7.11).

Als Abbruchkriterium ist das Fehlermaß

$$R_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{u_i} \leq R_{zul} \quad (7.14)$$

geeignet, wobei u_i und u_{i-1} die Verschiebungen in der Tiefe z im Iterationsschritt i und $(i-1)$ bezeichnen. Als zulässiges Fehlermaß R_{zul} wird der Wert $R_{zul} = 10^{-3}$ empfohlen.

Für freistehende Baugrubenwände ist zum Erreichen des statischen Gleichgewichtes ($\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$) die Mobilisierung einer Ersatzkraft C durch Rückdrehung des Trägers im Bereich des Fußpunktes erforderlich. Die mobilisierte Ersatzkraft C in der Tiefe z' sollte ebenfalls nach dem Bettungsmodulverfahren berechnet werden. Die Tiefe z' auf der Erdseite des Trägers setzt sich aus der Tiefe z unter Baugrubensohle und der Baugrubentiefe H zusammen:

$$z' = z + H \quad (7.15)$$

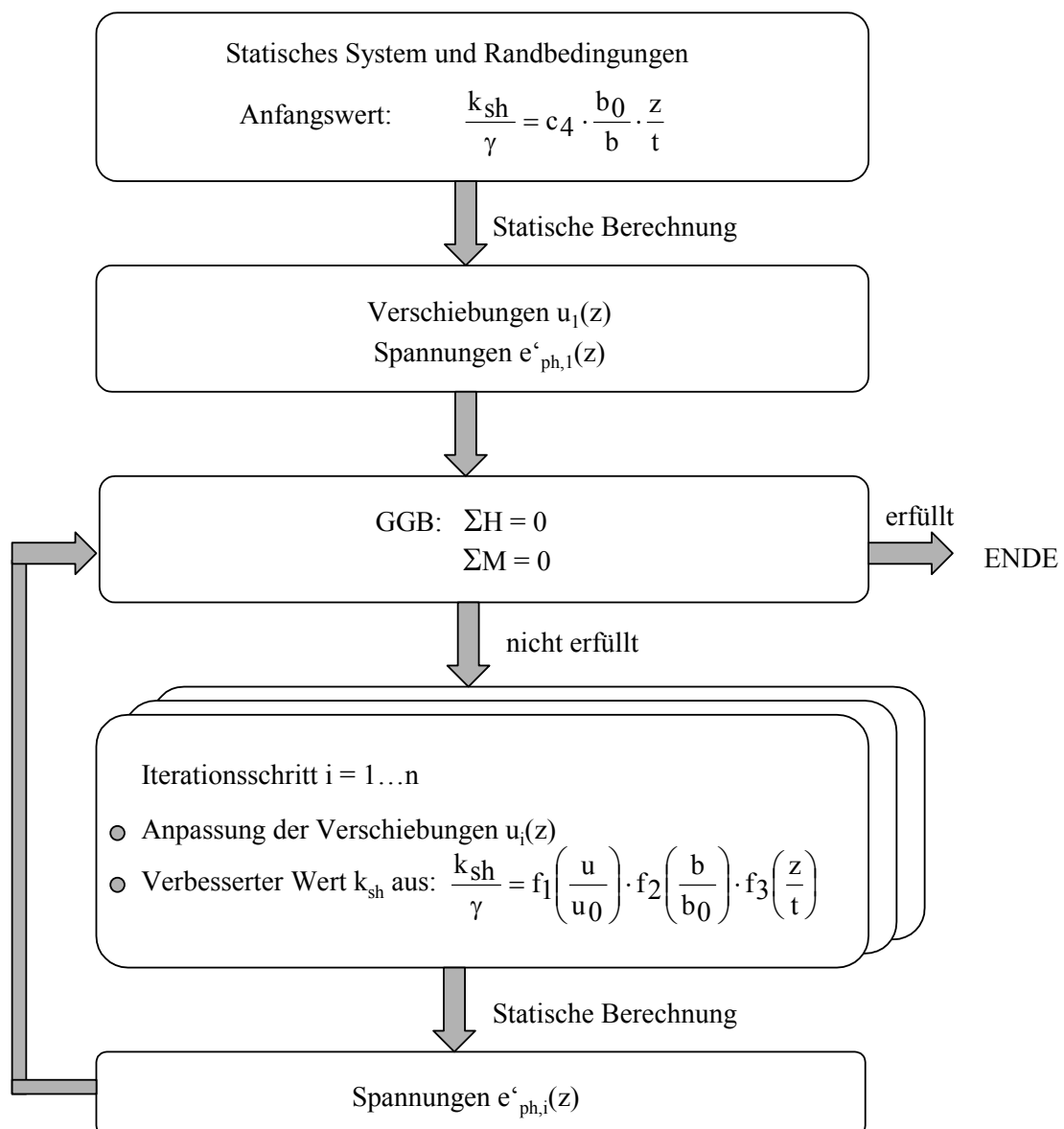


Abbildung 7.11: Algorithmus zur iterativen Vorgehensweise

8 Zusammenfassung und Ausblick

Bei der statischen Berechnung von Trägerbohlwänden kann für den Trägerabschnitt unterhalb der Baugrubensohle eine horizontale Bettung angesetzt werden.

Maßgebend für die Qualität der Berechnungsergebnisse ist dabei der Ansatz des horizontalen Bettungsmoduls. Der Bettungsmodul ist keine Kenngröße des Baugrundes sondern ergibt sich definitionsgemäß aus dem Quotienten der Spannungen zur Verschiebung.

Bei räumlichen und ebenen Erdwiderstandsproblemen sind die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen verschiebungsabhängig.

Mit bestehenden Bettungsmodulansätzen bei Trägerbohlwänden wird der tatsächliche Bettungsmodulverlauf überwiegend nicht realitätsnah abgebildet.

Ziel dieser Arbeit war es daher, einen nichtlinearen Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände in mitteldicht gelagertem Sand zu erarbeiten. Der Bettungsmodul sollte in Größe und Verlauf für in der Praxis häufig angewandte Verbaueometrien und Randbedingungen realitätsnah ermittelt werden.

Die Untersuchungen wurden mit Hilfe der Finiten Elemente Methode (FEM) mit dem Programmsystem ABAQUS® Ver. 6.2 durchgeführt. Das 3-dimensionale FEM Modell wurde anhand vorliegender Großversuche kalibriert. Zur mechanischen Beschreibung des Stoffverhaltens von Sand wurde ein nichtlineares, elastoplastisches Stoffgesetz verwendet. Das Stoffgesetz wurde anhand bodenmechanischer Laborversuche kalibriert.

Auf Grundlage der kalibrierten FEM Berechnungen wurden Parameterstudien durchgeführt. Die Variation geometrischer Einflussfaktoren erfolgte für in der Praxis häufig vorkommende Werte-Intervalle.

Die Berechnungen ergaben, dass der Erdwiderstand im Tiefenbereich von Baugrubensohle ($z/t = 0,0$) bis $z/t = \alpha$ [m] unter Baugrubensohle vollständig mobilisiert ist.

Der Mobilisierungsgrad $\mu(z)$ nimmt darunter stark ab und ist damit eine nichtlineare Funktion von der Tiefe z . Der vollständig mobilisierte Erdwiderstand stimmt gut mit Berechnungsvorschlägen von Weißenbach (1961) überein.

Bei der Horizontalverschiebung des Trägers handelt es sich unterhalb der Baugrubensohle um eine Kombination aus Parallelverschiebung und einer Drehung um den Fußpunkt.

Der Zusammenhang zwischen Verschiebungen und mobilisierten Erdwiderstandsspannungen ist für jede Tiefe z_i nichtlinear. Die Mobilisierungskurven der Erdwiderstandsspannungen gleichen einer logarithmischen Verteilung. Für zunehmende Tiefen z verlaufen die Mobilisierungskurven steiler. Über den Tiefenbereich $z/t = 0$ bis $z/t = 1$ ergeben sich Scharen der Mobilisierungskurven. Damit ist die Größe und Verteilung des horizontalen Bettungsmoduls mehrfach abhängig von der Verschiebung $u(z_i)$ und nur iterativ bestimmbar.

Es wurde gezeigt, dass vorhandene Berechnungsvorschläge für den horizontalen Bettungsmodul nur für bestimmte Verschiebungsbilder (Parallelverschiebung oder Einspannung) des Trägers gelten. Für beliebige Verschiebungen wurde ein eigenes, iteratives Berechnungsverfahren für den Bettungsmodul k_{sh} vorgeschlagen.

Für eine überschlägige Abschätzung des Bettungsmoduls als Anfangswert des Bettungsmoduls der iterativen Berechnung wurde auf Grundlage der FEM Parameterstudien ein linearer Berechnungsvorschlag für eine konstante Verschiebung $u/u_0 = 5$ erarbeitet.

Die beiden Ansätze liefern gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der kalibrierten FEM Berechnungen.

Die Berechnungsvorschläge gelten für die untersuchten Randbedingungen und Wertebereiche; ein Anspruch auf Allgemeingültigkeit besteht nicht. Die Ansätze sollen auch Grundlage für zukünftige Forschungsarbeiten bilden, in denen insbesondere die Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Bodenart und der Zustandsgröße des Bodens untersucht wird.

Literaturverzeichnis

- [1] Abdel-Rahman, K. (1999): „Numerische Untersuchungen von Maßstabseffekten beim Erddruck in Sand“, *Veröffentlichungen des Fachgebietes Baugrund - Grundbau, Universität Dortmund*
- [2] ASCE (1997): “Guidelines of engineering practice for braced and tied-back excavations”, *Geotechnical special publication* 74
- [3] Atkinson, J.H.; Bransby, P.L. (1978): “The mechanics of soils”, London
- [4] Baguelin, F.; Frank, R.; Said, Y.H. (1977): “Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles”, *Géotechnique*, 27(3), 405-434
- [5] Besler, D. (1998): “Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden“, *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau, Universität Dortmund*
- [6] Besler, D. (1999): “Verschiebungsgrößen bei der Mobilisierung des Erdwiderstandes von Sand“, *Bautechnik* 72(11), 748-755
- [7] Biarez, J., Hicher, P.-Y. (1994): “Elementary mechanics of soil behaviour”, Balkema / Rotterdam / Brookfield
- [8] Blum, H. (1932): “Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung”, *Bautechnik*, 10(5), 122-135
- [9] Boley, C., Grabe, J., Morgen, K. (2002): “Baugrube Staatsoper Hamburg – Erfassung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung“, *Baugrundtagung der DGGT*, Mainz
- [10] Bransby, M.F., Springman, S. (1999): “Selection of load transfer functions for passive lateral loading of pile groups”, *Comput. Geotech.*, 24(3), 155-184

- [11] Briaud, J.-L., Chung, M. (1992): "Behaviour of a full scale tieback wall in sand", *Veröffentlichung der Texas A&M University, USA*
- [12] Briaud, J.-L., Jean-Jean, P. (1995): "Load settlement curve for spread footings on sand from the pressuremeter test", *Veröffentlichung der Texas A&M University USA*
- [13] Briaud, J.-L., Kim, N.-K. (1994): "Beam Column Method for Tieback Walls", *Veröffentlichung der Texas A&M University USA*
- [14] Briaud, J.-L., Lim, Y. (1999): "Tieback Walls in Sand: Numerical Simulation and Design implications", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 101-110
- [15] Briaud, J.-L. (2000): "The national geotechnical experimentation sites at Texas A&M University: Clay and sand", ASCE, *Geotechnical Special Publication*, No. 93, 26-51
- [16] Briaud, J.-L. (1992): "The national geotechnical experimentation sites at Texas A&M University: Laboratory tests on sand deposit", *unpublished, Texas A&M University USA*
- [17] Broms, B.B. (1965): "Design of laterally loaded piles", *J. Soil Mechan. and Found. Div.* 91(3), ASCE, 79-99
- [18] Carrubba, P., Colonna, P. (2000): "A comparison of numerical methods for multistaged walls", *Comput. Geotech.*, 27(2), 117-140
- [19] Chambosse, G. (1978): "Stoffansatz für den Sand unter den Verformungsbedingungen im Standard-Triaxialversuch", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik, Universität Darmstadt*
- [20] Chandler, R. (1995): "Field studies, analysis and numerical modelling of retaining walls propped at foundation level", London

- [21] Chen, W.F., Liu, X.L. (1990): "Limit analysis in soil mechanics", *Developments in Geotech. Engrg*, Elsevier London
- [22] Christow, C.K. (1966, 1968): "Zur Berechnung von im Boden eingespannten Pfählen und Wänden nach Prof. Snitko", *Bautechnik* 43(3), 83-90, und 43(6), 196-199, *Zuschrift: Bautechnik* 45(4), 143-144
- [23] Clayton, C.R.I., Milititsky, J. ; Woods, R.I. (1993): "Earth pressure and earth-retaining structures", London
- [24] Coulomb, C.A. (1773): "Sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture", *Acad. R. Sci. Mém. Math. Phys.*, 7, 343-382, Paris
- [25] Day, R.A. (2001): "Earth pressure on cantilever walls at design retained heights", *Geotech. Engrg*, 149(3), Elsevier London
- [26] De Gennaro, V., Frank, R. (2002): "Elasto-plastic analysis of the interface behaviour between granular media and structure", *Comput. Geotech.*, 29(7), 547-572
- [27] Desai, C.S. (1974): "Numerical design analysis for piles in sand", *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 100(6), 613-635
- [28] Festschrift des AK Baugruben zum 65. Geburtstag von Prof. Weißenbach (1994), *Veröffentlichungen des Fachgebietes Baugrund - Grundbau*, Universität Dortmund
- [29] Dove, J., Jarett, J.B. (2002): "Behaviour of dilative Sand Interfaces in a geotribology framework", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE
- [30] Duncan, J.M., Mokwa, R.L. (2001): "Passive earth pressure: theories and tests", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE

- [31] Fakharian, K., Evgin, E. (1996): "An automated apparatus for three-dimensional monotonic and cyclic testing of interfaces", *Geotechnical Testing Journal*, 19(1), 22-31
- [32] Fernandes, M. (1986): "Three dimensional analysis of flexible earth-retaining structures", *Proceedings of the 2nd International Symposium on Numerical Methods in Geomechanics*, Ghent, 433-438
- [33] Fioravante, V. (2002): "On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand", *Soils and foundations*, Tokyo, 42(2), 23-33
- [34] Freiseder, M.G. (1998): "Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefen Baugruben in weichen Böden", *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik*, Graz
- [35] Gabr, M.A., Lunne, T., Powell, J.J. (1994): "P-y analysis of lateral loaded piles in clay using DMT", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 120(5), 816-837
- [36] Giese, H. (1955): "Über den räumlichen Erdwiderstand", in: Vogt, K.J. (1955): "Gründungen in schrumpf- und quellfähigen Böden", Hannover
- [37] Giese, J. (1999): Vorträge zum 6. Darmstädter *Geotechnik Kolloquium*, Darmstadt
- [38] Goldscheider, M. (1983): "Spannungen in Sand bei räumlicher, monotoner Verformung", *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Karlsruhe, Band 92
- [39] Grieser, A. (1999): "Berechnung von biegebeanspruchten Pfählen mit beliebigem Bettungsmodulverlauf", *Bauingenieur*, Band 283
- [40] Gutjahr, S. (2003): „Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand“, *Veröffentlichungen des Fachgebietes Baugrund - Grundbau*, Universität Dortmund, Heft 25

- [41] Hadjadji, T. (1993): "Analyse du compartement expérimental de pieux sous chargements horizontaux", *Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées*, France

- [42] Hanke, E., Bauernfeind, P. (1985): "Beanspruchungen einer Trägerbohlwand in Sand", in: Hanke, E. (1985): "Verbauarten im Nürnberger Raum am Beispiel der U-Bahn Nürnberg", Kurzfassung, Nürnberg

- [43] Hettler, A. (1986): "Horizontal belastete Pfähle mit nichtlinearer Bettung in körnigen Böden", *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Karlsruhe, Band 102

- [44] Hettler, A., Abdel-Rahman, K. (2000): "Numerische Simulation des Erddruckproblems in Sand auf der Grundlage der Hypoplastizität", *Bautechnik* 77(1)

- [45] Hettler, A., Besler, D. (2001): "Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand", *Bautechnik* 78(2)

- [46] Hettler, A., Maier, T. (2003): "Netzabhängigkeit und Regularisierungsmethoden bei FE-Berechnungen mit hypoplastischen Stoffgesetzen für nichtbindige Böden", *Bautechnik* 80(2), 98-108

- [47] Ho, D.K.H., Currie, A.O. (1999): "Geotechnical applications of surface-based contact modelling and analysis", *ABAQUS User's Conference*, Sydney, Australia

- [48] Horn, A. (1967): "Räumlicher Erdwiderstand in nichtbindigen Böden", *VDI-Zeitschrift* 109(13), 585 ff.

- [49] Horn, A. (1970): „Sohlleibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründungen in nichtbindigem Boden“, *Schriftenreihe Straßenbau und Straßenverkehrstechnik* 110, Bonn

- [50] Horn, A. (1972): "Resistance and movement of lateral loads abutments", *European Conference Soil Mech. Found. Eng.*, Proc. 5, Band 1, 143ff, Madrid
- [51] Horn, A. (1980): "Räumlicher aktiver und passiver Erddruck" in: Horn, A. (1980): "Beitrag zur Standardisierung von Erdstraßen in tropischen Ländern"
- [52] Hibitt, Karlsson & Sorensen Inc. (2001): "ABAQUS/Standard, Theory Manual", Vol. I-III, Ver. 6.2, Pawtucket USA
- [53] Hibitt, Karlsson & Sorensen Inc. (2001): "ABAQUS/Standard, User's Manual", Vol. I-III, Ver. 6.2, Pawtucket USA
- [54] Hügel, H.M. (1995): "Prognose von Bodenverformungen", *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Karlsruhe
- [55] Al Diban, I. (2000): "Das Tragverhalten horizontal belasteter, in nichtbindigem Boden eingespannter starrer Träger, in ebenem und geböschtem Gelände", *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik*, Dresden, Heft 7
- [56] James, R.G., Bransby, P.L. (1970): "Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem", *Géotechnique* 20(1), 17-37
- [57] Kastner, R. et al. (1985): "Souètements flexible, essais sur modèle, calculs", *Int. Conf. SMFE*, Proc. 11th, San Francisco USA, Vol. 4, 2103-2106
- [58] Kärcher, K. (1968): "Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen", *Bautechnik* 45(1), 31 ff.
- [59] Kärcher, K. (1972): "Erdwiderstand bei Bohlenwänden in bindigen Böden", *Bautechnik* 49, 264 ff.

- [60] Kempfert, H.-G. (1987): "Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberkante", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Baugrund - Grundbau*, Universität Dortmund
- [61] Kempfert, H.-G. (1989): "Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle", *Bauingenieur* 64, 201-207
- [62] Kishida, H., Uesugi, M. (1987): "Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus", *Géotechnique* 37(1), 45-52
- [63] Krey (1936): "Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes", Berlin
- [64] Kumar, S. (1993): "Non-linear load-deflection prediction of single piles in sand, using a subgrade reaction approach", *publication of Rolla Missouri University*, USA
- [65] Laumanns, Q. (1977): "Verhalten einer ebenen, im Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Stuttgart
- [66] Li, X.S., Dafalias, Y.F. (2000): "Dilatancy for cohesionless soils", *Géotechnique*, 449-461
- [67] Mao, P. (1993): "Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Baugrund - Grundbau*, Universität Dortmund
- [68] Mayer, L. (1969): "Aufnahme von Momenten und Horizontalkräften durch im Boden elastisch eingespannte Pfähle", *Beton- und Stahlbetonbau*, 64(2), 47-52
- [69] Meissner, H. (1983): "Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden", *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Karlsruhe, Band 93

- [70] Meissner, H. (2002): "Baugruben – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 3", *Geotechnik*, 25(1)
- [71] Meksaouine, M. (1993): "Etude expérimentale et théorique de la poussée passive sur pieux rigides", Lyon, France
- [72] Mezazigh, S., Levacher, D. (1998): "Laterally loaded piles in sand: slope effect on P-Y reaction curves", *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 433-441
- [73] Müller, G. (1993): "Die Finite Element Methode in der Baustatik, Einführung in die Arbeitsweise mit den Softwaresystemen ABAQUS, ADINA, MSC/NASTRAN und STARDYNE"; Düsseldorf
- [74] Mwindo, J.M. (1992): "Strain dependent soil modulus of horizontal subgrade reaction", University of Rolla, Missouri, USA
- [75] Nakai, T (1995): "Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining walls", *Soils and Foundations*, 25(3), 98-112
- [76] Neuberg, C. (2002): "Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen Erddruckes vor parallel verschobenen Trägern", *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik*, Technische Universität Dresden, Heft 11
- [77] Neumayer, F. (1968): "Verfahren zur Berechnung in den Boden eingespannter Pfähle", *Bauingenieur*, 43(5), 162-166
- [78] Ng, C. W.W. (1999): "Stress paths in relation to deep excavations", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 357-363
- [79] Ou, C.-Y., Chiou, D.-C., Wu, T.-S. (1996): "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 337-345

- [80] Paul, O. (1966): “Der räumliche Erdwiderstand vor eingespannten Masten“, *Mitteilungen Ingenieur- und Tiefbau*, Deutsche Bauakademie, Leipzig, Heft 2
- [81] Pötscher, R., Prodinger, W., Veder, C. (1984): “Erkenntnisse aus Druck- und Verformungsmessungen an verankerten Baugrubenumschließungen im innerstädtischen Bereich“, *Bauingenieur* 59, 331-335
- [82] Poth, A. (1978): “Bettungsmodultheorie und Methode der finiten Elemente“, München
- [83] Potts, D.M., Fourie, A.B. (1986): “A numerical study of the effect of wall deformation on earth pressure“, *Int. Journal Num. Anal. Meth. Geomech.*, 10, 383-405
- [84] Potts, D.M., Day, R.A. (1994): “Zero thickness interface elements – numerical stability and application“, *Int. Journal Num. Anal. Meth. Geomech.*, 18, 689-708
- [85] Potts, D.M., Day, R.A. (1998): “The effect of interface properties on retaining wall behaviour“, *Int. Journal Num. Anal. Meth. Geomech.* 22, 1001-1020
- [86] Potts, D.M., Zdravkovic, L. (1999): “Finite element analysis in geotechnical engineering – Theory“, London, UK
- [87] Poulos, H.G., Chen, L.T. (1997): “Pile response due to excavation-induced lateral soil movement“, *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 123(2), 94-99
- [88] Prakash, S., Kumar, S. (1996): “Nonlinear lateral pile deflection prediction in sands“, *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 122(2), 130-138
- [89] Prasad, Y.V.S.N., Chari, T.R. (1999): “Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils“, *Soils and Foundations*, 39(2), 21-31

- [90] Rauh, R. (1991): "Beitrag zum Tragverhalten horizontal belasteter, im nicht-bindigen Boden eingespannter Wandsysteme unter besonderer Berücksichtigung einer Böschungsgeometrie", *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Wuppertal

- [91] Reeck, H.-H. (1994): "Beitrag zur Berechnung von Trägerbohlwänden"

- [92] Robinson, K.E. (1979): "Horizontal subgrade reaction estimated from lateral loading tests on timber piles", *Behaviour of deep foundations*, ASTM STP 670, R. Lundgren, ed, ASTM, Philadelphia USA, 520-536

- [93] Schäfer, J. (1990): "Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Baugrund - Grundbau*, Universität Dortmund

- [94] Schöffner, H.-J. (1983): "Nichtlinear elastische und elastoplastische Berechnung horizontal belasteter Pfähle", *Bautechnik* 37(2), 82-84

- [95] Scheffler, E. (1978): „Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden“, *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Braunschweig

- [96] Schmidt, H.G. (1971): "Beitrag zur Ermittlung der horizontalen Bettungszahl für die Berechnung von Großbohrpfählen unter waagerechter Belastung", *Bauingenieur* 46(7), 233-237

- [97] Schmitt, G.-P. (1974): "Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Darmstadt

- [98] Schürmann, A. (1997): "Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Bochum

- [99] Schweiger, H.F. (1994): "On the use of Drucker-Prager failure criteria for earth pressure problems", *Comput. Geotech.* 16, 223-246
- [100] Schweiger, H.F. (2002): "Musterlösung und Parameter-Studie für dreifach verankerte Baugrube", Anhang zur Empfehlung Nr. 3 "Baugruben" des AK 1.6 Numerik in der Geotechnik, *Geotechnik* 25(2)
- [101] Sherif, G. (1974): "Elastisch eingespannte Bauwerke: Tafeln zur Berechnung nach dem Bettungsmodulverfahren mit variablen Bettungsmoduli"
- [102] Simmer, K. (1999): "Baugruben und Gründungen", Stuttgart
- [103] Smolczyk, H.U. (1963): "Die Einspannung im beliebig geschichteten Baugrund", *Bauingenieur* 38(10), 388-396
- [104] Soubra, A.-H., Regenass, P. (2000): "Three-Dimensional Passive Earth Pressure by kinematical Approach", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 969-978
- [105] Staeding, A. (1979): "Nichtlineare Berechnung von Baugruben bei zeitabhängigem Baugrundverhalten", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Braunschweig
- [106] Stroh, D. (1974): "Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Elemente Methode", *Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau*, Universität Darmstadt
- [107] Sun, K. (1994): "Laterally loaded piles in elastic media", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 120(8), 1324-1344
- [108] Terzaghi, K. (1955): „Evaluation of coefficient of subgrade reaction“, *Géotechnique* 5(4), 297-326

- [109] Titze, E. (1943): "Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen", *Mitteilungen aus dem Gebiet des Wasserbaus und der Baugrundforschung*, Heft 14, Berlin
- [110] Vermeer, P.A., Neher, N. (1997): "Bemessung von Baugruben in weichen Böden", *Mitteilungen des Instituts für Geotechnik*, Universität Stuttgart, Heft 41
- [111] Vermeer, P.A., Punlor, A., Ruse, N. (2001): "Arching effects behind a soldier pile wall", *Comput. Geotech.*, 28, 379-396
- [112] Vogt, N. (1989): "Vorschläge zur Bemessung der Gründung von Lärmschutzwänden", *Geotechnik*
- [113] Von Wolffersdorf, P.-A. (1998): „Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen“, *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Karlsruhe
- [114] Wakai, A., Gose, S., Ugai, K. (1999): "3-D Elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading", *Soils and Foundations* 39(1), 97-113
- [115] Weißenbach, A. (1961): "Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen", Hannover
- [116] Weißenbach, A. (1975-1977): "Baugruben", Teil I-III, Berlin-München-Düsseldorf
- [117] Weißenbach, A. (1983): "Beitrag zur Ermittlung des Erdwiderstandes", *Bauingenieur* 58
- [118] Weißenbach, A. (1994): "Wirtschaftliche Gestaltung von Trägerbohlwänden als Baugrubenverkleidung im Wohnungsbau und erforderliche Maßnahmen zur Vermeidung von Bauschäden durch Trägerbohlwand-Baugruben im Bereich bestehender Bebauung", *Abschlussbericht, Bau- und Wohnungsforschung, Bauforschungsberichte*, Stuttgart

- [119] Weißenbach, A., Gollub, P. (1995): "Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände", *Bautechnik* 72(12), 780-799
- [120] Weißenbach, A. (2003): "Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens und der Finite-Elemente-Methode", EB 102 (Entwurf), EB 103 (Entwurf), *Bautechnik* 80(2), 75-80
- [121] Wu, D., Broms, B.B., Choa, V. (1998): "Design of laterally loaded piles in cohesive soils using p-y-curves", *Soils and Foundations* 38(2), 17-27
- [122] Ziegler, M. (1987): "Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand", *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Karlsruhe, Band 101

Anhang

Anhang 1

Vergleichsversuche an Karlsruher Mittelsand

Triaxialversuch an Karlsruher Mittelsand

Universität Kaiserslautern

Probe-Nr. K 05 06 75 150, Versuch Nr. TRI_K5

Versuchsdurchführung am 06.01.1987

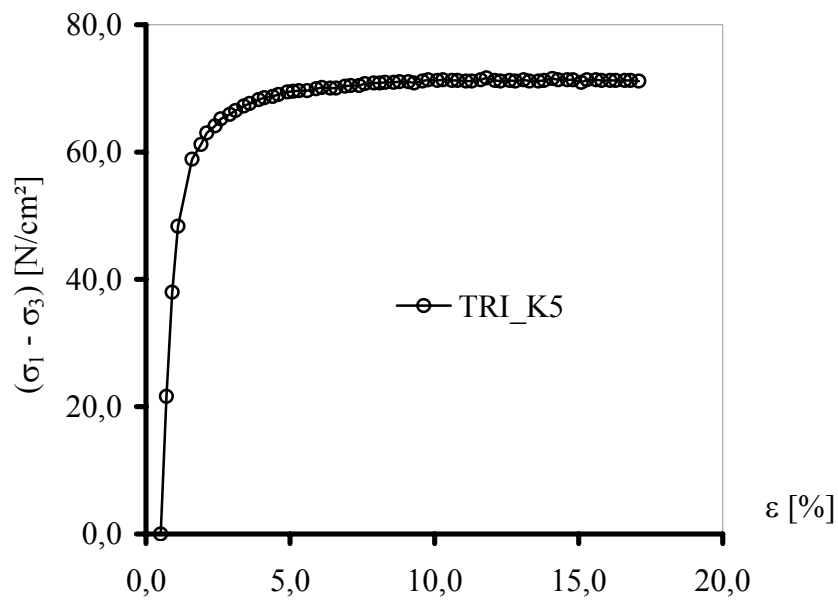
Versuch mit konstanter Spannungssumme, $I_\sigma = 150 \text{ N/cm}^2 = \text{const.}$

Konsolidierungsspannung: 50 N/cm^2

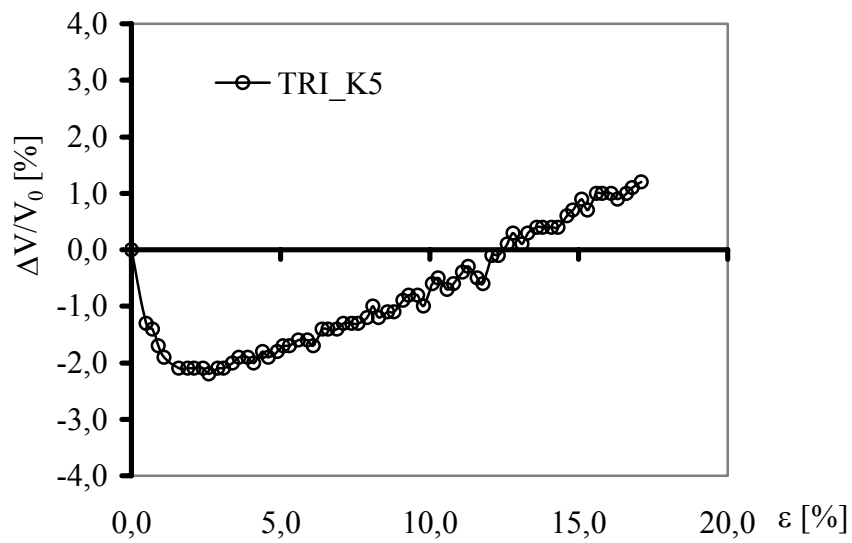
Porenzahl: $e_0 = 0,79$

Wassergehalt: $w = 6 \%$

Spannungs-Dehnungs-Diagramm



Volumenänderungskurve



Oedometerversuch an Karlsruher Mittelsand

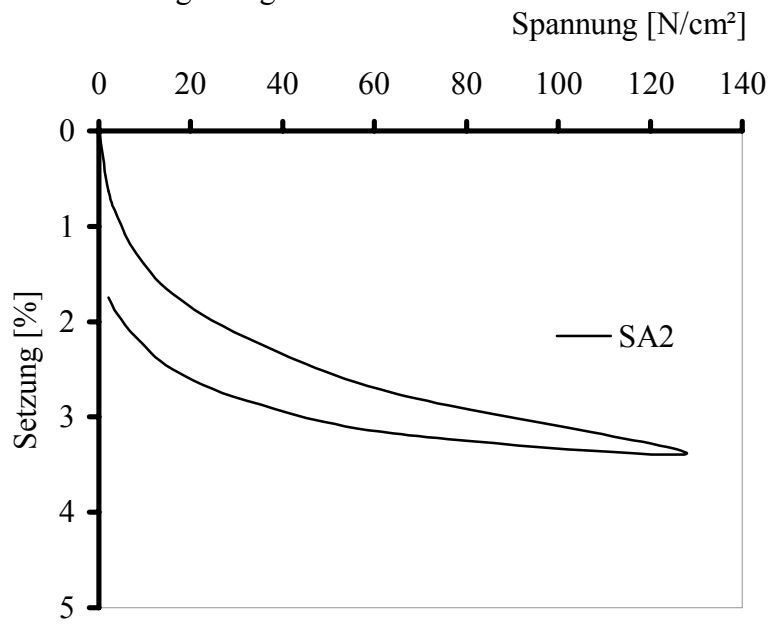
Universität Kaiserslautern

Versuche Nr. SA 2

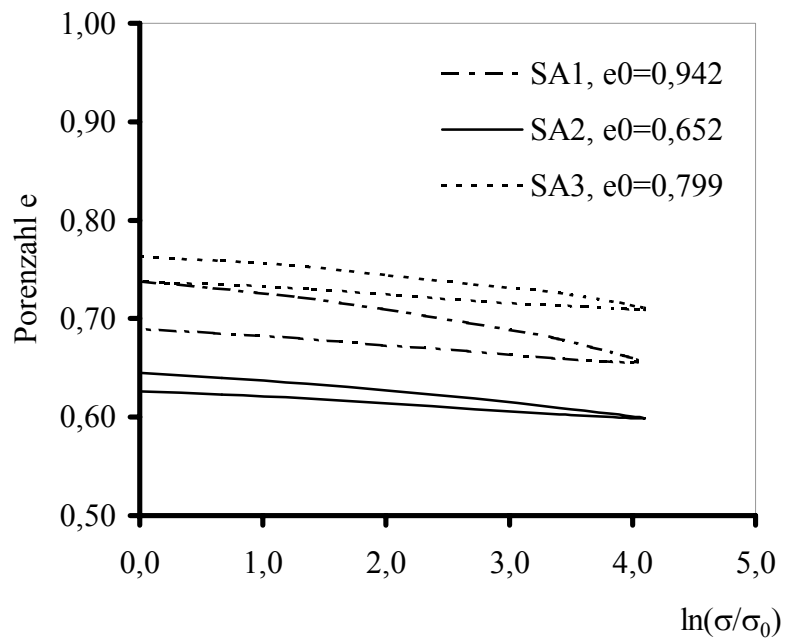
Versuchsdurchführung am 27.02.1986

Anfangsporenzahl: $e_0 = 0,652$

Druck-Setzungs-Diagramm



e - $\ln(\sigma/\sigma_0)$ -Diagramm

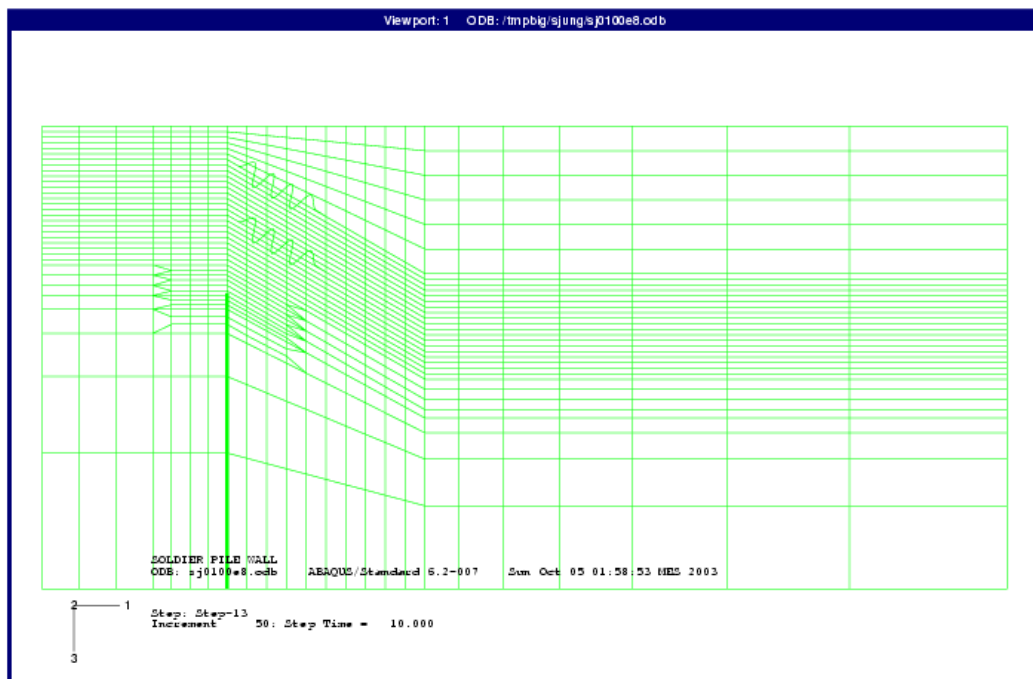


Anhang 2

Darstellung des FEM-Modells

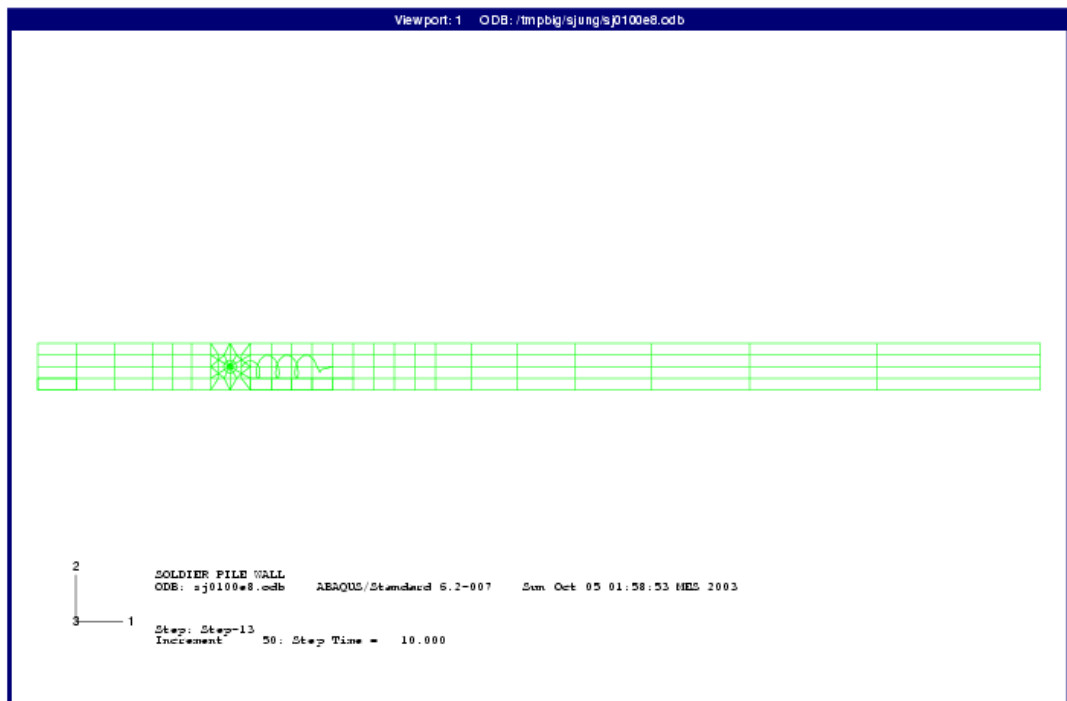
Darstellung FE-Netz, Ansicht

Printed on: Mon Oct 06 13:17:53 MES 2003



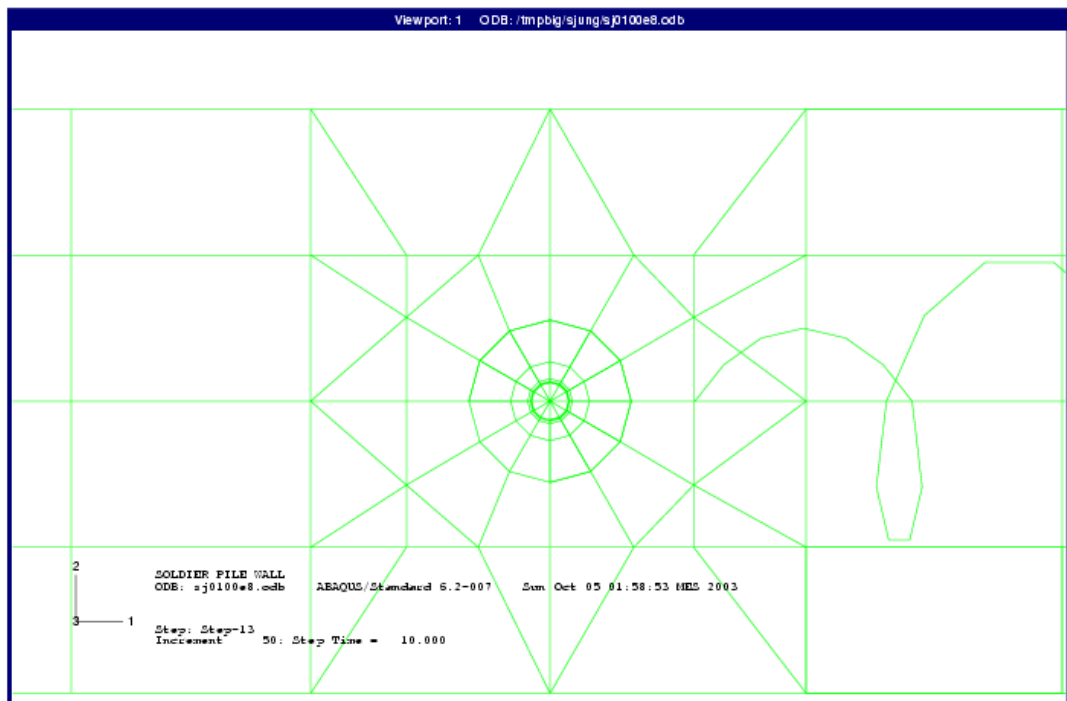
Darstellung FE-Netz, Draufsicht

Printed on: Mon Oct 06 13:18:09 MES 2003



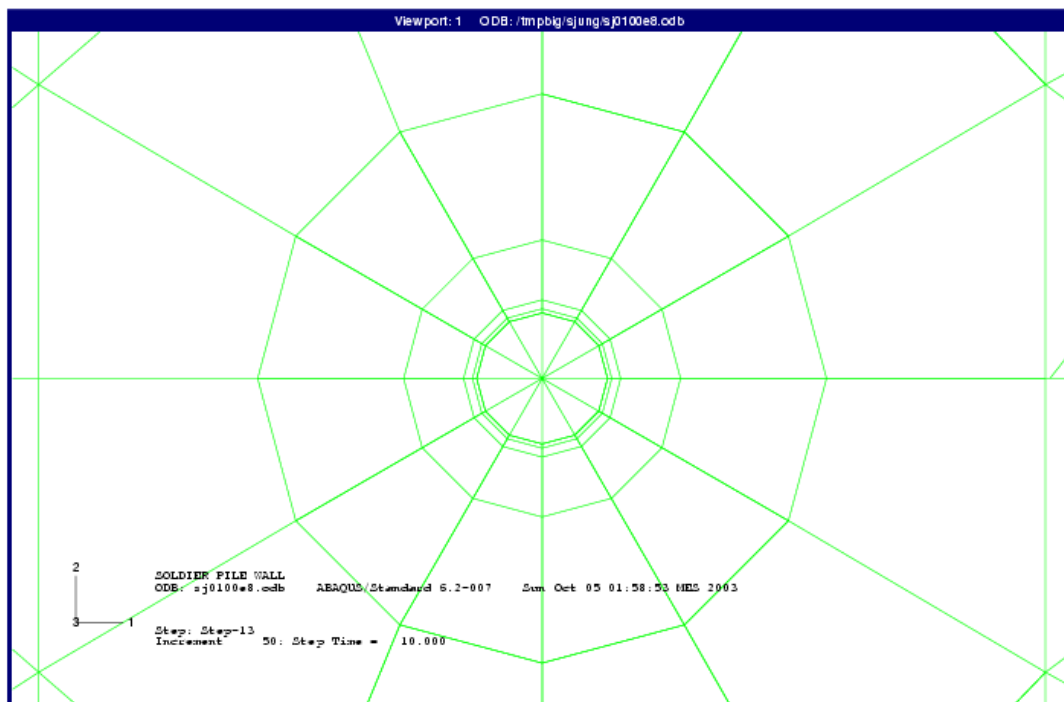
Darstellung FE-Netz, Draufsicht Detail Träger

Printed on: Mon Oct 06 13:18:25 MES 2003



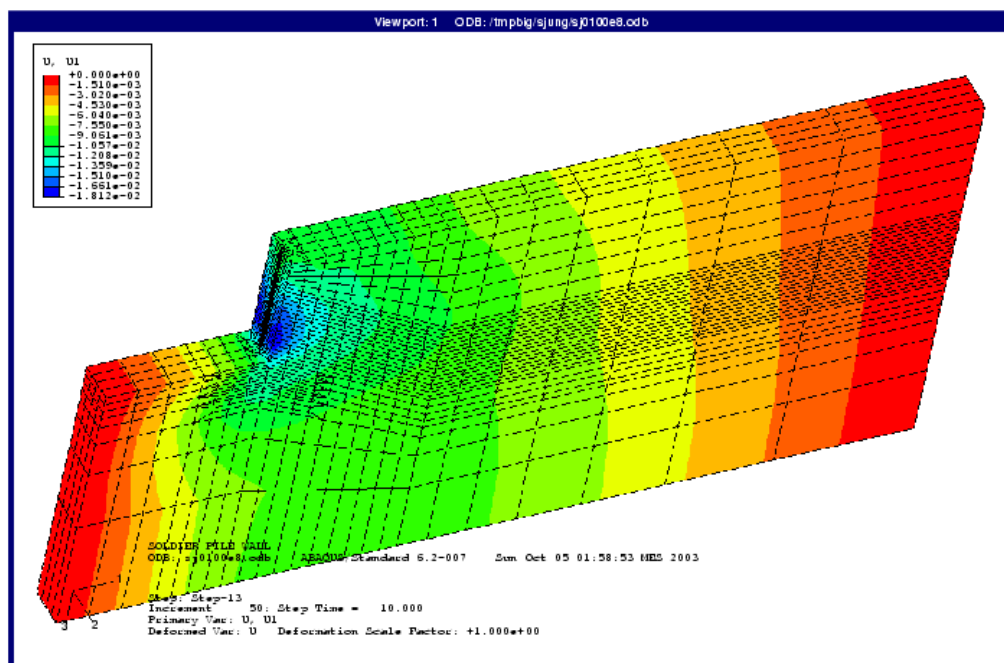
Darstellung FE-Netz, Draufsicht Detail Träger

Printed on: Mon Oct 06 13:18:43 MES 2003



Gesamtmodell im Endaushubzustand

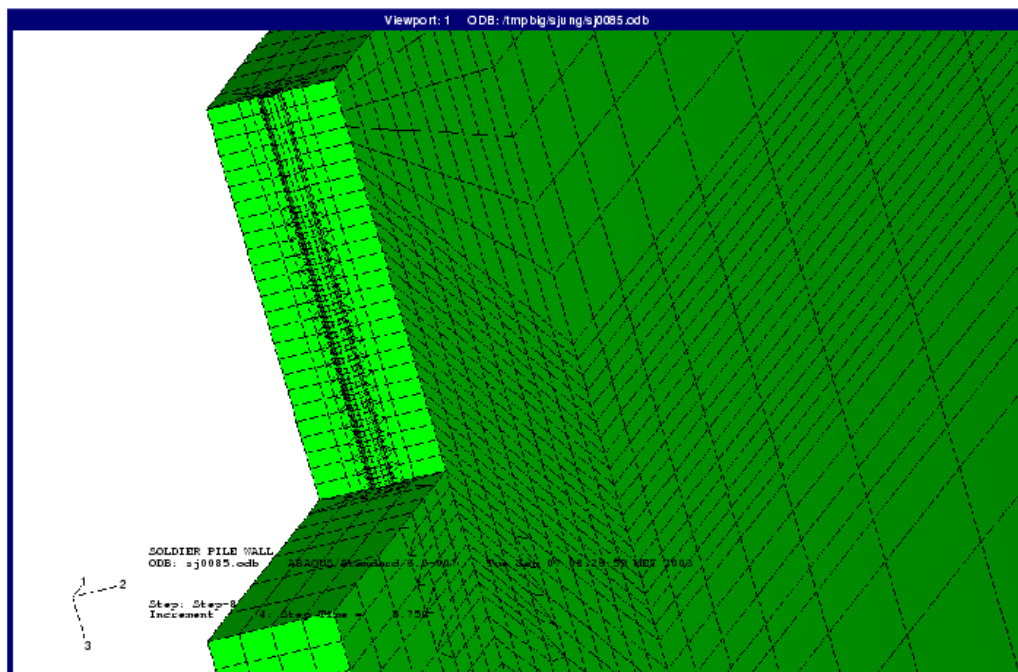
Printed on: Mon Oct 06 13:48:55 MES 2003



Elemente im Bereich des Trägers

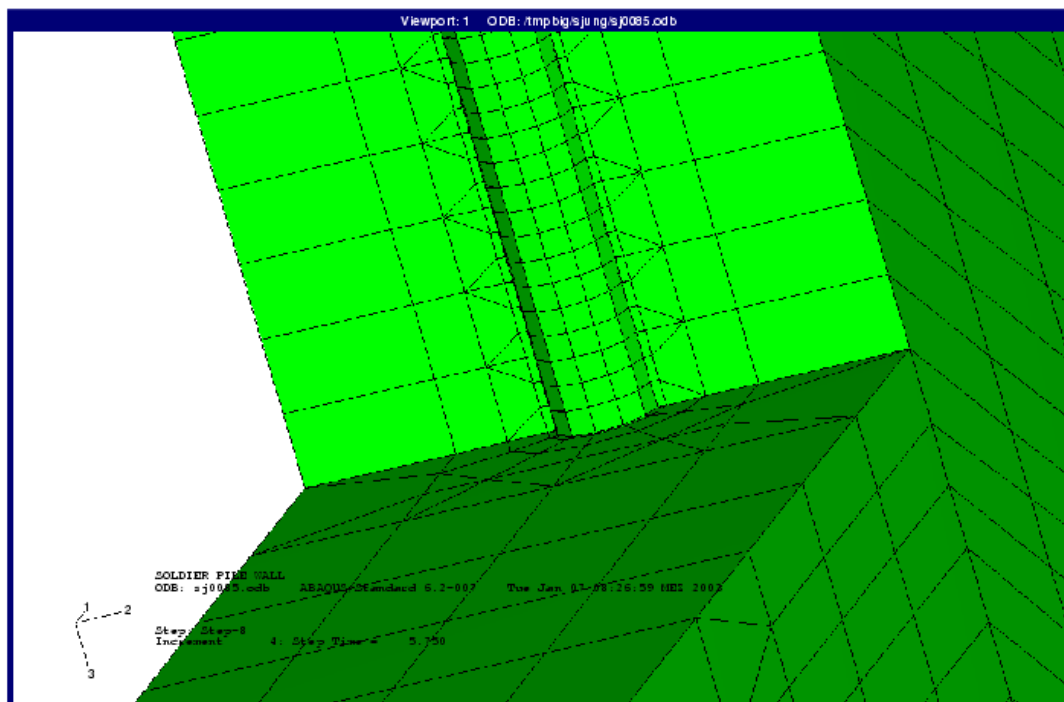
Printed on: Fri Jan 10 13:27:11 MEZ 2003

ABAQUS
Standard
Explicit
Postprocessor



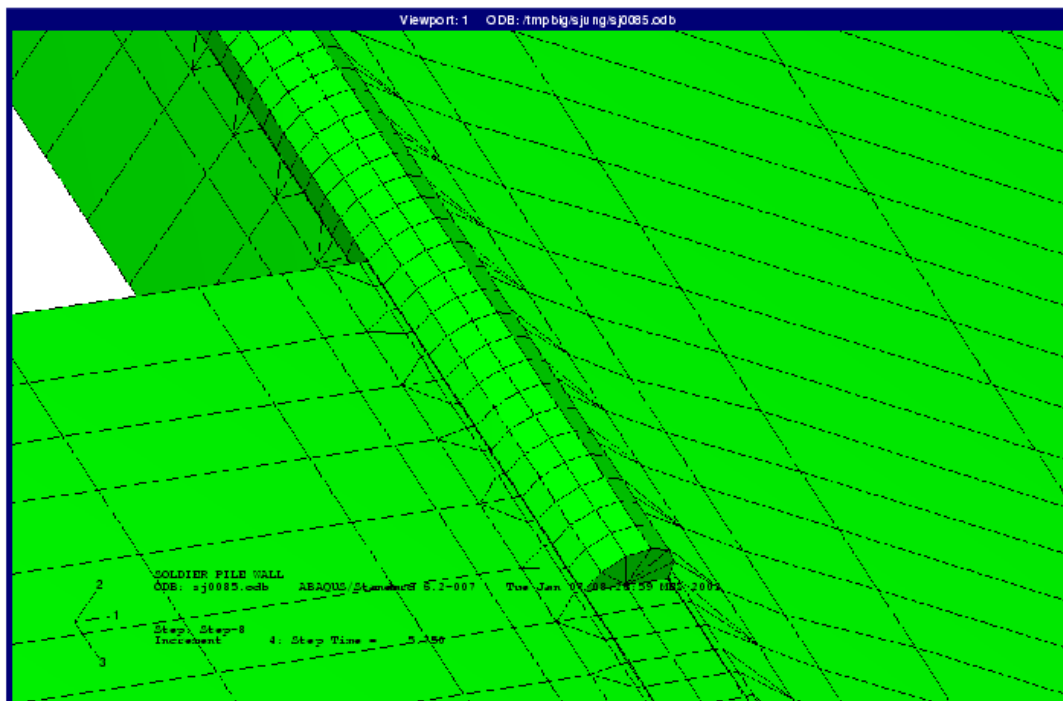
Elemente im Bereich des Trägerfußes

Printed on: Fri Jan 10 13:30:36 MEZ 2003



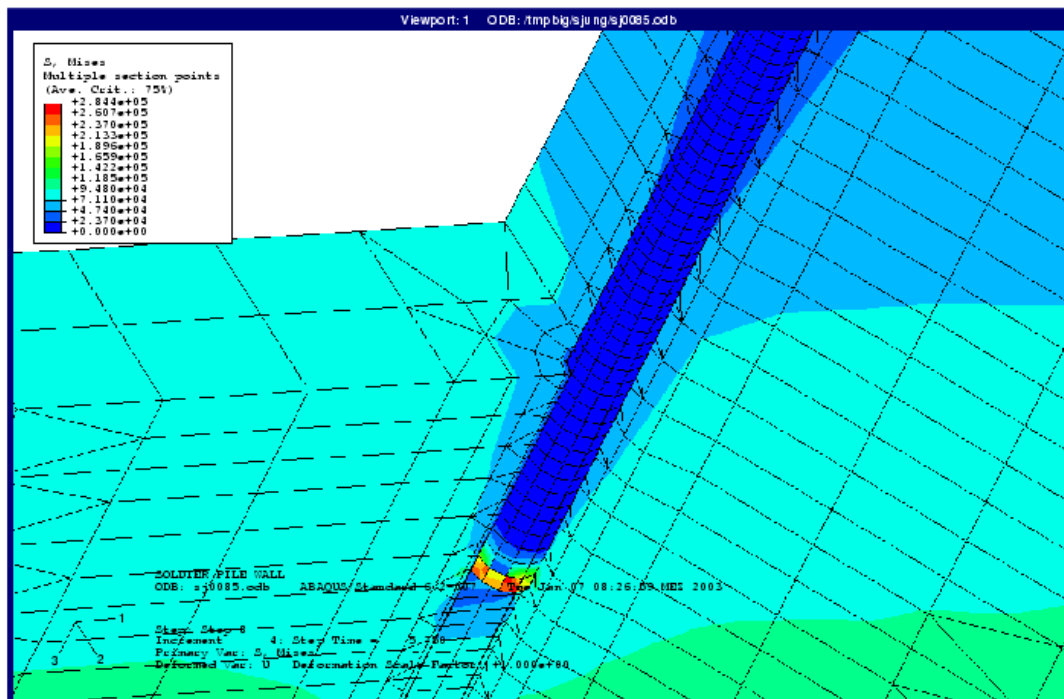
Elemente in der Symmetrieebene, Bereich Trägerfuß (freigeschnitten)

Printed on: Fri Jan 10 13:44:24 MEZ 2003



Spannungsverteilung in Symmetrieebene, Schnitt

Printed on: Fri Jan 10 14:08:11 MEZ 2003



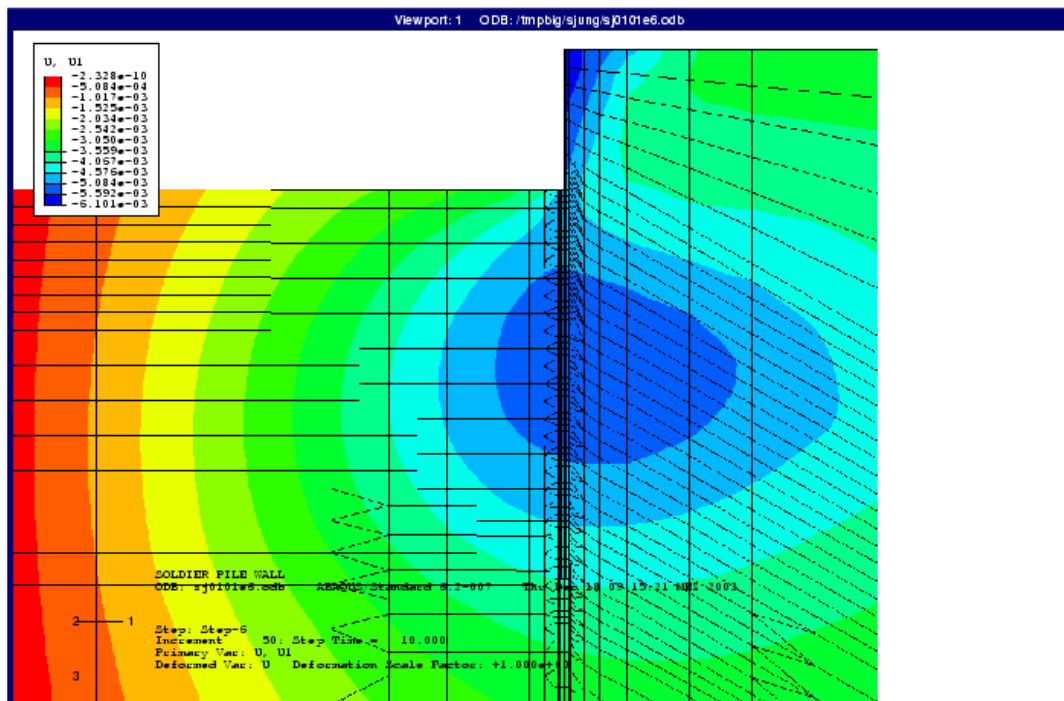
Anhang 3

Ergebnisse der Pilotrechnung (Kalibrierung)

Horizontalverschiebung 1. Aushubphase (2,4 m), Ausschnitt

Printed on: Mon Dec 22 13:23:10 MEZ 2003

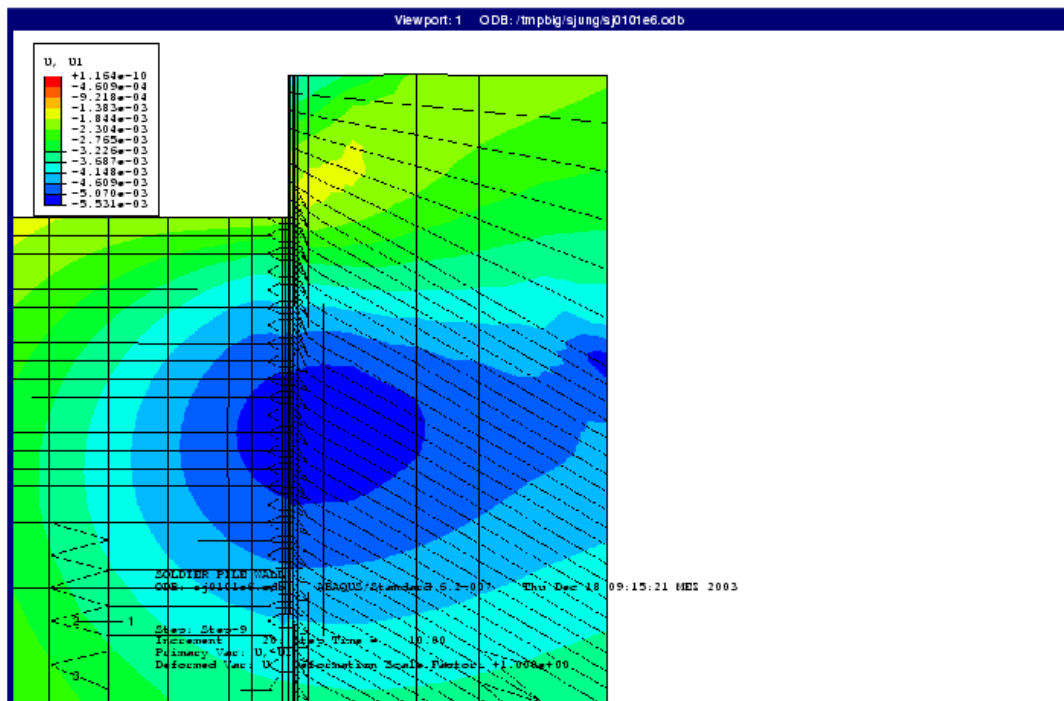
ABAQUS
Version 6.5-1
Standard
Explicit
Dynamic
Thermal
Coupled
Analysis



Verschiebung nach Vorspannen oberer Anker, Ausschnitt

Printed on: Mon Dec 22 13:41:23 MEZ 2003

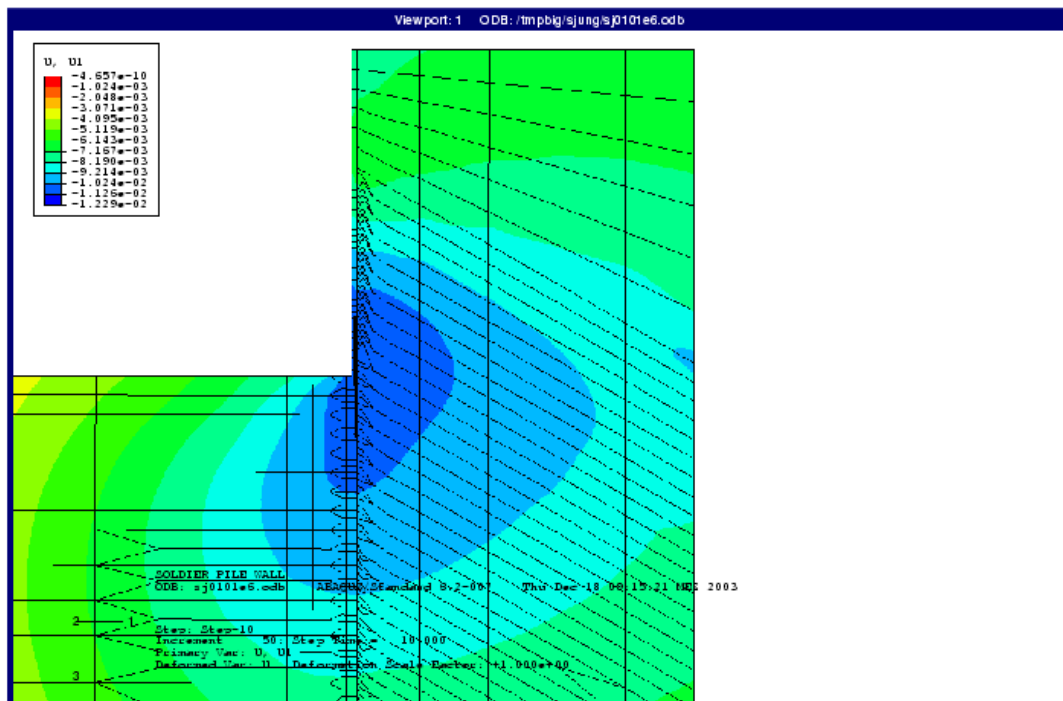
ABAQUS
Version 6.5-1
Standard
Explicit
Pre-processor
Post-processor
CAE
User Subroutines
User Elements
User Materials
User Models
User Output
User Parameters
User Variables
User Windows
User Tools
User Utilities
User Scripts
User Macros
User Templates
User Defaults
User Settings
User Preferences
User Options
User Controls
User Limits
User Errors
User Warnings
User Messages
User Status
User Help
User About



Verschiebung nach 2. Aushubphase, Ausschnitt

Printed on: Mon Dec 22 13:48:33 MEZ 2003

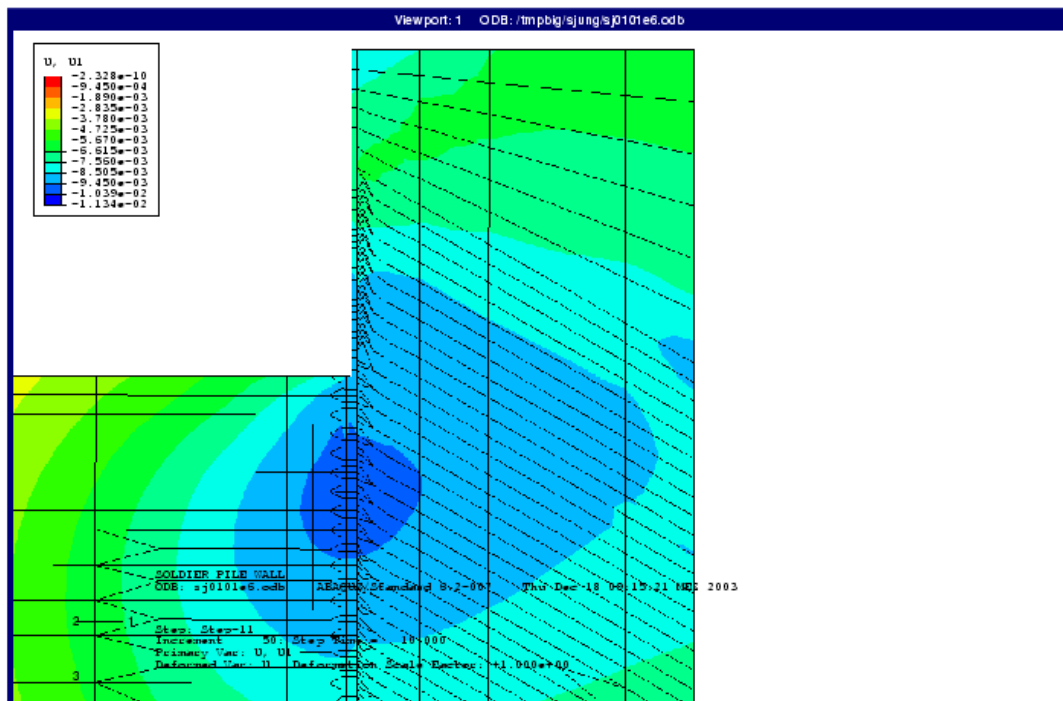
ABAQUS
Standard
Explicit
Post-Processor
Viewer
Job: sj0101e6
Date: 12/22/03
Time: 13:48:33
User: me



Verschiebung nach Vorspannen unterer Anker, Ausschnitt

Printed on: Mon Dec 22 13:51:39 MEZ 2003

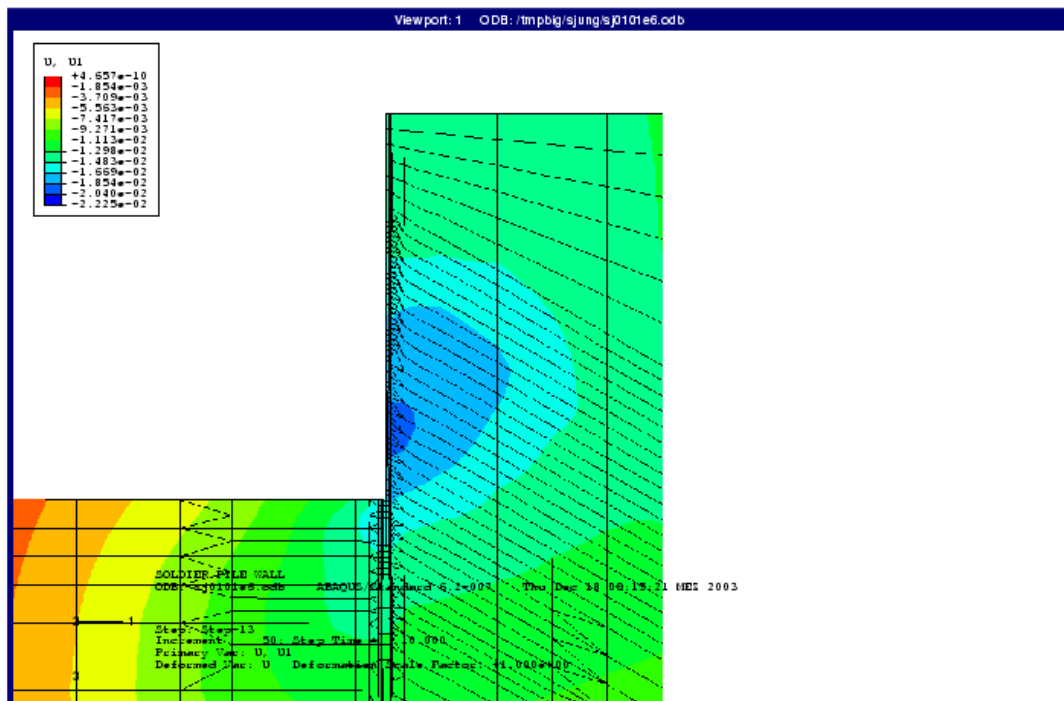
ABAQUS
Job: sj0101e6
Model: sj0101e6
Analysis: sj0101e6
Output: sj0101e6
History: sj0101e6
Messages: sj0101e6
Pre-processor: sj0101e6
Post-processor: sj0101e6



Verschiebung nach 3. Aushubphase (Endzustand), Ausschnitt

Printed on: Mon Dec 22 13:59:39 MEZ 2003

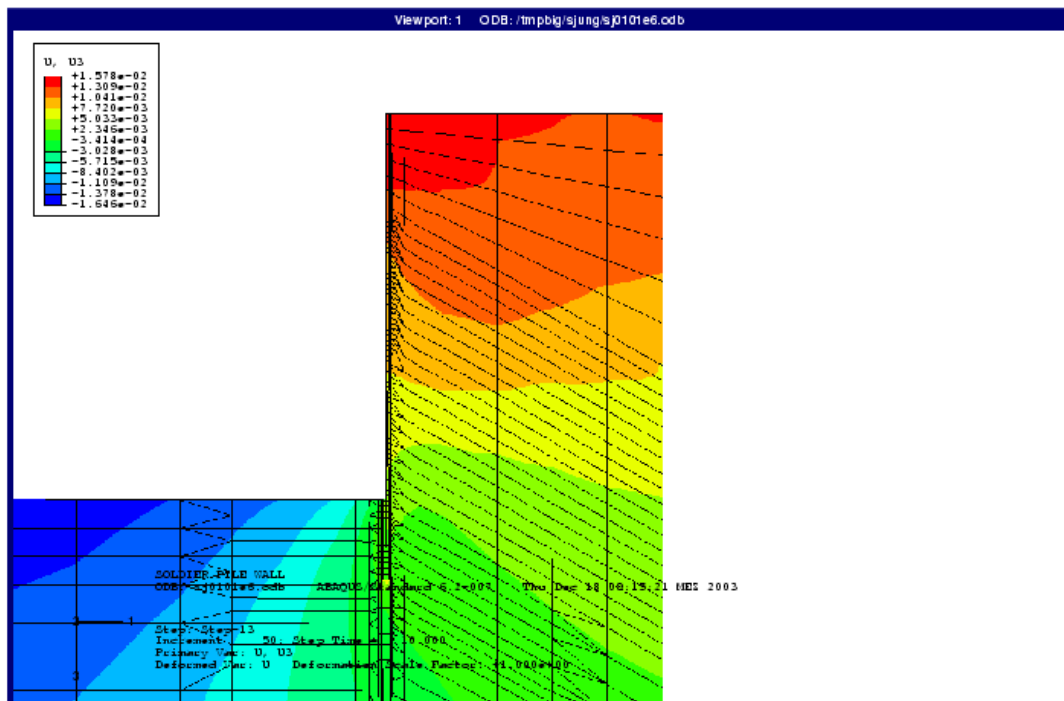
ABAQUS
Job: 1
Model: 1
Step: 1
Increment: 1
Time: 0.000000
Total Time: 0.000000
Step Time: 0.000000
Increment Time: 0.000000
Time Step: 0.000000
Time Step Size: 0.000000
Time Step Type: Fixed
Time Step Control: Automatic
Time Step Size: 0.000000
Time Step Type: Fixed
Time Step Control: Automatic



Setzungen / Hebungen im Endaushubzustand, Ausschnitt

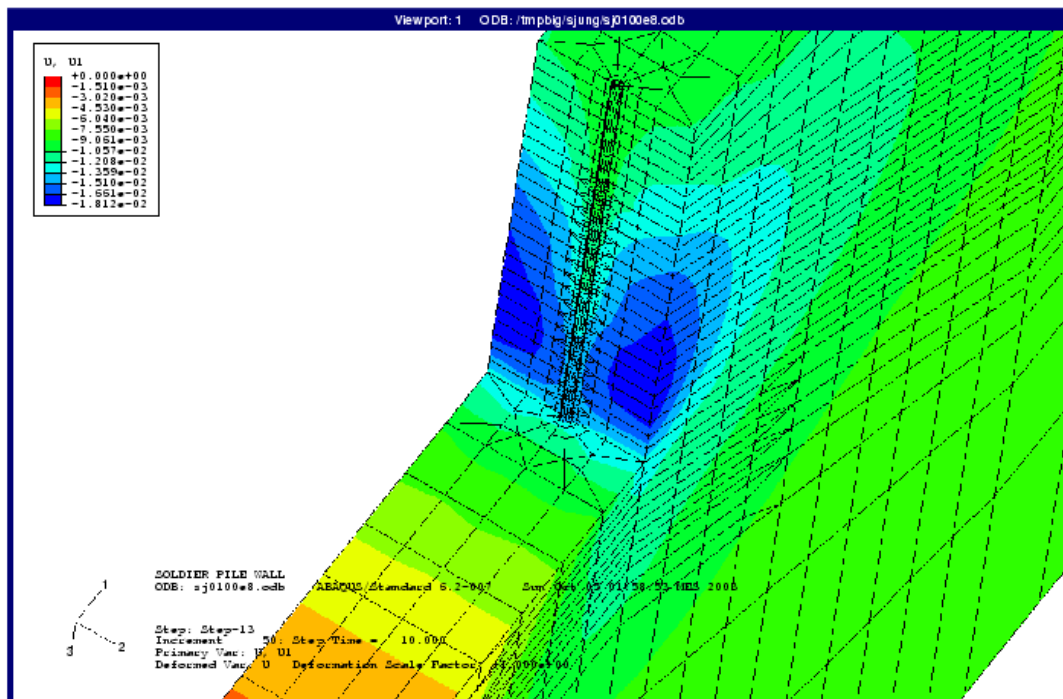
Printed on: Mon Dec 22 14:00:39 MEZ 2003

ABAQUS
Job: 10101e6
Model: 10101e6
Step: 13
Inc: 70
Time: 0.001
Primary Var: U, U3
Deformed: U
Deformation Scale Factor: 1.000e+00



Horizontalverschiebungen im Endaushubzustand, 3D

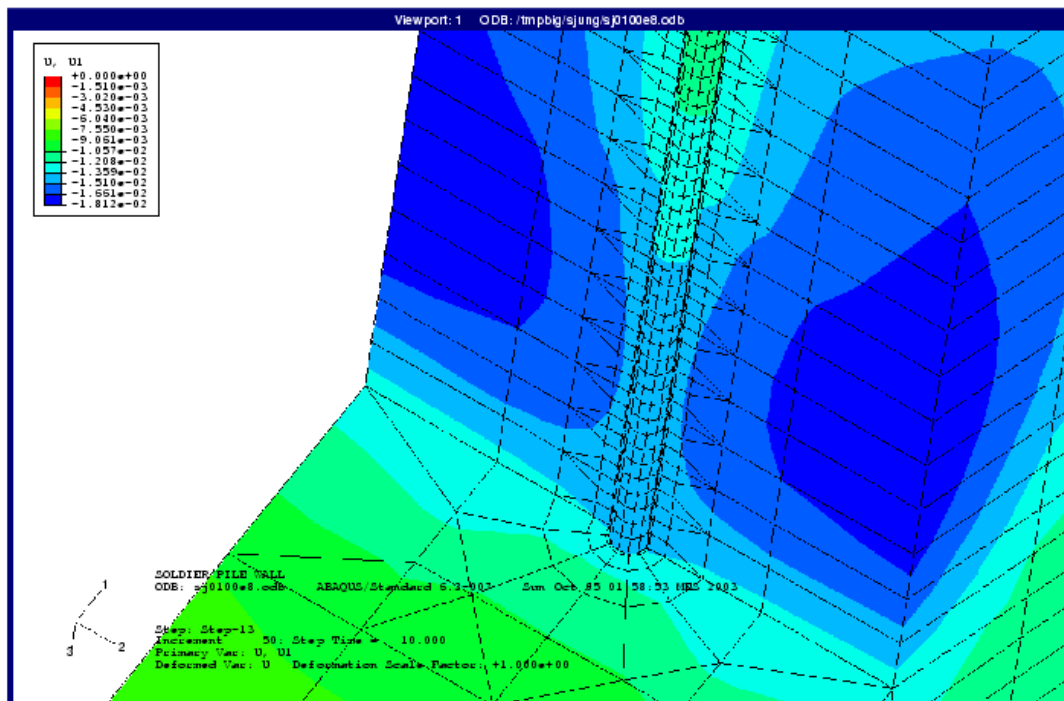
Printed on: Mon Oct 06 13:47:05 MES 2003



Horizontalverschiebungen im Endaushubzustand, 3D Detail

Printed on: Mon Oct 06 13:46:10 MES 2003

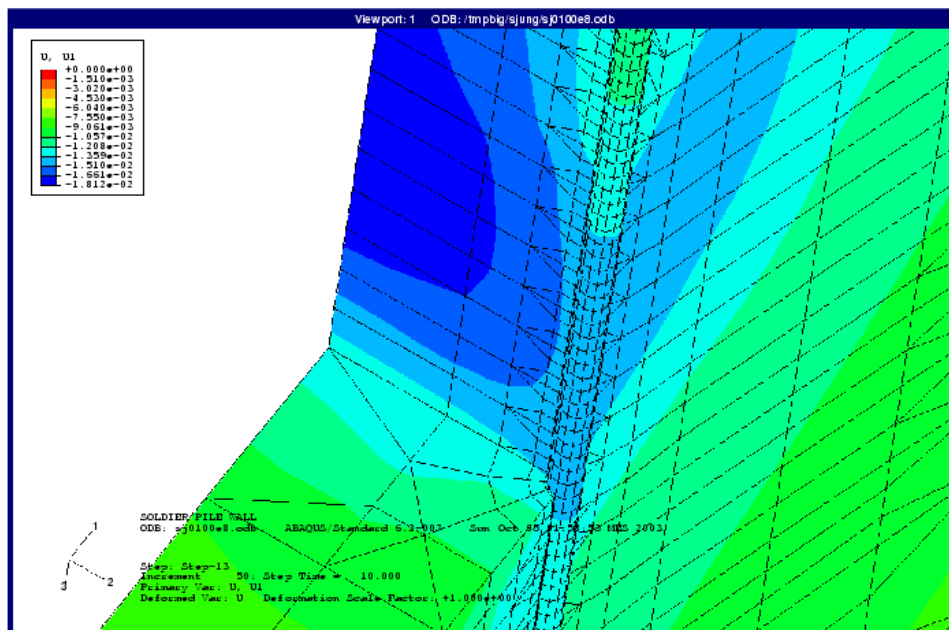
ABAQUS
Standard
Explicit
Dynamic
Coupled
Thermo-Mechanical
User-Defined
Element Types
Output
Post-Processing
Visualization
Tools
Utilities
Help



Horizontalverschiebungen im Endaushubzustand, Schnitt durch Symmetrieebene

Printed on: Mon Oct 06 13:43:45 MES 2003

ABAQUS
VER. 6.2-1
2002



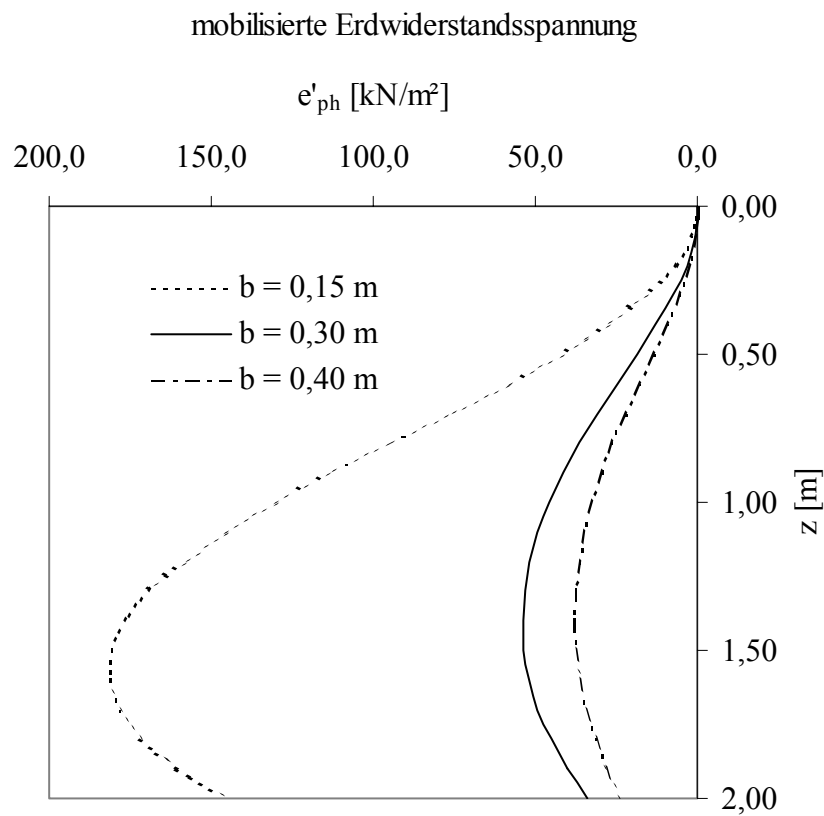
Anhang 4

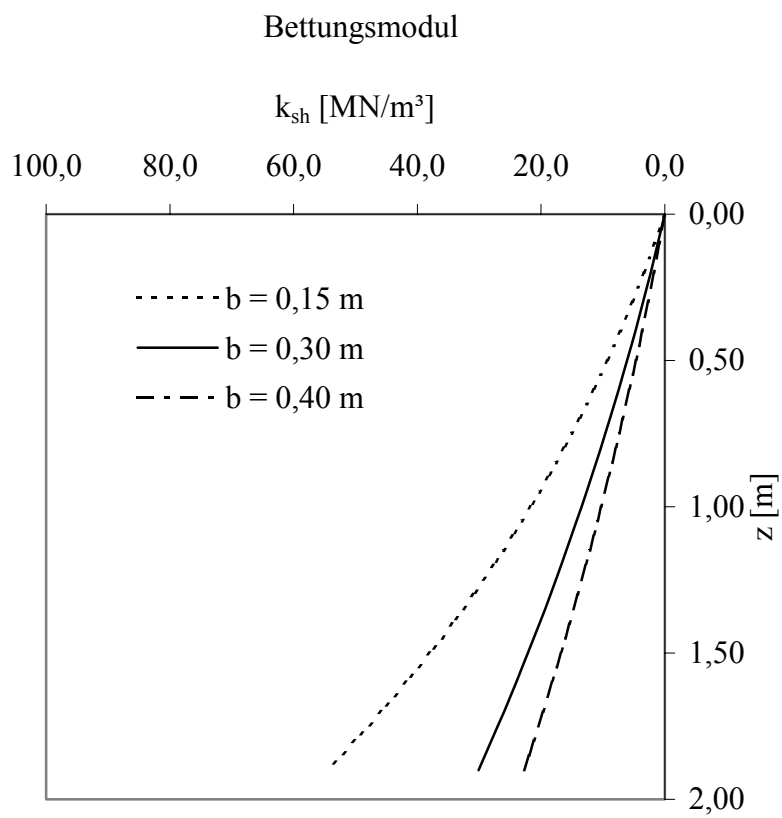
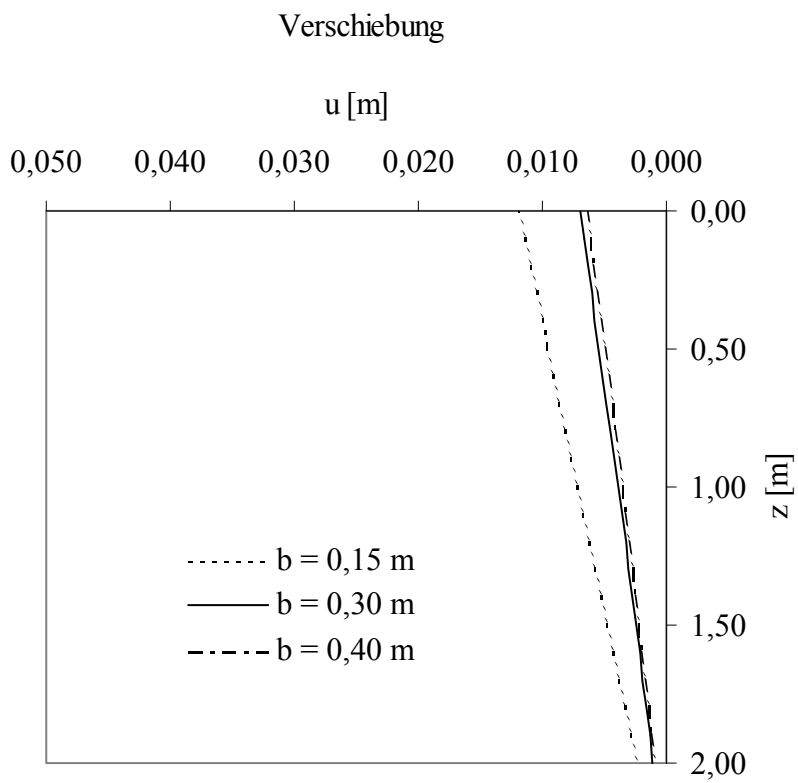
Ergebnisse der FEM Parameterstudien

Variation der Trägerbreite b

1-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		211	331	231
Trägerbreite	b [m]	0,15	0,30	0,40
Einbindetiefe	t [m]	2,0	2,0	2,0
Trägerabstand	a [m]	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	H [m]	4,8	4,8	4,8
Biegesteifigkeit	EI/EI_{ref} [-]	1,0	1,0	1,0



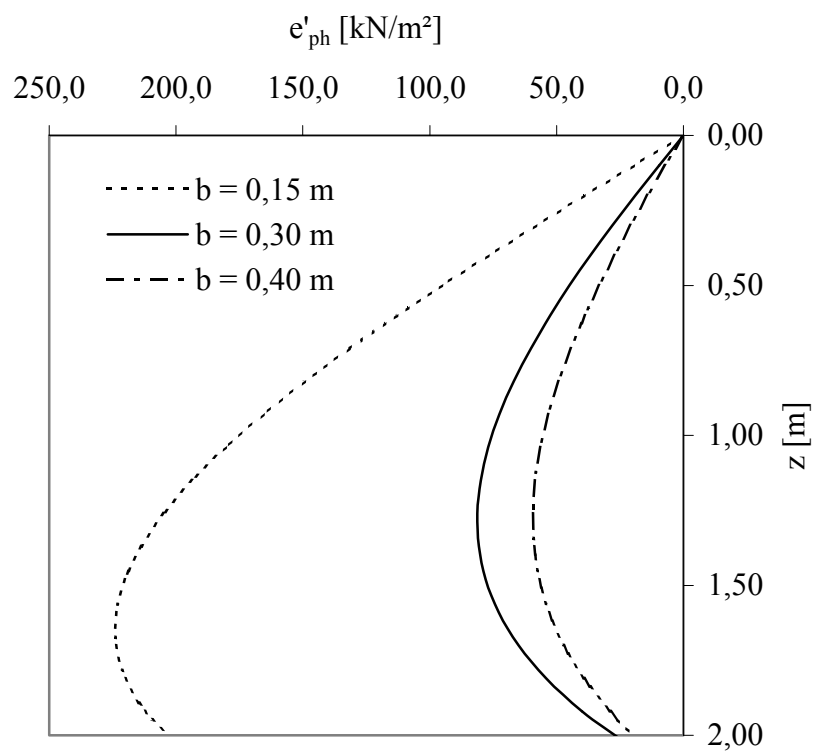


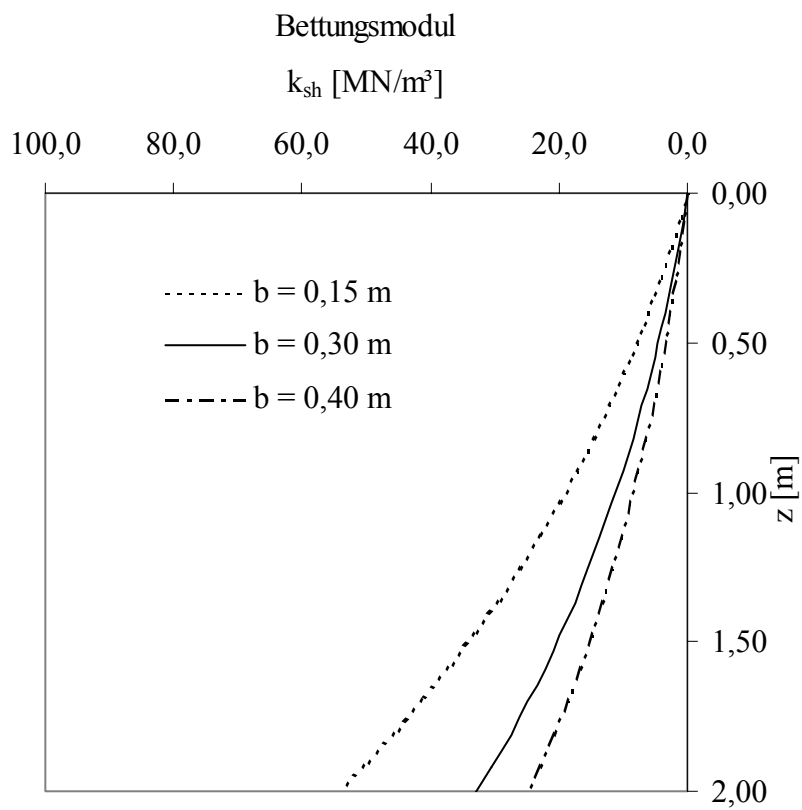
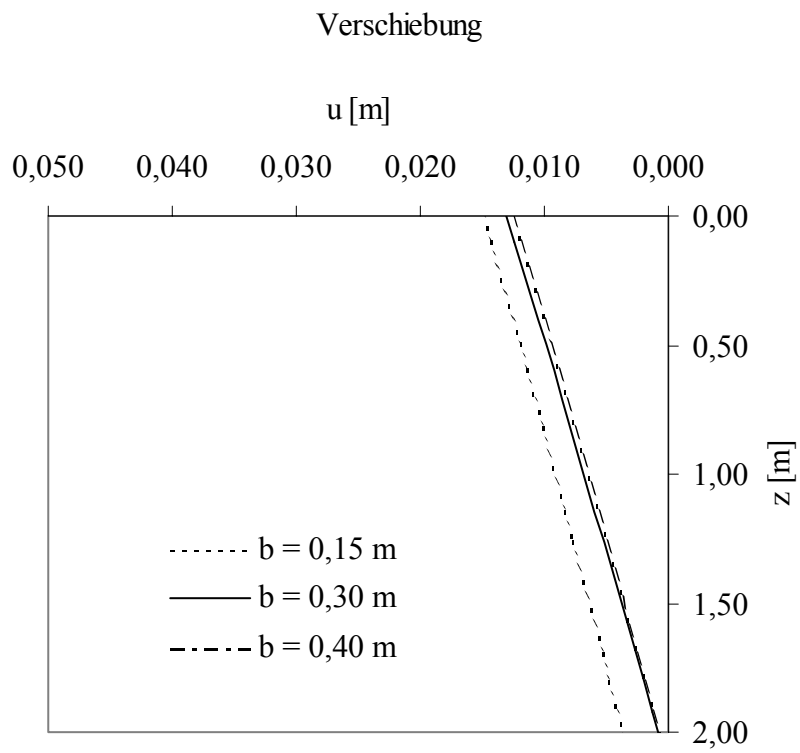
Variation der Trägerbreite b

2-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		212	332	232
Trägerbreite	b [m]	0,15	0,30	0,40
Einbindetiefe	t [m]	2,0	2,0	2,0
Trägerabstand	a [m]	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	H [m]	4,8	4,8	4,8
Biegesteifigkeit	EI/EI_{ref} [-]	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung



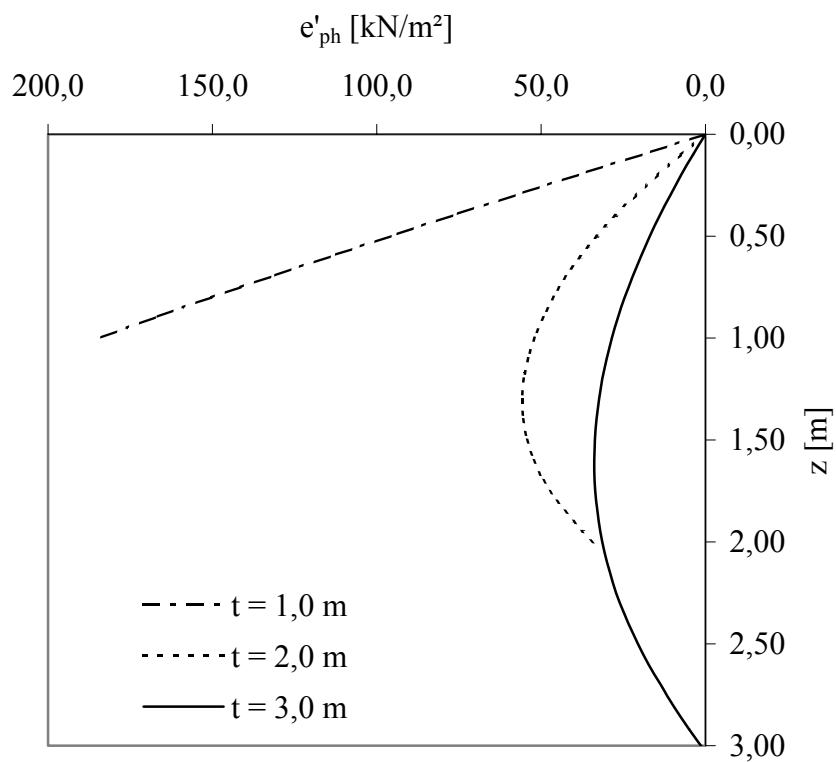


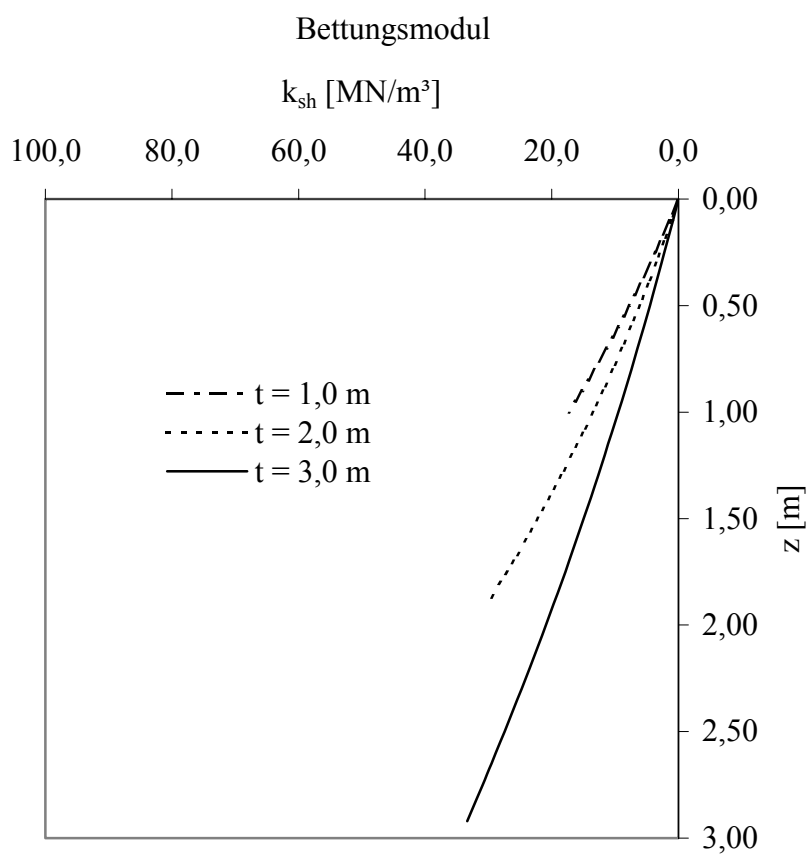
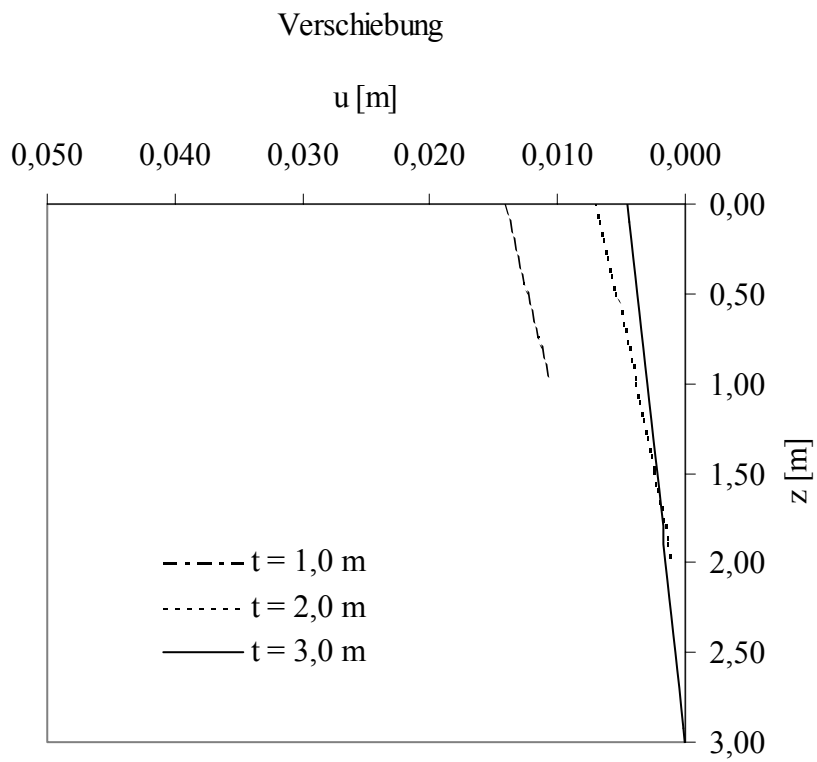
Variation der Einbindetiefe t

1-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		311	331	351
Trägerbreite	b [m]	0,3	0,3	0,3
Einbindetiefe	t [m]	1,0	2,0	3,0
Trägerabstand	a [m]	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	H [m]	4,8	4,8	4,8
Biegesteifigkeit	EI/EI_{ref} [-]	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung



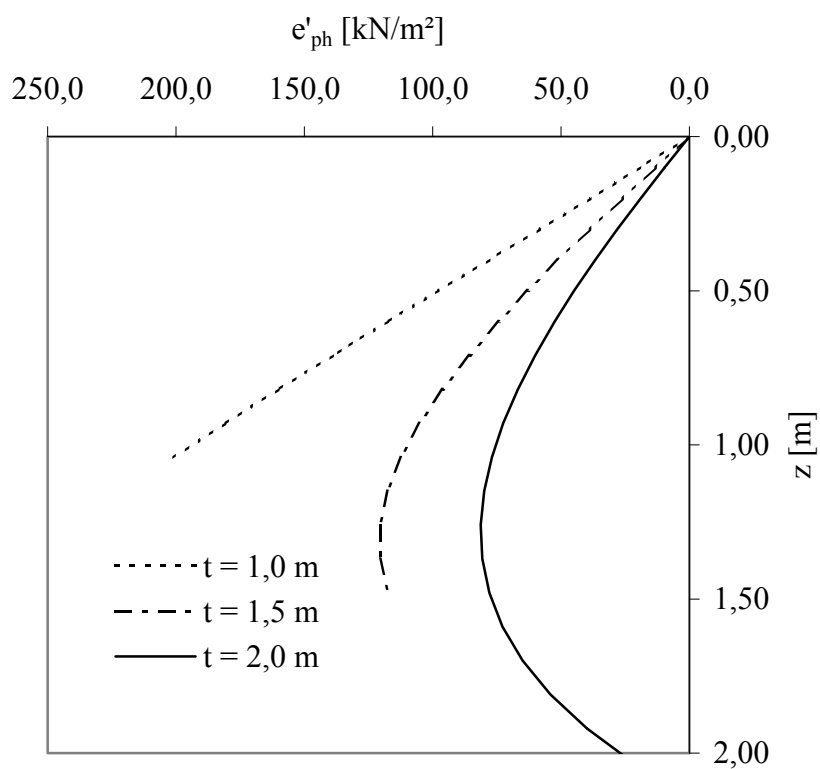


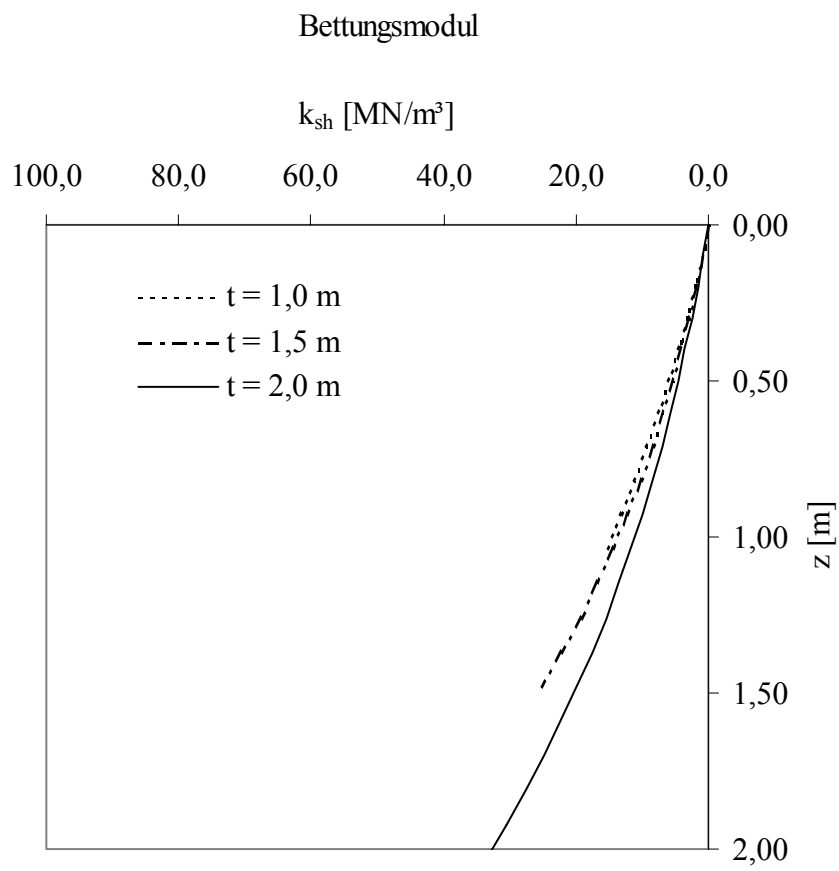
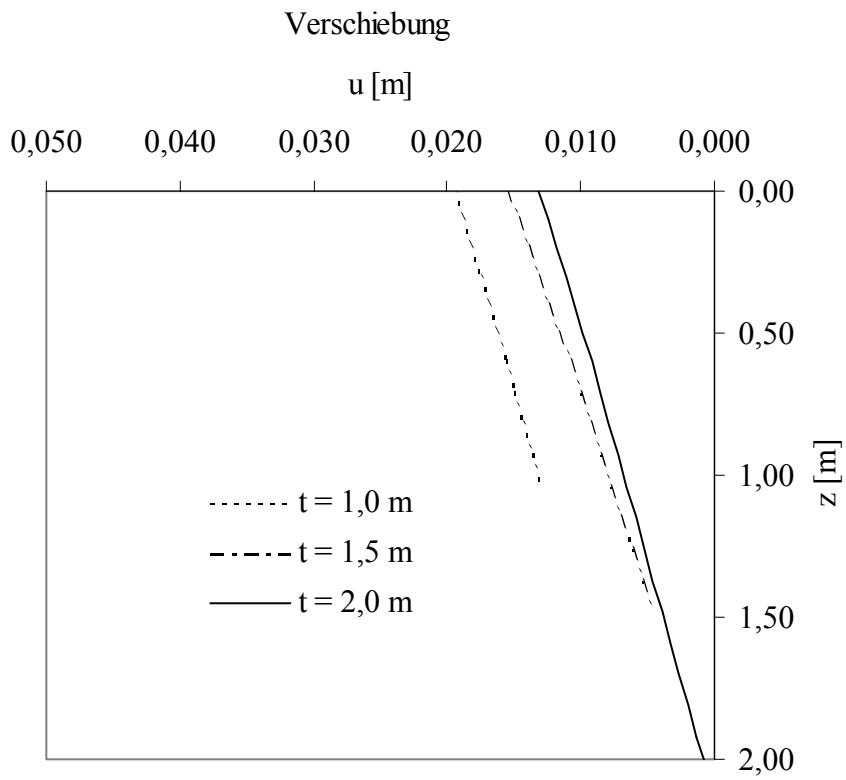
Variation der Einbindetiefe t

2-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		312	322	332
Trägerbreite	$b [m]$	0,3	0,3	0,3
Einbindetiefe	$t [m]$	1,0	1,5	2,0
Trägerabstand	$a [m]$	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	$H [m]$	6,9	6,9	6,9
Biegesteifigkeit	$EI/EI_{ref} [-]$	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung



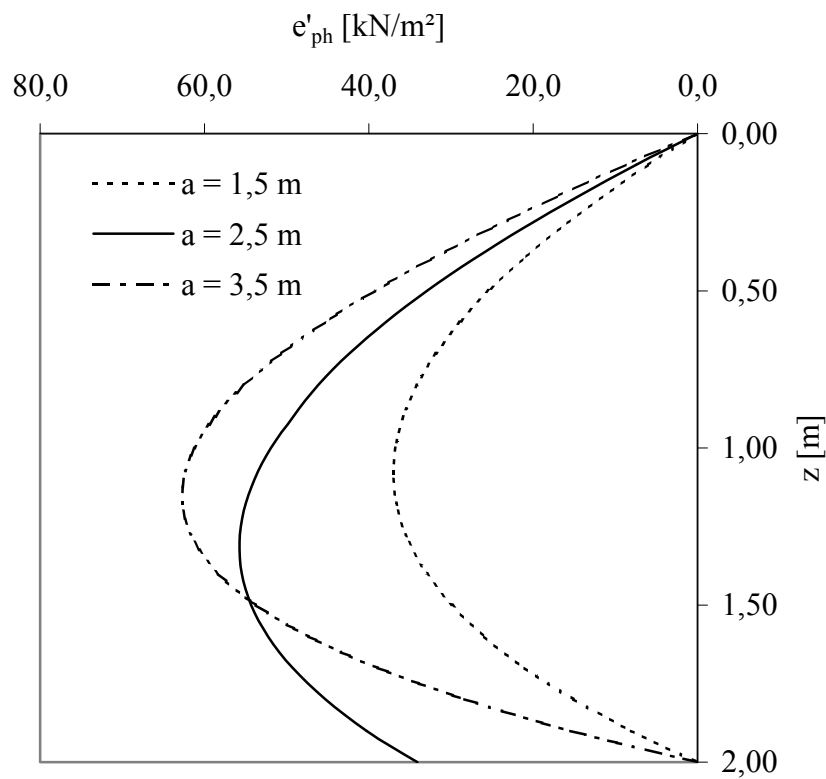


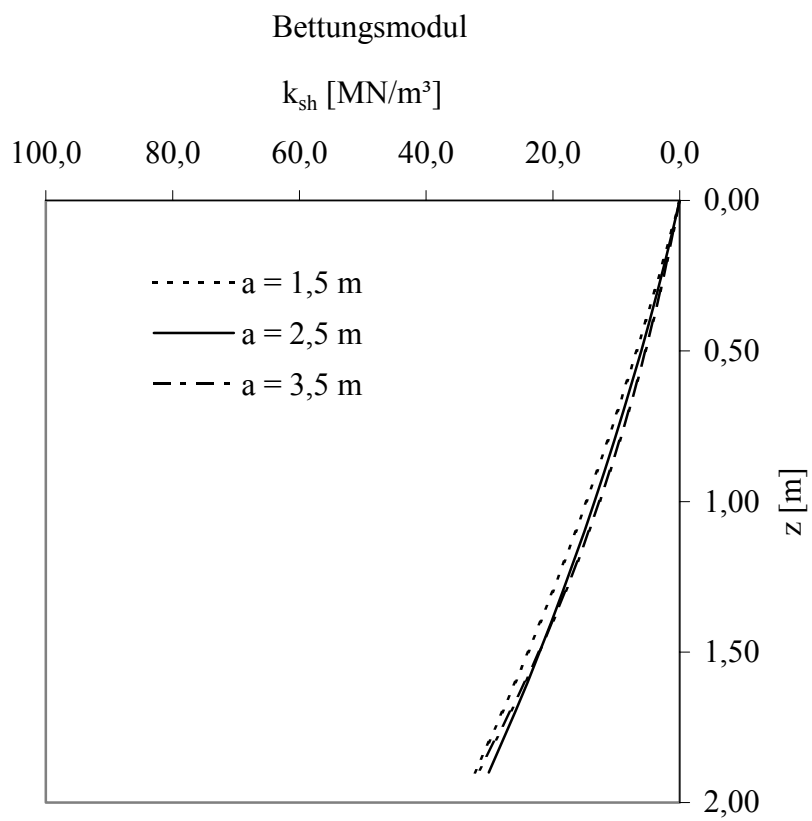
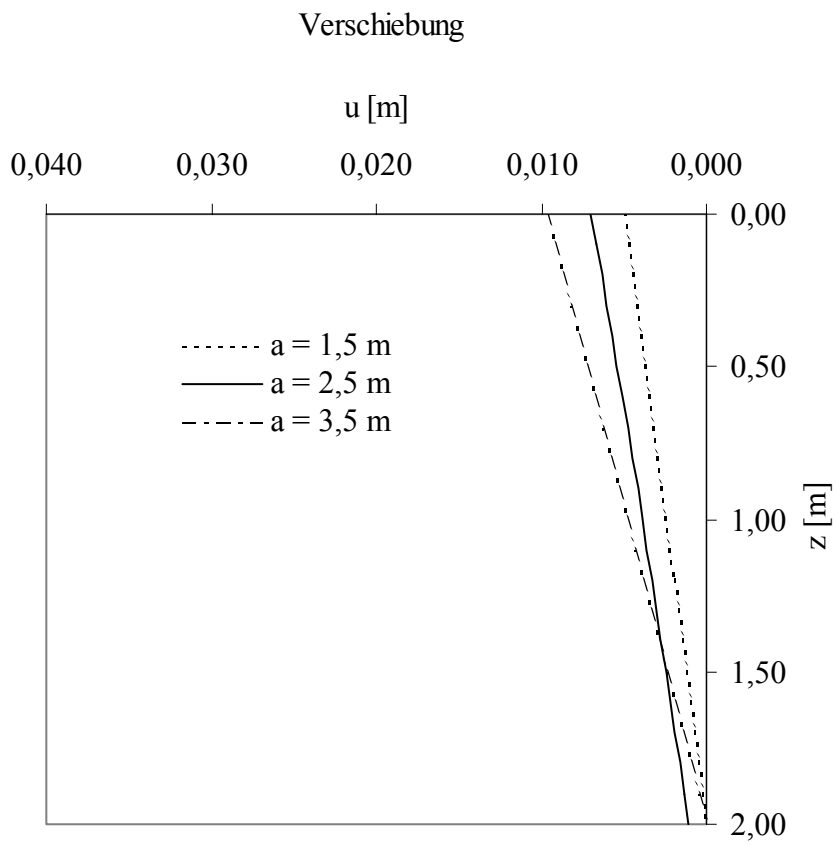
Variation des Trägerabstandes a

1-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		411	331	451
Trägerbreite	$b [m]$	0,30	0,30	0,30
Einbindetiefe	$t [m]$	2,0	2,0	2,0
Trägerabstand	$a [m]$	1,5	2,5	3,5
Baugrubenhöhe	$H [m]$	4,8	4,8	4,8
Biegesteifigkeit	$EI/EI_{ref} [-]$	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung



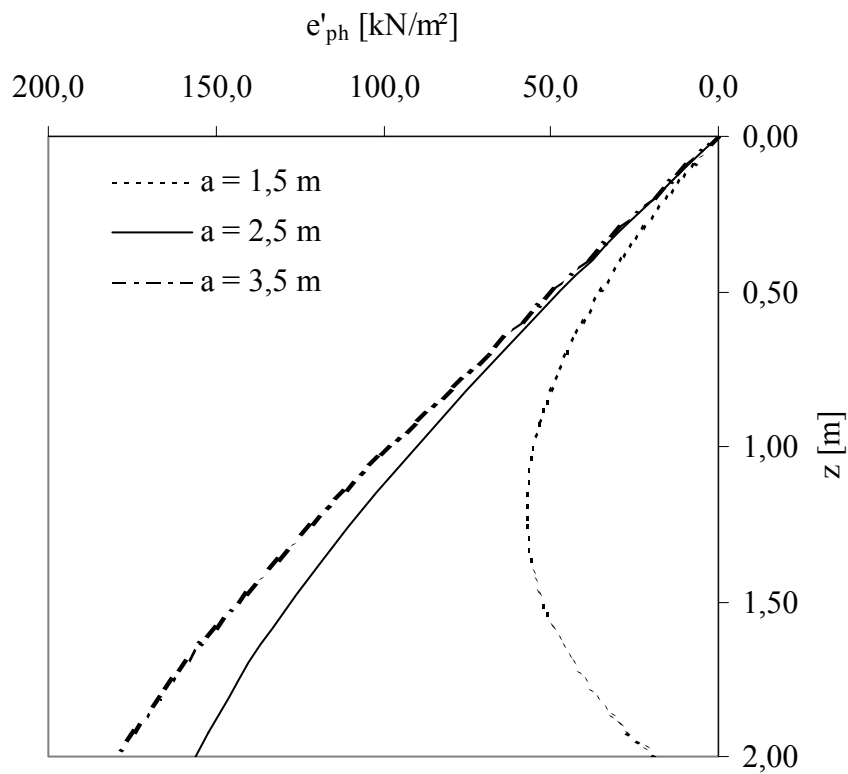


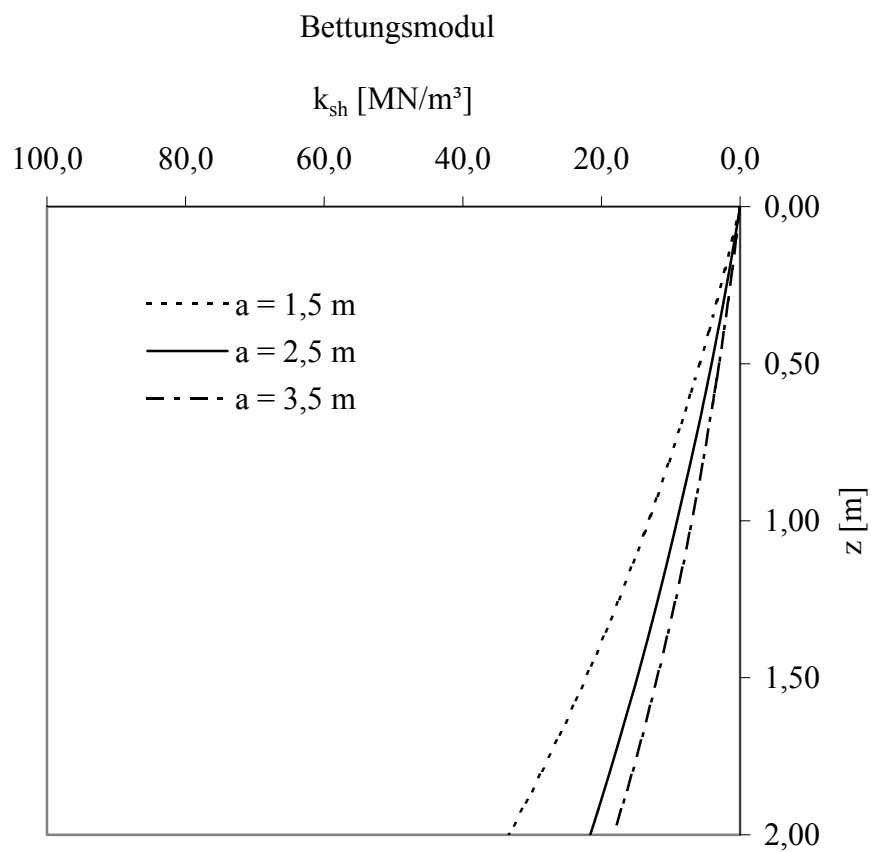
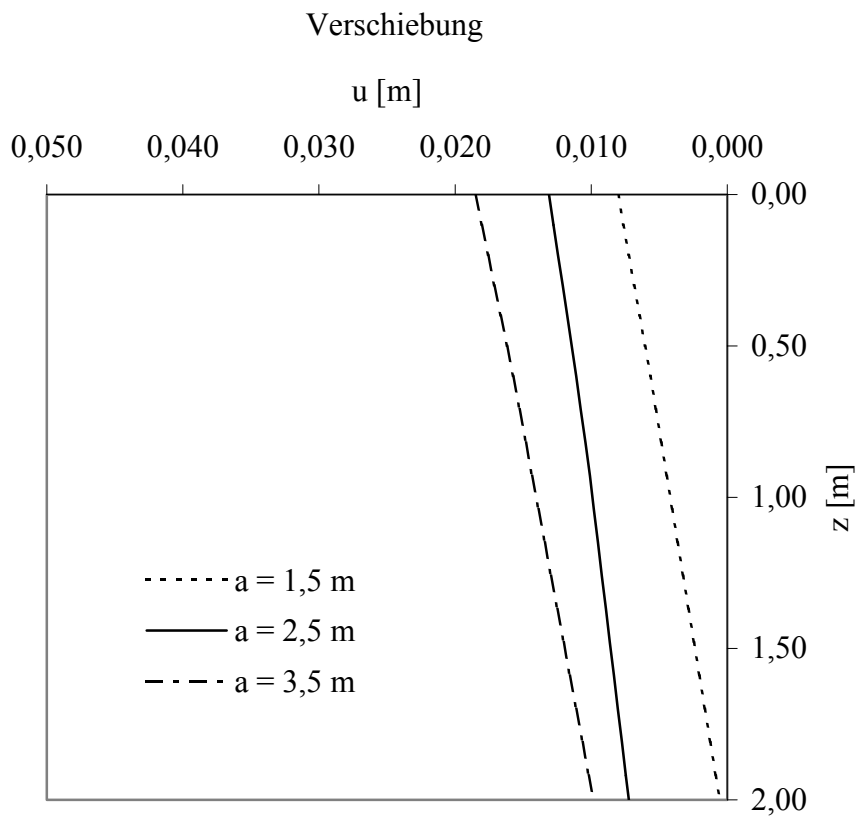
Variation des Trägerabstandes a

2-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		412	332	452
Trägerbreite	b [m]	0,30	0,30	0,30
Einbindetiefe	t [m]	2,0	2,0	2,0
Trägerabstand	a [m]	1,5	2,5	3,5
Baugrubenhöhe	H [m]	6,9	6,9	6,9
Biegesteifigkeit	EI/EI_{ref} [-]	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung



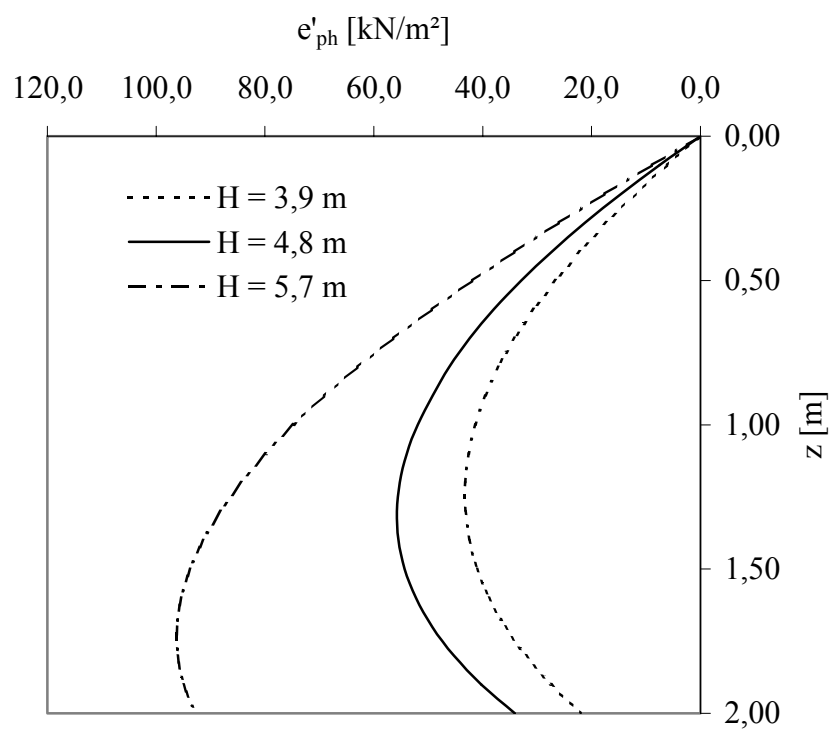


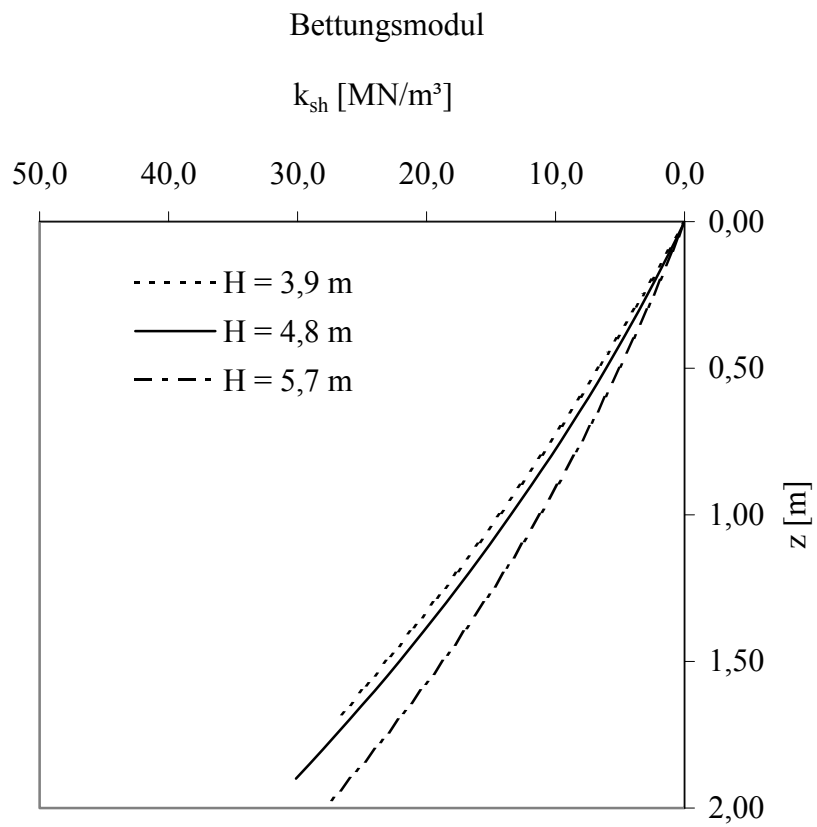
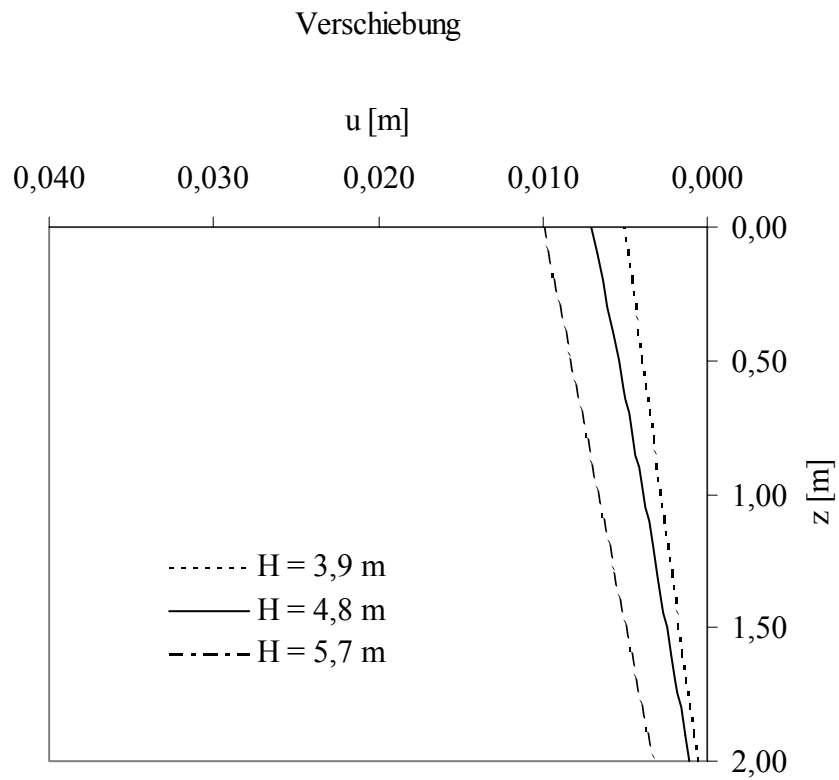
Variation der Baugrubentiefe H

1-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		511	331	551
Trägerbreite	$b [m]$	0,30	0,30	0,30
Einbindetiefe	$t [m]$	2,0	2,0	2,0
Trägerabstand	$a [m]$	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	$H [m]$	3,9	4,8	5,7
Biegesteifigkeit	$EI/EI_{ref} [-]$	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung



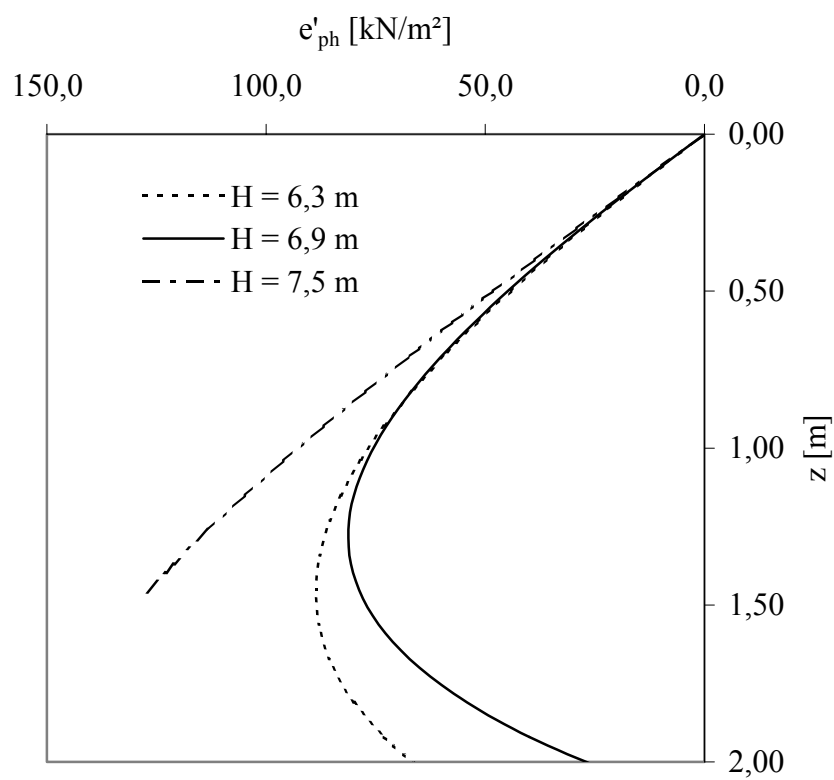


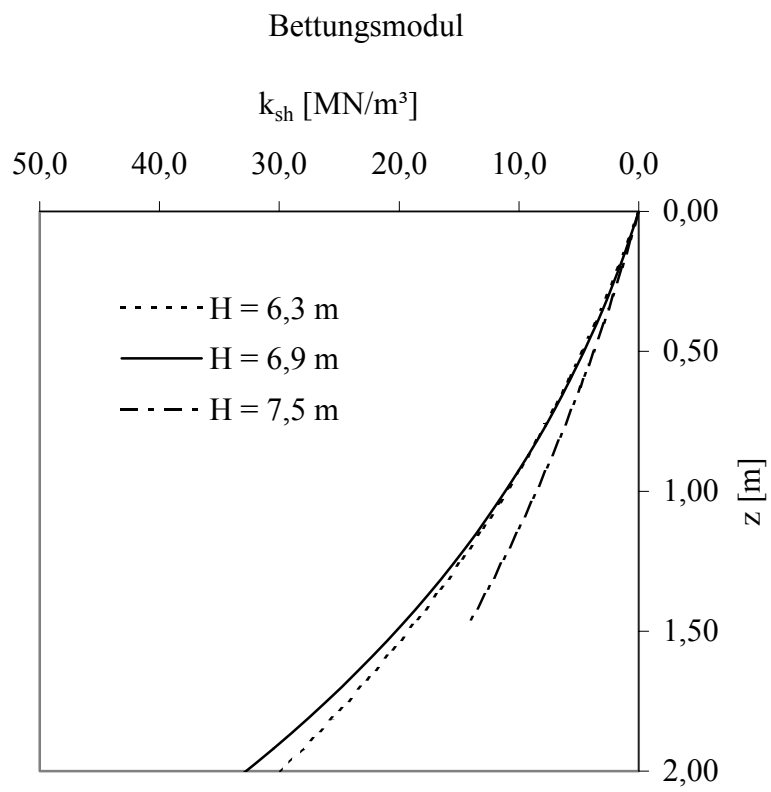
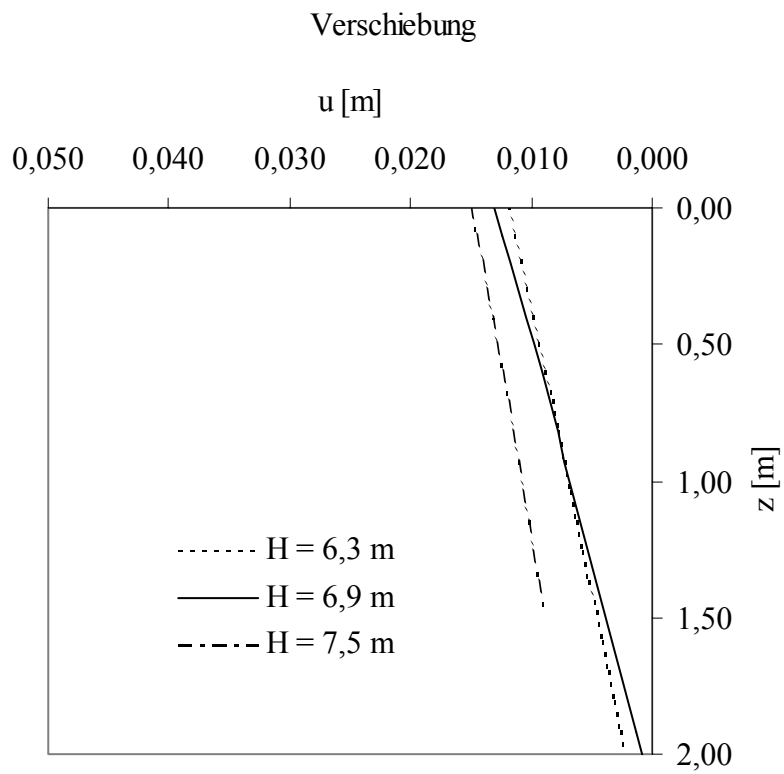
Variation der Baugrubentiefe H

2-fach rückverankerte Wände

Berechnungen Nr.:		512	332	542
Trägerbreite	b [m]	0,30	0,30	0,30
Einbindetiefe	t [m]	2,0	2,0	1,5
Trägerabstand	a [m]	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	H [m]	6,3	6,9	7,5
Biegesteifigkeit	EI/EI_{ref} [-]	1,0	1,0	1,0

mobilisierte Erdwiderstandsspannung

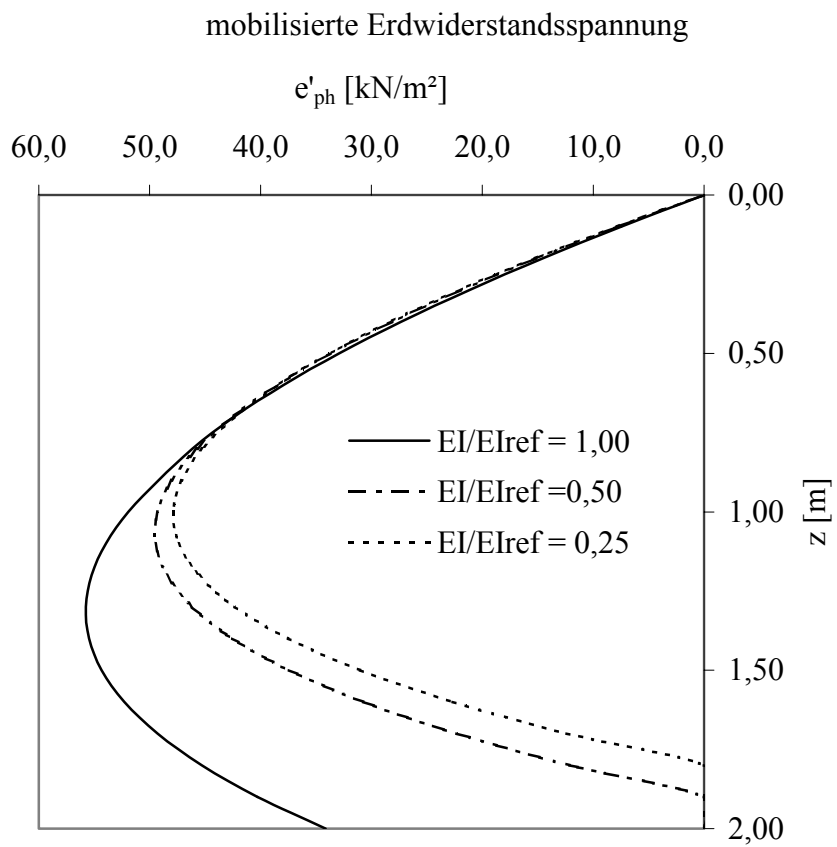


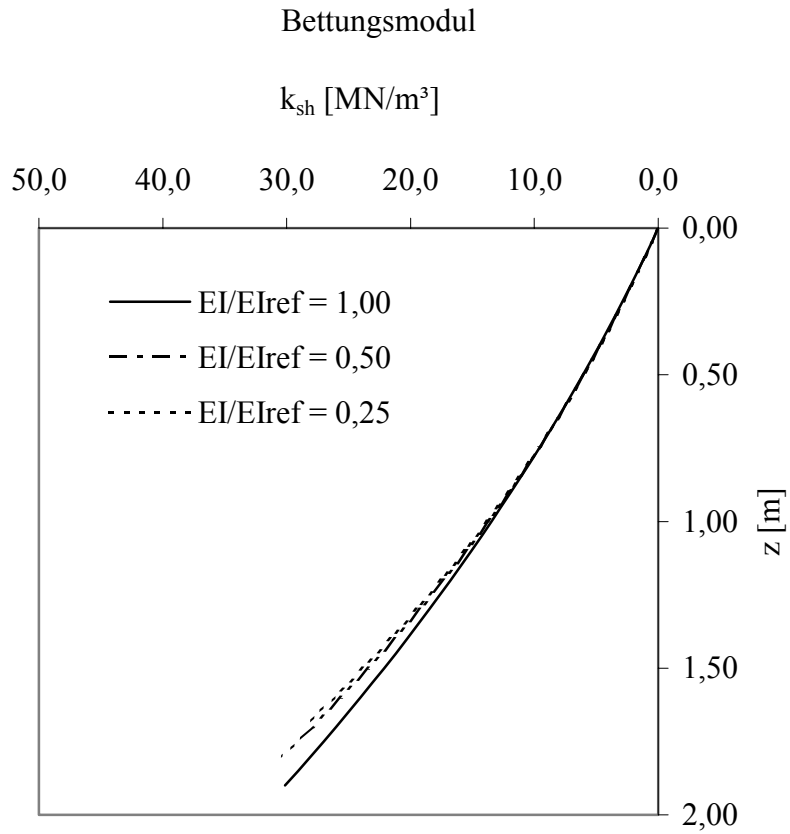
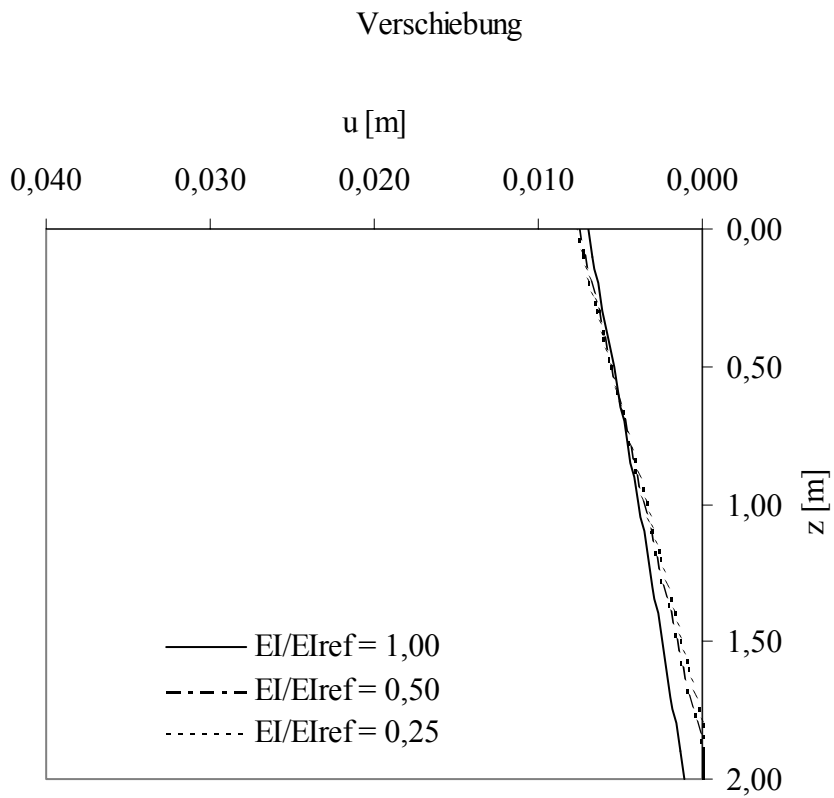


Variation der Biegesteifigkeit EI

1-fach rückverankerte Wand

Berechnungen Nr.:		331	721	731
Trägerbreite	$b [m]$	0,30	0,30	0,30
Einbindetiefe	$t [m]$	2,0	2,0	2,0
Trägerabstand	$a [m]$	2,5	2,5	2,5
Baugrubenhöhe	$H [m]$	3,0	3,0	3,0
Biegesteifigkeit	$EI/EI_{ref} [-]$	1,00	0,50	0,25





Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner

- Nr. 1 Johannes Vogt (1992)
Tragverhalten von Schlitzwandelementen
- Nr. 2 Frank Rogmann (1992)
Untersuchungen zum Stoffverhalten von Kohle im Hinblick auf
Hohlraumstandsicherheiten
- Nr. 3 Wolfgang Weckbecker (1993)
Beitrag zur Berechnung oberflächennaher Tunnel
- Nr. 4 Egbert Adam (2001)
Untersuchungen zum temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und
sedimentärer Gesteine
- Nr. 5 Andreas Becker (2002)
Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande
- Nr. 6 Katja Abel (2002)
Zugspannungen in Kunststoffdichtungsbahnen geneigter Deponiebasisabdichtungen
- Nr. 7 Tao Li (2002)
Zweiflächen-Stoffmodell für wasssergesättigte bindige Böden unter zyklischer
Beanspruchung
- Nr. 8 Solomon Taye Abebe (2002)
Foundation pits in saturated highly expansive soils
- Nr. 9 Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Meißner
und dem 20-jährigen Bestehen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau an
der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos

Nr. 10 Sanaa Wendling (2004)

Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisen in mineralischen
Deponieabdichtungen

Nr. 11 Ylei Shen (2006)

Unterfangung belasteter Fundamente durch Bohrpfähle

Nr. 12 Stefan Jung (2007)

Nichtlinearer horizontaler Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände
in mitteldicht gelagertem Sand