

# Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Universität Stuttgart  
zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)  
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von  
LINUS KLEIN  
aus Karlsruhe

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

Tag der mündlichen Prüfung: 11. April 2019

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2019

Mitteilung 71  
des Instituts für Geotechnik  
Universität Stuttgart, Deutschland, 2019

Herausgeber:  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

© Linus Klein  
Institut für Geotechnik  
Universität Stuttgart  
Pfaffenwaldring 35  
70569 Stuttgart

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten.  
Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in  
irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren –  
reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von  
Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt  
werden.

Schlagwörter: Tiefe Baugruben, Erddruck, Räumliche Effekte, Schlitzwände,  
Spundwände, Trägerbohlwände, experimentelle Untersuchungen, numerische  
Simulation, FE-Methode.

Druck: DCC Kästl e.K., Ostfildern-Kemnat, Deutschland, 2020

ISBN 978-3-921837-71-9  
(D93 – Dissertation, Universität Stuttgart)

# Vorwort des Herausgebers

Baugruben für die Errichtung von Gebäuden sowie von Infrastrukturbauwerken weisen häufig einen (annähernd) rechteckigen Grundriss auf. Bei der Bemessung des Verbaus und der Prognose der Verformungen werden die unter Berücksichtigung der jeweiligen Abmessungen per se vorhandenen räumlichen Effekte in der Regel selten berücksichtigt, obgleich messtechnisch überwachte Fallbeispiele in bindigen und granularen Böden ein ausgeprägt räumliches Verformungsverhalten des Verbausystems und im Umfeld solcher Baugruben nachweisen. Korrelierend mit diesem räumlichen Verformungsverhalten ist auch eine entsprechende räumlich differenzierte Erddruckbeanspruchung sowie eine durch die räumlichen Effekte beeinflusste innere Beanspruchung von Verbauwand und Stützsystem zu erwarten.

In der Ingenieurpraxis wird jedoch auch für im Grundriss (annähernd) rechteckige Baugruben meist ersatzweise ein ebener Verformungszustand betrachtet, für den der ebene aktive Erddruck bzw. - in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Verbausysteme - der erhöhte aktive Erddruck angesetzt wird. Auch die Ermittlung des Verformungsverhaltens erfolgt meist mit ebenen analytischen oder numerischen Modellen.

Nach den von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) herausgegebenen „Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben“ (EAB) ist es im Interesse einer wirtschaftlichen Bemessung der Konstruktionsteile und einer realistischen Verformungsprognose für Baugruben mit rechteckigem Grundriss in tragfähigen Böden zulässig, die infolge der räumlichen Wirkung auftretende Verminderung des Erddruckes zu berücksichtigen. Die entsprechenden Ansätze der EAB für die räumliche Erddruckverteilung von im Grundriss rechteckigen Baugruben, die abhängig sind von einem nur schwierig zu spezifizierenden Steifigkeitsverhältnis zwischen den Baugrubenecken und dem mittleren Bereich der Seitenwände, sind jedoch bisher nicht durch physikalische Untersuchungen, Feldmessungen oder numerische Simulationen validiert; zudem sind die Anwendungsgrenzen unklar.

Vor diesem Hintergrund wurden in einem Forschungsvorhaben am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart experimentelle und numerische Untersuchungen mit

dem Ziel der erkenntnisorientierten Untersuchung der räumlichen Erddruckbeanspruchung von Baugruben mit rechteckigem Grundriss sowie zur anwendungsorientierten Entwicklung eines technisch optimierten Ansatzes zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks durchgeführt. Dieses Forschungsvorhaben ist Grundlage der wissenschaftlichen Arbeit von Herrn Dr. Klein, die das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) mit dem vorliegenden Mitteilungsheft Nr. 71 publiziert. Herr Dr. Klein hat diese Thematik mit einer zielführenden Kombination unterschiedlicher konzeptioneller Ansätze, i.e. durch die Auswertung von Feldmessungen im Realmaßstab, die Konzeption und Ausführung physikalischer Untersuchungen im Modellmaßstab (1g) sowie umfangreiche numerische Simulationen mit räumlichen Modellen umfassend untersucht.

Ziel der wissenschaftlichen Arbeit von Herrn Dr. Klein war es dabei, die Baugrund-Bauwerk-Interaktion unter Berücksichtigung der vorhandenen räumlichen Effekte zu erfassen und Erkenntnisse zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks bei unterschiedlichen geotechnischen und geometrischen Randbedingungen in Hinblick auf eine technisch und wirtschaftlich optimierte Bemessung des Baugrubenverbau zu generieren. Die erkenntnisorientierten Untersuchungen mit physikalischen und numerischen Modellen führen zu relevanten neuen wissenschaftlichen Erkenntnissen zur Entwicklung räumlicher Erddruckbeanspruchungen bei im Grundriss (annähernd) rechteckigen Baugruben.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde ein großmaßstäbliches Baugrubenmodell konzipiert und in der Versuchshalle des Instituts errichtet. Die sich infolge der Einprägung eines charakteristischen Verschiebungsverlaufs ergebende Verteilung des einwirkenden Erddrucks wurde messtechnisch erfasst und bildete gemeinsam mit den Ergebnissen von auf der Skala des Versuchsstandes durchgeführten numerischen Berechnungen die Grundlage für die Formulierung einer Modellvorstellung zum räumlichen aktiven Erddruck. Ergänzend wurden mit dem durch die experimentellen Erkenntnisse validierten numerischen Modell Parameterstudien zum Einfluss der geometrischen Randbedingungen auf die Verteilung des Erddrucks durchgeführt. Einen weiteren Arbeitsschwerpunkt bildete die numerische Simulation von Aushubvorgängen bei Baugruben mit unterschiedlichen Verbauwandsystemen bei baupraktisch relevanten Abmessungen. Neben Untersuchungen zur grundsätzlichen Modellierung von Schlitz-, Spund- und Trägerbohlwänden in räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen wurden von Herrn Dr. Klein umfangreiche Parameterstudien zur Untersuchung des Einflusses der geometrischen, der geotechnischen und der konstruktivi-

ven Randbedingungen auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks durchgeführt.

Im Ergebnis liefert Herr Dr. Klein umfassende Erkenntnisse zur Verteilung des auf Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks und zu den maßgeblichen Einflussfaktoren. Ferner werden für räumliche Strukturmodelle Erddruckansätze für Schlitz-, Spund- und Trägerbohlwände formuliert. Mit seinen umfangreichen Untersuchungen liefert Herr Dr. Klein eine Grundlage zur Fortschreibung der in den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) für Baugruben mit rechteckigem Grundriss (EB 75) derzeit enthaltenen Erddruckansätze.

Stuttgart, im April 2019

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann



# Danksagung

Nach dem Abschluss meines Studiums an der Universität Karlsruhe und ersten Berufsjahren in der Tief-, Tunnel- und Wasserbau-Abteilung des Technischen Büros von HOCHTIEF entstand das Bestreben meine akademische Ausbildung fortzusetzen. Am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart konnte ich mich im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter mit diversen Fragestellungen aus dem Themenbereich „Tiefe Baugruben“ beschäftigen, die letztlich zur Auseinandersetzung mit dem räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss geführt haben. Ohne die Unterstützung der nachfolgenden Personen wäre die vorliegende Dissertation nicht in diesem Umfang und der erreichten Tiefe möglich gewesen, sodass ich mich an dieser Stelle bedanken möchte.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann für die Förderung und Betreuung meiner wissenschaftlichen Arbeit als Hauptberichter. Durch die geführten Diskussionen, das mir entgegengebrachte Vertrauen und die umfangreiche Unterstützung konnte ich meine wissenschaftliche Arbeit vorantreiben. Ferner konnte ich durch die Betreuung diverser Lehrveranstaltungen, die Organisation der Prüfungsangelegenheiten und die Bearbeitung einiger Drittmittelprojekte umfangreiche Erfahrungen sammeln. Insbesondere die geotechnische Prüfung des Projektes „Kombilösung Karlsruhe“ und die in diesem Zusammenhang geführten Diskussionen und Überlegungen waren für mich eine fachliche Bereicherung.

Für sein sehr großes Interesse an meiner Arbeit sowie die Übernahme des Mitberichts danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler herzlich. Seine Durchsicht des Manuskripts und die sich anschließende Diskussion haben mir Bestätigung bezüglich des von mir gewählten Vorgehens bei der Ausarbeitung dieser Dissertation gegeben.

Meinen Kollegen des Instituts für Geotechnik danke ich für das kollegiale Arbeitsumfeld und die geleisteten Hilfestellungen. Für die umfangreiche Unterstützung bei der Vorbereitung des experimentellen Teils dieser Arbeit danke ich besonders meinem Kollegen Dipl.-Ing. Patrik Buhmann. Sowohl für die fachlichen als auch die persönlichen Gespräche möchte ich Dipl.-Ing. Julia Knopp und Dipl.-Ing. Bernd Zweschper danken. Bei der Vorbereitung und Durchführung der Modellversuche, der Auswer-

tung der numerischen Berechnungen sowie der Erstellung von Abbildungen wurde ich von Madeleine Bauer, David Geller, Raphael Giebler, Maximilian Hess, Bastian Hofmann, Marisa Leibfarth, Alessandro Miraldi, Felix Mitlmeier, Nicole Rausenberger, Kévin Vandroux und Fred Wagner unterstützt, wofür ich mich hier bedanken möchte.

Meiner Familie und insbesondere meiner Mutter Prof. Dr.-Ing. Ulrike Klein danke ich für die umfangreiche Unterstützung.

Meiner Partnerin Dipl.-Ing. Tamara von Kuhlberg kann ich für das mir entgegengebrachte Verständnis und den gespendeten Rückhalt hier in Worten nicht angemessen danken.

Freiburg im Breisgau, im April 2019

Linus Klein

# Inhaltsverzeichnis

<b>Kapitel 1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
<b>Kapitel 2 Verformungsverhalten von im Grundriss rechteckigen Baugruben</b> .....	<b>5</b>
2.1 Ausgewählte Fallbeispiele .....	6
2.2 Systematische Auswertung von in-situ Messungen .....	27
2.3 Resümee .....	40
<b>Kapitel 3 Kenntnisstand zu räumlichen Effekten bei tiefen Baugruben</b> .....	<b>43</b>
3.1 Quantifizierung räumlicher Effekte .....	44
3.2 Experimentelle Untersuchungen .....	45
3.2.1 Versuche an suspensionsgestützten Erdschlitzten .....	46
3.2.2 Versuche an starren Bauteilen .....	47
3.3 Numerische Untersuchungen.....	55
3.3.1 Anwendung der FEM bei Baugruben .....	55
3.3.2 Abbildung des Materialverhaltens von Böden .....	59
3.3.3 Diskretisierung von Baugruben in räumlichen Berechnungen.....	60
3.4 Ansätze zur Beschreibung aushubinduzierter Verformungen .....	65
3.4.1 Ermittlung der maximalen Verformung.....	65
3.4.2 Verlauf der Verformungen entlang der Verbauwände .....	68
3.4.3 Vergleich zwischen Prognose und Messung.....	71
3.5 Bestehende Ansätze zum räumlichen aktiven Erddruck .....	77
3.5.1 Analytische Verfahren .....	78
3.5.2 Erkenntnisse aus numerischen Untersuchungen .....	81
3.5.3 Vergleichende Gegenüberstellung der Verfahren zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks.....	83
3.5.4 Ansätze in technischen Regelwerken.....	84
3.6 Schlussfolgerungen und Formulierung der Forschungsaufgabe.....	88

<b>Kapitel 4 Experimentelle Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck .....</b>	<b>93</b>
4.1 Zielsetzung der Versuche .....	93
4.2 Beschreibung von Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung.....	94
4.2.1 3D-Erddruck-Versuchsstand .....	94
4.2.2 Messtechnische Ausrüstung und Datenerfassung.....	98
4.2.3 Versuchsboden .....	101
4.2.4 Einbau des Versuchsbodens .....	103
4.2.5 Versuchsdurchführung .....	105
4.2.6 Versuchsprogramm .....	106
4.3 Versuchsergebnisse.....	107
4.3.1 Diskussion der Ausgangsspannungszustände.....	107
4.3.2 Räumlicher aktiver Erddruck bei lockerer Lagerung.....	110
4.3.3 Räumlicher aktiver Erddruck bei mitteldichter Lagerung .....	118
4.3.4 Räumlicher aktiver Erddruck bei dichter Lagerung.....	125
4.3.5 Setzungen bei lockerer Lagerung .....	132
4.3.6 Setzungen bei mitteldichter Lagerung.....	137
4.3.7 Setzungen bei dichter Lagerung .....	140
4.3.8 Ausbildung von Bruchkanten .....	143
4.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse .....	144
<b>Kapitel 5 Numerische Abbildung der Modellversuche .....</b>	<b>151</b>
5.1 Einführung .....	151
5.2 Nachrechnung der Modellversuche.....	151
5.2.1 Modellbildung .....	151
5.2.2 Initialer Spannungszustand.....	153
5.2.3 Berechnungsablauf.....	154
5.2.4 Vergleich der experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse.....	157
5.2.5 Darstellung der einwirkenden Horizontalspannungen .....	159
5.2.6 Einfluss des initialen Spannungszustandes auf den aktiven Erddruck.....	160
5.2.7 Vergleich 3D zu 2D .....	162
5.3 Variation der geometrischen Randbedingungen .....	164
5.3.1 Variation der Seitenwandlänge.....	165
5.3.2 Variation der Gesamttiefe .....	168

5.4	Modellvorstellung zum räumlichen aktiven Erddruck.....	171
5.5	Zusammenfassung der ergänzenden numerischen Berechnungen.....	172
<b>Kapitel 6 Numerische Detailbetrachtung von Verbauwänden.....</b>		<b>175</b>
6.1	Einführung .....	175
6.2	Detailbetrachtung zum Einfluss von Schlitzwandfugen.....	176
6.2.1	Untersuchungsumfang .....	177
6.2.2	Abbildung der Schlitzwandfugen mit Volumenelementen.....	179
6.2.3	Abbildung der Schlitzwandfugen mit Interface-Elementen.....	191
6.2.4	Abbildung der Schlitzwandfugen mit Schalenelementen.....	194
6.2.5	Abbildung der Schlitzwandfugen mit Momenten-Gelenken.....	199
6.2.6	Schlussfolgerung .....	204
6.2.7	Vergleichsberechnungen zum Ansatz des Abminderungsfaktors $\alpha_L$ .....	206
6.2.8	Ansatz der Schlitzwandfugen bei Verformungsberechnungen.....	211
6.3	Fallbeispiel einer Baugrube mit Schlitzwänden .....	213
6.3.1	Modellbeschreibung .....	213
6.3.2	Berechnungsergebnisse .....	214
6.3.3	Schlussfolgerung .....	220
6.4	Detailbetrachtung zur Systemabbildung von Spundwänden.....	221
6.4.1	Modellbeschreibung .....	221
6.4.2	Vergleich der Berechnungsergebnisse .....	223
6.4.3	Schlussfolgerung .....	227
6.5	Detailbetrachtung zur Systemabbildung von Trägerbohlwänden.....	228
6.5.1	Untersuchungsumfang.....	228
6.5.2	Modellbeschreibung .....	230
6.5.3	Berechnungsergebnisse .....	231
6.5.4	Schlussfolgerung .....	235
6.6	Fallbeispiel einer Baugrube mit Trägerbohlwänden.....	236
6.6.1	Modellbeschreibung .....	236
6.6.2	Berechnungsergebnisse .....	237
6.6.3	Schlussfolgerung .....	239
<b>Kapitel 7 Parameterstudie zu räumlichen Effekten bei rechteckigen Baugruben .....</b>		<b>241</b>
7.1	Einführung .....	241

7.2	Numerische Untersuchung von Baugruben mit Schlitzwänden .....	243
7.2.1	Variation der geometrischen Randbedingungen .....	245
7.2.2	Variation der geotechnischen Randbedingungen .....	256
7.2.3	Variation der konstruktiven Randbedingungen .....	270
7.3	Numerische Untersuchung von Baugruben mit Spundwänden .....	284
7.3.1	Variation der geometrischen Randbedingungen .....	286
7.3.2	Variation der geotechnischen Randbedingungen .....	294
7.3.3	Variation der konstruktiven Randbedingungen .....	298
7.4	Numerische Untersuchung von Baugruben mit Trägerbohlwänden .....	301
7.4.1	Variation der geometrischen Randbedingungen .....	303
7.4.2	Variation der geotechnischen Randbedingungen .....	312
7.4.3	Variation der konstruktiven Randbedingungen .....	316
7.5	Schlussfolgerung .....	320
<b>Kapitel 8 Empfehlungen zum Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks .....</b>		<b>323</b>
8.1	Erläuterung der Ansätze .....	323
8.2	Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Schlitzwänden.....	325
8.3	Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Spundwänden.....	327
8.4	Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Trägerbohlwänden.....	328
<b>Kapitel 9 Zusammenfassung und Ausblick .....</b>		<b>329</b>
<b>Literaturverzeichnis .....</b>		<b>333</b>
<b>Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben .....</b>		<b>349</b>
<b>Anhang B Anlagen zu den experimentellen Untersuchungen.....</b>		<b>361</b>
<b>Anhang C Ergänzende Ergebnisse der Parameterstudie zu räumlichen Effekten .....</b>		<b>377</b>
<b>Anhang D Verwendete Stoffmodelle &amp; Kennwerte.....</b>		<b>389</b>
<b>Anhang E Beschreibung aushubinduzierter Verformungen im räumlichen Fall.....</b>		<b>403</b>

# Verwendete Symbole und Abkürzungen

Symbol	Einheit	Beschreibung
$a_1$	m	Abminderungsbereich entlang der längeren Seitenwand einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss gemäß EAB, EB 75
$a_2$	m	Abminderungsbereich entlang der kürzeren Seitenwand einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss gemäß EAB, EB 75
$A_M$	m <sup>2</sup>	Messfläche der Messteller
$b_1$	m	längere Abmessung eines Versuchsbehälters
$b_2$	m	kürzere Abmessung eines Versuchsbehälters
$B$	m	Breite
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	effektive Scherfestigkeit eines Bodens
$c_u$	kN/m <sup>2</sup>	undrainierte Scherfestigkeit eines Bodens
$C$	-	Dimensionslose Kenngröße bei der Bestimmung von $\Lambda(u_h)$ bei dem Verfahren von FINNO et al. (2007)
$C_U$	-	Ungleichförmigkeitszahl
$C_C$	-	Krümmungszahl
$d$	m	Dicke einer Verbauwand
$D$	-	Lagerungsdichte eines Bodens
$D$	m	Durchmesser
$D_1$	m	Abstand zwischen der Geländeoberfläche und einer Bodenschicht hoher Steifigkeit
$D_2$	m	Abstand zwischen der Baugrubensohle und einer Bodenschicht hoher Steifigkeit
$e$	-	Porenzahl
$e_{agh}^r$	kN/m <sup>2</sup>	Erddruck im räumlichen Fall
$e_i$	kN/m <sup>2</sup>	Erddruck, in Messebene $i$ gemessen
$E$	kN/m <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul eines Materials
$E_1$	kN/m <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul eines Schalenelementes in vertikaler Richtung
$E_2$	kN/m <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul eines Schalenelementes in horizontaler Richtung

## Verwendete Symbole und Abkürzungen

---

Symbol	Einheit	Beschreibung
$E_{ah}^{3D}$	kN	Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks
$E_{ah}^{2D}$	kN	Resultierende des ebenen aktiven Erddrucks
$E_S$	kN/m <sup>2</sup>	Steifemodul des Bodens
$EI_{Wand}$	kNm <sup>2</sup>	Biegesteifigkeit einer Verbauwand
$EA_{Steife}$	kN	Dehnsteifigkeit einer Steife
$F$	-	prozentualer Fehler
$F_i$	kN	gemessene Kraft
$F_M$	-	Modellierungsfehler
$G$	kN	Eigengewicht eines Bruchkörpers
$G_{12}$	kN/m <sup>2</sup>	Schubmodul bei Schalenelementen
$G_{13}$	kN/m <sup>2</sup>	Schubmodul bei Schalenelementen
$G_{23}$	kN/m <sup>2</sup>	Schubmodul bei Schalenelementen
$h$	m	Höhe der aktiv verschobenen Paneele bzw. Bauteilhöhe
$h_h$	m	horizontaler Abstand von Auflagerpunkten (Anker bzw. Steifen)
$h_{\ddot{u}}$	m	Überlagerungshöhe
$h_v$	m	vertikaler Abstand von Auflagerpunkten (Anker bzw. Steifen)
$H$	m	Baugrubentiefe
$k$	m/s	hydraulischer Durchlässigkeitsbeiwert eines Bodens
$k_0$	-	Erdruhedruckbeiwert
$k_{agh}$	-	aktiver Erddruckbeiwert
$k'_{agh}$	-	verringertes Erddruckbeiwert gemäß dem Ansatz der Frankfurter Stadtbahnrichtlinie
$k_y$	-	Seitendruckbeiwert
$k_{Silo}$	-	Erddruckbeiwert bei begrenzten Abmessungen eines erdgefüllten Volumenkörpers
$l_f$	m	Länge der Schlitzwandfuge
$l_s$	m	Länge einer Schlitzwandlamelle
$L$	m	Länge der Seitenwand einer Baugrube
$L_A$	m	Primärwand
$L_B$	m	Sekundär- bzw. Komplementärwand
$L_1$	m	längere Seitenwand einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss

Symbol	Einheit	Beschreibung
$L_2$	m	kürzere Seitenwand einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss
$L_R$	m	Bereich entlang der Seitenwand einer Baugrube, in dem die Horizontalverschiebungen geringer sind als 90 % der maximal auftretenden Horizontalverschiebung
$M_{11}$	kNm/m	Biegebeanspruchung um die vertikale Wandachse
$M_{22}$	kNm/m	Biegebeanspruchung um die horizontale Wandachse
n	-	Porenanteil
OCR	-	Überkonsolidierungs-Verhältnis
$p_k$	kN/m <sup>2</sup>	Oberflächenlast
$P_{\text{Anker/Steife}}$	kN	Vorspannung
Q	kN	Gleitflächen-Resultierende
$r_e$	m	Ersatzradius
$R_{\text{inter}}$	-	Verhältnisswert zur Ermittlung der Reibungseigenschaften eines Interface-Elementes
S	-	Standardabweichung
S	kN	Steifenkraft
S	kN	Resultierende der Scherspannung in den Flankenflächen eines Bruchkörpers
T	m	Gesamttiefe einer Verbauwand
t	m	Einbindetiefe einer Verbauwand (im Bereich des Erdwiderlagers)
u	m	Verschiebung
$u_{\text{diff}}$	m	Differenzverformungen der Verbauwand
$u_h$	m	horizontale Verformung der Verbauwand
$u_{i,\text{gem}}$	m	in situ gemessene Verschiebung
$u_{i,\text{ber}}$	m	berechnete Verschiebung
$u_{\text{min}}$	m	Verschiebung zur Aktivierung des aktiven Erddrucks
$u_v$	m	vertikale Verformung der Verbauwand
$u_{h,\text{GOF}}$	m	Horizontalverschiebung der Geländeoberfläche
$u_{v,\text{GOF}}$	m	Setzung der Geländeoberfläche
$u_h^{\text{max}}$	m	maximale Horizontalverschiebung
$u_v^{\text{max}}$	m	maximale Vertikalverschiebung

## Verwendete Symbole und Abkürzungen

---

Symbol	Einheit	Beschreibung
$\alpha$	°	Neigung einer Verbauwand
$\alpha_L$	-	Abminderungsfaktor zur Ermittlung von $E_2$
$\alpha_{B2}$	-	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des gerissenen Zustandes von Beton
$\beta$	°	Geländeneigung
$\delta_a$	°	Wandreibungswinkel
$\varphi'$	°	effektiver Reibungswinkel eines Bodens
$\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	Korndichte
$\eta_{BGS}$	-	Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle
$\gamma$ bzw. $\gamma_B$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte von Boden
$\gamma_W$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte von Wasser
$\gamma_{Pl}$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte eines Schalenelementes
$\Lambda$	-	Räumlicher Verhältnisfaktor (Verhältnis einer räumlichen Größe zu einer ebenen Größe)
$\sigma_{t,z}$	kN/m <sup>2</sup>	Tangentialspannung
$\sigma_v$	kN/m <sup>2</sup>	Vertikalspannung
$\sigma_h$	kN/m <sup>2</sup>	Horizontalspannung
$\sigma_{v,Silo}$	kN/m <sup>2</sup>	Vertikalspannung bei begrenzten Abmessungen eines Behälters
$\sigma_{h,Silo}$	kN/m <sup>2</sup>	Horizontalspannung bei begrenzten Abmessungen eines Behälters
$\sigma'_1$	kN/m <sup>2</sup>	Hauptspannung
$\sigma'_2$	kN/m <sup>2</sup>	Hauptspannung
$\tau_{max}$	kN/m <sup>2</sup>	maximal aufnehmbare Schubspannungen
$\tau_{mob}$	kN/m <sup>2</sup>	mobilisierte Schubspannungen
$\tau_{rel}$	-	relative Schubspannungen
$\vartheta_{2D}$	°	Gleitflächenwinkel im ebenen Fall
$\vartheta_{3D}$	°	Gleitflächenwinkel im räumlichen Fall
$\Pi(E_{ah})$	-	Räumlicher Verhältnisfaktor der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks (bei einem Bauteil der Länge L)
$\Gamma(E)$	-	Verhältniswert der Erddruckresultierenden zur initial vorhandenen Resultierenden
$f$	-	Relative Abweichung einer berechneten Verformung von einer gemessenen Verformung

---

Abkürzung	Bedeutung
BPWa	aufgelöste Bohrpfahlwand
BPWt	tangierende Bohrpfahlwand
BPWü	überschnittene Bohrpfahlwand
F	Wandbewegungsart „Drehung um den Fußpunkt“
FEM	Finite Elemente Methode
GOF	Geländeoberfläche
K	Wandbewegungsart „Drehung um den Kopfpunkt“
MB	Messbrücke
ME	Messebene
MQ	Messquerschnitt
P	Wandbewegungsart „Parallelverschiebung“
PK	Wandbewegungsart „Kombination aus Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt“
SPW	Spundwand
SW	Schlitzwand
TBW	Trägerbohlwand



# Zusammenfassung

In der Baupraxis kommen häufig Baugruben mit rechteckigem Grundriss zur Anwendung. Die vorhandenen räumlichen Effekte werden bei der Dimensionierung des Verbausystems in der Regel selten berücksichtigt. Grund hierfür ist der vergleichsweise geringe Kenntnisstand hinsichtlich des auf die Verbauwände einwirkenden räumlichen Erddrucks. Den in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben in EB75 enthaltenen Erddruckansätzen liegen beispielsweise keine Ergebnisse von Messungen an Baugruben beziehungsweise von experimentellen oder numerischen Untersuchungen zu Grunde. Die vorliegende Arbeit widmet sich daher der Untersuchung der Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss.

In einem ersten Schritt wird das Verformungsverhalten von Baugruben mit rechteckigem Grundriss anhand der Vorstellung ausgewählter Fallbeispiele und einer detaillierten Auswertung von über 50 internationalen Fallbeispielen erläutert. Daran anschließend wird der Kenntnisstand zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss diskutiert. In der Literatur dokumentierte experimentelle und numerische Untersuchungen sowie darauf aufbauende Ansätze zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Verbauwänden und Geländeoberfläche sowie die bestehenden Ansätze zum räumlichen aktiven Erddruck werden vorgestellt.

Zur Untersuchung der Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks wurde ein großmaßstäblicher 3D-Erddruck-Versuchsstand entwickelt. Den Seitenwänden des Baugrubenmodells kann die Zunahme der Horizontalverschiebungen der Verbauwände von den Baugrubenecken zur Seitenwandmitte hin eingepreßt werden. Die in den Verbauwänden integrierten Messgeber ermöglichen die Erfassung der Verteilung des einwirkenden aktiven Erddrucks. Im Bereich der Baugrubenecken stellt sich eine ausgeprägte Spannungszunahme ein, während der ebene aktive Erddruck in Seitenwandmitte deutlich unterschritten wird. Diese charakteristische Verteilung des Erddrucks wurde für unterschiedliche Lagerungsdichten des verwendeten Versuchssandes sowie unterschiedliche Wandbewegungsarten nachgewiesen.

Mit der Nachrechnung eines Modellversuches der Wandbewegungsart „Parallelverschiebung“ und mitteldichter Lagerung des Versuchssandes wurde ein räumliches

numerisches Berechnungsmodell validiert. Mit diesem Berechnungsmodell wurden von der Versuchskonfiguration abweichende geometrische Randbedingungen untersucht. Diese Betrachtungen lieferten die Grundlage für die Formulierung einer Modellvorstellung zur Abminderung des auf die Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden aktiven Erddrucks im räumlichen Fall, welche auf den im Bodenkontinuum auftretenden Differenzverschiebungen und den dabei aktivierten Scherspannungen beruht.

Um Erddruckansätze für unterschiedliche Verbauwandarten und Baugruben mit baupraktisch relevanten Abmessungen zu entwickeln, wurde eine grundlegende Untersuchung zur Abbildung von Schlitzwänden, Spundwänden und Trägerbohlwänden in räumlichen FEM-Berechnungen vorgenommen. Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse wurden umfangreiche numerische Parameterstudien für die genannten Verbauwandarten zur Untersuchung des Einflusses der geometrischen, geotechnischen und konstruktiven Randbedingungen durchgeführt. Die auftretenden räumlichen Effekte, i. e. die Verteilung des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks, wurden systematisch ausgewertet.

Basierend auf den mit den experimentellen und den unterschiedlichen numerischen Untersuchungen gewonnen Erkenntnissen wurden Empfehlungen für den Ansatz des auf die Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks erarbeitet. Die entwickelten Empfehlungen erlauben einen entlang der Seitenwände von Baugruben mit Schlitzwänden, Spundwänden und Trägerbohlwänden differenzierten Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks. Die in Abhängigkeit der Seitenwandlänge formulierten Erddruckansätze ermöglichen damit die Berücksichtigung der bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss vorhandenen räumlichen Effekte bei der Dimensionierung des Verbausystems bei Verwendung räumlicher Strukturmodelle.

# Summary

Excavation pits frequently have a rectangular plan. Generally the present spatial effects are not considered in the design of the temporary ground support system. The reason for this is the comparatively low level of knowledge of the distribution of the earth pressure acting on the retaining walls. The assessments of earth pressure included in EB75 of the "Recommendations on Excavations" do not base on measurements on excavations, experimental investigations or numerical examinations. In the present work the distribution of spatial active earth pressure along the sidewalls of excavations with rectangular plan is investigated.

As a first step the deformation behavior of excavations with rectangular plan is explained by presentation of selected case studies and a detailed evaluation of over 50 international case studies. Subsequently the state of knowledge about spatial effects of excavations with rectangular plan is discussed. Experimental and numerical investigations documented in the literature as well as approaches to describe the deformation behavior of retaining walls and the surrounding ground surface as well as the existing approaches to spatial active earth pressure are presented.

For the investigation of the distribution of spatial active earth pressure a large scale test rig was developed. The sidewalls of the constructed excavation model are adjustable, so that an increase of horizontal displacements of the retaining walls from the excavation corners to the center of the sidewall can be idealized. The sensors integrated in the sidewalls of the excavation model enable the detection of the distribution of the acting active earth pressure. In the area of the excavation corners, a pronounced increase in compression strength occurs, while the level of active earth pressure in the middle of the sidewall is clearly undercut. This characteristic distribution of the earth pressure was detected for different densities of the used test sand as well as for different types of wall movement.

By the recalculation of an experiment with translative wall movement and medium dense sand a spatial numerical calculation model was validated. This calculation model was used to investigate geometric boundary conditions deviating from the experimental configuration. The results provided the basis for an approach of the decrease of spatial active earth pressure acting on the sidewalls of excavations with

rectangular plan. It is based on the differential displacements occurring in the ground continuum and the shear stresses activated thereby.

In order to develop earth pressure approaches for different excavation wall types and excavations with dimensions relevant to construction practice, a fundamental investigation was executed for the discretization of diaphragm walls, sheet pile walls and soldier pile walls in spatial finite element calculations. Subsequently extensive numerical parameter studies were carried out for the aforementioned excavation wall types to investigate the influence of the geometric, geotechnical and constructive boundary conditions. The occurring spatial effects, especially the distribution of the spatial active earth pressure, were systematically evaluated.

Based on the results of the experimental investigations and the various numerical studies, recommendations for the approach of the spatial active earth pressure acting on the sidewalls of excavations with rectangular plan are formulated. The developed recommendations allow the consideration of spatial active earth pressure for diaphragm walls, sheet pile walls and soldier pile walls. In the design process of retaining systems with rectangular plan the present spatial effects can be considered by the application of the developed approaches using spatial structural models.

# Kapitel 1 Einleitung

Bei der Errichtung von Gebäuden und Infrastrukturbauwerken werden häufig Baugruben ausgeführt, die einen rechteckigen bzw. annähernd rechteckigen Grundriss aufweisen. Im Zuge der Dimensionierung und Bemessung des Baugrubenverbaus werden hingegen in der Regel ebene Bedingungen hinsichtlich des einwirkenden Erddrucks zugrunde gelegt und auch die zu erwartenden aushubinduzierten Verformungen werden anhand ebener Berechnungsmodelle abgeschätzt. Messungen zeigen indes ein oft ausgeprägt räumliches Verformungsverhalten mit vergleichsweise geringen Verschiebungen im Bereich der Baugrubenecken und einer sukzessiven Zunahme der Verformungen in Richtung Seitenwandmitte. Hinsichtlich der Dimensionierung und Bemessung des Baugrubenverbaus führt dies zu der Frage, wie das beobachtete Verformungsverhalten die Größe und Verteilung des verschiebungsabhängigen Erddrucks entlang der Seitenwände beeinflusst.

Während zu der auf ein Bauteil mit begrenzten Abmessungen einwirkenden Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks diverse, auf analytischen Betrachtungen sowie experimentellen und numerischen Untersuchungen basierende Ansätze vorliegen, wurden die bestehenden Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks bislang nicht durch experimentelle oder numerische Betrachtungen validiert. Zur Gewährleistung einer technisch und wirtschaftlich optimierten Bemessung der Konstruktionsteile einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss unter Berücksichtigung der vorhandenen räumlichen Effekte besteht demnach Forschungsbedarf.

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation wird, nach einer Erläuterung des Kenntnisstandes zu räumlichen Effekten bei im Grundriss rechteckigen Baugruben, anhand experimenteller Untersuchungen mit einem großmaßstäblichen Baugrubenmodell sowie ergänzender numerischer Berechnungen eine phänomenologische Beschreibung der Verteilung des auf die Seitenwände des Baugrubenmodells einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks vorgenommen.

Basierend auf einer umfangreichen Untersuchung zur Abbildung verschiedener Verbausysteme in Finite Element-Simulationen erfolgt ergänzend eine systematische Betrachtung des Einflusses der geometrischen, geotechnischen und konstruktiven

Randbedingungen auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten, i. e. die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks, von Baugruben mit rechteckigem Grundriss und baupraktisch relevanten Abmessungen.

Die im Rahmen dieser Dissertation durchgeführten Untersuchungen münden in der Formulierung von Empfehlungen zum Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss.

Die erläuterte Aufgabenstellung wird mit nachfolgender Gliederung bearbeitet:

In Kapitel 2 wird das Verformungsverhalten von Baugruben mit annähernd rechteckigem Grundriss und unterschiedlichen Verbausystemen eingehend erläutert. Es werden die infolge des Aushubs auftretenden Horizontalverformungen der Seitenwände sowie die auftretenden Horizontal- und Vertikalverschiebungen der Geländeoberfläche anhand der Betrachtung von in der Literatur dokumentierten Fallbeispielen diskutiert. Daran schließt sich die systematische Auswertung der in einer umfangreichen Datenbank (Anhang A) zusammengestellten Ergebnisse von in-situ Messungen an, wobei hierbei der Fokus auf der Identifikation maßgeblicher Einflussfaktoren liegt.

Das Kapitel 3 hat die Diskussion des vorhandenen Kenntnisstandes zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss zum Thema. Es werden die in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen vorgestellt, die eine Betrachtung der räumlichen Effekte auf den einwirkenden Erddruck sowie auf die auftretenden Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche beinhalten. Anschließend wird auf den Einsatz numerischer Berechnungen zur Untersuchung räumlicher Fragestellungen bei Baugruben, die Abbildung des Materialverhaltens der Böden sowie die Diskretisierung der unterschiedlichen Verbausysteme eingegangen. Ferner erfolgt die Vorstellung bestehender Ansätze zur Beschreibung aushubinduzierter Verformungen, deren Anwendung auf die in der erstellten Datenbank zusammengetragenen Fallbeispiele sowie die Bewertung der Anwendbarkeit dieser Ansätze. Abschließend werden die bestehenden Ansätze zum räumlichen aktiven Erddruck vorgestellt und hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit auf Baugruben mit rechteckigem Grundriss diskutiert. Auf Basis des erläuterten Kenntnisstandes wird die Forschungsaufgabe dieser Dissertation eingehend erläutert.

Im vierten Kapitel werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen behandelt. Zunächst werden der entwickelte 3D-Erddruck-Versuchsstand, i.e. das großmaßstäbliche Baugrubenmodell mit rechteckigem Grundriss, der Einbau des eingesetzten nichtbindigen Versuchsbodens und die Versuchsdurchführung erläutert. Die entlang einer Seitenwand des Baugrubenmodells infolge der aktiven Verschiebung der Seitenwände gemessenen Erddrücke werden für die betrachteten Lagerungsdichten

vorgelegt, womit erstmals Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks infolge des charakteristischen Verformungsverhaltens gewonnen werden. Im Anschluss werden die sich infolge der Verschiebung der Seitenwände einstellenden Setzungen des Versuchsbodens thematisiert.

Das erstellte, auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen validierte numerische Berechnungsmodell des 3D-Erddruck-Versuchsstandes wird in Kapitel 5 erläutert. Das Berechnungsmodell erlaubt mit vergleichsweise geringem Aufwand die Betrachtung von der Versuchskonfiguration abweichender geometrischer Randbedingungen und der sich bei aktiver Verschiebung der Seitenwände einstellenden Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks. Ferner erfolgt eine Diskussion des in den experimentellen Untersuchungen festgestellten, von Siloeffekten beeinflussten Ausgangsspannungszustandes.

Gegenstand von Kapitel 6 ist die Detailbetrachtung von Verbauwänden in räumlichen Finite Elemente Berechnungen. Erforderlich ist diese eingehende Betrachtung, da in der Literatur lediglich ein begrenzter Kenntnisstand zur Abbildung der unterschiedlichen Verbauwandarten in räumlichen numerischen Berechnungen und der sich aus der Modellierung ergebenden Beeinflussung der resultierenden Größen, i.e. der Verteilung des einwirkenden Erddrucks, verfügbar ist. Für Baugruben in Schlitzwandbauweise wird eine eingehende Diskussion zum Einfluss der systemimmanent vorhandenen Schlitzwandfugen und deren Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten bei Modellierung der Schlitzwand mit Volumen- bzw. Schalenelementen vorgenommen. Anschließend wird eine mit Spundwänden umschlossene Baugrube betrachtet. Dies beinhaltet den Vergleich zwischen einem numerischen Modell, bei dem die Geometrie der Spundbohlen detailliert abgebildet wird, und einem vereinfachten Modell, bei dem die Spundwand durch ein Schalenelement idealisiert wird, wobei sowohl die sich einstellende Erddruckverteilung als auch die aushubinduzierten Verformungen der Spundwand betrachtet werden. Ferner wird eine Untersuchung zur Abbildung von Trägerbohlwänden, i.e. der Bohlträger, in räumlichen Finite Elemente Berechnungen anhand des Vergleichs der Berechnungsergebnisse mit in der Literatur dokumentierten Messwerten vorgestellt. Ergänzend werden ausgewählte Fallbeispiele von Baugruben in Schlitzwand-, Spundwand- und Trägerbohlwand-Bauweise anhand vergleichender räumlicher Finite Elemente Berechnungen betrachtet.

Kapitel 7 hat eine Parameterstudie zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss und baupraktisch relevanten Abmessungen zum Inhalt. Für die in dem vorangegangenen Kapitel betrachteten Verbauwandarten werden die Einflüsse der geometrischen, der geotechnischen und der konstruktiven Randbedingungen auf

das räumliche Trag- und Verformungsverhalten und im speziellen auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände systematisch untersucht.

Basierend auf den gewonnen Erkenntnissen zur Verteilung des entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden Erddrucks im räumlichen Fall werden in Kapitel 8 Empfehlungen zum Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks für die betrachteten Verbauwandarten vorgestellt.

# Kapitel 2 Verformungsverhalten von im Grundriss rechteckigen Baugruben

Baugruben mit rechteckigem Grundriss zeichnen sich durch ein ausgeprägt räumliches Verformungsverhalten der Verbauwände sowie der angrenzenden Geländeoberfläche aus. Die geringsten horizontalen und vertikalen Verformungen der Verbauwände  $u_h$  bzw.  $u_v$  und die geringsten Verformungen der Geländeoberfläche  $u_{h,GOF}$  bzw.  $u_{v,GOF}$  treten in der Regel im Bereich der Baugrubenecken auf. Mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken nehmen die vorgenannten Verformungen sukzessive zu, bis im Bereich der Seitenwandmitte die jeweiligen Maximalbeträge erreicht werden. Diese maximalen Verformungen der Verbauwände und der Geländeoberfläche entsprechen dabei allerdings nicht per se den rechnerisch zu erwartenden Verformungen im ebenen Fall. Im Hinblick auf die Dimensionierung und Bemessung der Verbauwände stellt sich die Frage, welchen Einfluss das Verformungsverhalten der Verbauwände auf die Größe und die Verteilung des verschiebungsabhängigen Erddrucks hat. Bereits ULRICHS (1982) weist darauf hin, dass die bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss und baupraktisch relevanten Abmessungen eintretenden räumlichen Beanspruchungszustände zu einer Verminderung der Verformungen und auch des Erddrucks führen.

Für ausgewählte Fallbeispiele von Baugruben mit rechteckigem Grundriss werden in Abschnitt 2.1 die Ergebnisse von geodätischen und geotechnischen Messungen zur Erfassung des räumlichen Verformungsverhaltens der Verbauwände und der angrenzenden Geländeoberfläche dokumentiert. Dabei werden Baugruben in nichtbindigen und in bindigen Baugrundverhältnissen sowie unterschiedliche Verbauwandarten und Stützsysteme betrachtet. In Abschnitt 2.2 werden die Messergebnisse der für eine systematische Auswertung geeigneten Fallbeispiele analysiert. Anhand einer differenzierten Betrachtung der unterschiedlichen Randbedingungen werden die maßgeblichen Einflussgrößen identifiziert. Die gesammelten Erkenntnisse zu räumlichen Effekten bezüglich des Verformungsverhaltens der Verbauwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss sowie der angrenzenden Geländeoberfläche werden in Abschnitt 2.3 zusammengefasst.

## 2.1 Ausgewählte Fallbeispiele

Über das räumliche Verformungsverhalten einer 18,5 m tiefen Baugrube für eine Tiefgarage in unmittelbarer Nähe zu den historisch bedeutenden Gebäuden Big Ben und Westminster Hall in London berichten BURLAND & HANCOCK (1977) beziehungsweise BURLAND et al. (1979). Die in Deckelbauweise hergestellte Baugrube wies einen nahezu rechteckigen Grundriss auf. Die Länge der längeren Seitenwand  $L_1$  betrug 66 m und die Länge der kürzeren Seitenwand  $L_2$  lag bei 50 m. Der Baugrund besteht unterhalb einer ca. 10 m mächtigen Schicht von Sanden und Kiesen aus dem sogenannten „London Clay“, welcher bis in Tiefen von über 40 m ansteht. Die Auswertung geodätischer Messungen an der Geländeoberfläche in Form eines Isolinien-Plots in Abb. 2.1 zeigt, dass sich in dem mittleren Bereich entlang der Seitenwände in einem definierten Abstand zur Verbauwand annähernd konstante Setzungen  $u_{v,GOF}$  ergaben, während sich im Bereich der Baugrubenecken tendenziell geringere Setzungen einstellten.

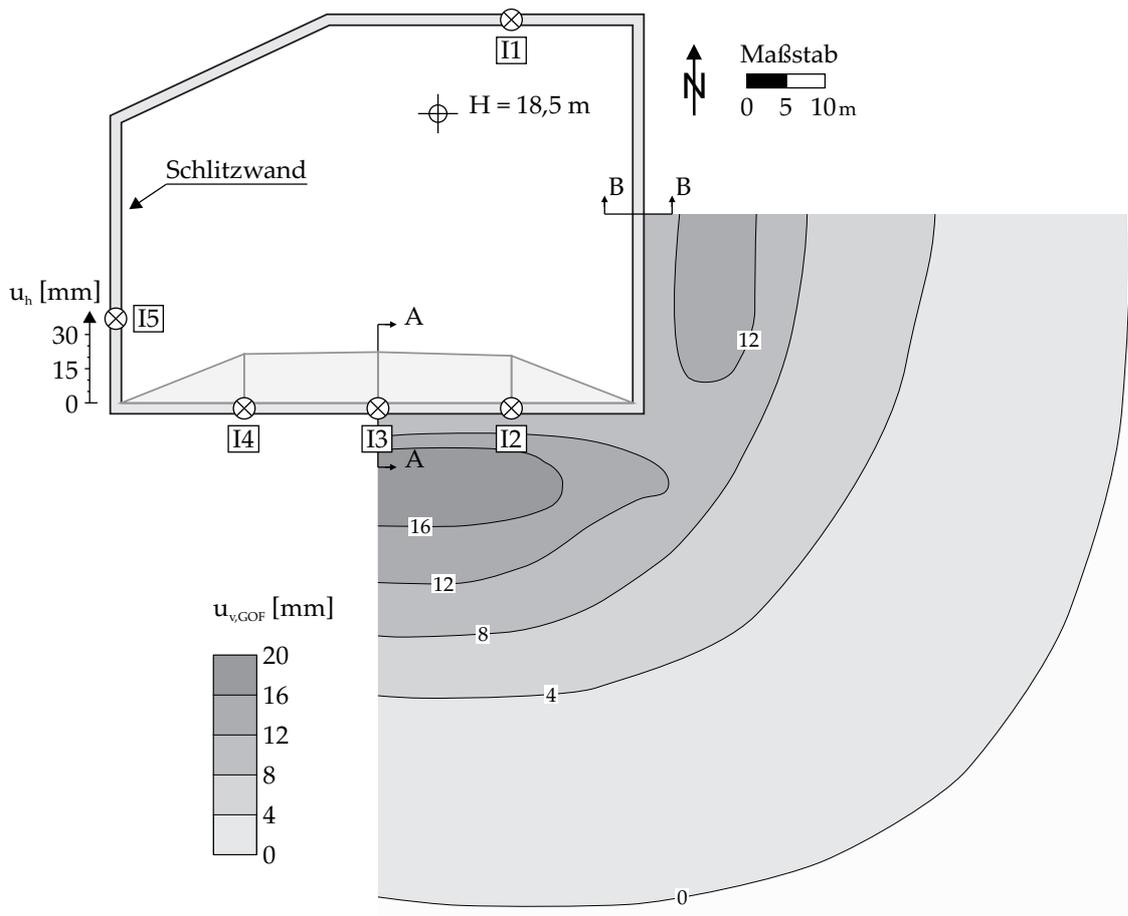


Abb. 2.1: Baugrube „Tiefgarage Westminster Hall“ in London: Verformungsverhalten der südlichen Verbauwand und der Geländeoberfläche (nach BURLAND & HANCOCK, 1977 und BURLAND et al., 1979).

Obgleich sich entlang des mittleren Bereiches der südlichen Baugrubenseitenwand vergleichsweise konstante horizontale Wandverformungen  $u_h$  von maximal 24 mm ergaben, veranschaulicht Abb. 2.1 die Abnahme der horizontalen Verformungen zu den Baugrubenecken hin. Von BURLAND et al. (1979) wird dies auf einen verformungsreduzierenden Einfluss der Baugrubenecken zurückgeführt. In Abb. 2.2 sind die gemessenen Verschiebungen der Geländeoberfläche  $u_{h,GOF}$  und  $u_{v,GOF}$  in den Schnitten A-A und B-B sowie die von BURLAND et al. (1979) angenommenen Verläufe der Verschiebungen der Geländeoberfläche zwischen der Verbauwand und dem ersten Messpunkt dargestellt. Die Messergebnisse zeigen den Einfluss der Seitenwandlänge  $L$  auf die auftretenden Maximalwerte der Verschiebungen. Mit zunehmender Seitenwandlänge  $L$  ergeben sich größere Horizontal- und Vertikalverschiebungen der Geländeoberfläche.

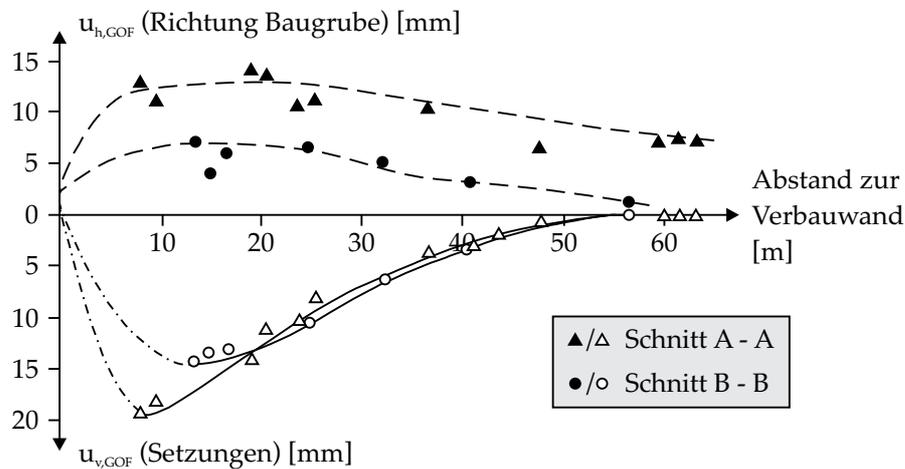
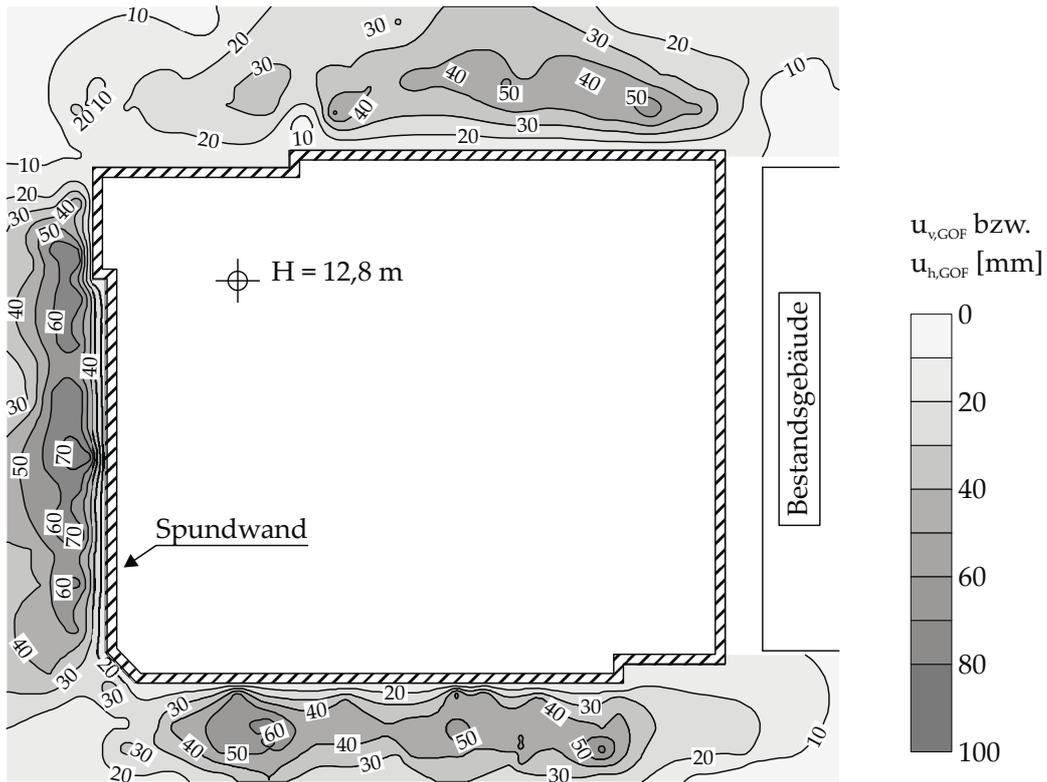


Abb. 2.2: Baugrube „Tiefgarage Westminster Palace“ in London: Gemessene Verschiebungen der Geländeoberfläche in den Schnitten A-A und B-B (nach BURLAND et al., 1979).

Die Baugrube für das Lurie Medical Research Building auf dem Campus der Northwestern University in Chicago mit Seitenwandlängen von  $L_1 = 80$  m und  $L_2 = 68$  m hatte eine Tiefe von 12,8 m und war mit einer drei- bzw. zweifach rückverankerten Spundwand umschlossen. In dem für die Baugrube maßgebenden Tiefenbereich stand eine 5 m mächtige Sandschicht an, die von weichem bis steifem Ton unterlagert wurde. FINNO & ROBOSKI (2005) berichten u.a. über die messtechnische Überwachung des Umfeldes der Baugrube mit geodätischen Messpunkten an der Geländeoberfläche. Die in den mittleren Bereichen der Baugrubenseitenwände auftretenden maximalen Setzungen  $u_{v,GOF}$  von bis zu 74 mm reduzieren sich deutlich zu den Baugrubenecken hin,

a) Vertikalverschiebungen  $u_{v,GOF}$  der Geländeoberfläche im Endaushubzustand (Setzungen)



b) Horizontalverschiebungen  $u_{h,GOF}$  der Geländeoberfläche im Endaushubzustand

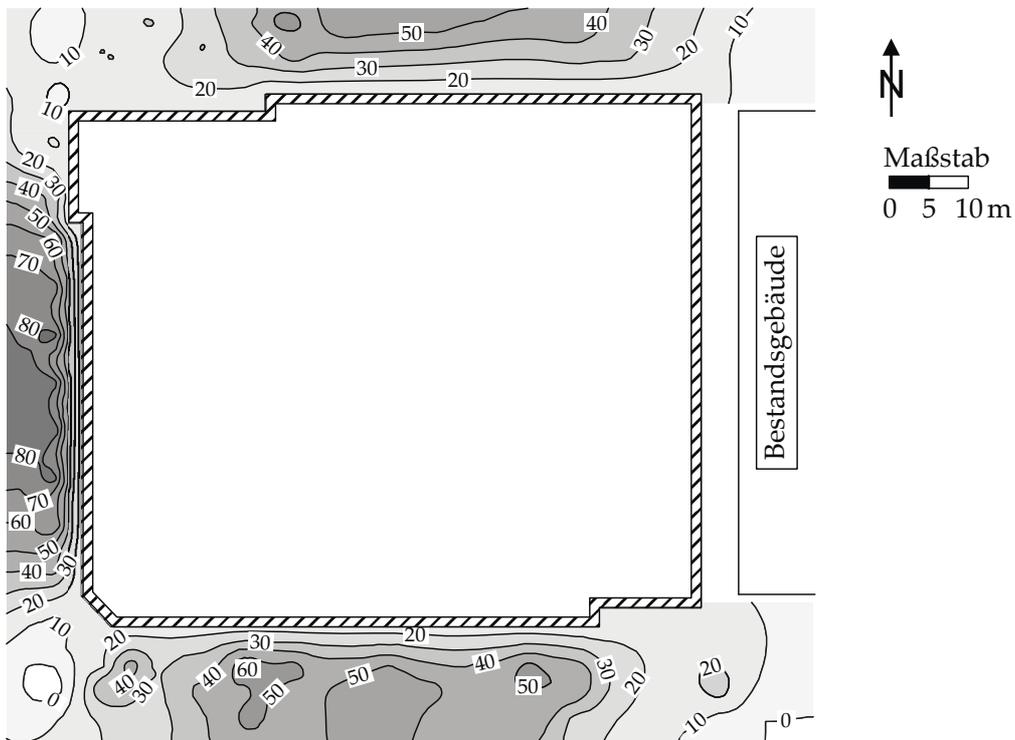


Abb. 2.3: Baugrube „Lurie Medical Research Building“ in Chicago: Gemessene Verformungen der Geländeoberfläche (nach FINNO & ROBOSKI, 2005).

an denen lediglich Setzungen  $u_{v,GOF}$  von ca. 10 bis 20 mm auftraten, vergleiche Abb. 2.3 a. In gleicher Weise nehmen die horizontalen Verschiebungen der Geländeoberfläche  $u_{h,GOF}$  von den Baugrubenecken zu den mittleren Bereichen der Baugrubenseitenwände zu (Abb. 2.3 b).

Für die Tiefgarage des „One Museum Park West Building“ in Chicago wurde in Deckelbauweise eine 16 m tiefe Baugrube mit Seitenwandlängen von 61,7 m und 46,7 m errichtet. Die Verbauwände wurden als überschnittene Bohrpfahlwände bzw. im Bereich unterhalb der Baugrubensohle als tangierende Bohrpfahlwände ausgeführt und durch insgesamt fünf Deckenscheiben gestützt. Die für die Aussteifung des 53-stöckigen Gebäudes erforderliche Betonstruktur wurde im Schutze einer zusätzlichen, innerhalb der eigentlichen Haupt-Baugrube liegenden runden Sekundär-Baugrube mit einer Aushubtiefe von nur 15 m ausgeführt. Gemäß FINNO et al. (2015) ergaben sich bereits 35 % der Gesamtsetzungen der Geländeoberfläche im Zuge der Herstellung der Verbauwände (Abb. 2.4 a). Infolge des Aushubs der Sekundär-Baugrube ergab sich ein Zuwachs der Setzungen der Geländeoberfläche, wobei diese aushubbedingten Setzungen 30 % der Gesamtsetzungen betrug (Abb. 2.4 b). In Abb. 2.4 c ist der Zuwachs der Setzungen infolge des Aushubs der Haupt-Baugrube und in Abb. 2.4 d die nach Abschluss der Aushubarbeiten aufgetretenen Gesamtsetzungen der Geländeoberfläche dargestellt. Entlang der westlichen Verbauwand ist der Einfluss räumlicher Effekte auf das Setzungsverhalten der angrenzenden Geländeoberfläche deutlich erkennbar. Während sich an den Baugrubenecken Setzungen von 50 mm (süd-westliche Baugrubenecke) bzw. 90 mm (nord-westliche Baugrubenecke) einstellten, traten die maximalen Setzungen mit 160 mm im Bereich der Seitenwandmitte auf.

Die 150 m lange und 18 m breite Baugrube für die Gu Bei Station der Metro in Shanghai wies eine Aushubtiefe von 14,5 m auf und befand sich innerhalb einer unbebauten Grünanlage, womit ein Einfluss angrenzender Gebäude auf das Setzungsverhalten der Geländeoberfläche bzw. das Verformungsverhalten der Verbauwände ausgeschlossen ist. Die Aushubsohle des westlichen und des östlichen Endbereichs lag jeweils um 1,9 m tiefer als die restliche Baugrubensohle. Neben einer 4-lagigen Aussteifung wurden die Schlitzwände durch unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle angeordnete Düsenstrahlkörper mit einer Höhe von 4 m gestützt. Die Düsenstrahlkörper hatten eine Breite von jeweils 3 m, einen Achsabstand von 6 m und eine der Baugrubenbreite entsprechende Länge. Der Baugrund besteht aus einer geringmächtigen Auffüllung, welche von einer 2 m mächtigen steifen Tonschicht und einer 3,8 m mächtigen schluffigen Tonschicht weicher Konsistenz unterlagert wird. Die sich darunter bis weit unter die Aushubsohle der Baugrube anschließende Tonschicht weist eine mit der Tiefe zunehmende undrainierte Scherfestigkeit auf. HONG et al. (2015) berichten über die

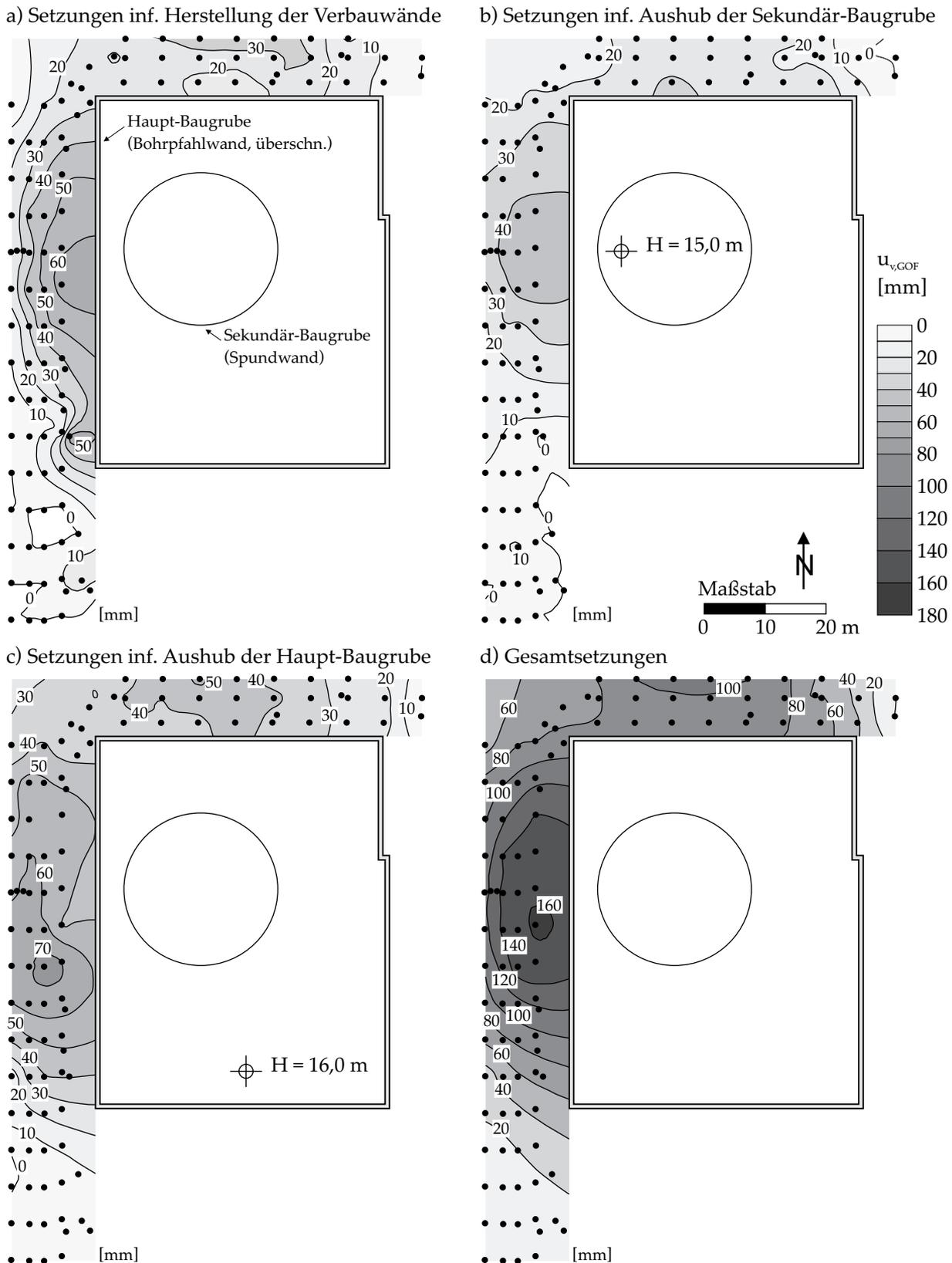


Abb. 2.4: Baugrube „One Museum Park West Building“ in Chicago: Setzungen bzw. Setzungszuwachs der Geländeoberfläche  $u_{v,GOF}$  infolge der einzelnen Herstellungsphasen und Gesamtsetzungen (nach FINNO et al., 2015).

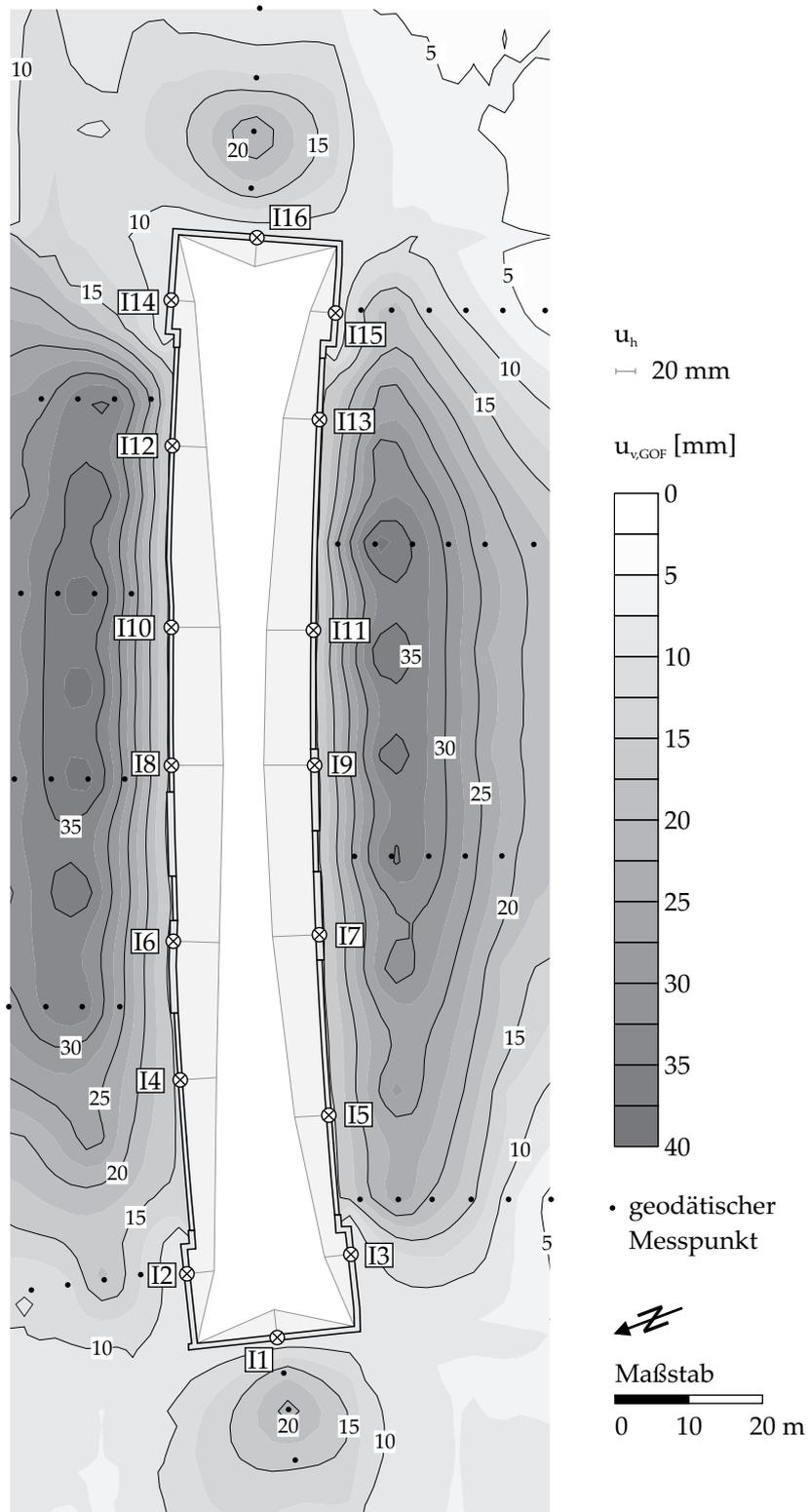


Abb. 2.5: Baugrube „Gu Bei Station“ in Shanghai: Setzungen der Geländeoberfläche  $u_{v,GOF}$  und Horizontalverformungen der Verbauwände  $u_h$ .

mit den Inklinometern I1 bis I16 erfassten Horizontalverformungen  $u_h$  der Schlitzwände sowie die an 51 geodätischen Messpunkten erfassten Setzungen der Geländeoberfläche  $u_{v,GOF}$ . In Abb. 2.5 werden die für die einzelnen geodätischen Messpunkte dokumentierten Setzungen in Form eines Isolinien-Plots ausgewertet. Die im Bereich der Baugrubenecken gemessenen Setzungen der Geländeoberfläche betragen mit ca. 10 mm lediglich 26 % der im mittleren Bereich der Seitenwände aufgetretenen maximalen Setzungen von 39,2 mm. In gleicher Weise nahmen die Horizontalverformungen der Verbauwände  $u_h$  mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken zu.

HOU et al. (2011) dokumentieren für die ebenfalls in den bindigen Baugrundverhältnissen von Shanghai ausgeführte 13,8 m tiefe Baugrube „Zhongsheng Shopping Mall“ eine maßgebliche Beeinflussung der umgebenden Geländeoberfläche durch räumliche Effekte. Die an 35 entlang der angrenzenden Straßen angeordneten geodätischen Messpunkten erfassten Verformungen  $u_{v,GOF}$  sind in Abb. 2.6 dargestellt. Während im Bereich der Baugrubenecken im Endaushubzustand Hebungen von maximal 8,5 mm auftraten, nahmen die Setzungen der Geländeoberfläche entlang der bis zu 250 m langen Seitenwände mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken zu. Entlang der „Xinzhu Road“ traten mit Setzung von 71 mm die größten Verformungen auf. Dies wird von HOU et al. (2011) auf die zeitlich verzögerte Herstellung eines der obersten Deckelfelder in diesem Bereich zurückgeführt, wobei auch auf den Einfluss der Seitenwandlänge hingewiesen wird.

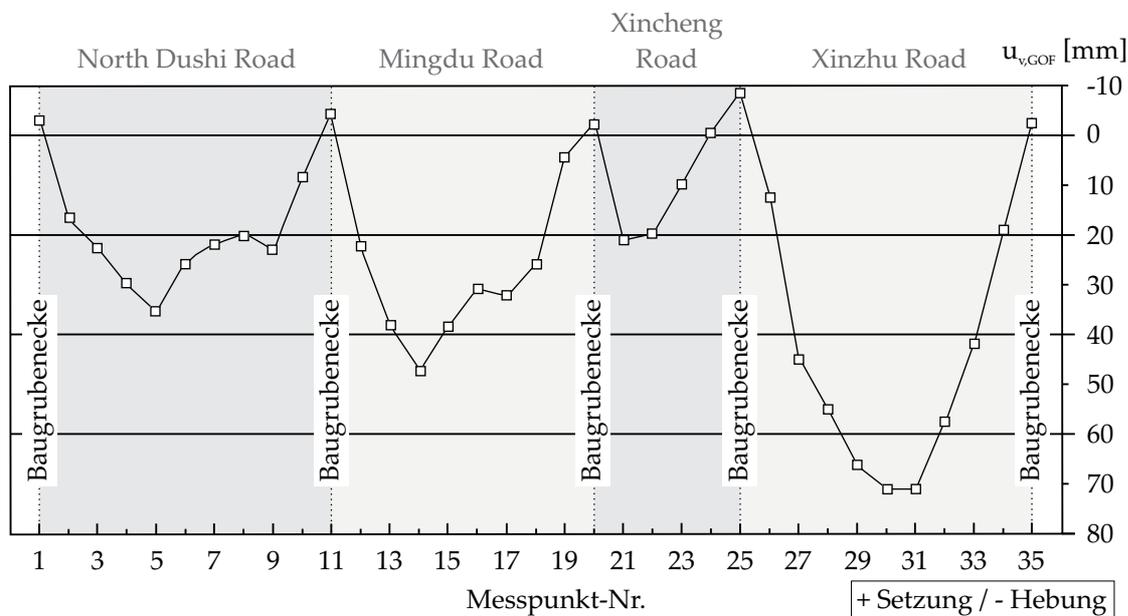


Abb. 2.6: Baugrube „Zhongsheng Shopping Mall“ in Shanghai: Verformungen der Geländeoberfläche  $u_{v,GOF}$  (nach HOU et al., 2011).

Über das Trag- und Verformungsverhalten von rechteckigen Baugruben in den von vorwiegend bindigen Böden geprägten Baugrundverhältnissen Shanghais (China) liegen weitere umfangreiche Erkenntnisse vor. XU et al. (2005) berichten über die Ergebnisse der im Zuge des Aushubs der Baugrube für das Gebäude der „Shanghai Bank“ durchgeführten geotechnischen und geodätischen Messungen. Die quadratische Baugrube mit Seitenwandlängen von 86,3 m gliederte sich in zwei Bauabschnitte (Abb. 2.7). Während der nördliche Bauabschnitt eine Aushubtiefe von 15,0 m aufwies, betrug die Aushubtiefe im südlichen Bauabschnitt 17,2 m. Die Aussteifung der Schlitzwände erfolgte mit drei Steifenlagen, die aus einer Stahlbeton-Skelett-Struktur bestanden.

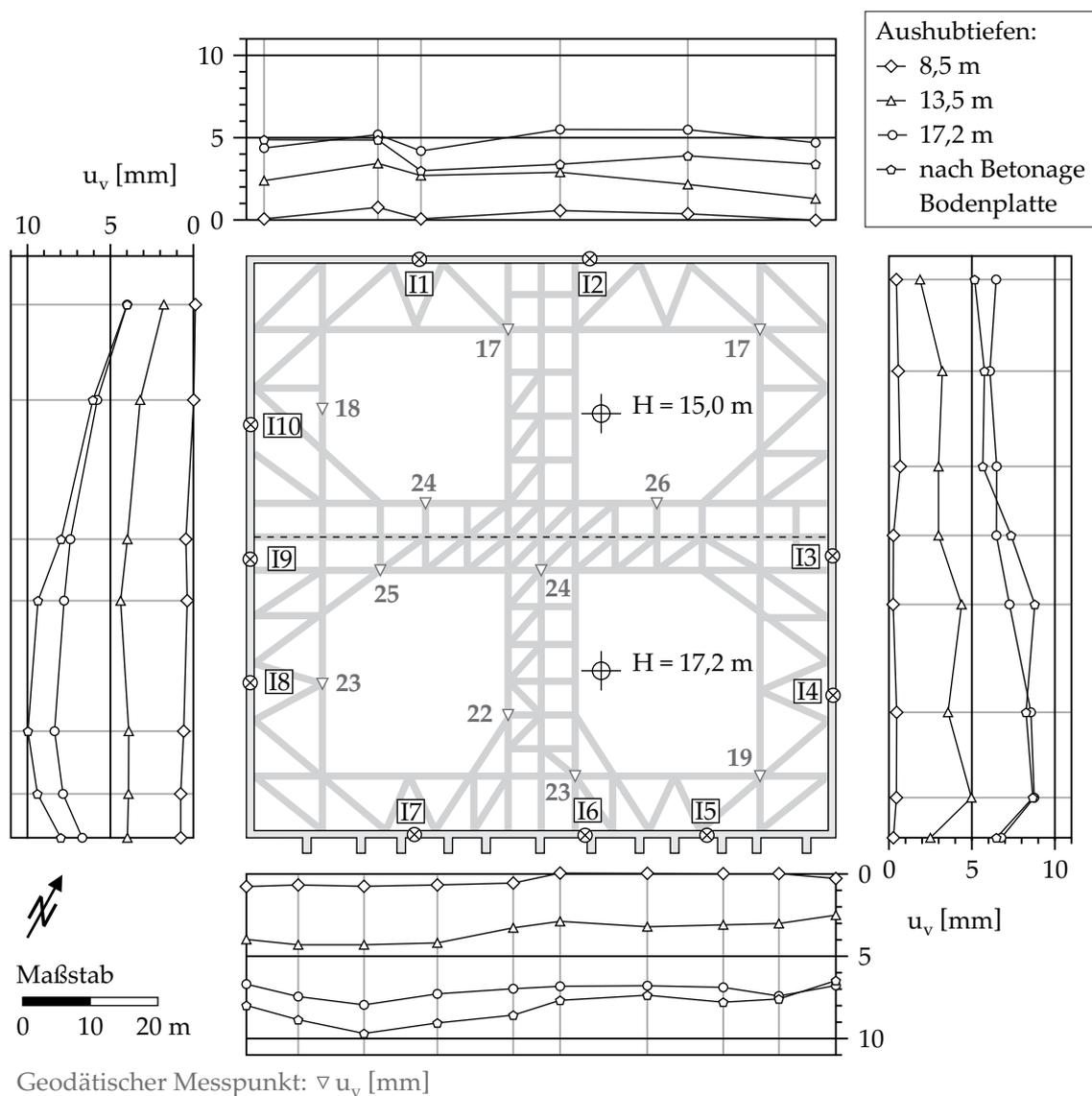


Abb. 2.7: Baugrube „Shanghai Bank“ in Shanghai: Grundriss und gemessenen Hebungswerten der Verbauwände und des Stützsystems (nach XU et al., 2005).

Oberhalb der Baugrubensohle steht eine 9 m mächtige Tonschicht breiiger Konsistenz an, die von einer 7 m mächtigen sandigen Schluffschicht überlagert wird. Die unterhalb der Baugrubensohle anstehende Tonschicht weist eine mit der Tiefe zunehmende steifere Konsistenz auf und wird von einer sandigen Schluffschicht und dem aus einem schluffigen Sand bestehenden Hauptgrundwasserleiter unterlagert. Die entlang des Verbauwandkopfs erfassten Vertikalverformungen  $u_v$  wurden sowohl durch die Aushubtiefe als auch in gewissem Umfang durch räumliche Effekte beeinflusst. Entlang der nördlichen Seitenwand traten im Endaushubzustand mit Hebungen von 5 mm um 47 % kleinere Vertikalverformungen auf als entlang der südlichen Seitenwand ( $u_{v,max} = 9,5 \text{ mm}$ ). Zudem nahmen die Hebungen entlang der westlichen und der östlichen Seitenwand mit zunehmendem Abstand zur nördlichen Seitenwand sukzessive zu. Dabei zeigen die Messergebnisse ferner, dass sich an den Baugrubenecken - die nördliche Seitenwand ausgenommen - jeweils die geringsten Hebungen einstellten und eine Zunahme der Vertikalverformungen mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken zu verzeichnen war. Die an den Auflagerstützen der Stahlbeton-

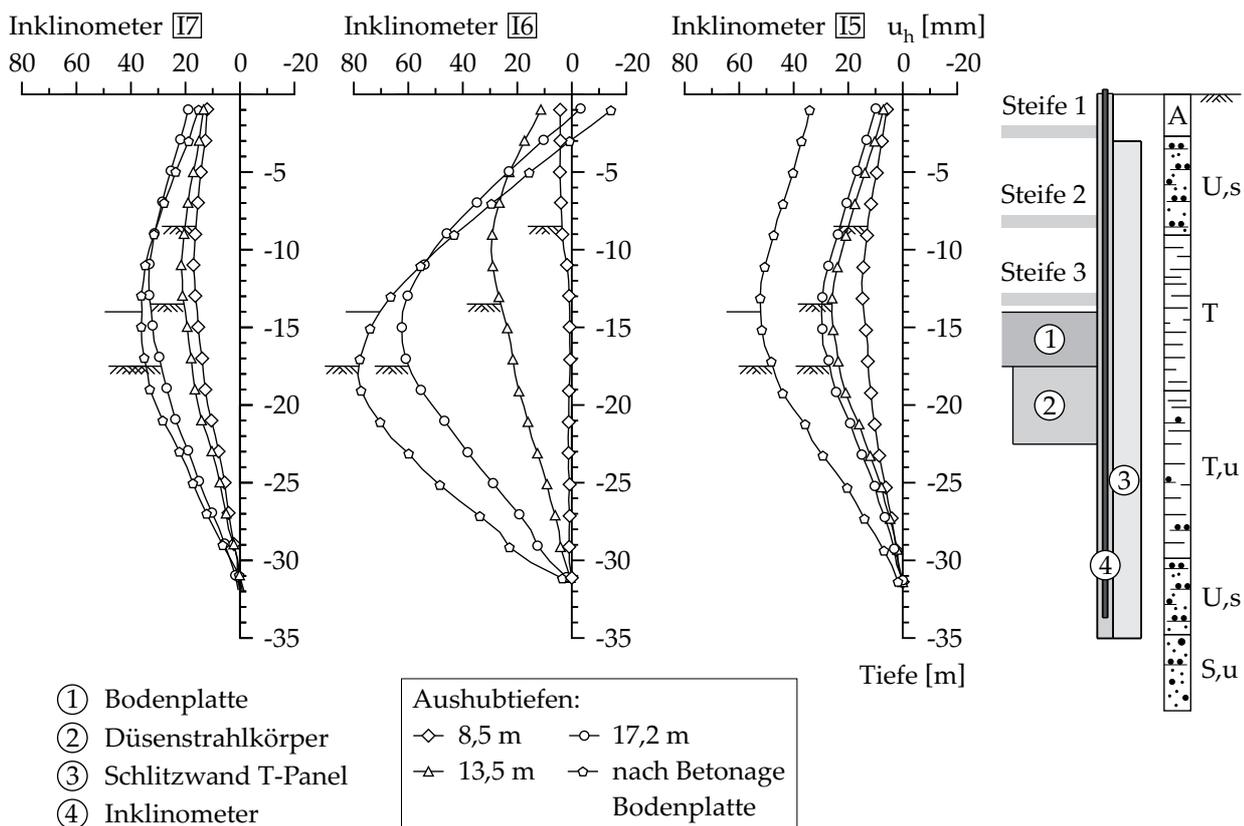


Abb. 2.8: Baugrube „Shanghai Bank“ in Shanghai: Ergebnisse der Inklinometermessungen - südliche Verbauwand (nach XU et al., 2005).

steifen durchgeführten geodätischen Messungen verdeutlichen den räumlichen Beanspruchungszustand des die Baugrube umgebenden bzw. unterlagernden Bodenkontinuums ebenfalls. Während im Randbereich Hebungen von 17 mm auftraten, ergaben sich im Bereich der Baugrubenmitte Vertikalverformungen von bis zu 26 mm. Die durchgeführten Messungen in den entlang der südlichen Seitenwand angeordneten Inklinometern ergaben, dass sich trotz der im Bereich der Seitenwandmitte angeordneten Mittelaussteifung mit zunehmendem Aushubfortschritt ein ausgeprägt räumliches Verformungsverhalten der Schlitzwand einstellte (Abb. 2.8). An dem im Bereich der Mittelaussteifung liegenden Inklinometer I6 wurden im Endaushubzustand mit 62 mm um 107 % bzw. 88 % größere Horizontalverformungen  $u_h$  der Wand festgestellt als an den östlich bzw. westlich gelegenen Inklinometern I5 (30 mm) und I7 (33 mm).

LIU et al. (2011) berichten über eine 38 m tiefe Baugrube für eine U-Bahn-Haltestelle in Shanghai mit einem annähernd rechteckigen Grundriss mit Seitenwandlängen von  $L_1 = 174$  m und  $L_2 = 26$  m, die mit einer 9-lagig ausgesteiften Schlitzwand gesichert wurde. Der anstehende Baugrund besteht aus einer ca. 23 m mächtigen Tonschicht von weicher bis steifer Konsistenz, die von einer 9 m mächtigen sandigen Schluffschicht sowie einer schluffigen Feinsandschicht mit einer Mächtigkeit von ca. 30 m unterlagert wird. Die auftretenden Verformungen  $u_h$  der Verbauwände wurden mit 14 Inklinometern gemessen. Die Nullmessung erfolgte allerdings erst nach Einbau der zweiten Steifenlage. Abb. 2.9 zeigt die entlang der Verbauwände jeweils ca. 2 bis 3 m über der Baugrubensohle aufgetretenen maximalen horizontalen Wandverformungen. Die horizontalen Wandverformungen  $u_h$  nahmen mit zunehmendem Abstand  $x$  von den Baugrubenecken zu und erreichten bei Werten von  $x/H = 0,92$  bis  $1,23$  jeweils ihr Maximum, wobei  $H$  die Baugrubentiefe darstellt. In den mittleren Bereichen der längeren Seitenwände ergaben sich jeweils etwas geringere Verformungen, was vermutlich auf uneinheitliche Beanspruchungszustände infolge der angrenzenden Bebauung bzw., wie von LIU et al. (2011) angeführt, auf eine in diesem Bereich angeordnete Andienbrücke für die Baustellenbelieferung zurückzuführen war. Die entlang der nördlichen Verbauwand aufgetretenen Verformungen waren dem Betrage nach größer als die Verformungen der südlichen Verbauwand, was von LIU et al. (2011) darauf zurückgeführt wird, dass die angrenzenden Gebäude auf der Nordseite Flachgründungen aufwiesen und das Gebäude im süd-westlichen Bereich der Baugrube auf 63 m langen Bohrpfählen gegründet war.

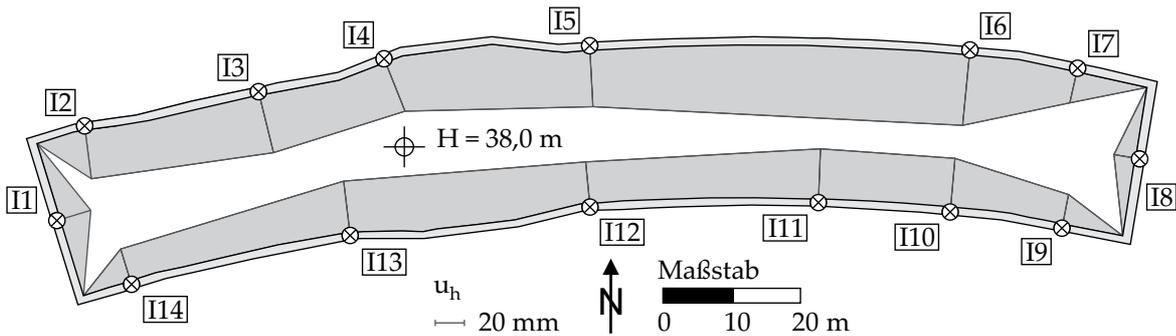


Abb. 2.9: Baugrube einer U-Bahn-Haltestelle in Shanghai: Gemessene Horizontalverformungen (nach LIU et al., 2011).

Über die an der Baugrube für die U-Bahn-Haltestelle „Shangcheng Road Station“ in Shanghai durchgeführten Verformungsmessungen berichten TAN & WEI (2012). Die in offener Bauweise hergestellte und mit Schlitzwänden umschlossene Baugrube hatte eine Länge von insgesamt 275 m und untergliederte sich in die Hauptbaugrube mit einer Tiefe von 16 m und Seitenwandlängen von  $L_1 = 180$  m und  $L_2 = 20$  m sowie in drei sich anschließende Nebenbaugruben mit einer Tiefe von jeweils 18 m. Neben der vierlagigen Aussteifung mit vorgespannten Stahlsteifen wurde unterhalb der Baugrubensohle eine 3 m mächtige Verdichtungsinjektion ausgeführt, die eine Festigkeit von mind.  $1,2 \text{ MN/m}^2$  nach 28 Tagen aufwies. Mit 26 Inklinometern, 42 optischen Messpunkten an benachbarten Gebäuden sowie 13 Messquerschnitten bestehend aus i.d.R. fünf optischen Messpunkten zur Erfassung von Setzungen an der Geländeoberfläche wurde der Einfluss räumlicher Effekte auf das Verformungsverhalten der Verbauwände sowie der angrenzenden Geländeoberfläche untersucht. Die von TAN & WEI (2012) dokumentierten, mit den Inklinometern gemessenen maximalen Horizontalverformungen der Verbauwände  $u_h$  sind in Abb. 2.10 zusammengefasst.

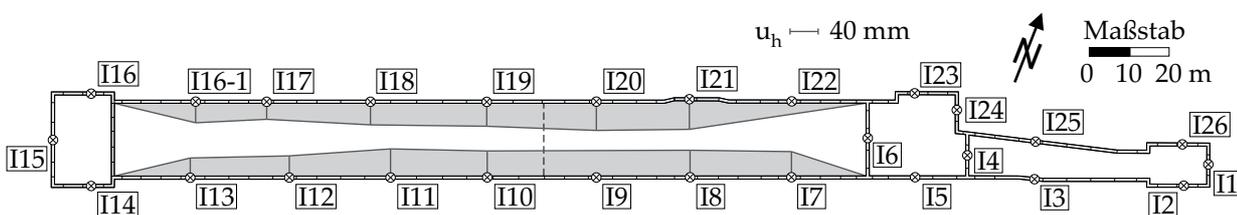


Abb. 2.10: Hauptbaugrube U-Bahn-Haltestelle „Shangcheng Road Station“ in Shanghai: Gemessene Horizontalverformungen der südlichen und nördlichen Verbauwand (nach TAN & WEI, 2012).

Im Bereich der Hauptbaugrube, welche mit einem Verhältnis der Seitenwandlängen von  $L_1/L_2$  von 9,0 eine sehr langgestreckte Geometrie aufwies, nahmen diese mit zu-

nehmendem Abstand von den Baugrubenecken zu, wobei die horizontalen Verformungen der Verbauwände in den mittleren Bereichen der langen Seitenwände  $L_1$  ab einer Entfernung von  $x \approx (3,82 \div 4,13) \cdot H$  relativ einheitlich waren.

Von TAN et al. (2013) wird der verformungsreduzierende Einfluss der Baugrubenecken für eine weitere Baugrube in den von Ton- und Schluffschichten von breiiger bis halbfester Konsistenz dominierten Baugrundverhältnissen Shanghais vorgestellt. Die Hauptbaugrube für die U-Bahn-Haltestelle „South Qilianshan Road Station“ mit einer Tiefe von 17,5 m, einer Gesamtlänge von 188 m und einer Breite von 26 m wird durch eine 26,2 m tiefe Teilbaugrube für ein Kreuzungsbauwerk unterbrochen. Das geotechnische Monitoring-System umfasste 27 Inklinometer, 12 Messquerschnitte bestehend aus jeweils 6 optischen Messpunkten zur Erfassung von Verformungen der Geländeoberfläche unmittelbar hinter den Verbauwänden, 31 optische Messpunkte an angrenzenden Gebäuden, 35 Messgeber auf Schwingsaitenbasis zur Steifenkraftmessung in sechs Querschnitten, 27 optische Messpunkte zur Messung von Sohlhebungen sowie neun Piezometer. Für die östliche Hauptbaugrube wird in Abb. 2.11 veranschaulicht, dass die minimalen horizontalen Verbauwandverformungen im Bereich der Baugrubenecken und die maximalen horizontalen Verformungen in den mittleren Bereichen der Baugrubenseitenwände auftraten. Obgleich die Baugrube für die „South Qilianshan Road Station“ ebenfalls eine eher langgestreckte Geometrie aufwies, war ein verformungsreduzierende Einfluss der Baugrubenecken auch in einer Entfernung von  $x > 2 \cdot H$  vorhanden. Ferner betragen die im Bereich der süd-östlichen Baugrubenecken gemessenen maximalen Setzungen lediglich 45 % der in Wandmitte eingetretenen Setzungen.

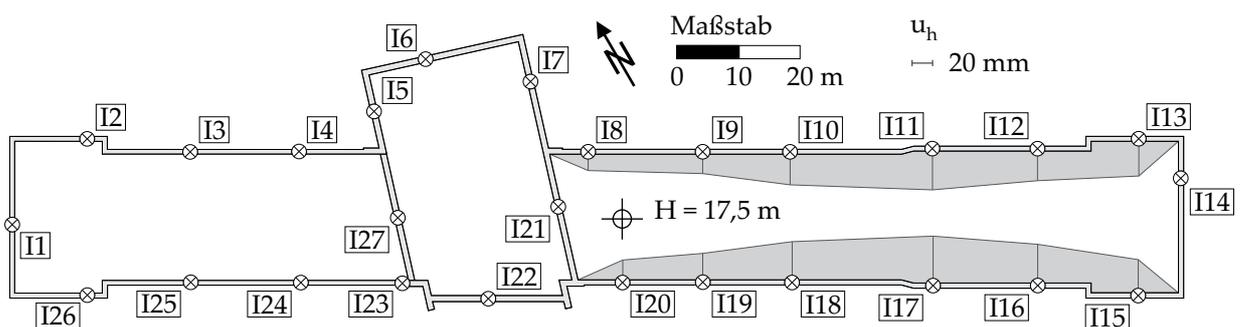


Abb. 2.11: Östliche Hauptbaugrube U-Bahn-Haltestelle „South Qilianshan Road Station“ in Shanghai: Gemessene Verformungen der südlichen und nördlichen Verbauwand (nach TAN et al., 2013).

TAN & LI (2011) dokumentieren das Trag- und Verformungsverhalten der in Deckelbauweise hergestellten, 26 m tiefen Baugrube für die U-Bahn-Haltestelle „East Nanjing

Road Station“ in Shanghai sowie die sich infolge des Aushubvorgangs der 152 m langen und 25 m breiten Baugrube einstellenden Verformungen der angrenzenden Gebäude. Neben den Verformungen der Schlitzwände wurden die sich an den 38 Stahlstützen innerhalb der insgesamt 4 Teilbaugruben ergebenden Vertikalverschiebungen erfasst, wobei von TAN & LI (2011) lediglich die Messergebnisse der nördlichen Teilbaugrube dokumentiert werden. In Abb. 2.12 sind die gemessenen Hebungen der Stahlstützen für den Endaushubzustand angegeben. Während die Hebungen an der nördlichen Stirnwand zwischen 22 mm und 27 mm sowie im Bereich der südlichen Schottwand 28 mm betragen, nehmen die Hebungen in Richtung Baugrubenmitte mit einem Maximalbetrag von 50 mm um bis zu 127 % zu. Die Ergebnisse der Hebungsmessungen verdeutlichen, dass auch die Vertikalverschiebungen des Bodens innerhalb der Baugrube durch räumliche Effekte beeinflusst werden.

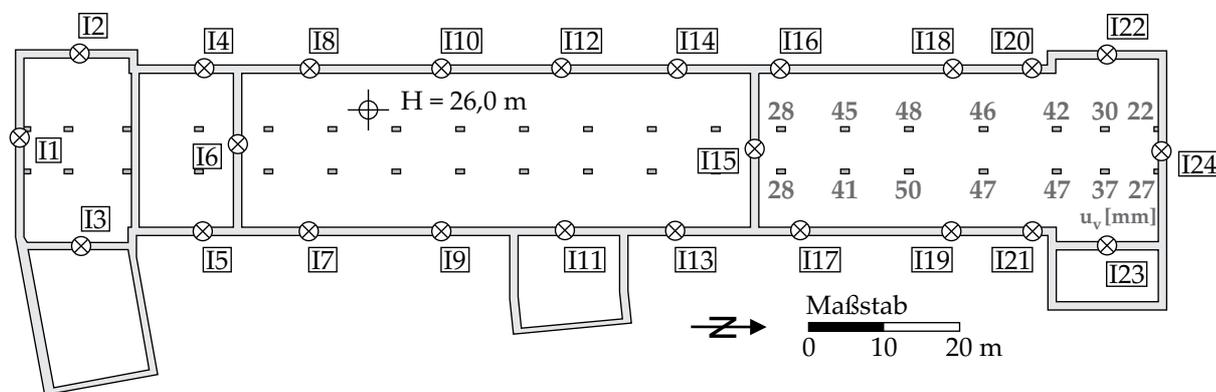


Abb. 2.12: Nördliche Teilbaugrube der U-Bahn-Haltestelle East Nanjing Road Station in Shanghai: Hebungen der Stahlstützen im Endaushubzustand (nach TAN & LI, 2011).

ULRICHS (1980) berichtet über die 20,4 m tiefe Baugrube für das Gebäude der Westdeutschen Landesbank in Düsseldorf. Die 126 m und 66 m langen Seitenwände der Baugrube wurden mit Schlitzwänden ausgeführt und durch 6 bis 8 Ankerlagen gestützt. Der anstehende Baugrund besteht aus quartären Kiesen und Sanden, deren Mächtigkeit zwischen 25 m und 29 m beträgt und welche von tertiären Feinsanden unterlagert werden. Diese Baugrundverhältnisse ermöglichten es, die Baugrube als sogenannte Tertiärbaugrube auszuführen. Gemäß ULRICHS (1980) konnte infolge der Einbindung der Schlitzwände in das Tertiär und dem resultierenden Potentialabbau in dieser Schicht eine großflächige Grundwasserabsenkung infolge des Lenzens der Baugrube umgangen werden. Die an dem an die östliche Seitenwand angrenzenden Nachbargebäude ausgeführten geodätischen Messungen zeigen, dass die Setzungen

mit zunehmendem Abstand von den als unverschieblich anzusehenden Baugrubenecken zunehmen. An dem Gebäude traten in der Phase des Endaushubs in Höhe der Baugrubenecken Setzungen zwischen 12 mm und 15 mm auf, während im Bereich der Seitenwandmitte Vertikalverformungen von bis zu 36 mm gemessen wurden (Abb. 2.13). Die Setzungen dieses Gebäudes werden damit maßgeblich durch räumliche Effekte beeinflusst.

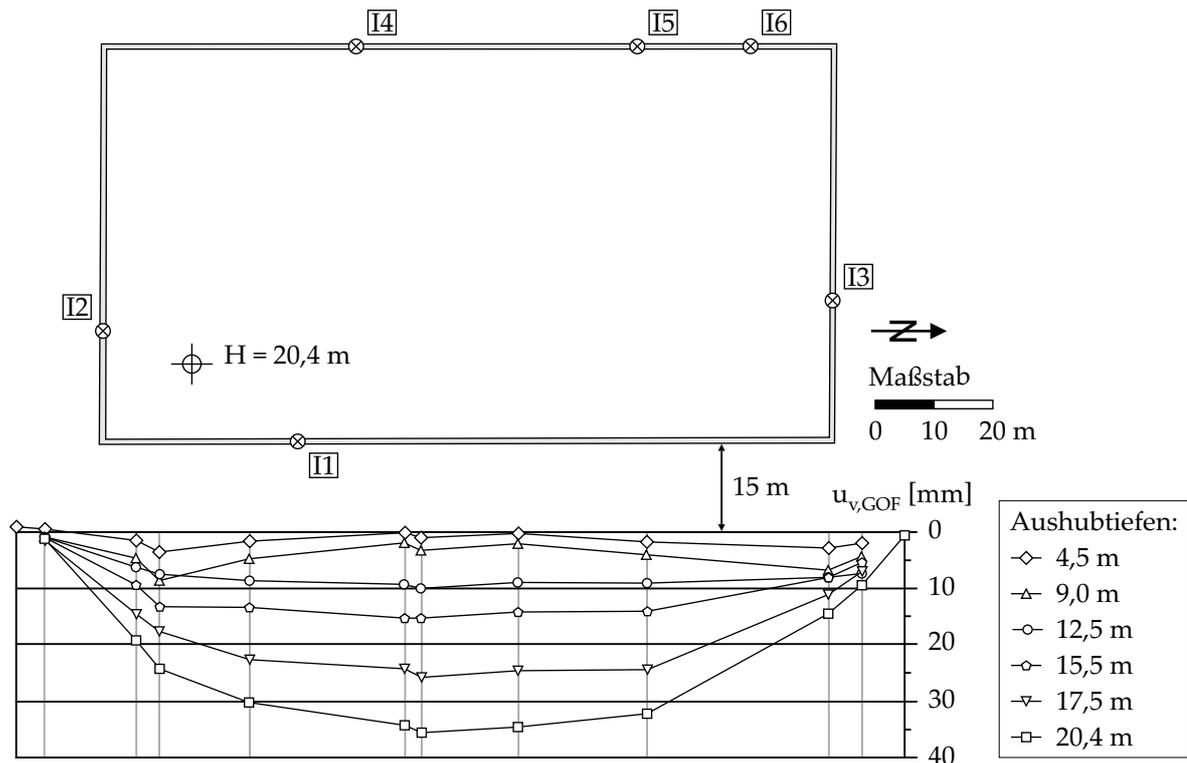


Abb. 2.13: Baugrube „Westdeutsche Landesbank“ in Düsseldorf: Grundriss der Baugrube und Setzungen des östlich angrenzenden Gebäudes (nach ULRICH, 1980).

Die an den Inklinometern I5 und I6 an der gegenüberliegenden, westlichen Seitenwand gemessenen Verformungen  $u_h$  der Schlitzwände im Endaushubzustand bestätigen diese Erkenntnis. An dem in einem Abstand von 14 m von der nord-westlichen Baugrubenecke gelegenen Inklinometer I6 betrug die maximale Horizontalverformung der Schlitzwand 28 mm, während in einem Abstand von 33 m zu dieser Baugrubenecke an dem Inklinometer I5 eine Horizontalverformung von 62 mm zu verzeichnen war, vergleiche Abb. 2.14.

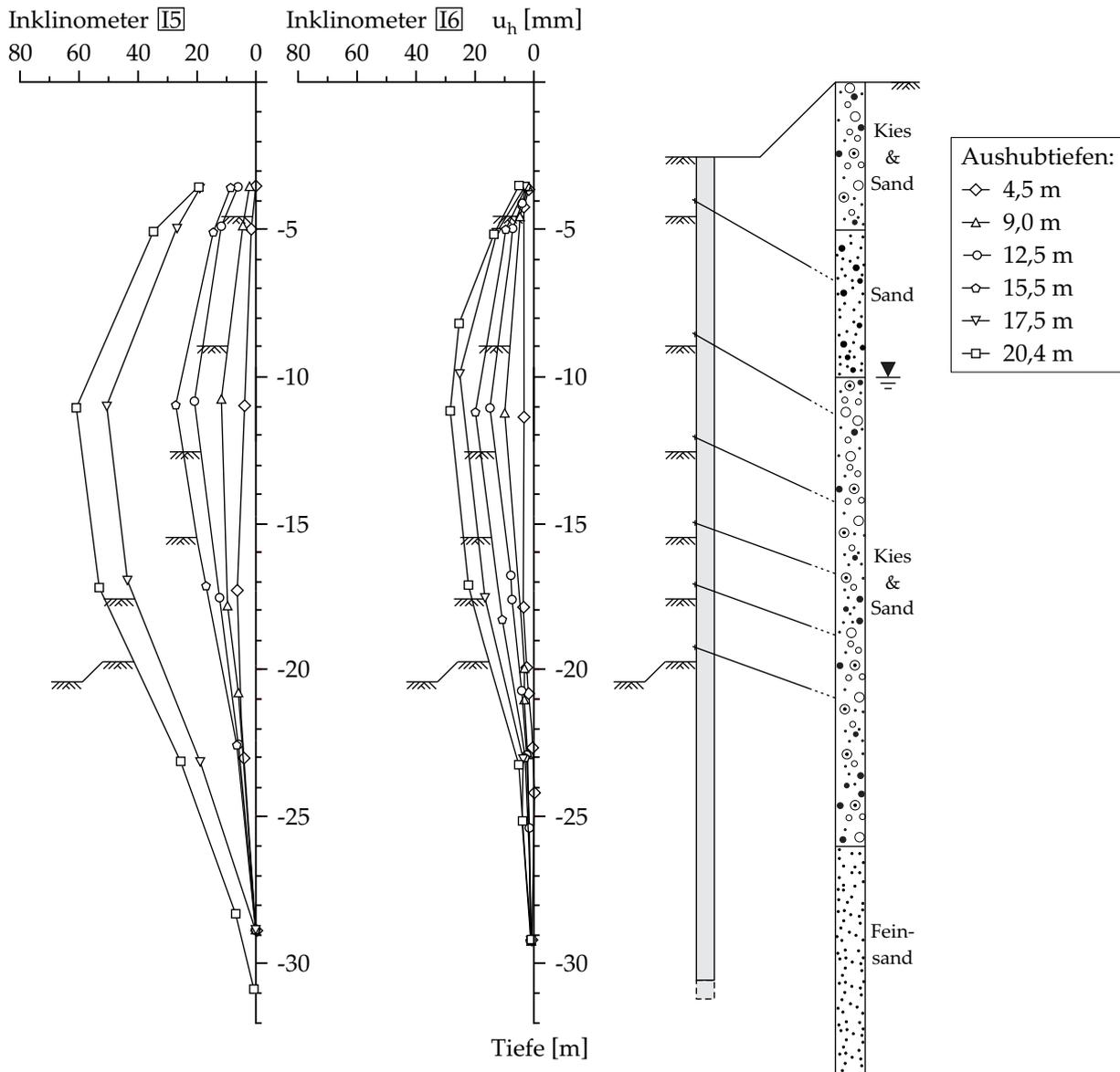


Abb. 2.14: Baugrube „Westdeutsche Landesbank“ in Düsseldorf: Ergebnisse der Inklinometermessungen - I5 und I6 (nach ULRICHS, 1980).

HORODECKI et al. (2004) bzw. HORODECKI & DEMBICKI (2007) dokumentieren Hebungen der Geländeoberfläche im unmittelbaren Umfeld der 12,5 m tiefen, in Deckelbauweise errichteten Baugrube für das Manhattan Trade Center in Danzig. Der anstehende Baugrund besteht aus quartären Sanden und Kiesen mit einer Mächtigkeit von ca. 9 m, welche von Tonen und tonigen Sanden sowie von tertiären Sanden unterlagert werden. Die aus geodätischen Messungen an der Geländeoberfläche ermittelten Isolinien gleicher Vertikalverformung in Abb. 2.15 zeigen, dass die Verteilung der Hebungen entlang der 80 m bzw. 90 m langen Seitenwände im Endaushubzustand mit Hebungen

von bis zu 6 mm in den mittleren Bereichen der Seitenwände und geringeren Hebungen an den Baugrubenecken maßgeblich durch räumliche Effekte beeinflusst wird.

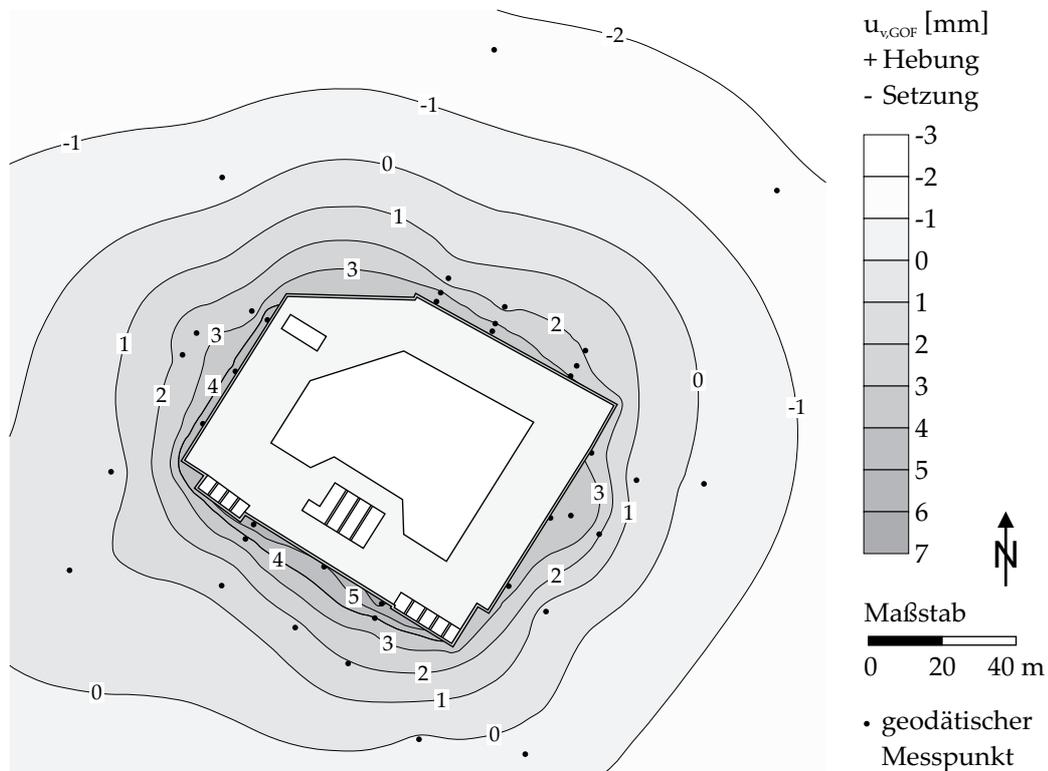
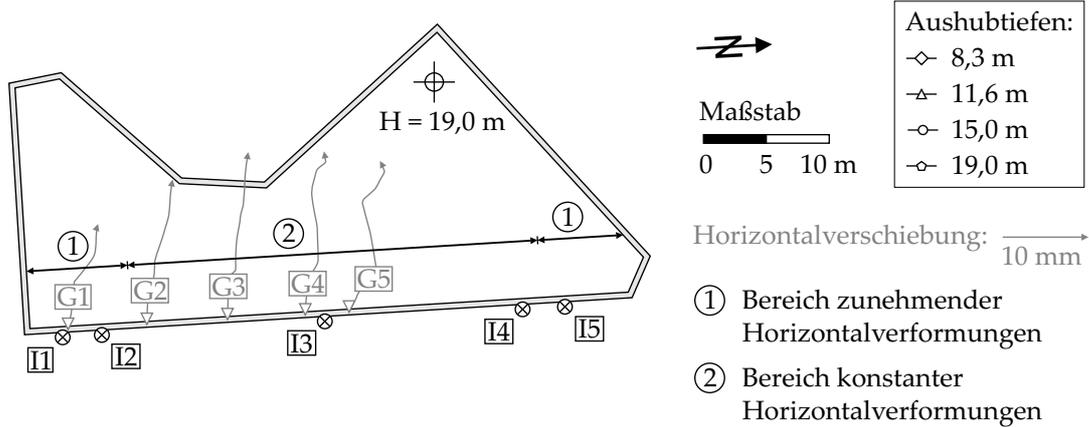


Abb. 2.15: Baugrube „Manhattan Trade Center“ in Danzig: Verformungen der Geländeoberfläche  $u_{v,GOF}$  (nach HORODECKI et al., 2004).

Über das Verformungsverhalten von zwei Baugruben in Lissabon, die mittels rückverankerter Trägerbohlwände mit Ortbetonausfachung gesichert wurden, berichten CORREIA et al. (1997). Die Baugrube „Duque d'Àvila Avenue“ mit vergleichsweise unregelmäßiger Grundrissform wies eine Aushubtiefe von 19 m auf. Die Trägerbohlwände waren 4-lagig rückverankert. Die hier betrachtete östliche Seitenwand hatte eine Länge von  $L_1 = 48$  m, während die im rechten Winkel angrenzende südliche Seitenwand eine Länge von  $L_2 = 20,4$  m hatte. Die Baugrundverhältnisse werden im Wesentlichen durch eine ca. 7 m mächtigen Tonschicht sowie einen Sandsteinhorizont geprägt (vergleiche Abb. 2.16 b). Die entlang der östlichen Seitenwand an den geodätischen Messpunkten G1 bis G5 und den Inclinometern I1 bis I5 erfassten Verformungen der Trägerbohlwand weisen auf den Einfluss räumlicher Effekte auf das Verformungsverhalten dieses Verbauwandtyps hin. Die Ergebnisse der geodätischen Messungen zeigen, dass die Horizontalverformungen der betrachteten Seitenwand mit zunehmender Entfernung von der südlichen Baugrubenecke zunehmen, wobei entlang des mittleren Bereiches der betrachteten Seitenwand ein nahezu konstanter Ver-

a) Grundriss und Ergebnisse der geodätischen Messungen



b) Ergebnisse der Inklinometermessungen

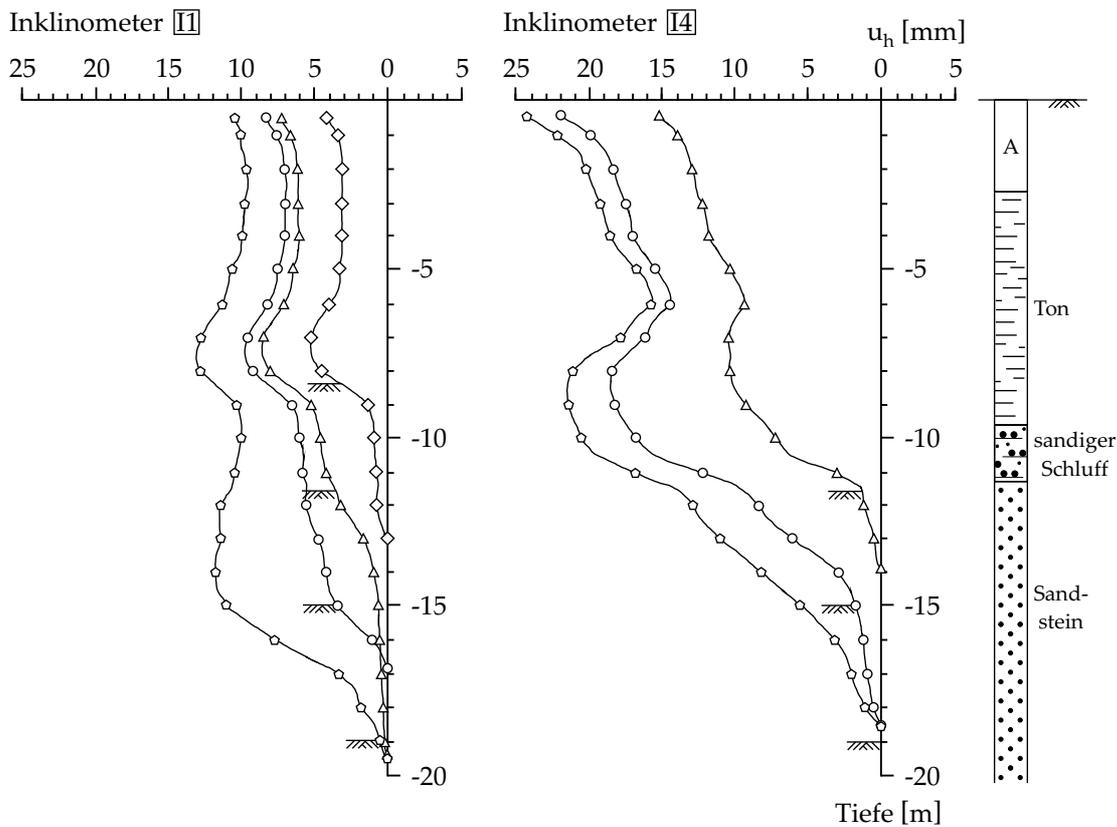


Abb. 2.16: Baugrube „Duque d’Ávila Avenue“ in Lissabon: Grundriss und gemessene Verformungen (nach CORREIA et al., 1997).

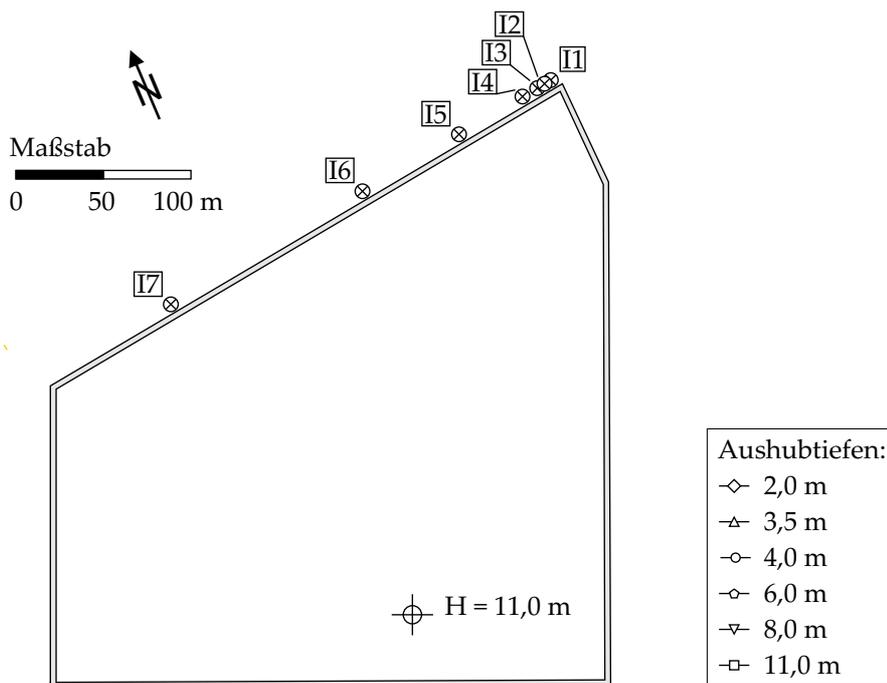
formungszustand vorliegt. Die Ergebnisse der von CORREIA et al. (1997) dokumentierten Inklinometermessungen bestätigen diese Erkenntnisse. Während am Inclinometer I1 in einem Abstand von 3 m von der südlichen Baugrubenecke eine maximale Horizontalverformung  $u_h$  von 1,3 cm auftrat, ergab sich am Inclinometer I4 in einem Abstand von 8 m zur nördlichen Baugrubenecke eine Horizontalverformung  $u_h$  von maximal 2,4 cm (Abb. 2.16 b). Ferner zeigen die an den geodätischen Messpunkten G1

und G2, entlang der östlichen Seitenwand erfassten Verformungen, dass es im Zuge des Aushubs der Baugrube zu Verformungen in Wandlängsrichtung und somit zu einer Verkürzung der Trägerbohlwand kam.

Bei dem zweiten von CORREIA et al. (1997) dokumentierten Fallbeispiel handelt es sich um die Baugrube „Colombo Center“, welche bei einer Aushubtiefe von 11 m eine Grundfläche von ca. 84.290 m<sup>2</sup> aufwies. Der anstehende Baugrund besteht aus einer homogenen überkonsolidierten Tonschicht, deren undrainierte Scherfestigkeit mit der Tiefe zunimmt (75 bis 300 kN/m<sup>2</sup>), und die von einer 4 m mächtigen Auffüllung überlagert wird. Das Verformungsverhalten der betrachteten 3-lagig rückverankerten, in Ost-West-Richtung verlaufenden Trägerbohlwand mit einer Länge von  $L_1 = 325$  m (Abb. 2.17 a) wurde anhand der Inklinometer I1 bis I7 erfasst. An dem in einem Abstand von 61 m zur Baugrubenecke (ca.  $5,5 \cdot H$ ) gelegenen Inklinometer I5 ergab sich eine maximale Horizontalverformung von 9,4 cm (Abb. 2.17 b). Demgegenüber betrug die maximale Horizontalverformung an dem in einer Entfernung von 6 m zur nordöstlichen Baugrubenecke gelegenen Inklinometer I2 mit 2,2 cm lediglich 23 % der am Inklinometer I5 aufgetretenen Maximalverformung. Damit zeigt sich auch bei Baugruben mit Trägerbohlwänden eine Zunahme der Horizontalverformungen  $u_h$  mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken.

Weitere Erkenntnisse zum räumlichen Verformungsverhalten von rückverankerten Trägerbohlwänden mit Holzbohlen- bzw. Ortbetonausfachung werden von ROMBERG (1973) dokumentiert. Die südliche Teilbaugrube für den unter dem Hauptbahnhof Frankfurt am Main zu errichtenden S-Bahn-Bahnhof (Los S3) wies bei einer Aushubtiefe von 20,8 m eine Breite von 26 m und eine Gesamtlänge von 350 m auf. Infolge der im östlichen Bauabschnitt im Zuge des Aushubs aufgetretenen verhältnismäßig großen Horizontalverformungen der 6-lagig rückverankerten Verbauwände wurden abschnittsweise Aussteifungen (3 bzw. 4 Lagen) ergänzt, so dass sich tatsächliche Längen der einzelnen Bauabschnitte zwischen 32 m und 125 m ergaben (Abb. 2.18 a). Der anstehende Baugrund besteht unterhalb einer 8 bis 10 m mächtigen Schicht quartärer Sande und Kiessande mitteldichter Lagerung aus einer Wechsellagerung von tertiärem Ton und Tonmergeln, dem sogenannten „Frankfurter Ton“. Die in Abb. 2.18 b dargestellten Horizontalverformungen der nord-westlichen Verbauwand des Bauabschnitts BA2 veranschaulichen, dass an den sogenannten Festpunktaussteifungen nahezu keine Verschiebungen auftraten. Mit fortschreitendem Aushub zeigte sich deutlich, dass es infolge der Festpunktaussteifungen zu einem räumlichen Beanspruchungszustand der Trägerbohlwände kam. Die Horizontalverformungen  $u_h$  nahmen mit zunehmendem Abstand von den Aussteifungen zu und erreichten den Maximal-

a) Grundriss



b) Ergebnisse der Inklinometermessungen

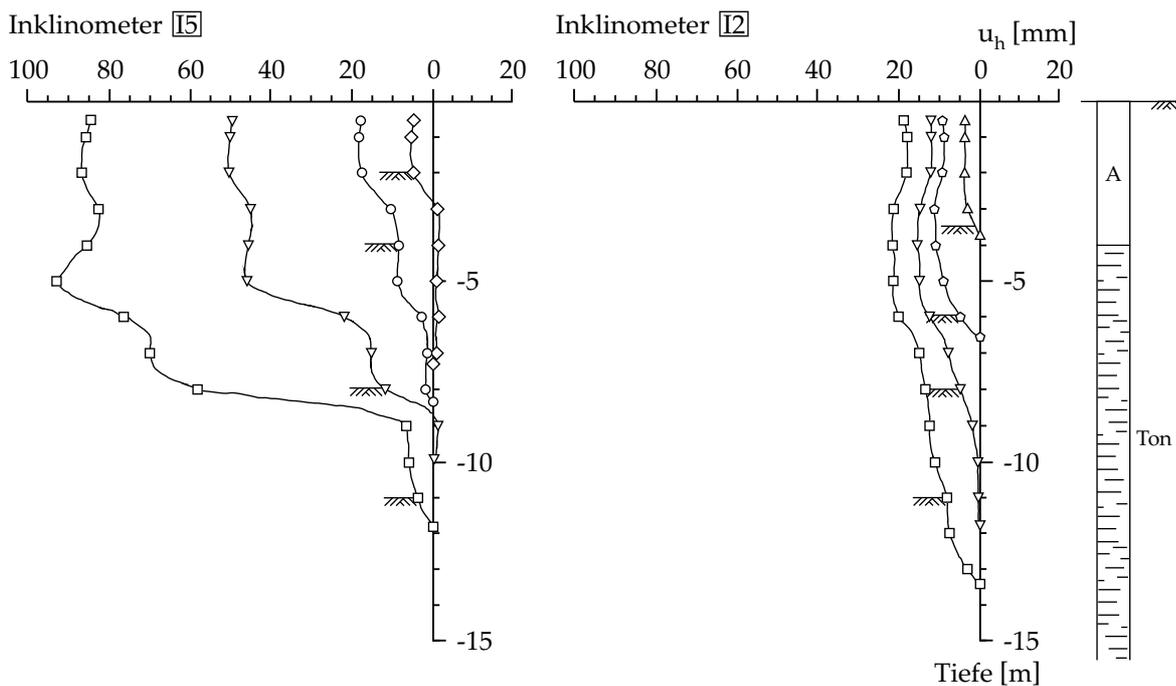
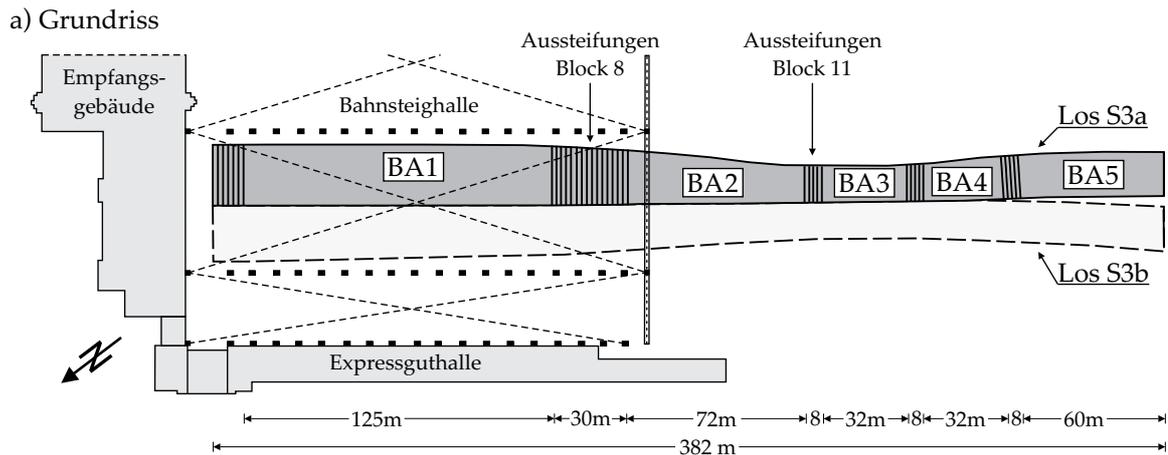


Abb. 2.17: Baugrube „Colombo Center“ in Lissabon: Grundriss und Ergebnisse der Messungen an den Inklinometer I2 und I5 (nach CORREIA et al., 1997).

wert von 13,4 cm in einem Abstand von 55 bzw. 22 m von den Festpunktaussteifungen. Aufgrund des zeitverzögerten Einbaus der Steifen in Block 11 war deren verformungsreduzierender Einfluss gemäß Romberg (1973) nicht so ausgeprägt wie im Bereich des Blocks 8. Die Zunahme der Horizontalverformungen  $u_h$  mit zunehmendem Abstand zu den Aussteifungen bestätigen die für das vorangegangene Fallbeispiel dokumentierten Erkenntnisse zum Einfluss räumlicher Effekte bei Baugruben mit Trägerbohlwänden.



b) Bauabschnitt **BA2** - Horizontalverschiebungen der nord-westlichen Verbauwand

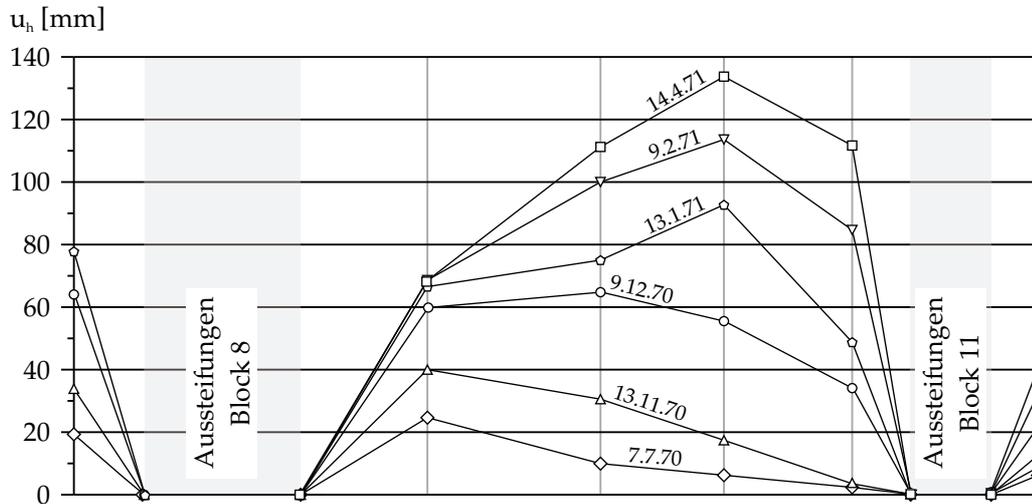


Abb. 2.18: Baugrube „S-Bahn-Bahnhof Frankfurt a.M., Los 3“: Grundriss und gemessene Verformungen (nach ROMBERG, 1973).

Über das Verformungsverhalten einer rechteckigen Baugrube für eine U-Bahn-Haltestelle in Bangkok (Thailand) mit Seitenwandlängen von  $L_1 = 200$  m und  $L_2 = 23$  m berichten LIKITLERSUANG et al. (2013). Die auftretenden horizontalen Verformungen der Schlitzwände an den Stirnseiten der 21 m tiefen Baugrube betragen mit maximal

18 mm lediglich 50 % der in der Mitte der längeren, westlichen Seitenwand gemessenen Horizontalverschiebungen, entlang derer die Verformungen von den Baugrubenecken zur Mitte der Seitenwand hin auf maximal 36 mm zunahm. Demgegenüber wurden gemäß LIKITLERSUANG et al. (2013) entlang der längeren, östlichen Seitenwand vergleichsweise konstante Horizontalverschiebungen von maximal 27 mm gemessen.

Vergleichbare Erkenntnisse zu den Verformungen der Geländeoberfläche sowie zur Zunahme der Verbauwandverformungen entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss mit zunehmendem Abstand von den vergleichsweise unverschieblichen Baugrubenecken infolge des Aushubvorgangs werden von GNAEDINGER et al. (1975), STROH (1974), DYSLI et al. (1979) bzw. DYSLI & FONTANA (1982), LEE et al. (1997, 1998), BONO et al. (1992), SIMPSON (1992), FERNIE et al. (1996), LEE et al. (1997, 1998), OU et al. (1998, 2000) und MOORMANN (2002) dokumentiert. Unter Angabe der konstruktiven, geometrischen und geotechnischen Randbedingungen enthält Anhang A eine Übersicht der in der Literatur dokumentierten Fallbeispiele von Baugruben mit annähernd rechteckigem Grundriss, bei denen die messtechnische Überwachung räumliche Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten erkennen lässt.

In der Literatur werden keine entlang der Seitenwände von Baugruben mit annähernd rechteckigem Grundriss gemessenen Steifen- bzw. Ankerkräfte dokumentiert, die Rückschlüsse auf den Einfluss von sich im Bodenkontinuum einstellenden großräumigen Spannungsumlagerungen auf den Betrag der Steifen- bzw. Ankerkräfte zulassen. Es finden sich auch keine Fallbeispiele, bei denen Messungen des in-situ auf die Verbauwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden aktiven Erddrucks in mehreren Schnitten entlang der Verbauwand vorgenommen wurden, die Rückschlüsse auf die räumliche Verteilung des aktiven Erddrucks zuließen. Eine messtechnische Erfassung des einwirkenden Erddrucks erfolgte bislang nur in wenigen Fällen (bspw. TAN & WANG, 2013), wobei die Ergebnisse der Messungen in der Regel für einen Abgleich der in der Bemessung der Verbauwände in einem ebenen Schnitt angesetzten Erddruckverteilung mit dem tatsächlich auftretenden Erddruck verwendet werden.

## 2.2 Systematische Auswertung von in-situ Messungen

Nach der detaillierten Betrachtung ausgewählter Fallbeispiele wird im vorliegenden Abschnitt eine zusammenfassende Auswertung der an Baugruben mit rechteckigem Grundriss mit Inklinometermessungen und geodätischen Messungen gewonnenen Erkenntnisse zum Verformungsverhalten der Verbauwände und der angrenzenden Geländeoberfläche vorgenommen. Voraussetzung für die Berücksichtigung einer Fallstudie in dieser Auswertung ist eine Anzahl von mindestens fünf Messwerten entlang der betrachteten Seitenwand. Die Länge der jeweils der Betrachtung unterzogenen Seitenwand wird nachfolgend mit  $L_1$  bezeichnet. Die angrenzende Seitenwand erhält die Bezeichnung  $L_2$ .

Für eine systematische Auswertung der entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss aufgetretenen Horizontalverschiebungen  $u_h$  der Verbauwände stehen in der Literatur 21 Fallbeispiele zur Verfügung. In Abb. 2.19 bis Abb. 2.28 sind die Verhältnisse der aufgetretenen Horizontalverformungen der Verbauwände  $u_h$  zur jeweiligen maximalen Horizontalverformung  $u_{h,max}$  über den auf die halbe Seitenwandlänge bezogenen Abstand von der Baugrubenecke  $x/(L/2)$  für die Verbauwandarten Schlitzwand, Bohrpfahlwand (überschnitten, tangierend, aufgelöst), Spundwand und Trägerbohlwand aufgetragen. Der Verhältniswert  $x/(L/2) = 0$  stellt dabei die Baugrubenecke und  $x/(L/2) = 1,0$  die Seitenwandmitte dar. Da die meisten Fallbeispiele mit Schlitzwänden ausgeführt wurden, erfolgt für diese Verbauwandart eine detaillierte Betrachtung der geometrischen, der bautechnischen sowie der geotechnischen Randbedingungen. Die in den Abbildungen zum Teil angeführten Nummern entsprechen den in Anhang A für die einzelnen Fallbeispiele definierten Fall-Nummern.

Für 13 Fallbeispiele werden die entlang der Seitenwände auftretenden Vertikalverformungen  $u_v$  der Verbauwände bzw. der angrenzenden Geländeoberfläche dokumentiert. In Abb. 2.29 bis Abb. 2.34 werden die Verhältnisse der aufgetretenen Vertikalverformungen der Verbauwände bzw. der angrenzenden Geländeoberfläche  $u_v$  zur jeweiligen maximalen Vertikalverformung  $u_{v,max}$  über den auf die halbe Seitenwandlänge bezogenen Abstand von der Baugrubenecke  $x/(L/2)$  dargestellt. Die vorgenommene Auswertung umfasst eine Differenzierung der Messergebnisse im Hinblick auf die Verbauwandart, sowie für Schlitz- bzw. überschnittene Bohrpfahlwände bezüglich der geotechnischen und geometrischen Randbedingungen.

Bei mit Schlitzwänden ausgeführten Baugruben (11 Fallbeispiele) sind die Verbauwände aufgrund der hohen Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung jeweils als Auflager für die im rechten Winkel angrenzenden Verbauwände anzusehen, wobei die Baugrubenecken folglich als nahezu unverschieblich betrachtet werden können.

Mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken nehmen die Horizontalverschiebungen  $u_h$  sukzessive zu und erreichen in der Regel im mittleren Bereich der Seitenwände die jeweiligen Maximalwerte  $u_{h,max}$ . Aus den an Schlitzwänden durchgeführten Messungen lässt sich ableiten, dass ein verformungsreduzierender Einfluss der als Auflager für die betrachtete Seitenwand wirkenden Baugrubenecke für diese Verbauwandart grundsätzlich unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_1$  vorhanden ist (Abb. 2.19). Die Messwerte weisen allerdings eine deutliche Streubreite auf, die eine detaillierte Betrachtung der vorhandenen Randbedingungen erfordert.

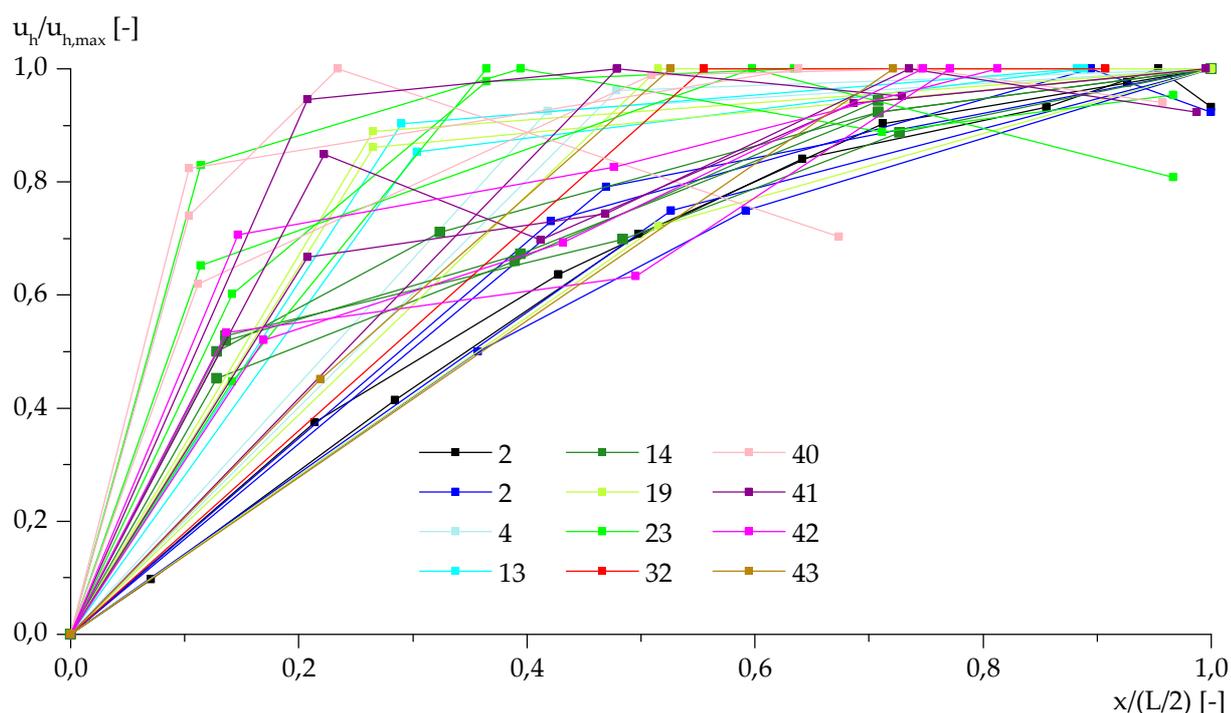


Abb. 2.19: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke.

Für die nachfolgende Betrachtung der Messergebnisse wird festgelegt, dass ein verformungsreduzierender Einfluss in dem sich an die Baugrubenecke anschließenden Bereich vorhanden ist, insofern die auftretenden Horizontalverformungen  $u_h$  geringer sind als 90 % der jeweiligen maximalen Horizontalverformung  $u_{h,max}$ . Die Länge dieses Bereiches wird mit  $L_R$  bezeichnet. Die in Abb. 2.20 und Abb. 2.21 vorgenommenen Differenzierungen der Messergebnisse in Abhängigkeit des Seitenwandverhältnisses  $L_1/L_2$  beziehungsweise der Seitenwandlänge  $L_1$  veranschaulichen, dass sich die Länge  $L_R$  des beeinflussten Bereiches mit steigendem Verhältniswert  $L_1/L_2$  beziehungsweise mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_1$  verringert. Der Bereich in dem nahezu ebene

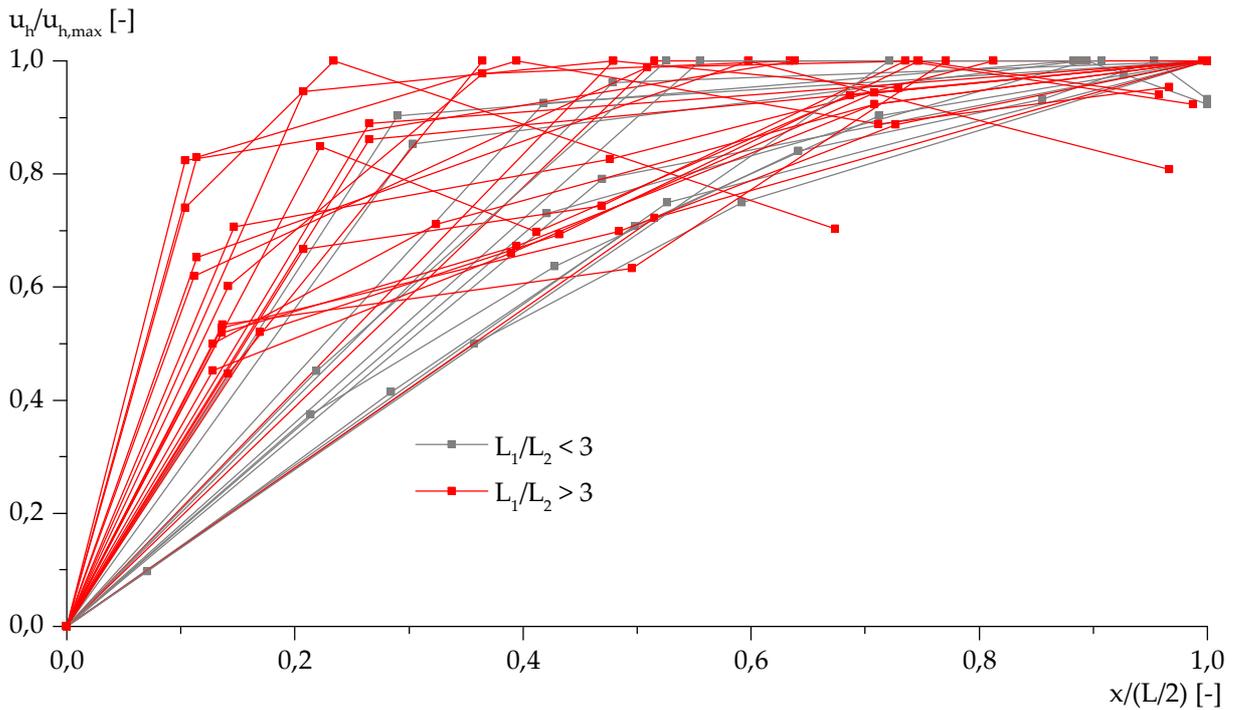


Abb. 2.20: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach dem Verhältnis  $L_1/L_2$ .

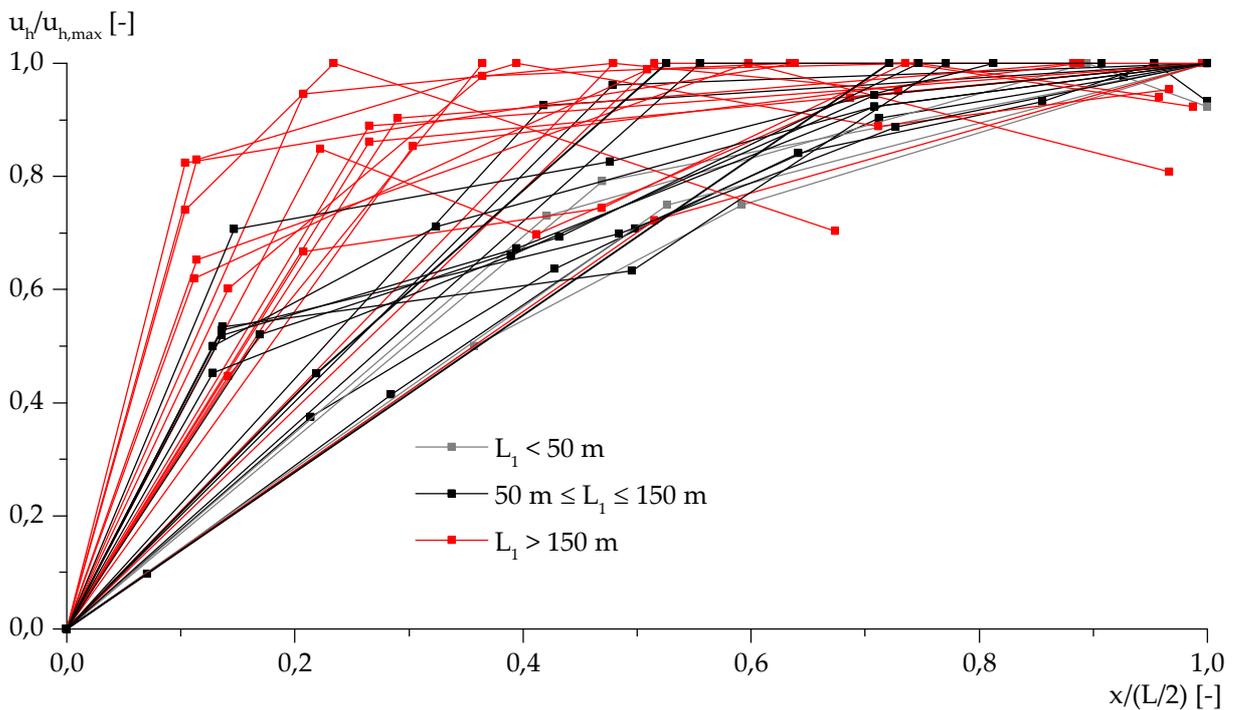


Abb. 2.21: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der Seitenwandlänge  $L_1$ .

Verhältnisse vorliegen, nimmt somit bei zunehmendem Seitenwandverhältnis  $L_1/L_2$  zu (Abb. 2.20). Für Seitenwände mit einer Länge  $L_1 < 50$  m beträgt die Länge  $L_R$  des beeinflussten Bereiches in etwa  $0,35 \div 0,45 \cdot L_1$  (Abb. 2.21). Beträgt die Länge  $L_1$  der betrachteten Seitenwand zwischen 50 m und 150 m, verringert sich die Länge  $L_R$  dieses Bereiches auf ca.  $0,2 \div 0,35 \cdot L_1$ . Bei sehr langen Seitenwänden mit  $L_1 > 150$  m weist der Bereich, in dem ein verformungsreduzierender Einfluss ( $u_h/u_{h,max} < 0,9$ ) vorhanden ist, eine Länge  $L_R$  von  $0,1 \div 0,25 \cdot L_1$  auf.

In Abb. 2.22 werden die für Schlitzwände vorhandenen Messwerte in Abhängigkeit der Aushubtiefe  $H$  der jeweiligen Baugrube differenziert. Die Länge  $L_R$  des durch die Baugrubenecke beeinflussten Bereiches ist im Fall der beiden vergleichsweise tiefen Baugruben mit  $H > 25$  m tendenziell geringer als bei den Fallbeispielen mit kleinerer Aushubtiefe  $H$ . Diese beiden Baugruben (Fall-Nr. 23 und 40) weisen jedoch Seitenwände mit verhältnismäßig großer Länge  $L_1$  auf. Ein Einfluss der Baugrubentiefe  $H$  auf den Verlauf der horizontalen Verformungen der Verbauwände entlang der betrachteten Seitenwand und somit auf den verformungsreduzierenden Einfluss der Baugrubenecken lässt sich demnach nicht eindeutig identifizieren.

Die vorliegenden Fallbeispiele von mit Schlitzwänden ausgeführten Baugruben umfassen unterschiedliche Stützsysteme. Neben Fallbeispielen von verankerten und mit Ortbeton- oder Stahlsteifen gestützten Baugruben liegen auch diverse Fallbeispiele vor, bei denen die Baugruben mit Ortbeton-Deckscheiben ausgesteift wurden. Die Auswertung in Abb. 2.23 zeigt, dass ein Einfluss der Stützung der Verbauwände auf das Verformungsverhalten der Verbauwände nicht erkennbar ist und der verformungsreduzierende Einfluss damit unabhängig von der Ausbildung des Stützsystems ist.

Eine Differenzierung der für Schlitzwände vorhandenen Messwerte in Abhängigkeit der anstehenden Baugrundverhältnisse (nichtbindige Böden, bindige Böden sowie Wechsellagerungen nichtbindiger und bindiger Böden) in Abb. 2.24 beziehungsweise im Fall von bindigen Böden in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  in Abb. 2.25 (Fallbeispiele 13, 14, 19, 23, 32, 40, 41 und 42) zeigt, dass sich ein Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Länge  $L_R$  des durch die Baugrubenecken beeinflussten Bereiches nicht identifizieren lässt.

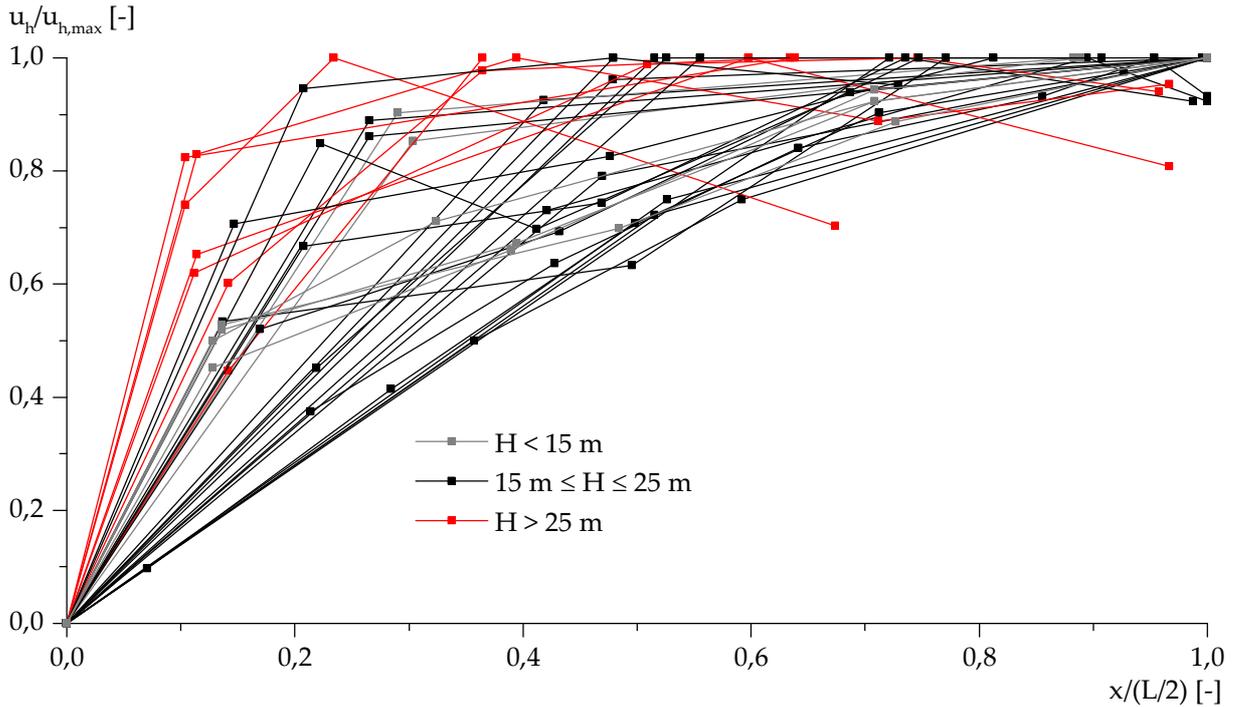


Abb. 2.22: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der Baugrubentiefe H.

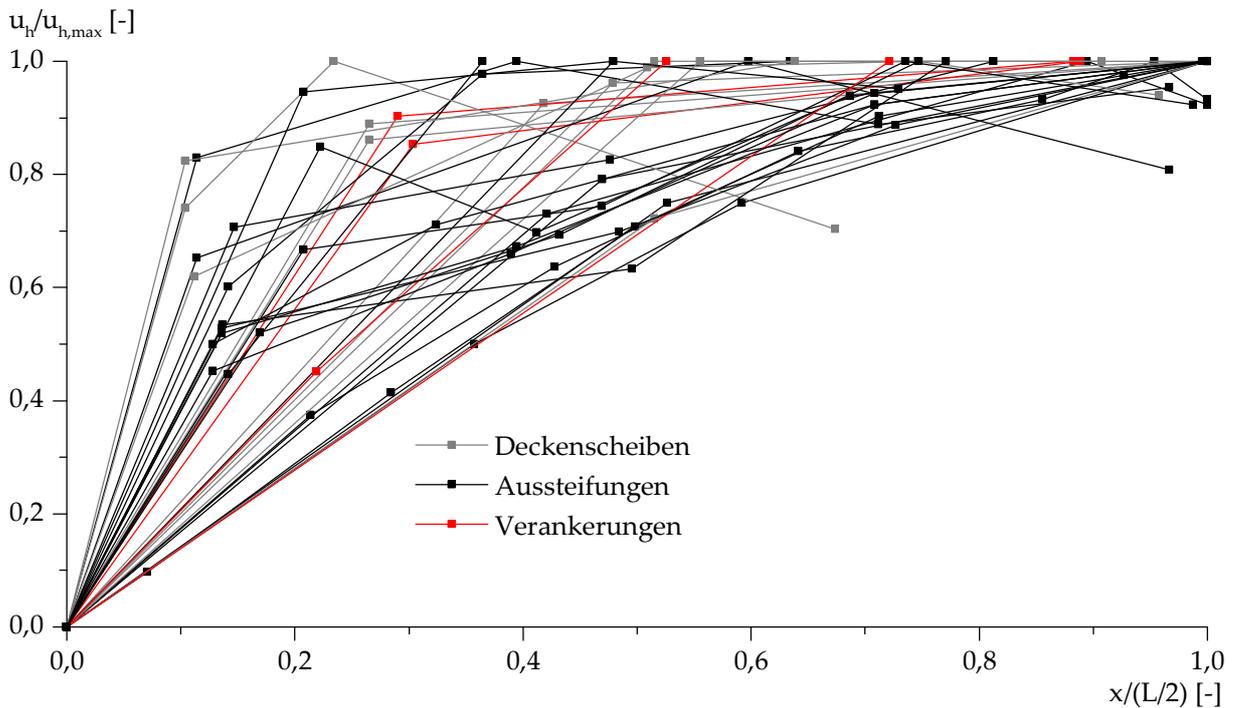


Abb. 2.23: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der Stützung.

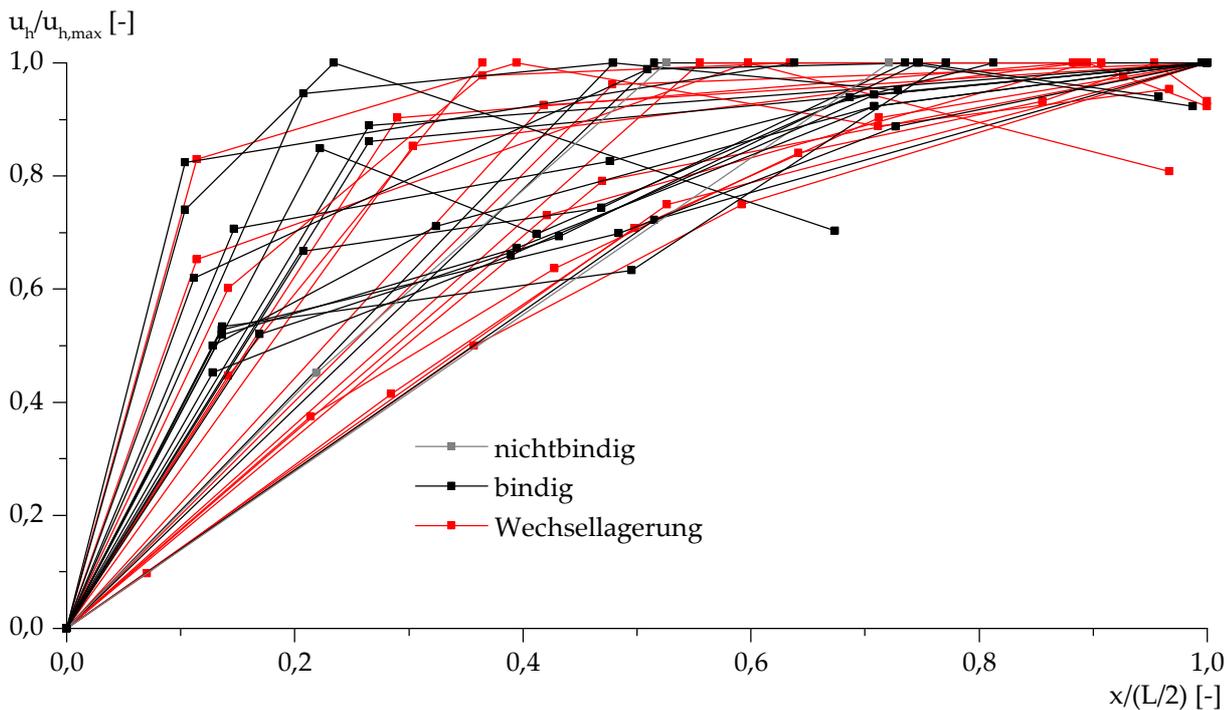


Abb. 2.24: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach den geotechnischen Randbedingungen.

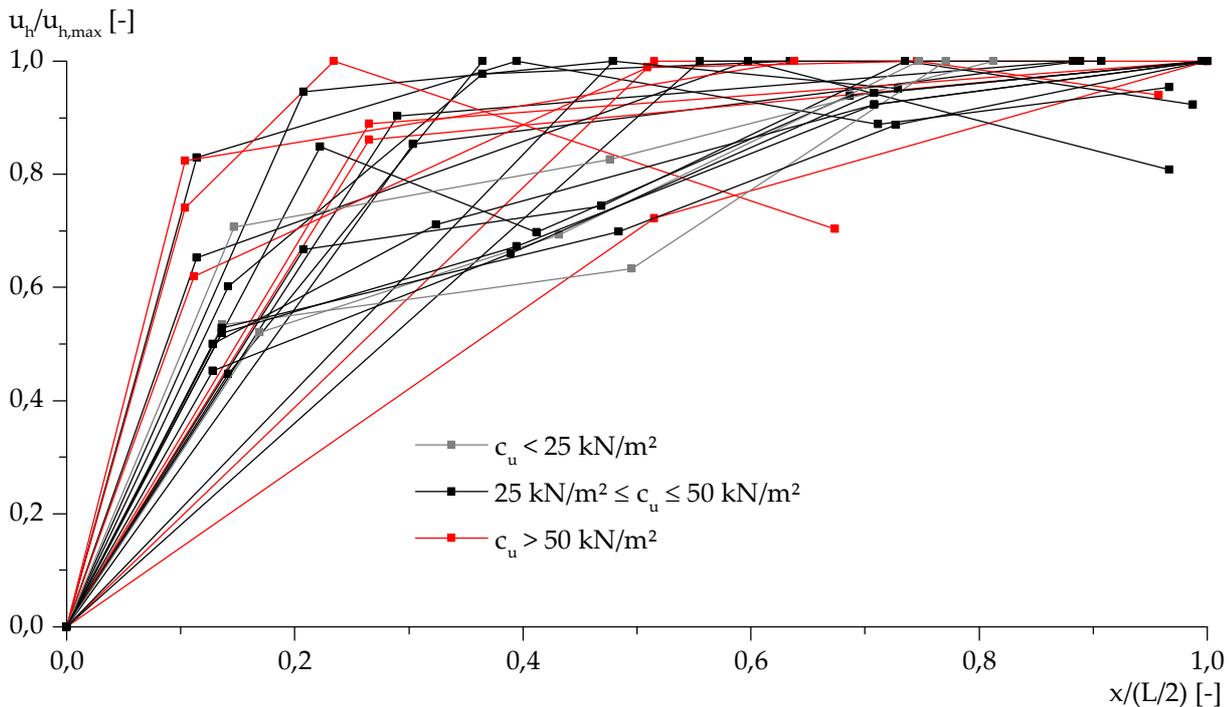


Abb. 2.25: Horizontalverformungen von Schlitzwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$ .

Im Fall von Bohrpfahlwänden ist eine Differenzierung der Fallbeispiele nach der Ausführungsart erforderlich (Abb. 2.26). Überschnittene Bohrpfahlwände zeigen den vorliegenden Messergebnissen von zwei Fallbeispielen (Fall-Nr. 26 und 27) zufolge eine ähnliche Zunahme der Horizontalverformungen der Verbauwände von den nahezu unverschieblichen Baugrubenecken zu den mittleren Bereichen der Seitenwände, wie dies für Schlitzwände zu beobachten ist. Wie bei Schlitzwänden ist dies auf die vergleichsweise hohe Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung zurückzuführen. Im Fall des dokumentierten Verformungsverhaltens einer aufgelösten Bohrpfahlwand (Fall-Nr. 24) betragen die Horizontalverformungen  $u_h$  im Bereich der Baugrubenecken bereits zwischen 30 % und 40 % der aufgetretenen maximalen Horizontalverformung  $u_{h,max}$ . Dies lässt sich auf die im Vergleich zu einer überschnittenen Bohrpfahlwand geringere Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung einer aufgelösten Bohrpfahlwand zurückführen. Mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken ist allerdings ebenfalls eine Zunahme der Horizontalverformungen  $u_h$  zu verzeichnen.

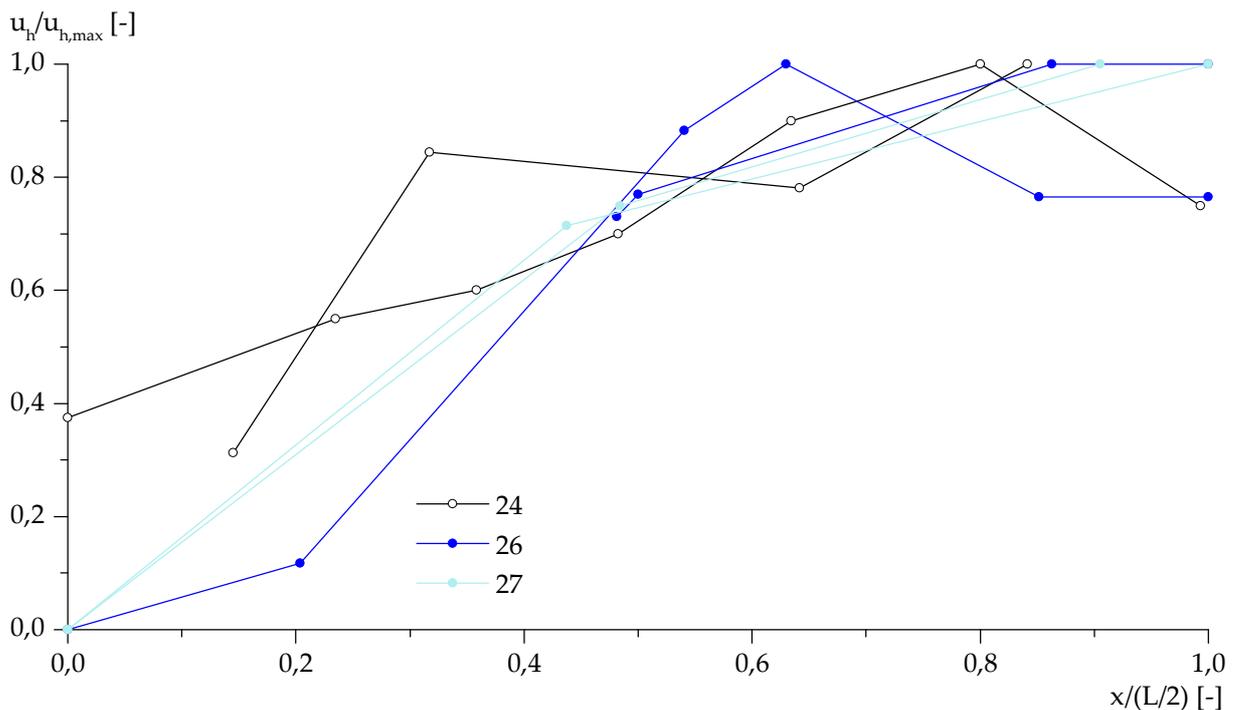


Abb. 2.26: Horizontalverformungen von Bohrpfahlwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke.

Für Spundwände finden sich in der Literatur lediglich zwei Fallbeispiele, für welche die entlang der Seitenwände aufgetretenen Horizontalverformungen  $u_h$  dokumentiert werden. Es zeigt sich, dass an den Baugrubenecken der ausgewerteten Fallbeispiele ca. 20 % der maximal aufgetretenen Horizontalverschiebungen eintraten, was auf die im

Vergleich zu Schlitz- und überschnittenen Bohrpfahlwänden geringere Biege- und Dehnsteifigkeit von Spundwänden in Wandlängsrichtung zurückzuführen ist. Der Bereich, in dem ein verformungsreduzierender Einfluss ( $u_h/u_{h,max} < 0,9$ ) vorhanden ist, weist - unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_1$  - eine Länge  $L_R$  von  $0,18 \div 0,33 \cdot L_1$  auf (Abb. 2.27).

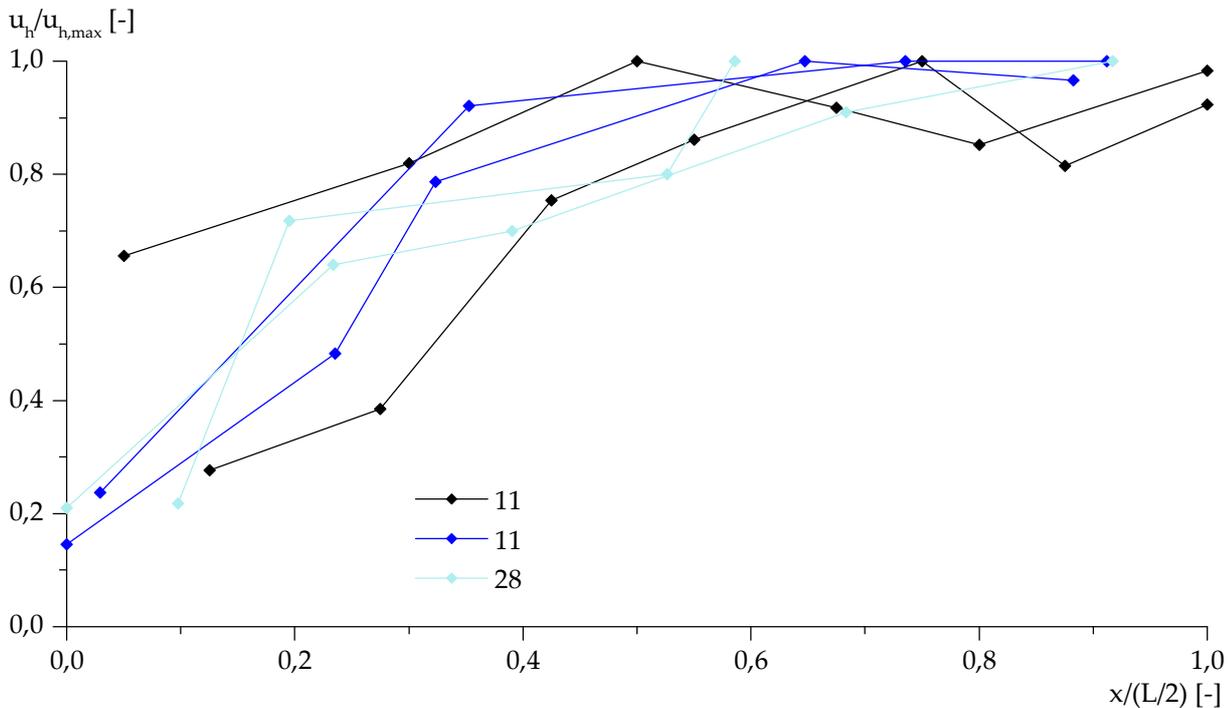


Abb. 2.27: Horizontalverformungen von Spundwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke.

Auch für Trägerbohlwände liegt lediglich eine beschränkte Anzahl an Fallbeispielen für eine zusammenfassende Auswertung der Messergebnisse vor (Abb. 2.28). Die beiden Fallbeispiele mit den Fall-Nr. 35 und 36 zeichnen sich durch sogenannte Festpunktaussteifungen im Bereich der Baugrubenecken bzw. von Feldunterteilungen aus, so dass die Horizontalverformungen in diesen Bereichen zum Teil minimale Beträge annehmen. Tritt die erwünschte Wirkung der Festpunktaussteifungen indes nicht ein, beziehungsweise schließt sich an der Baugrubenecke eine Trägerbohlwand an, stellen sich hier zwischen 20 % und 50 % der maximalen Horizontalverformung ein. Der Bereich, in dem ein verformungsreduzierender Einfluss ( $u_h/u_{h,max} < 0,9$ ) vorhanden ist, weist - unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_1$  - eine Länge  $L_R$  von  $0,2 \div 0,33 \cdot L_1$  auf.

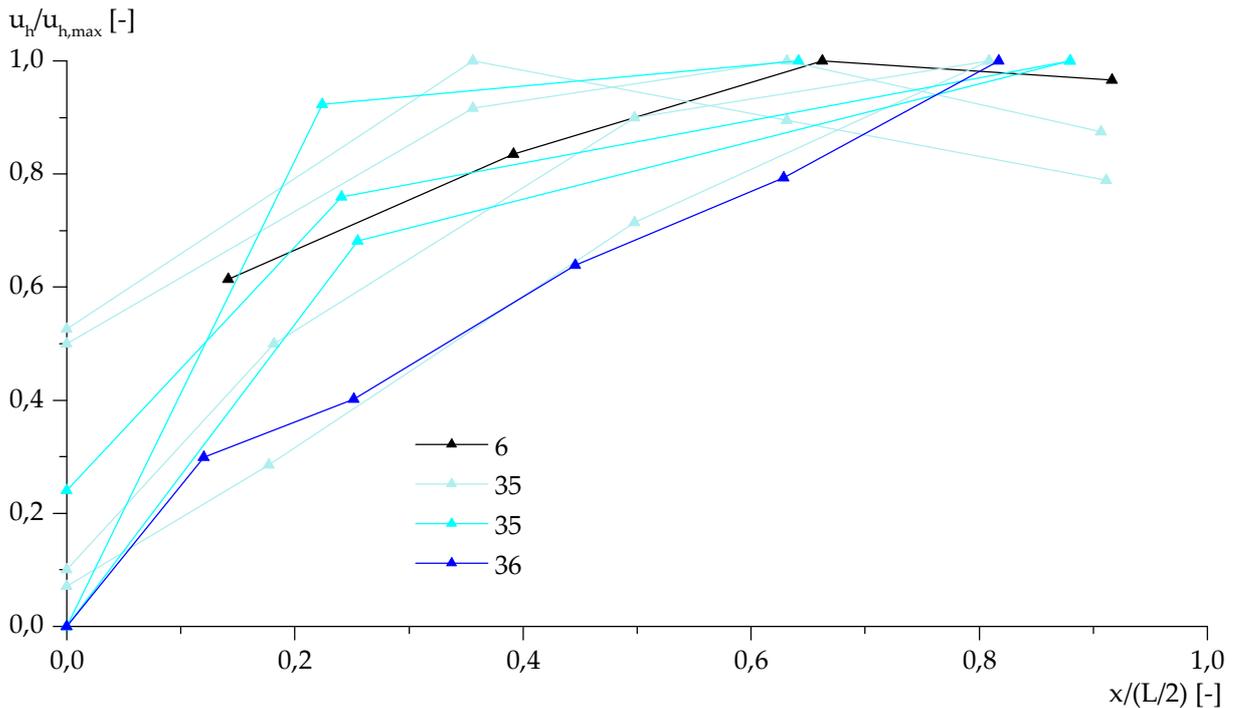


Abb. 2.28: Horizontalverformungen von Trägerbohlwänden in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke.

Wie in Abschnitt 2.1 für einige Fallbeispiele erläutert, werden die Vertikalverformungen der Verbauwände sowie die Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche ebenfalls durch räumliche Effekte beeinflusst. Entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss nehmen diese Vertikalverformungen unabhängig von der Verbauwandart mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken zu (Abb. 2.29). Im Bereich der Baugrubenecken stellen sich dabei Vertikalverformungen  $u_v$  zwischen 20 % und 60 % der maximalen Vertikalverformungen  $u_{v,max}$  ein. Wie im Fall der aufgetretenen Horizontalverformungen der Verbauwände liegt auch hier eine deutliche Streubreite der Messergebnisse vor, die eine eingehendere Betrachtung erfordert.

In Abb. 2.30 werden die vorhandenen Messergebnisse in Abhängigkeit der Verbauwandart differenziert. Bei den meisten Fallbeispielen handelt es sich um Baugruben, deren Seitenwände eine hohe Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung (Schlitzwände beziehungsweise Bohrpfahlwände) aufweisen und auch hier zeigt sich eine deutliche Streubreite der Messergebnisse. Im Fall der mit Spundwänden umschlossenen Baugrube für das Lurie Medical Research Building in Chicago zeigt sich, dass die Setzungen der Geländeoberfläche im Bereich der Baugrubenecken bis zu 53 % der maximal aufgetretenen Vertikalverformungen betragen. Bis zu einen Abstand von  $L_R = 0,25 \cdot L_1$  nehmen die Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche zu, wäh-

rend entlang des mittleren Bereiches der Seitenwände vergleichsweise konstante Setzungen vorliegen. Demgegenüber ist bei den mit Schlitzwänden und Bohrpfahlwänden umschlossenen Baugruben der Bereich, in dem ein verformungsreduzierender Einfluss erkennbar ist, zum Teil deutlich länger. Ein Einfluss der Verbauwandart auf die sich einstellenden Vertikalverformungen ist - unter anderem bedingt durch die begrenzte Anzahl an Fallbeispielen mit Verbauwänden geringerer Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung - nicht eindeutig identifizierbar.

Für die Fallbeispiele, die mit Schlitzwänden beziehungsweise überschnittenen Bohrpfahlwänden ausgeführt wurden (Fall-Nr. 9, 12, 14, 26, 32, 43, 47, 48, 50, 51 und 53), enthält Abb. 2.31 eine Differenzierung der Messergebnisse in Abhängigkeit der Seitenwandlänge  $L_1$ . Entgegen der für die aufgetretenen Horizontalverformungen der Verbauwände gewonnenen Erkenntnisse zum Einfluss der Seitenwandlänge  $L_1$  kann aus den vorliegenden Messergebnissen nicht auf einen Zusammenhang zwischen den entlang der Verbauwände aufgetretenen Vertikalverformungen und der jeweiligen Seitenwandlänge  $L_1$  geschlossen werden.

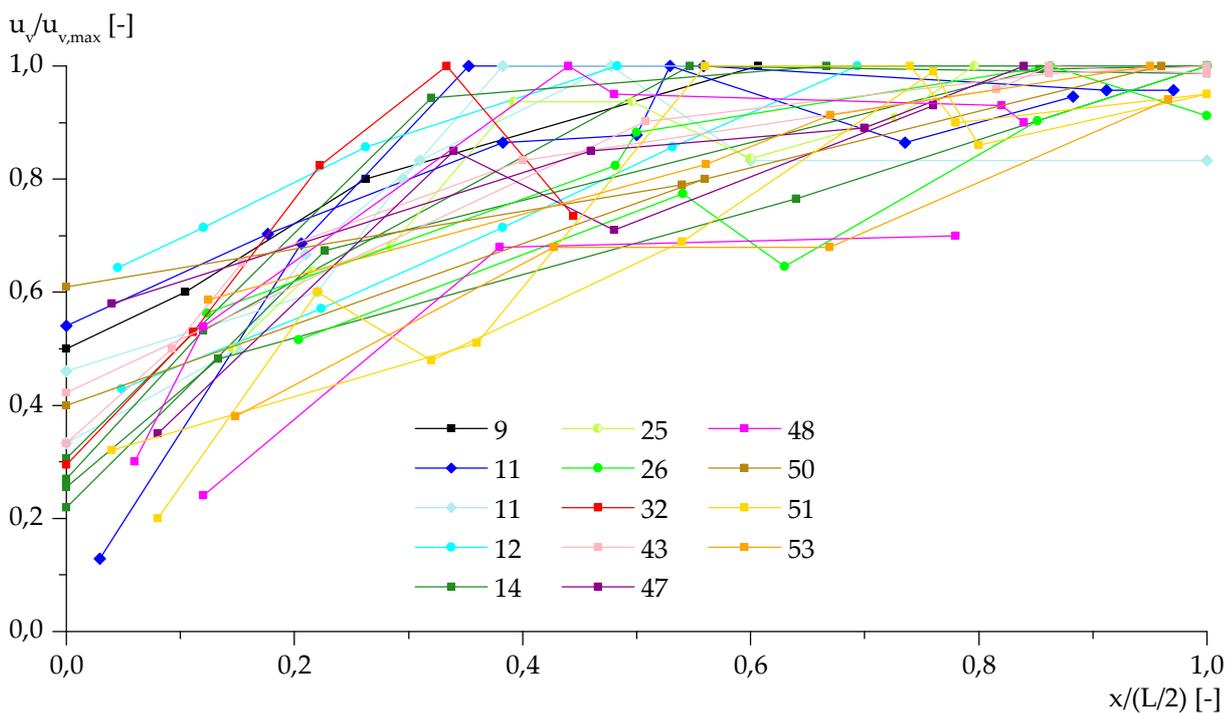


Abb. 2.29: Vertikalverformungen in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke.

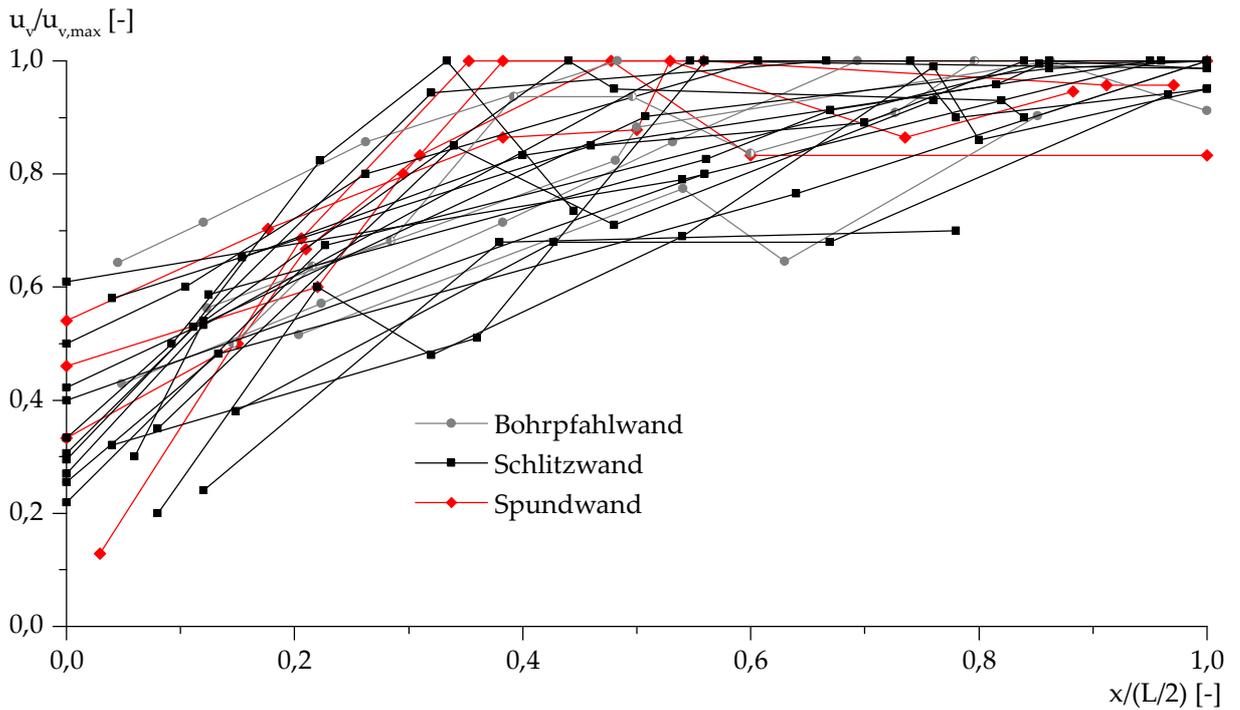


Abb. 2.30: Vertikalverformungen in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der Verbauwandart.

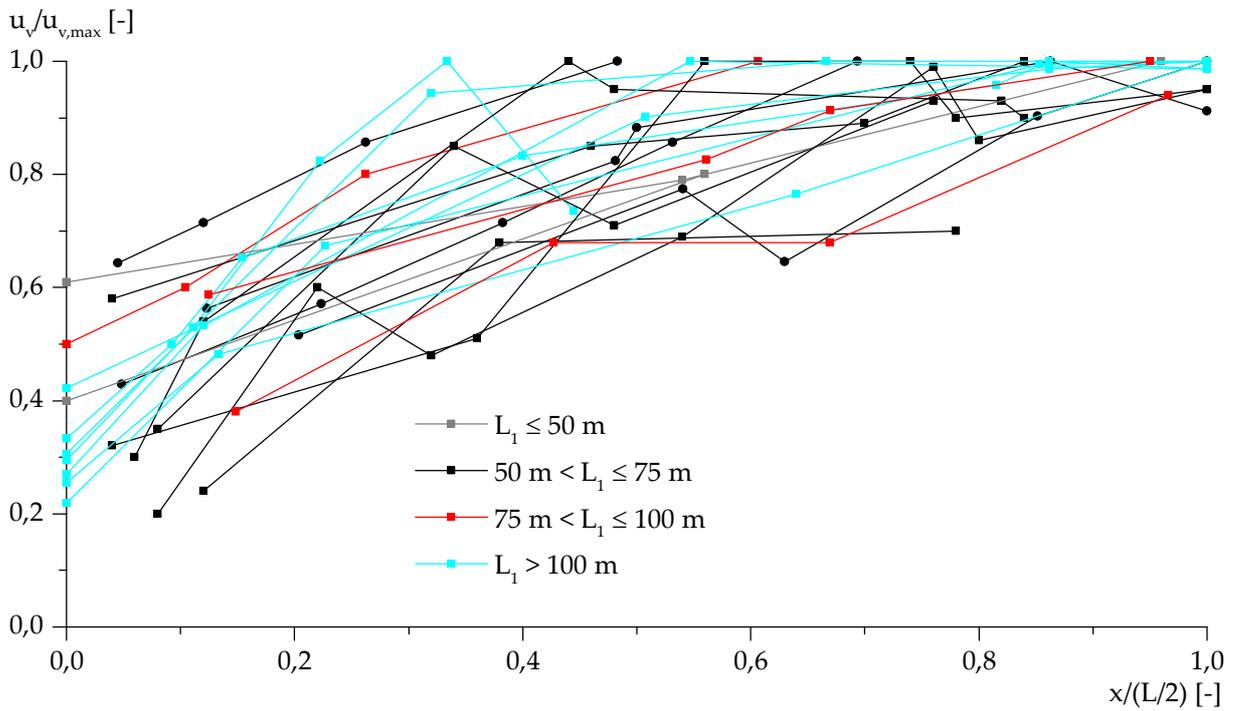


Abb. 2.31: Vertikalverformungen in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der Seitenwandlänge  $L_1$ .

In Abb. 2.32 werden die für Schlitzwände und überschnittene Bohrpfahlwände vorhandenen Messwerte in Abhängigkeit der Aushubtiefe  $H$  der jeweiligen Baugrube differenziert. Ein Einfluss der Baugrubentiefe  $H$  auf den Verlauf der vertikalen Verformungen der Verbauwände beziehungsweise der Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche entlang der betrachteten Seitenwand und somit auf den verformungsreduzierenden Einfluss der Baugrubenecken lässt sich nicht identifizieren.

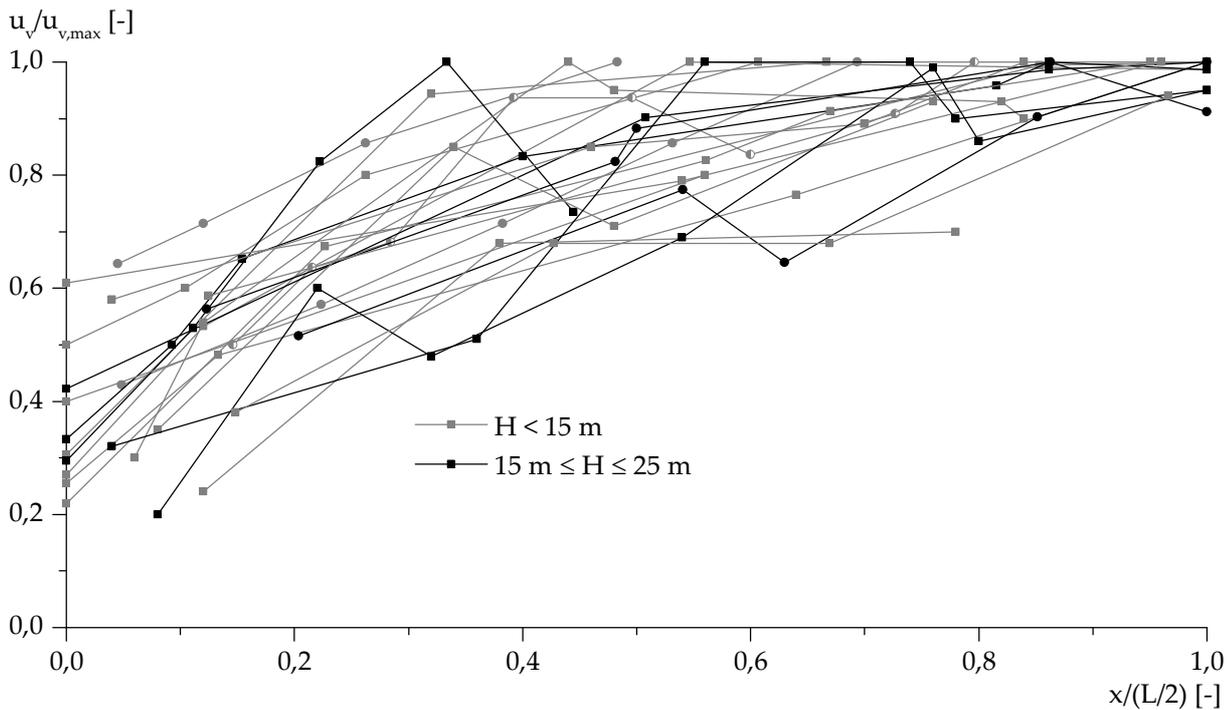


Abb. 2.32: Vertikalverformungen in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der Baugrubentiefe  $H$ .

Die differenzierte Betrachtung der anstehenden Baugrundverhältnisse (nichtbindige Böden, bindige Böden sowie Wechsellagerungen nichtbindiger und bindiger Böden) für die mit Schlitzwänden und überschnittenen Bohrpfahlwänden ausgeführten Baugruben in Abb. 2.33 zeigt, dass ein Einfluss der Bodenart auf die Verteilung der Setzungen der Verbauwände beziehungsweise der angrenzenden Geländeoberfläche nicht erkennbar ist. Demgegenüber veranschaulicht Abb. 2.34, dass bei in vorwiegend bindigen Baugrundverhältnissen ausgeführten Baugruben die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  oberhalb beziehungsweise in Höhe der Baugrubensohle einen Einfluss auf die aufgetretenen Setzungen der Verbauwände und der angrenzenden Geländeoberfläche hat. Demnach nimmt die Länge  $L_R$  des Bereiches, in dem der verformungsreduzierende Einfluss der Baugrubenecken vorhanden ist, mit zunehmender undrainierter

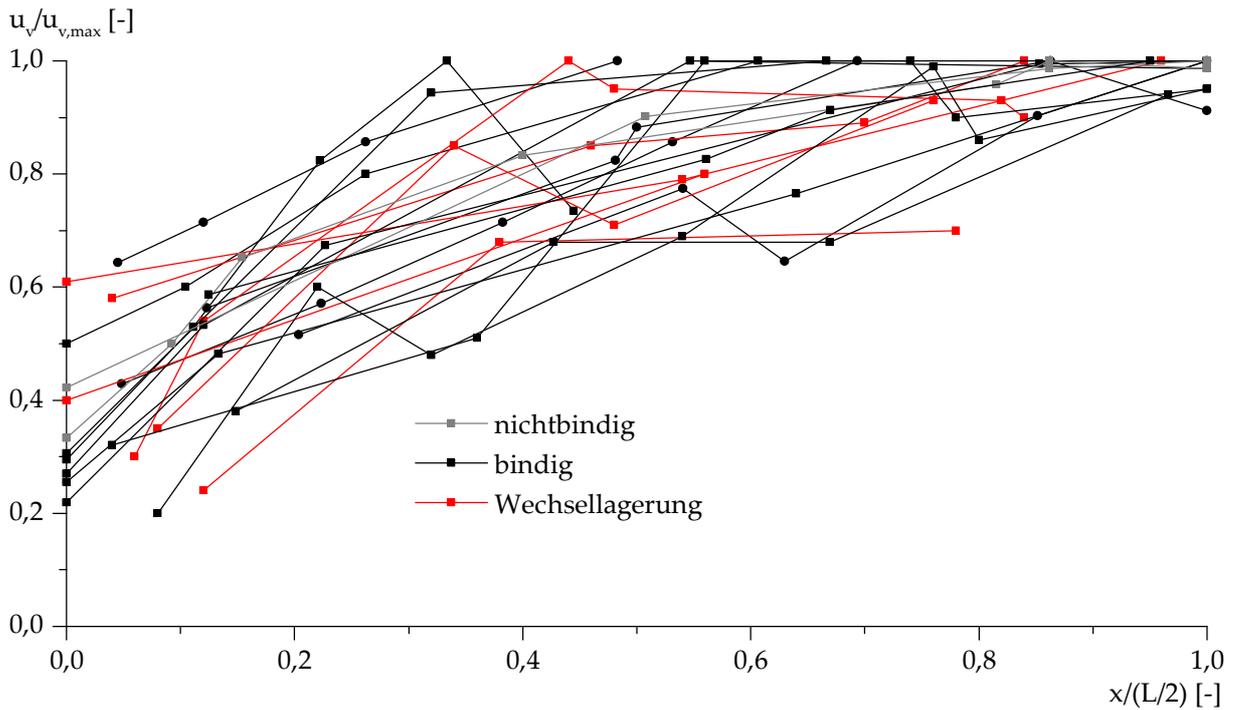


Abb. 2.33: Vertikalverformungen in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach den geotechnischen Randbedingungen.

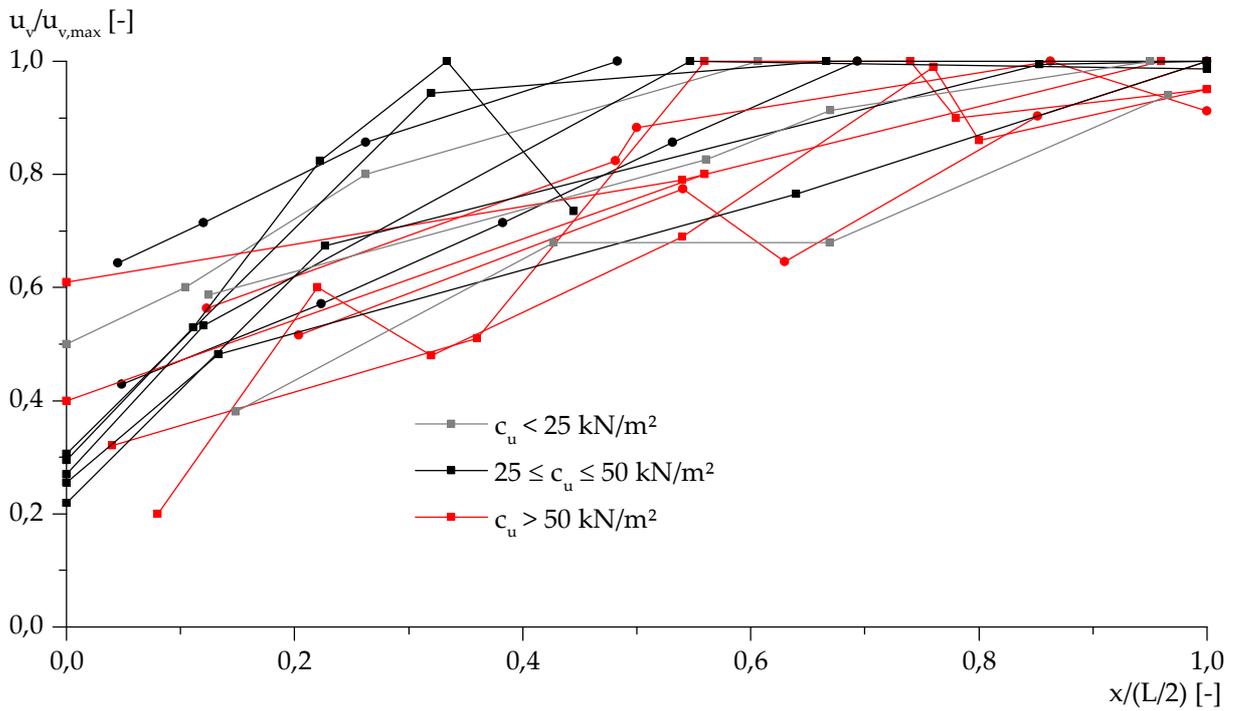


Abb. 2.34: Vertikalverformungen in Abhängigkeit der Entfernung von der Baugrubenecke – Differenzierung nach der undrainierten Scherfestigkeit.

Scherfestigkeit  $c_u$  zu. Je steifer die anstehenden bindigen Schichten sind, umso ausgeprägter zeigen sich räumliche Effekte.

### 2.3 Resümee

Die Betrachtung ausgewählter Baugruben mit rechteckigem Grundriss sowie die systematische Auswertung hierfür geeigneter, in der Literatur dokumentierter Fallbeispiele zeigt, dass das Verformungsverhalten der Verbauwände und der an die Baugrube angrenzenden Geländeoberfläche unabhängig von den geotechnischen, geometrischen und konstruktiven Randbedingungen maßgeblich von räumlichen Effekten beeinflusst wird.

Die Horizontalverformungen  $u_h$  der Verbauwände nehmen unabhängig von der Verbauwandart mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken zu und erreichen im Bereich der Seitenwandmitte ihre jeweiligen Maximalwerte  $u_{h,max}$ . Bei Verbauwänden mit hoher Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung (Schlitzwände und überschnittene Bohrpfahlwände) sind die Baugrubenecken als unverschieblich anzusehen, während sich bei geringer Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung an den Baugrubenecken Horizontalverformungen  $u_h$  zwischen 20 % (Spundwände) und bis zu 50 % (aufgelöste Bohrpfahlwände und Trägerbohlwände) der Maximalwerte  $u_{h,max}$  ergeben. Für Schlitzwände kann als maßgeblicher Einflussfaktor bezüglich des Verlaufs der Horizontalverformungen  $u_h$  entlang der Verbauwände die Seitenwandlänge  $L_1$  identifiziert werden. Demnach verringert sich der Bereich, in dem ein verformungsreduzierender Einfluss der Baugrubenecke im Hinblick auf die Horizontalverformungen  $u_h$  vorhanden ist, mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_1$ , obgleich die auftretenden Horizontalverformungen  $u_h$  in Seitenwandmitte durch räumliche Effekte beeinflusst werden.

Mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken nehmen die Vertikalverformungen  $u_v$  der Verbauwände bzw. die Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche zu. Unabhängig von der Verbauwandart ergeben sich an den Baugrubenecken Vertikalverformungen  $u_v$  zwischen 20 % und 60 % der Maximalwerte  $u_{v,max}$ . Für Baugruben in vorwiegend bindigen Baugrundverhältnissen, die mit Verbauwänden hoher Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung ausgeführt wurden, zeigen sich räumliche Effekte umso ausgeprägter, je steifer die Böden sind.

Das erläuterte räumliche Verformungsverhalten von Baugruben mit rechteckigem Grundriss beeinflusst die Aktivierung des verschiebungsabhängigen aktiven Erddrucks sowie den daraus resultierenden Beanspruchungszustand der Konstrukti-

onsteile einer Baugrubenkonstruktion. Im Hinblick auf die Dimensionierung des Verbausystems ist demnach von Interesse, in welchem Maße diese räumlichen Effekte Einfluss auf die Einwirkungen und Beanspruchungen haben.



# Kapitel 3    Kenntnisstand zu räumlichen Effekten bei tiefen Baugruben

Nach der eingehenden Diskussion der auftretenden Verformungscharakteristik bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss in Kapitel 2 wird im Folgenden der aus der Literatur sowie daraus abgeleiteten eigenen Untersuchungen resultierende Kenntnisstand zu räumlichen Effekten vorgestellt. Zur Vereinheitlichung der diversen in der Literatur vorhandenen Bezeichnungen werden in Abschnitt 3.1 zunächst die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  und  $\Pi$  definiert. Diese Faktoren erlauben eine Quantifizierung räumlicher Effekte bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss. In Abschnitt 3.2 werden in der Literatur dokumentierte experimentelle Untersuchungen vorgestellt, die sich mit der Fragestellung des räumlichen aktiven Erddrucks beschäftigen. Numerische Untersuchungen mit räumlichen FEM-Modellen erlauben die Betrachtung der sich aus einer geometrischen Konfiguration einer Konstruktion bzw. der weiteren vorhandenen Randbedingungen ergebenden Baugrund-Bauwerk-Interaktion. In der Literatur dokumentierte numerische Untersuchungen von Baugrubenkonstruktionen sowie die Besonderheiten bei deren Modellierung werden in Abschnitt 3.3 erläutert. Ansätze zur Beschreibung des Verformungsverhaltens der Verbauwände sowie der Geländeoberfläche, die auf Basis von Feldmessungen und numerischen Untersuchungen ermittelt wurden, sowie der bewertende Vergleich dieser Ansätze mit in-situ gemessenen Verformungen sind Gegenstand von Abschnitt 3.4. Die zur Verfügung stehenden Ansätze zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks werden in Abschnitt 3.5 diskutiert und für die bei Baugruben maßgeblichen geometrischen Konfigurationen gegenübergestellt. Ferner werden bestehende Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks vorgestellt und im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit bewertet. In Abschnitt 3.6 wird der Kenntnisstand zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss zusammengefasst und die sich daraus ableitenden Forschungsaufgaben werden formuliert.

### 3.1 Quantifizierung räumlicher Effekte

Um eine Vereinheitlichung der in der Literatur verwendeten Bezeichnungen für die quantitative Beschreibung räumlicher Effekte bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss (u.a. OU et al. (1996), FINNO et al. 2007, MOORMANN (2009) bzw. TOM WÖRDEN (2010)) zu erzielen, werden an dieser Stelle die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda$  und  $\Pi$  definiert.

Die verschiedenen räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda$  stellen für einen definierten vertikalen Schnitt entlang einer Verbauwand das Verhältnis des im räumlichen Fall maßgebenden Betrages einer bestimmten Größe zum jeweiligen Betrag dieser Größe im ebenen Fall dar.

**Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  für den aktiven Erddruck:**

$$\Lambda(E_{ah}) = E_{ah}^{3D} / E_{ah}^{2D} \quad (3.1)$$

**Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ph})$  für den passiven Erddruck:**

$$\Lambda(E_{ph}) = E_{ph}^{3D} / E_{ph}^{2D} \quad (3.2)$$

**Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(u_h)$  für die horizontalen Verformungen der Verbauwände:**

$$\Lambda(u_h) = u_h^{3D} / u_h^{2D} \quad (3.3)$$

**Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(M_1)$  für die Biegemomente in der Verbauwand:**

$$\Lambda(M_1) = M_1^{3D} / M_1^{2D} \quad (3.4)$$

**Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(\Sigma S)$  für die Summe der Stützkräfte der Verbauwand in einer betrachteten (vertikalen) Stützebene:**

$$\Lambda(\Sigma S) = \Sigma S^{3D} / \Sigma S^{2D} \quad (3.5)$$

Für den Fall der auf ein Bauteil mit definierter Seitenwandlänge  $L$  einwirkenden Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks  $\Sigma E_{ah}^{3D}$  wird ferner der räumliche Verhältnissfaktor  $\Pi$  definiert. Dabei bezeichnet  $E_{ah}^{2D}$  die Resultierende des entsprechenden ebenen aktiven Erddrucks.

**Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Pi(E_{ah})$  für die Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks:**

$$\Pi(E_{ah}) = \Sigma E_{ah}^{3D} / (E_{ah}^{2D} \cdot L) \quad (3.6)$$

### 3.2 Experimentelle Untersuchungen

Die Betrachtung von Erddruckproblemen anhand experimenteller Untersuchungen hat in der klassischen Bodenmechanik eine lange Tradition, vergleiche u.a. WEIßENBACH (1975). Neben der Untersuchung vornehmlich ebener Fragestellungen zum aktiven Erddruck in 1g-Versuchen (u.a. SHERIF et al., 1984; BECKER, 2009) und in Zentrifugen-Versuchen (u.a. LAM, 2010) wurden in der jüngeren Vergangenheit auch Fragestellungen des räumlichen aktiven Erddrucks anhand geotechnischer Modellversuche betrachtet. Die in der Literatur dokumentierten, im Zusammenhang mit der Thematik räumlicher Effekte im aktiven Fall stehenden experimentellen Untersuchungen lassen sich prinzipiell in Versuche an suspensionsgestützten Erdschlitzen (vergleiche Abschnitt 3.2.1) sowie in Versuche, die an starren Bauteilen unterschiedlicher geometrischer Ausbildung durchgeführt wurden (vergleiche Abschnitt 3.2.2), untergliedern.

In Abb. 3.1 werden die zur Thematik räumlicher Effekte im aktiven Fall durchgeführten, maßgebenden Modellversuche unter Angabe des betrachteten Systems, der geometrischen Randbedingungen sowie der Art der Versuchsdurchführung zusammengefasst. Einen Überblick der anhand von experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse zum räumlichen passiven Erddruck enthält GHASSOUN (2012).

Experimentelle Untersuchungen zu räumlichen Effekten im aktiven Fall			
A) Suspensionsgestützte Erdschlitze <span style="float: right;">1g</span>	B) Starre Bauteile unterschiedlicher geometrischer Ausbildung		
KARSTEDT (1982) Bruchkörpergeometrie	B1) Senkkasten-Modelle <span style="float: right;">1g</span> $D < T \ \& \ L < T$	B2) Schacht-Modelle $D \ll T$	B3) Baugruben-Modelle <span style="float: right;">1g</span>
LUTZ (1983) Linienlasten	WALZ (1976) <span style="float: right;">☑</span> $e_{agh,z'}^r \ u_{v,xy}$	JESSBERGER et al. (1980) <span style="float: right;">xg</span> $e_{agh,z'}^r \ \sigma_{t,z'} \ u_{v,xy}$	GERLACH (1986) $L \leq T$ $L \geq T$ $u_{v,xy} \ u_{h,Bruch}$
PULSFORT (1986) Einzelfundamente	MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. (1980) <span style="float: right;">☑</span> $e_{agh,z'}^r \ u_{v,xy}$	KÖNIG (1994) <span style="float: right;">xg</span> $e_{agh,z'}^r \ u_{v,xy}$	TOM WÖRDEN (2010) $\Pi(E_a), \ u_{h,min} \ \ L \leq T$
LEE (1987) Einzelfundamente	WALZ et al. (1983) <span style="float: right;">☑</span> $e_{agh,xz'}^r \ u_{v,xy}$	HERTEN (1999) <span style="float: right;">1g</span> $e_{agh,z'}^r \ \sigma_{t,z'} \ u_{v,xy} \ u_{h,min}$	
WALDHOFF (1991) Einzelfundamente	SAVIDIS et al. (1987) <span style="float: right;">☑</span> Gruppeneffekte, $u_{v,xyz}$	TRAN et al. (2014) <span style="float: right;">1g</span> $e_{agh,z'}^r \ u_{h,min}$	
ANBARJI (1996) Böschungen			

Abb. 3.1: Geotechnische Modellversuche zu räumlichen Effekten im aktiven Fall.

### 3.2.1 Versuche an suspensionsgestützten Erdschlitzten

Erste kleinmaßstäbliche Modellversuche, die zur Untersuchung der prinzipiellen Wirkungsweise von Tonsuspensionen bei der Gewährleistung der Standsicherheit von Erdschlitzten durchgeführt wurden und in denen sich eine sukzessive Zunahme der Setzungen der Sandoberfläche mit ansteigendem Wasserspiegel innerhalb des Versuchsbehälters zeigte, dokumentiert ELSON (1968). Diese Erkenntnisse halfen seinerzeit, die von MORGENSTERN & AMIR-TAHMASSEB (1965) dargelegten, infolge eines Hochwasserereignisses eingetretenen Schadensfälle an mehreren Schlitzwandlamellen bei einem Ausführungsprojekt in unmittelbarer Nähe der Rhône (Frankreich) nachzuvollziehen und die Wirkungsweise der bei der Dicht- und Schlitzwandbauweise eingesetzten Tonsuspensionen grundlegend zu analysieren. Weiterführende Untersuchungen an suspensionsgestützten Erdschlitzten in-situ werden u.a. von FARMER & ATTEWELL (1973), STROBL (1982), POH & WONG (1998) und TSAI et al. (2000) dokumentiert.

Von KARSTEDT (1982) werden auf der Basis von Modellversuchen entscheidende Erkenntnisse zu der Geometrie des Bruchkörpers, welcher sich infolge des Versagens eines suspensionsgestützten Erdschlitzes ausbildet, gewonnen. Durch die mathematische Beschreibung des Bruchkörpers wird von KARSTEDT (1982) ein Ansatz zur Ermittlung der Resultierenden des erforderlichen Stützdrucks und damit der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks entwickelt, vergleiche Abschnitt 3.5.

Versuche zum Einfluss des Abstandes von Linienlasten zu suspensionsgestützten Erdschlitzten begrenzter Länge auf die sich im Bodenkontinuum einstellenden Spannungsumlagerungen werden von LUTZ (1983) durchgeführt. Demnach ergeben sich maßgebliche Spannungsumlagerungen ab einem Abstand, welcher der halben Schlitzlänge entspricht. Überschreitet der Lastabstand die Schlitzlänge, ergeben sich unabhängig vom Betrag der Linienlast keine die Schlitzstabilität negativ beeinflussenden Spannungszustände im Bodenkontinuum. LEE (1987) berichtet über experimentelle Untersuchungen zur Standsicherheit suspensionsgestützter Erdschlitzte neben Einzelfundamenten und den sich ergebenden Bruchkörpergeometrien unter Variation von Schlitzlänge und Lastabstand. Demgegenüber beschäftigt sich PULSFORT (1986) mit dem Trag- und Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdschlitzten. In den experimentellen Untersuchungen wird die sich einstellende Bruchkörpergeometrie untersucht und ein Berechnungsansatz zur Traglastermittlung für ein Einzelfundament neben einem suspensionsgestützten Erdschlitz aufgestellt. Von WALDHOFF (1991) wird in kleinmaßstäblichen Modellversuchen das Setzungsverhalten von Einzelfundamenten unter Gebrauchslast infolge der Herstellung eines

suspensionsgestützten Erdschlitzes betrachtet. Auf Basis der Erkenntnisse wird von WALDHOFF (1991) ein formaler Zusammenhang zur Berechnung der sich einstellenden Setzungen unter Berücksichtigung der vorhandenen Gebrauchslast, der Fundamentabmessungen sowie des Abstandes zwischen Fundament und Schlitz aufgestellt. Über ergänzende Untersuchungen zum Einfluss von an einen suspensionsgestützten Schlitz angrenzenden Böschungen berichtet ANBARJI (1996).

Bei den in der Literatur dokumentierten Versuchen an suspensionsgestützten Erdschlitzten steht die Betrachtung der Schlitzstabilität unter Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit angrenzender Fundamente sowie die Ermittlung des im Versagensfall eintretenden Bruchmechanismus im Vordergrund. Aussagen zur Größe des räumlichen aktiven Erddrucks sind lediglich über die Betrachtung des für die Stabilität des suspensionsgestützten Erdschlitzes erforderlichen Stützdrucks möglich. Die Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen haben zur Entwicklung und Verifizierung von analytischen Ansätzen zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks beigetragen, vergleiche Abschnitt 3.5.

### 3.2.2 Versuche an starren Bauteilen

Die experimentellen Untersuchungen, in denen ein als starr anzusehendes Interface an den Versuchsboden grenzt, sind in Abhängigkeit der betrachteten baupraktischen beziehungsweise geometrischen Konfiguration zu differenzieren. In geotechnischen Modellversuchen an Senkkästen stehen die Betrachtung des Absenkprozesses in vertikaler Richtung sowie die sich daraus ergebenden Einflüsse auf die angrenzende Geländeoberfläche und den einwirkenden räumlichen Erddruck im Vordergrund. Demgegenüber werden bei Schacht-Modellen mit rundem Querschnitt und räumlichen Modellen mit ebenen Seitenwänden die infolge eines Aushubprozesses eintretende aktive Verschiebung der Verbauwände sowie die sich daraus ergebenden Einflüsse auf die Geländeoberfläche und den räumlichen Erddruck betrachtet.

#### Senkkasten-Modelle

Die Erddruckverteilung auf zylindrische und rechteckige Senkkästen wird maßgeblich durch den Einbringvorgang des Senkkastens in den Baugrund beeinflusst. Erste Erkenntnisse werden von WALZ (1976) und MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. (1980) für zylindrische Senkkästen und von WALZ et al. (1983) für rechteckige Senkkästen dokumentiert. In einer Beitragsreihe zur Thematik des räumlichen aktiven Erddrucks auf Senkkästen und Schächte - bestehend aus drei Einzelveröffentlichungen - werden von MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. (1986) und SAVIDIS et al. (1987) die mit experimentellen

Untersuchungen an kreisförmigen bzw. rechteckförmigen Senkkästen gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst, vergleiche Abb. 3.2, während WALZ & HOCK (1988) einen Rechenansatz zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks auf Senkkästen thematisieren.

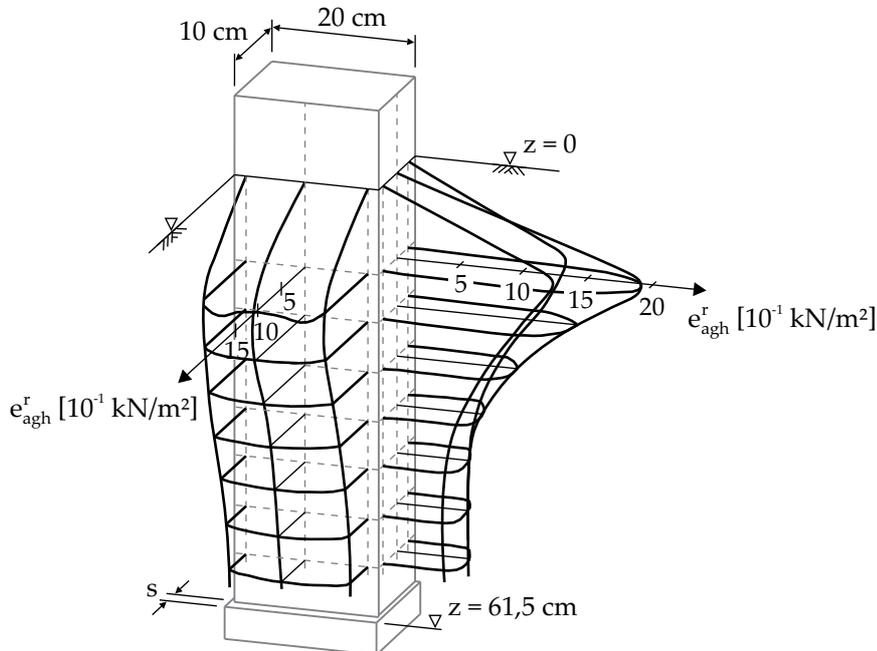


Abb. 3.2: Erddruckverteilung auf einen rechteckigen Senkkasten;  
nach MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. (1986).

### Schacht-Modelle

In den letzten Jahrzehnten wurden sowohl in 1g-Versuchen (u.a. HERTEN, 1999; TRAN et al., 2014) als auch in Zentrifugen-Versuchen (JESSBERGER et al., 1980; KÖNIG, 1994) umfangreiche Erkenntnisse zur Verteilung des räumlichen Erddrucks auf Schächte mit kreisförmigem Grundriss und den Verformungen der angrenzenden Geländeoberfläche gewonnen. Auf eine eingehende Darlegung wird aufgrund der maßgeblichen Abhängigkeit des Erddrucks von der betrachteten, i.d.R. kreiszylindrischen Geometrie der Schächte an dieser Stelle verzichtet.

### Baugruben-Modelle

GERLACH (1986) berichtet über experimentelle Untersuchungen an im Grundriss quadratischen beziehungsweise rechteckigen Baugrubenmodellen, die als Basis für einen Berechnungsansatz zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks auf Baugrubenwände dienen sollten. In den durchgeführten Modellversuchen werden die Verbauwände der Modellbaugruben aktiv verschoben, wobei den

Verbauwänden sowohl eine Parallelverschiebung als auch eine Drehung um den Fußpunkt eingepreßt werden kann. Ergänzend zu den Erddruckmessungen werden die sich einstellenden Bruchkörper Spuren an der Oberfläche des die Baugrubenmodelle umgebenden Versuchsbodens vermessen. Es werden Baugrubenmodelle mit einem Grundriss von 24 cm auf 24 cm beziehungsweise 36 cm auf 24 cm eingesetzt und die Gesamttiefe  $T$  - idealisiert durch die Einfüllhöhe des Versuchsbodens - wird zwischen 24 cm und 48 cm variiert. Der als Versuchsboden eingesetzte Mittelsand wird in dichtester Lagerung mit einem Sandregen-Verfahren in den Versuchsbehälter, der eine Grundfläche von 1,30 m auf 1,50 m und eine Höhe von 50 cm aufweist, eingebracht. Die Baugrubenmodelle werden aus Aluminiumplatten bestehend aus einer Grund- und einer Vorsatzplatte je Baugrubenseitenwand erstellt. Durch die Anordnung von beweglichen Vertikalwinkeln an den Baugrubenecken (vergleiche Abb. 3.3) kann der Umfang der Baugrubenmodelle um bis zu 6,7 % reduziert werden, womit die Ausbildung der räumlichen Bruchkörper im sandgefüllten Versuchsbehälter erreicht wird.

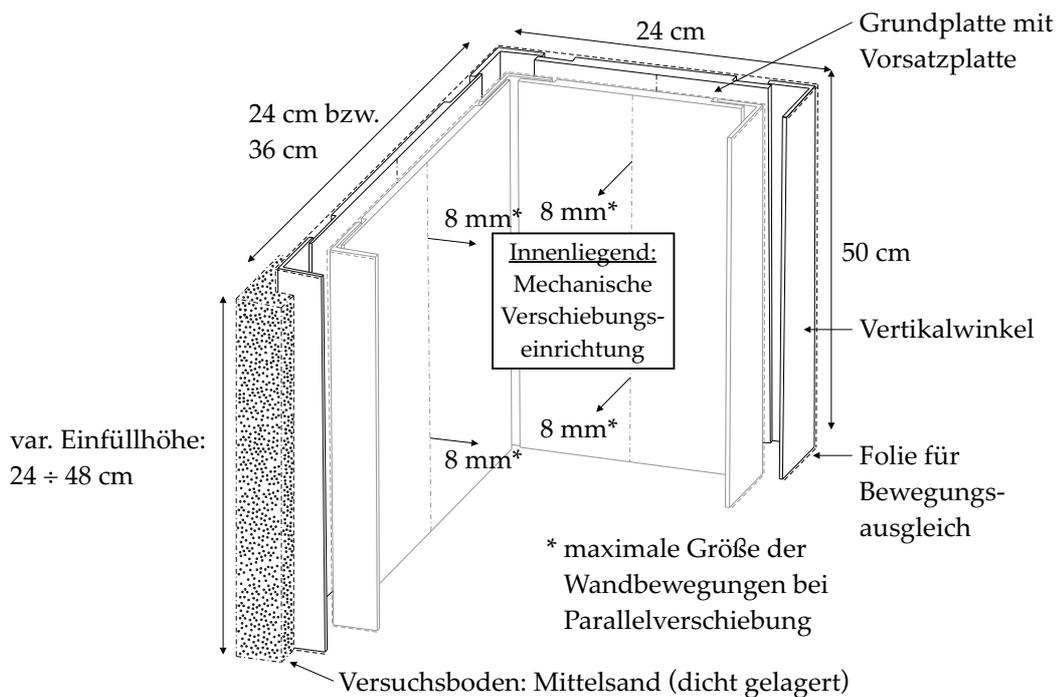


Abb. 3.3: Modellversuche von GERLACH: Schnitt durch das Baugrubenmodell in Ausgangsgröße (schwarz) und nach aktiver Verschiebung der Modellwände (grau), nach GERLACH (1986).

Der räumliche aktive Erddruck wird summarisch durch die Messung der Auflagerreaktionen erfasst. In Bezug auf die zur Einprägung der Verformungen der Verbauwände entwickelte mechanische Verschiebungseinrichtung sei auf GERLACH (1986) verwie-

sen. Aufgrund des komplexen Mechanismus zur Bewegung der Verbauwände, der gewählten Messmimik sowie der gewählten Konstruktion zur Bewegungskompensation an den Baugrubenecken können die auf die Verbauwände einwirkenden, dem Betrage nach sehr geringen Erddruckkräfte gemäß GERLACH (1986) nicht in befriedigender Weise erfasst und ausgewertet werden. Anhand einer speziell entwickelten Lichtlinien-Technik, die auf der terrestrischen Photogrammetrie beruht, werden die Verformungen der Oberfläche des Versuchsbodens ausgewertet. Zur Identifizierung der Bruchkörpergeometrie wird diejenige Höhenlinie als repräsentativ angesehen, die bei einer Horizontalverschiebung der Verbauwände von 6 mm einer Setzung der Oberfläche des Versuchsbodens von 3 mm entspricht. Zur Ausbildung der Bruchkörperspuren sind damit Verschiebungen der Verbauwände von in etwa 12,5 % der Gesamttiefe T der Verbauwand erforderlich. Infolge größerer Verschiebungen der Verbauwände bilden sich sekundäre Gleitkörper aus, die den Übergang vom eigentlichen Bruchkörper zur nahezu unverformten Oberfläche darstellen (Abb. 3.4).

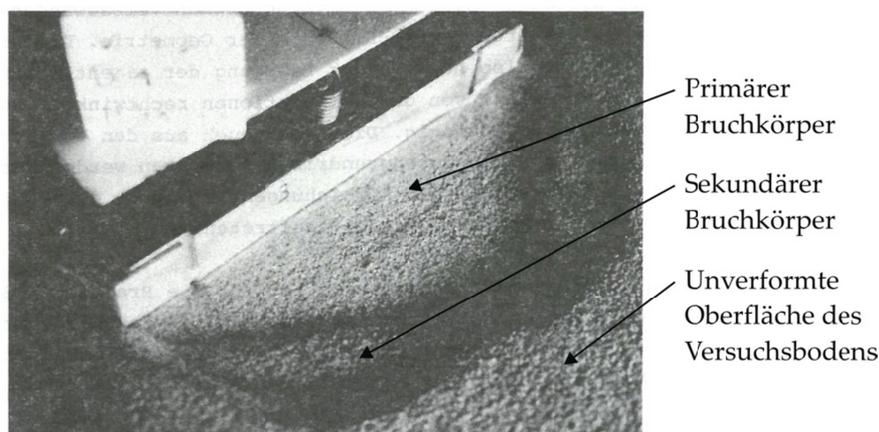


Abb. 3.4: Modellversuche von GERLACH: Fotografie des Baugrubenmodells und des angrenzenden Versuchsbodens nach sehr großer Wandbewegung (GERLACH, 1986 mit Anmerkungen).

In Abb. 3.5 sind in normierter Form die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten idealisierten Bruchkörperkonturen an der Oberfläche des Versuchsbodens dargestellt. Der Vergleich dieser experimentell ermittelten Spuren der Bruchkörper zeigt, dass sich bei einer Drehung um den Fußpunkt der Wand nahezu geradlinige Oberflächenspuren ausbilden, die sich winklig mit einer geringfügigen Ausrundung schneiden. Infolge einer Parallelverschiebung der Verbauwände entwickeln sich hingegen Bruchkörper mit stärker ausgerundeten Oberflächenspuren. In Bezug auf die Ausdehnung des Bruchkörpers normal zur Verbauwand ergeben die Versuche von GERLACH (1986),

dass diese mit zunehmender Gesamttiefe  $T$  anwächst, wobei ab einem Verhältnis der Gesamttiefe  $T$  zur Seitenwandlänge  $L_1$  von  $1,5 \div 2,0$  nur eine vergleichsweise geringfügige Zunahme festzustellen ist. Auf der Basis eines Versuches, bei dessen Durchführung lediglich zwei einander gegenüberliegende Verbauwände verschoben werden, geht GERLACH (1986) davon aus, dass sich die Form des Bruchkörpers nur in Abhängigkeit der an den Bruchkörper angrenzenden Verbauwand und damit unabhängig von den Deformationen der sich im rechten Winkel anschließenden Verbauwände ausbildet. Von GERLACH (1986) wird ein kombiniertes Bruchkörpermodell zur Bestimmung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks auf Baugrubenwände entwickelt (siehe Abschnitt 3.5). Ein Abgleich des auf Basis dieses Bruchkörpermodells ermittelten räumlichen aktiven Erddrucks mit den Versuchsergebnissen kann aufgrund der nicht erfolgreich realisierten Erfassung des Erddrucks nicht vorgenommen werden.

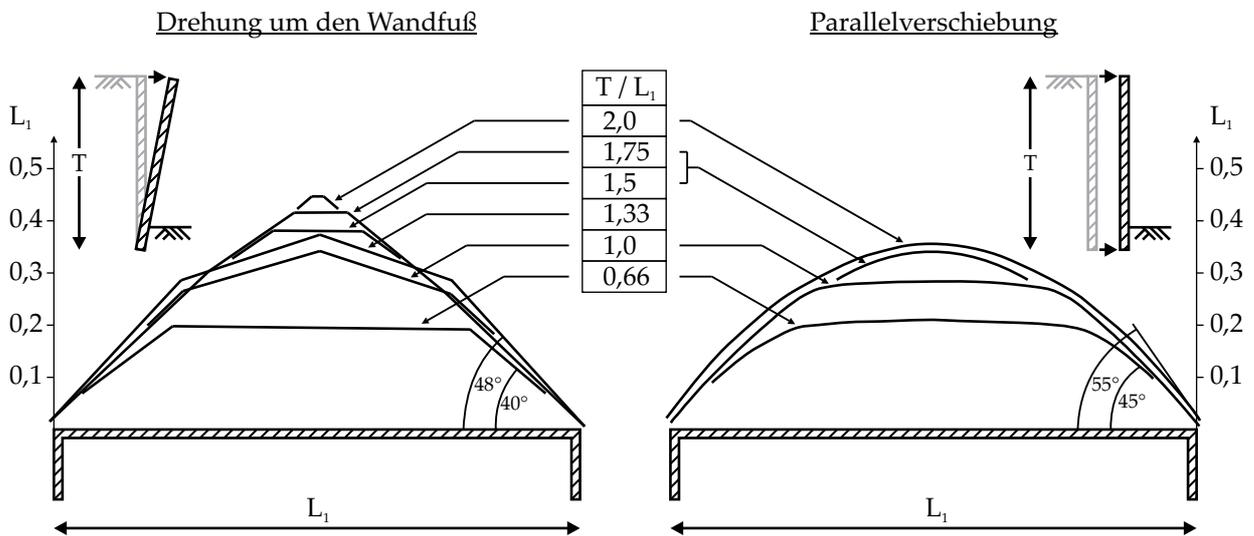


Abb. 3.5: Modellversuche von GERLACH: Normierte Darstellung der Spuren der Bruchkörper an der Oberfläche des Versuchsbodens für verschiedene Verhältnisse von Gesamttiefe  $T$  zu Seitenwandlänge  $L_1$  gemäß GERLACH (1986).

In Anlehnung an die bei suspensionsgestützten Erdschlitzen vorhandenen geometrischen Randbedingungen mit großen Gesamttiefen  $T$  werden von TOM WÖRDEN (2010) experimentelle Untersuchungen an starren Bauteilen durchgeführt. In den kleinmaßstäblichen Modellversuchen wird die sich infolge einer aktiven Verschiebung der Bauteile ergebende Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$  untersucht. Bei konstanter Seitenwandlänge von  $L_1 = 0,2$  m wird die Gesamttiefe  $T$  zwischen  $0,4$  m und  $1,6$  m variiert ( $T/L_1 = 2 \div 8$ ). Zudem werden unterschiedliche Wandbewegungsarten und in einigen Versuchen auch verschiedene Lagerungsdichten betrachtet. In Abb.

3.6. sind sowohl die Abmessungen des Versuchskastens als auch die Anordnung der zu verschiebenden Bauteile in der Messebene dargestellt. Die geringe Abmessung des Versuchskastens normal zur Messebene führt dazu, dass der Ausgangsspannungszustand in dem Versuchsboden (enggestufter Mittelsand) durch die unverschiebliche Berandung des Versuchskastens beeinflusst wird, was von TOM WÖRDEN (2010) bei der Auswertung der Messergebnisse durch die Einführung eines Silokorrekturfaktors berücksichtigt wird. Die Erfassung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$  erfolgt mittels der beiden Verschiebungseinheiten, mit denen eine Parallelverschiebung, eine Drehung um den Kopfpunkt sowie eine Drehung um den Fußpunkt erzeugt werden kann.

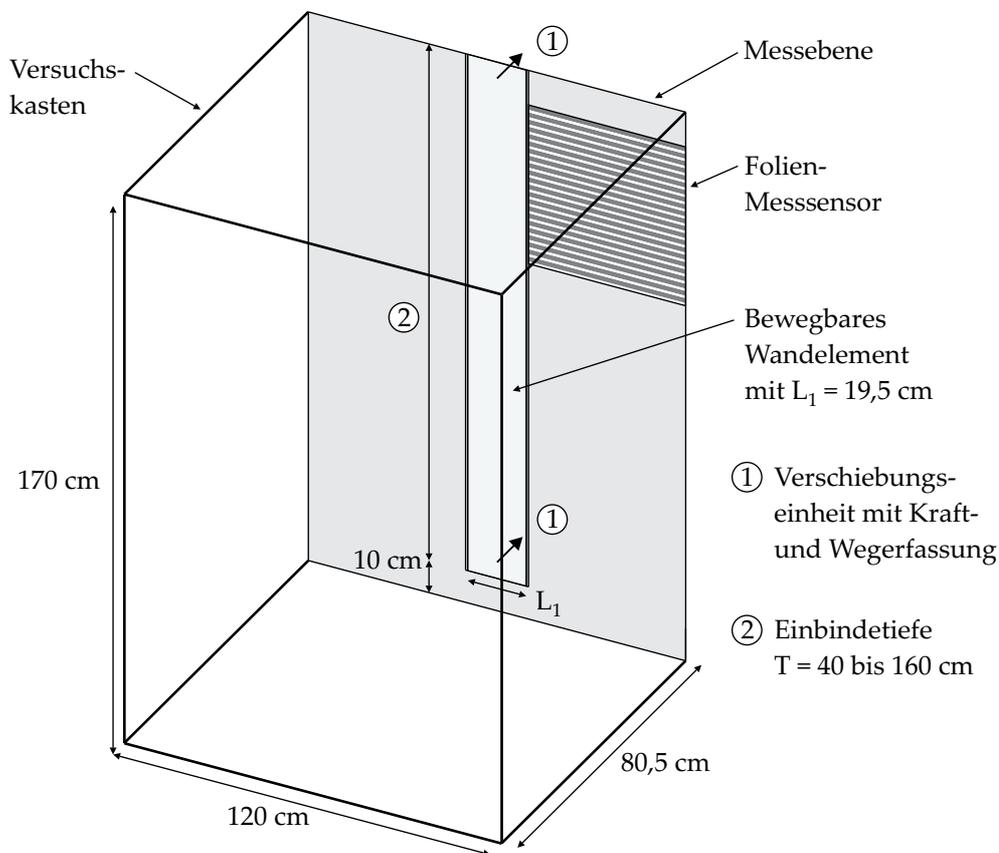


Abb. 3.6: Prinzipskizze des Versuchskastens von TOM WÖRDEN (2010).

Zur Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks sind in den Untersuchungen von TOM WÖRDEN (2010) - unabhängig von der Lagerungsdichte - im Fall der Parallelverschiebung der Wand geringere Verschiebungen  $u_{min}/h$  erforderlich als bei der Kopfpunktdrehung, während die größten erforderlichen Verschiebungen infolge der Fußpunktdrehung zu verzeichnen sind. Für die Parallelverschiebung liegt die erforderliche Verschiebung - unabhängig von der Gesamttiefe  $T$  - in der Größenordnung

von  $u_{\min}/h \approx 1,5 \text{ ‰}$ . Im Fall der Kopfpunktdrehung nimmt die erforderliche Verschiebung mit zunehmender Gesamttiefe ab ( $u_{\min}/h \approx 6 \text{ ‰}$  bei  $T = 40 \text{ cm}$  bzw.  $u_{\min}/h \approx 2 \text{ ‰}$  bei  $T = 160 \text{ cm}$ ). Für die Fußpunktdrehung ergibt sich der räumliche aktive Erddruck bei allen Bauteilen ab Verschiebungen von ca.  $u_{\min}/h = 5 \text{ ‰}$ . Die zur Ausbildung einer erkennbaren Bruchkörperbegrenzung an der Oberfläche des eingebauten Versuchsbodens erforderliche Verschiebung des starren Bauteils liegt mit  $u/h > 10 \text{ ‰}$  deutlich über den für die Mobilisierung des räumlichen aktiven Erddrucks erforderlichen Verschiebungen, womit die Erkenntnisse von GERLACH (1986) bestätigt werden. Qualitative Aussagen zur Geometrie des Bruchkörpers und der Oberflächenspuren können auf Basis der von TOM WÖRDEN (2010) durchgeführten Versuche nicht getroffen werden. Die dokumentierten Ergebnisse verdeutlichen den Einfluss des Verhältnisses von Gesamttiefe zu Seitenwandlänge  $T/L_1$  auf die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks (Abb. 3.7). Demnach verringert sich der räumliche Verhältnissfaktor  $\Pi(E_{ah})$  mit zunehmender Gesamttiefe  $T$  der Bauteile.

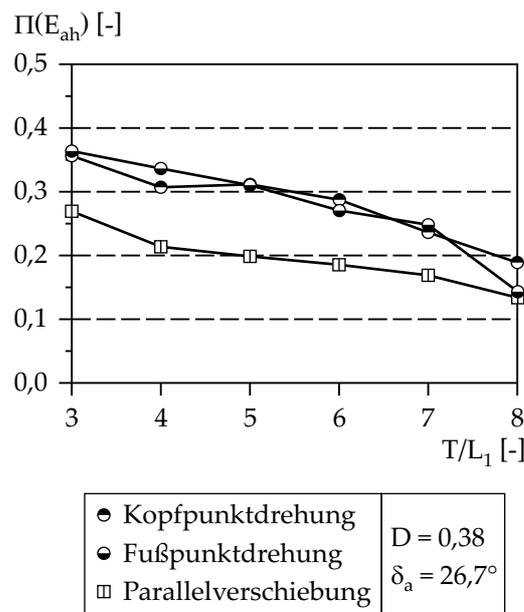


Abb. 3.7: Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Pi(E_{ah})$  in Abhängigkeit des Verhältnisses von Gesamttiefe  $T$  zu Seitenwandlänge  $L_1$  gemäß TOM WÖRDEN (2010).

Beispielsweise ergibt sich bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens für ein Verhältnis von  $T/L_1 = 3$  in Abhängigkeit der Wandbewegungsart eine Reduktion der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$  auf 27 % bis 37 % der Resultierenden des ebenen aktiven Erddrucks und bei einem Verhältnis von  $T/L_1 = 8$  eine Reduktion auf 13 % bis 20 %. Die Ergebnisse für ein Verhältnis von  $T/L_1 = 2$  sind gemäß TOM WÖRDEN (2010) als nicht repräsentativ anzusehen. Die Variation der Lage-

rungsdichte für Verhältnisse von Gesamttiefe zu Bauteilbreite  $T/L_1 = 3$  bzw. 4 ergibt, dass der räumliche Verhältnisfaktor  $\Pi(E_{ah})$  - unabhängig von der Wandbewegungsart - mit zunehmender Lagerungsdichte abnimmt. Für das Bauteil mit einem Verhältnis von Gesamttiefe zu Seitenwandlänge von  $T/L_1 = 3$  wird mit einem Folien-Messsensor die Veränderung der Horizontalspannungszustandes auf der angrenzenden Messebene messtechnisch erfasst. Gemäß TOM WÖRDEN (2010) ergeben sich Spannungsumlagerungen in einem Bereich von ca.  $0,5 \div 1 \cdot L_1$  neben dem aktiv verschobenen Bauteil, wobei eine maßgebliche Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und der Wandbewegungsart festgestellt wird.

NAKAI et al. (2006) berichten über Modellversuche, die im Hinblick auf den prinzipiellen Versuchsaufbau den experimentellen Untersuchungen von TOM WÖRDEN (2010) ähneln. Das aktiv zu verschiebende Bauteil hat eine Seitenwandlänge von  $L_1 = 8$  cm und besteht aus drei übereinander angeordneten Teilelementen mit einer Höhe von jeweils 8 cm. Anstatt eines Sandes werden Aluminiumkugeln mit Durchmessern von 2,0 mm und 3,0 mm sowie in ergänzenden ebenen Betrachtungen Aluminiumstangen mit Durchmessern von 1,6 mm und 3,0 mm verwendet. Obgleich NAKAI et al. (2006) dokumentieren, dass es für den räumlichen Fall im Vergleich zum ebenen Fall infolge von horizontal verlaufenden Spannungsgewölben zu einer Verminderung der auf das Bauteil einwirkenden Horizontalspannungen kommt, wird aufgrund der treppenstufenartigen Einprägung der aktiven Verschiebung der Teilelemente sowie der unterschiedlichen Materialien in den durchgeführten Modellversuchen auf eine weitere Betrachtung dieser experimentellen Untersuchungen verzichtet.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen für Verbauwände mit im Verhältnis zur Gesamttiefe  $T$  vergleichsweise geringerer Länge  $L_1$  der Seitenwände, beispielsweise den Stirnwänden von Linienbaugruben, eine maßgebliche Verminderung des räumlichen aktiven Erddrucks im Vergleich zum ebenen aktiven Erddruck verdeutlichen. Inwieweit diese Verminderung auch bei im Verhältnis zur Gesamttiefe  $T$  deutlich längeren Seitenwänden vorhanden ist, lässt sich auf Basis der vorliegenden Erkenntnisse nicht sicher bewerten. Ferner sind Aussagen zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss und baupraktisch relevanten Verhältnissen von Seitenwandlänge  $L_1$  zu Gesamttiefe  $T$  der Verbauwände auf Basis der in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen nicht möglich.

### 3.3 Numerische Untersuchungen

#### 3.3.1 Anwendung der FEM bei Baugruben

Anhand numerischer Berechnungsmodelle auf Basis der Finite Elemente Methode (FEM) können - die detaillierte Kenntnis der geotechnischen, geometrischen und konstruktiven Randbedingungen vorausgesetzt - die Verformungen der angrenzenden Geländeoberfläche, benachbarter baulicher Strukturen und der Verbauwände in zutreffender Weise ermittelt werden. Ferner lassen sich die auf die Verbauwände einwirkenden Spannungen und die in den Aussteifungs- bzw. Verankerungssystemen wirkenden Schnittgrößen berechnen, um als Grundlage für die Dimensionierung und Bemessung zu dienen. Für die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von tiefen Baugruben mit (annähernd) rechteckigem Grundriss eignen sich insbesondere räumliche FEM-Berechnungen, da durch die numerische Abbildung eines Quadranten der Baugrube bzw. auch des gesamten Systems der Einfluss räumlicher Effekte in zutreffender Weise erfasst werden kann.

In der Ingenieurpraxis werden die räumlichen Effekte in der Regel vernachlässigt und es werden ebene numerische Berechnungen an ausgewählten Schnitten der Baugrubenkonstruktion durchgeführt, vergleiche u.a. BÖTTCHER & BÄUMER (2013). Dadurch wird der verformungsreduzierende Einfluss der Baugrubenecken auf die Verformungen der Verbauwände (OU et al., 1996) sowie der Geländeoberfläche (ROBOSKI & FINNO, 2006) nicht erfasst. Ferner führen ebene FEM-Berechnungen im Vergleich zu den Ergebnissen axialsymmetrischer und insbesondere räumlicher FEM-Berechnungen tendenziell zu einer Überschätzung der auftretenden Verformungen (ST. JOHN, 1975, LEE et al, 1998, LIN & WOO, 2007), vergleiche Abb. 3.8.

MESTAT & RIOU (2004) berichten von einem sogenannten Modellierungsfehler  $F_M$  bei der Ermittlung der horizontalen Verschiebungen der Verbauwände  $u_{h,ber}$  und der vertikalen Verformungen der angrenzenden Geländeoberfläche  $u_{v,GOF,ber}$  anhand ebener numerischer Systeme im Abgleich zu den entsprechenden in situ gemessenen Verformungswerten  $u_{i,gem}$ . Der gemäß Gleichung (3.7) definierte Modellierungsfehler  $F_M$  ist als summarischer Fehler anzusehen, der die Abbildung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften des Bodens, der strukturellen Eigenschaften der Baugrubenkonstruktion, die Modellierung des Aushubprozesses sowie die Anwendung der entsprechenden Software bzw. die jeweiligen Software selbst umfasst.

$$F_M = \frac{|u_{i,gem} - u_{i,ber}|}{u_{i,gem}} \quad (3.7)$$

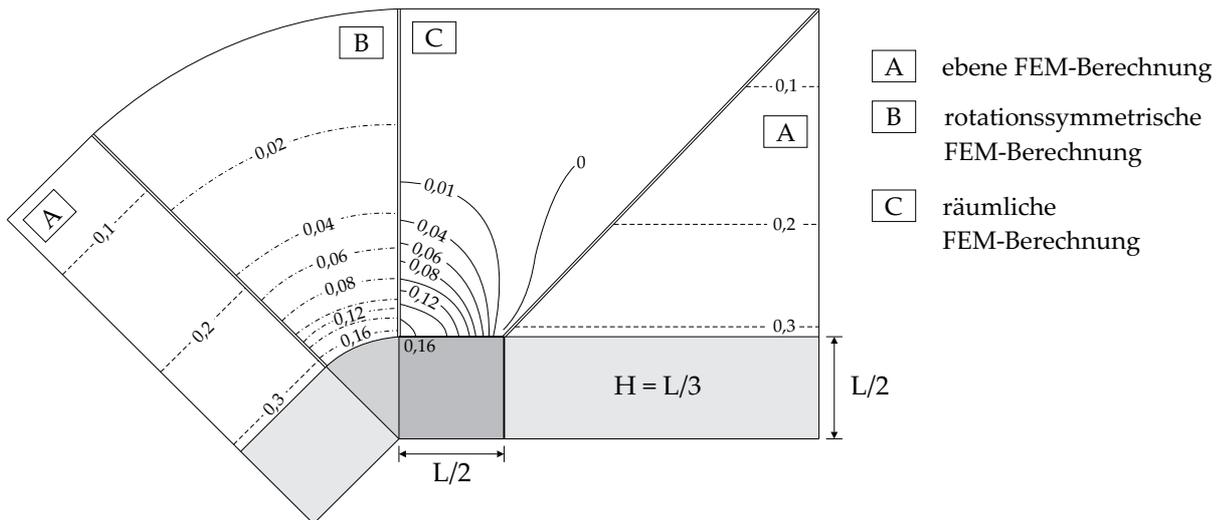


Abb. 3.8: Vergleich der von ST. JOHN (1975) ermittelten Horizontalverformungen der Geländeoberfläche.

Die horizontalen Verschiebungen der Verbauwände wurden bei über 50 % der Fallbeispiele mit einem Modellierungsfehler  $F_M$  von kleiner 25 % vergleichsweise zutreffend beschrieben (Abb. 3.9). Demgegenüber wurden bei knapp über 25 % der Fallbeispiele die vertikalen Verschiebungen im Umfeld der Baugrube mit einem Modellierungsfehler  $F_M$  von über 100 % ermittelt, was von MESTAT & RIOU (2004) auf eine unzureichende Abbildung der Baugrund-Bauwerk-Interaktion zurückgeführt wird, aber ebenfalls auf die Erfordernis der Verwendung höherwertiger, räumlicher FE-Modelle zur Abbildung von Baugrubenkonstruktionen mit rechteckigem Grundriss hinweist.

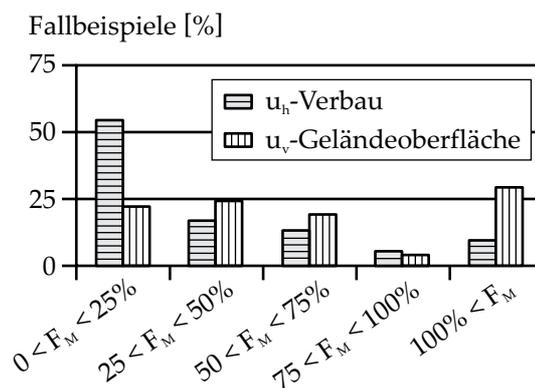


Abb. 3.9: Modellierungsfehler  $F_M$  für Horizontalverschiebungen der Verbauwände und Vertikalverformungen der angrenzenden Geländeoberfläche, nach MESTAT & RIOU (2004).

Die Untersuchungen von BORJA et al. (1989) mit einem räumlichen Berechnungsmodell unter Ansatz elasto-plastischen Verhaltens des Bodens zeigen, dass - im Vergleich zur Mitte des betrachteten Quadranten der Baugrube - sowohl die horizontalen Verformungen der Aushubkontur als auch die Setzungen der Geländeoberfläche im Bereich der Baugrubenecken vernachlässigbar sind. Die Aussagekraft der Erkenntnisse von FERNANDES (1986) zum Einfluss der Aussteifungen auf den Beanspruchungszustand der Verbauwände und von VAZIRI & TROUGHTON (1992) zur Modellierung von Aushubprozessen wird durch den Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens des Bodens sowie die gewählte Diskretisierung der Problemstellung maßgeblich begrenzt. LEE et al. (1995) berichten über unter Ansatz des modifizierten Cam-Clay Stoffmodells durchgeführte FE-Berechnungen an einer idealisierten Baugrube ( $L_1 = L_2 = 10$  m und  $H = 6$  m) in weichen bindigen Böden, wonach die in dreidimensionalen Berechnungen ermittelten Verformungen eine geringere Abhängigkeit von den geotechnischen Eigenschaften des anstehenden Baugrundes aufweisen als die mit ebenen Modellen ermittelten Verformungen. SIMIC & FRENCH (1998) untersuchen mit einem räumlichen FEM-Modell die in verschiedenen vertikalen Schnitten entlang einer Schlitzwand vorhandenen Biegemomente um die Wandlängsachse einer 22 m tiefen Baugrube. Das maximale Biegemoment im Bereich der Baugrubenecke liegt demnach bei 500 kNm/m, während in Seitenwandmitte ein um 260 % größeres maximales Biegemoment von 1.800 kNm/m zu verzeichnen ist. Von SIMIC & FRENCH (1998) wird auf eine mögliche Einsparung von 25 % der auf Basis einer ebenen Betrachtung ermittelten Bewehrungsstahlmenge und damit auf eine erhebliche Kosteneinsparung hingewiesen.

Neben projektspezifischen Betrachtungen der aushubinduzierten, durch räumliche Effekte geprägten Verformungen der Verbauwände von im Grundriss rechteckigen Baugruben anhand räumlicher FEM-Berechnungen (u.a. OU & SHIAU, 1998; MATTLE et al., 1999; LIN & WOO, 2007 und DONG et al., 2014a) finden sich in der Literatur auch systematische Untersuchungen räumlicher Effekte anhand räumlicher numerischer Modelle tiefer Baugruben. Die Erkenntnisse aus den in Form von Parameterstudien durchgeführten Untersuchungen von OU et al. (1996) und FINNO et al. (2007) zu den unter Berücksichtigung der Baugrubengeometrie zu erwartenden Verformungen der Verbauwände sowie von MOORMANN (2009) zur Verteilung des auf Schlitz- bzw. überschnittene Bohrpfahlwände in bindigen Baugrundverhältnissen einwirkenden Erddrucks werden in Abschnitt 3.4 bzw. Abschnitt 3.5.2 erläutert.

Der Ablauf des Aushubs einer Baugrube und des Einbaus des Stützsystems hat einen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Verbauwände sowie die sich einstellenden maximalen Verformungen. Die numerischen Untersuchungen von HOU et al. (2009)

zeigen, dass die Berücksichtigung eines bereichsweisen Aushubs und des unmittelbar nachfolgenden Einbaus des entsprechenden Stützsystems während der ersten Aushubschritte zu geringeren Horizontalverformungen der Verbauwände führt. Mit zunehmender Aushubtiefe verringert sich dieser Einfluss allerdings, womit die Erkenntnisse von OU et al. (2000) bestätigt werden.

Eine vornehmlich projektspezifische Anwendung numerischer Verfahren bei der Ermittlung der zu erwartenden Verformungen der Verbauwände sowie der Geländeoberfläche wird von HASHASH et al. (2011) dokumentiert. Durch eine Rückrechnung wird aus den aushubbedingten Verformungen der Verbauwände auf die bodenmechanischen Eigenschaften des anstehenden Bodens geschlossen. Die Simulation des Aushubvorgangs wird dabei unter Berücksichtigung der Ergebnisse von dreidimensionalen Laserscans der einzelnen Aushubphasen vorgenommen. Nach erfolgter Anpassung der Stoffparameter zur Beschreibung des Materialverhaltens des Bodens können die Verformungen der Verbauwände sowie der Geländeoberfläche von HASHASH et al. (2011) für ein Fallbeispiel vergleichsweise zutreffend beschrieben werden.

Die Erstellung der Verbauwände wird in der Regel mit einer „WIP“-Simulation (wished-in-place) vorgenommen. Dabei wird der Aushub der Baugrube ausgehend vom Erdruhedruckzustand simuliert. In innerstädtischen Bereichen gewinnt die Ermittlung der bei der Verbauwand-Herstellung verfahrensbedingt auftretenden Verformungen und der Spannungsänderungen im Bodenkontinuum an Bedeutung. Diese Aspekte können mit der Anwendung der „WIM“-Simulation (wall installation modelled) berücksichtigt werden. Eine Diskussion zur Durchführung von „WIM“-Simulationen für Schlitzwände findet sich in LÄCHLER (2009). Die von SCHÄFER & TRIANTAFYLLIDIS (2006) dokumentierten Untersuchungen zur Herstellung von Schlitzwänden in weichen, normal- bis leicht überkonsolidierten Böden zeigen eine von der betrachteten Tiefe abhängige Horizontalspannungsverteilung, welche durch lokale Spannungsumlagerungen bei der Herstellung der Einzelschlitze sowie durch Größe und Verteilung des Frischbetondrucks im Schlitz beeinflusst wird. Demnach ist beim anschließenden Aushub der Baugrube infolge der Zunahme des mittleren Spannungsniveaus um bis zu 30 % im oberen Drittel der Schlitzwand von einer Zunahme der Verformungen auszugehen. Bei steifen Böden ist demgegenüber eine Abnahme des Spannungsniveaus zu verzeichnen, so dass die mit einer „WIP“-Simulation durchgeführten numerischen Berechnungen von Aushubvorgängen als auf der sicheren Seite liegend anzusehen sind (SCHÄFER & TRIANTAFYLLIDIS, 2006). Vergleichbare Erkenntnisse werden von LÄCHLER (2009) für die Herstellung einer Schlitzwand in nichtbindigen Baugrundverhältnissen bzw. auch von BURLON et al. (2012) dokumentiert.

### 3.3.2 Abbildung des Materialverhaltens von Böden

Der möglichst zutreffenden Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des anstehenden Baugrunds kommt aufgrund des nichtlinearen, spannungsabhängigen Verhaltens von Böden bei der Simulation des Aushubvorgangs von Baugruben eine hohe Bedeutung zu. In der Vergangenheit wurden häufig elastisch-idealplastische Stoffmodelle, wie beispielsweise das Mohr-Coulomb Modell angewendet, wobei diese in der Regel zu einer unrealistischen Prognose der auftretenden Verformungen führen. Bei Ansatz der vorgenannten Stoffmodelle werden häufig Hebungen der angrenzenden Geländeoberfläche anstatt Setzungen prognostiziert und eine Überschätzung der Hebungen der Baugrubensohle ist die Folge. Grund hierfür ist, dass diese Stoffmodelle bei Spannungszuständen unterhalb des Bruchzustandes das Verformungsverhalten des Bodens nicht realistisch abbilden sowie die erhöhte Steifigkeit des Bodens bei kleinen Dehnungen nicht berücksichtigen. Höherwertige Stoffmodelle, wie das HS-small Modell (BENZ, 2007) erlauben es indes, eine zutreffende Beschreibung in-situ auftretender Verformungen zu erzielen.

Tab. 3.1: Stoffmodelle zur Abbildung des Materialverhaltens von Böden bei Verformungs- bzw. Standsicherheitsberechnungen nach HETTLER & SCHANZ (2008)

Kategorie	Stoffmodelle	Eignung	
		Verformungsberechnung	Standsicherheitsberechnung
Linear-elastische Stoffmodelle	-	ungeeignet	ungeeignet
Stoffmodelle mit veränderlicher Steifigkeit	Duncan/Chang	geeignet bei Belastung ohne Richtungsumkehr	geeignet wenn sinnvolle Grenzbedingung definiert
Elastisch-idealplastische Stoffmodelle	Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Matsuoka-Nakai, Lade	bedingt geeignet bei Belastung ohne Richtungsumkehr	geeignet, Ausnahme: Drucker-Prager
Elasto-plastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung	Hardening Soil, Cam Clay	geeignet bei Belastung mit wenigen Richtungsumkehrungen, bspw. bei Aushubvorgängen	kein wesentlicher Unterschied zu elastisch-ideal-plastischen Stoffmodellen
Erweiterte Stoffmodelle	HS-small	besonders geeignet für die Simulation von Aushubvorgängen von Baugruben	
	Hypoplastische Stoffmodelle	geeignet bei komplizierten Belastungspfaden (z.B. zyklische Belastungen)	

Auf eine differenzierte Darlegung der Entwicklung der diversen zur Verfügung stehenden Stoffmodelle zur zutreffenden Beschreibung des Materialverhaltens von Böden bei Aushubvorgängen von Baugruben wird mit Verweis auf die Arbeit von DONG (2014) an dieser Stelle verzichtet. Eingehende Diskussionen zu den diversen Stoffmodellen sowie der Möglichkeit ihrer Anwendung bei Verformungs- und Standsicherheitsberechnungen finden sich auch in HETTLER & SCHANZ (2008) sowie in den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (2014). Tab. 3.1 enthält einen Überblick der gängigen Stoffmodelle sowie der entsprechenden Anwendungsbereiche.

### 3.3.3 Diskretisierung von Baugruben in räumlichen Berechnungen

Während die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von tiefen Baugruben anhand ebener FE-Berechnungen als Stand der Technik anzusehen ist (u.a. DA PARÈ et al., 2014; WHITTLE et al., 2015), werden räumliche FE-Berechnungen für Baugruben deutlich seltener durchgeführt. Daher werden die speziell bei der Diskretisierung von Baugrubenkonstruktionen mit räumlichen FE-Modellen auftretenden Besonderheiten nachfolgend dargestellt.

Für die Modellierung von Schlitz- und Bohrpfahlwänden in räumlichen FE-Berechnungen werden sowohl Volumenelemente (ZDRAVKOVIC et al., 2005; DONG, 2014) als auch Schalenelemente (FINNO et al., 2007; BRYSON & ZAPATA-MEDINA, 2012; LAW et al., 2014; ORAZALIN et al., 2015) eingesetzt, denen in der Regel linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen wird. Bei Verwendung von Volumenelementen ergeben sich im Vergleich zu den Berechnungen unter Einsatz von Schalenelementen etwas geringere Horizontalverformungen der Verbauwände sowie etwas geringere vertikale und horizontale Verformungen im angrenzenden Bodenkontinuum (ZDRAVKOVIC et al., 2005; DONG, 2014). Grund hierfür ist, dass Schalenelemente keine geometrische Dicke aufweisen und dadurch die in der erdseitigen Kontaktfläche wirkende Vertikalkomponente des Erddrucks kein rückdrehendes Moment erzeugen kann. Vorteilhaft bei der Verwendung von Schalenelemente ist indes, dass die in den Verbauwänden wirkenden Schnittgrößen unmittelbares Ergebnis der Berechnung sind.

Zur Modellierung von Spundwänden werden üblicherweise Schalenelemente verwendet. Die aus der Profilgeometrie der Spundbohlen resultierende Anisotropie der Steifigkeitsverhältnisse kann dabei durch Ansatz eines anhand des Abminderungsfaktors  $\alpha_L$  gegenüber des vertikalen Elastizitätsmoduls  $E_1$  verringerten horizontalen Elastizitätsmoduls  $E_2$  berücksichtigt werden, vergleiche Gleichung (3.8). Der Abminde-

rungsfaktor  $\alpha_L$  beträgt für Spundwände in der Regel 0,05, vergleiche beispielsweise TORGERSRUD et al. (2015).

$$E_2 = \alpha_L \cdot E_1 \quad (3.8)$$

Schlitzwände und Bohrpfahlwände bestehen aus einzelnen vertikalen Elementen, welche durch Fugen voneinander abgegrenzt werden beziehungsweise im Fall von aufgelösten Bohrpfahlwänden einen horizontalen Abstand zueinander aufweisen. ZDRAVKOVIC et al. (2005) schlagen zur Berücksichtigung dieser in Abhängigkeit der Verbauwandart unterschiedlich ausgeprägten Diskontinuität und einer sich daraus ergebenden verminderten Biegesteifigkeit um die vertikale Wandachse bzw. einer verminderten Dehnsteifigkeit in horizontaler Richtung eine Abminderung des Elastizitätsmoduls des Betons in Wandlängsrichtung gemäß Gleichung (3.8) sowohl für Schalen- als auch für Volumenelemente vor. Bezüglich des Abminderungsfaktors  $\alpha_L$  findet sich in der Literatur insbesondere für Schlitzwände eine große Bandbreite ange-setzter Werte zwischen 0,01 und 0,5, siehe Tab. 3.2. Neben der verminderten Biege- und Dehnsteifigkeit werden die in gleicher Weise abgeminderten Schubmodule be-rücksichtigt.

Tab. 3.2: Anisotropie von Verbauwänden - Abminderungsfaktor  $\alpha_L$

Quelle	Art der Verbauwand	Diskretisierung	$\alpha_L$ [-]	Vergleich Messung - Berechnung
ZDRAVKOVIC et al. (2005)	Schlitzwand	Schalenelemente	0,2	-
	aufgelöste Bohrpfahlwand	Volumenelemente	0,00001	-
YEOW et al. (2006)	Schlitzwand	Schalenelemente	0,1	-
FINNO et al. (2007)	unabhängig von der Verbauwandart	Schalenelemente	0,05	-
DONG (2014)	Schlitzwand	Schalenelemente	0,1	x
	Schlitzwand	Volumenelemente	0,1	x
LAW et al. (2014)	Schlitzwand	Schalenelemente	0,01	x
SCHROEDER et al. (2014)	Schlitzwand	Schalenelemente	0,5	-
TORGERSRUD et al. (2015)	Spundwand	Schalenelemente	0,05	-

DONG (2014) vergleicht zur Validierung des vorgeschlagenen Abminderungsfaktors  $\alpha_L$  von 0,1 die gemessenen und berechneten Verformungen in der Mitte einer ca. 50 m langen Seitenwand sowie an einer ausspringenden Baugrubenecke, womit letztlich keine allgemeingültigen Erkenntnisse für rechteckige Baugruben mit einspringenden

Baugrubenecken gewonnen werden können. Bei den übrigen in Tab. 3.2 angegebenen Abminderungsfaktoren  $\alpha_L$  wird von den jeweiligen Autoren ein Vergleich von in mehreren Schnitten entlang einer Seitenwand - zwischen Baugrubenecke und Seitenwandmitte - gemessenen und berechneten Verformungen nicht vorgenommen, welcher zur Validierung eines derartigen Abminderungsfaktors indes als erforderlich anzusehen ist. Infolge der Verringerung des Abminderungsfaktors  $\alpha_L$  nehmen die Horizontalverformungen der Verbauwand in der Baugrubenecke deutlich zu, während in Seitenwandmitte nur ein geringer Einfluss auf die Horizontalverformungen der Verbauwand sowie auf die Verformungen der Geländeoberfläche besteht (DONG, 2014), vergleiche Abb. 3.10.

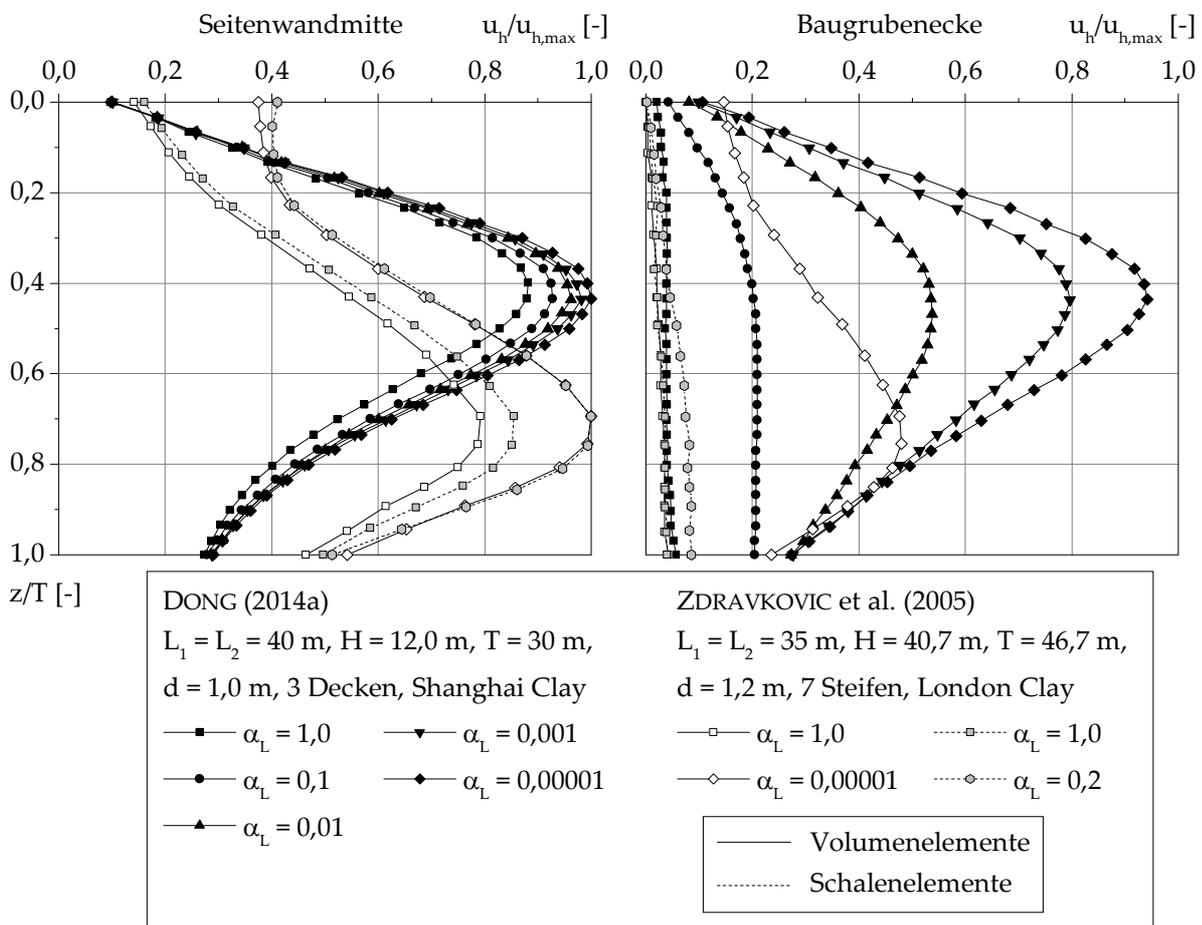


Abb. 3.10: Horizontalverformungen der Verbauwand in Abhängigkeit des Abminderungsfaktors  $\alpha_L$ .

Ein weiterer Ansatz zur Betrachtung von Schlitzwandfugen wird von LEE et al. (2011) vor dem Hintergrund der Untersuchung des Schadensfalls „Nicoll Highway“ (2004) vorgestellt. Dabei werden die durch Schlitzwandfugen getrennten Schlitzwandlamel-

len untereinander mit Verbindungselementen gekoppelt, denen unter Druckbelastung eine sehr hohe Dehnsteifigkeit zugeordnet wird, während diese bei Zugbelastung keine nennenswerten Spannungen übertragen können. Die Schlitzwandlamellen selbst werden mit Schalenelementen abgebildet.

Abweichend von dem Vorschlag von ZDRAVKOVIC et al. (2005) werden Schlitzwände in räumlichen Finite Elemente Berechnungen häufig auch unter Ansatz isotroper Steifigkeiten (u.a. BRYSON & ZAPATA-MEDINA, 2012) abgebildet, womit beispielsweise von LIN & WOO (2007), HOU et al. (2009), MOORMANN (2009) und ORAZALIN et al. (2015) in Vergleichsberechnungen von ausgeführten Fallbeispielen eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Verformungen erzielt werden konnte.

Für die Betrachtung von aufgelösten Bohrpfahlwänden schlagen ZDRAVKOVIC et al. (2005) einen Abminderungsfaktor  $\alpha_L$  von 0,00001 vor, vergleiche Tab. 3.3, und dokumentieren für die Baugrubenecke eine maximale Horizontalverformung der Verbauwand, die die in etwa 50 % des Maximalbetrages in Seitenwandmitte entspricht. Eine Erläuterung bezüglich des Betrages des o. g. Abminderungsfaktors ist in ZDRAVKOVIC et al. (2005) nicht enthalten. Bei DONG (2014) hingegen führt dieser Ansatz - mit ca. 95 % des in Seitenwandmitte aufgetretenen Maximalbetrages - zu einer deutlich größeren Horizontalverformung der Verbauwand an der Baugrubenecke (Abb. 3.10). Der Einfluss räumlicher Effekte auf die Setzungen der Geländeoberfläche ist bei Ansatz eines Abminderungsfaktors  $\alpha_L$  von 0,00001 nahezu vernachlässigbar (DONG, 2014). Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 2.2 gewonnenen Erkenntnisse aus in-situ Messungen an Baugruben mit verringerter Steifigkeit der Verbauwand in Wandlängsrichtung ist der von ZDRAVKOVIC et al. (2005) für aufgelöste Bohrpfahlwände vorgeschlagene Abminderungsfaktor damit als eingeschränkt zutreffend anzusehen. Für die Abbildung von aufgelösten Bohrpfahlwänden können - anstelle der Verwendung scheibenartiger Schalen- oder Volumenelemente mit reduzierter Längssteifigkeit - die einzelnen Bohrpfähle auch mit Balkenelementen oder zylindrischen Volumenelementen und die Ausfachung mit Schalenelementen abgebildet werden, vergleiche GASTEBLED & BAGHERY (2010).

Bei der Verwendung von Schalenelementen ist deren gegenseitiger Anschluss an der Baugrubenecke in Form einer biegesteifen Verbindung oder als linienförmiges Momenten-Gelenk möglich. Die Untersuchungen von ZDRAVKOVIC et al. (2005) liefern diesbezüglich den folgenden Kenntnisstand:

- Die Verformungen der Verbauwand und der Geländeoberfläche werden bei anisotropem Ansatz der Verbauwand-Steifigkeit (Abminderungsfaktor  $\alpha_L$  von 0,2) durch den gegenseitigen Anschluss nicht beeinflusst.

- Bei isotropem Ansatz der Verbauwand-Steifigkeit und biegeweichem Anschluss in der Baugrubenecke ergeben sich im Vergleich zu einem biegesteifen Anschluss größere Horizontalverformungen der Verbauwand in Seitenwandmitte, die in etwa den unter Ansatz anisotroper Steifigkeitsverhältnisse auftretenden Verformungen entsprechen. In der Baugrubenecke ergibt sich kein Unterschied bezüglich der Horizontalverformungen der Verbauwand. Die Setzungen der Geländeoberfläche nehmen in Seitenwandmitte und an der Baugrubenecke bei einer biegeweichen Verbindung tendenziell zu.
- Unabhängig von der gegenseitigen Verbindung der Schalenelemente ergeben sich in Seitenwandmitte vergleichbare Verläufe der Biegemomente  $M_{22}$  um die horizontale Wandachse.
- Der Ansatz einer biegeweichen Verbindung führt - unabhängig von dem gewählten Ansatz der Verbauwand-Steifigkeit - für den Bereich der Baugrubenecke zu einer geringeren Biegebeanspruchung  $M_{22}$  als in Seitenwandmitte. Demgegenüber führt der Ansatz einer biegesteifen Verbindung zu einem Vorzeichenwechsel der Biegebeanspruchung  $M_{22}$ .
- Unabhängig von der Verbindung in der Baugrubenecke ist bei anisotropem Ansatz der Verbauwand-Steifigkeit die Biegebeanspruchung um die vertikale Wandachse  $M_{11}$  vernachlässigbar, während sich demgegenüber infolge des isotropen Ansatzes der Verbauwand-Steifigkeit eine Biegebeanspruchung  $M_{11}$  in Seitenwandmitte ergibt, die bezüglich ihrer Größenordnung der Biegebeanspruchung  $M_{22}$  entspricht. Ferner resultieren bei einer biegesteifen Verbindung aus dem Ansatz einer isotropen Verbauwand-Steifigkeit unrealistisch große Biegebeanspruchungen im Bereich der Baugrubenecke.

Zur Berücksichtigung des gerissenen Zustands des Betons von Schlitzwänden wird u.a. von OU et al. (2000) eine Reduzierung der Steifigkeit des Betons in Wandtiefenrichtung vorgenommen. Als realistische Abschätzung für den dabei - durch den Anwender anzusetzenden - Abminderungsfaktor  $\alpha_{B2}$  wird von DONG (2014) auf Basis der durchgeführten Untersuchung von Fallbeispielen eine Abminderung von 50 % angesehen. Demgegenüber mindert LÜFTENEGGER (2006) die Steifigkeit unter Berücksichtigung der vorhandenen Druckzonenhöhe um ca. 70 % ab. Die Horizontalverformungen der Schlitzwände und die Verformungen an der Geländeoberfläche nehmen unter Ansatz der verringerten Steifigkeit tendenziell zu.

In FE-Berechnungen ist eine zutreffende Beschreibung des Verhaltens in der Kontaktzone zwischen Verbauwand (bzw. betrachtetem Strukturelement) und Baugrund für eine realistische Prognose der Verformungen - insbesondere an der Geländeoberfläche

che - unabdingbar (u.a. FREISEDER, 1998). Zur Beschreibung des Kontaktverhaltens, welches durch die Rauigkeit der Verbauwand und die Eigenschaften des Bodens beeinflusst wird, werden sogenannte Interface-Elemente verwendet (u.a. DAY & POTTS, 1998). Vor dem Hintergrund der verbreiteten Anwendung von Interface-Elementen wird auf weitergehende grundlegende Darlegungen an dieser Stelle verzichtet. Bezüglich der Variation der Eigenschaften von Interface-Elementen in räumlichen FE-Berechnungen dokumentiert DONG (2014) eine Abnahme der Horizontalverformungen der Verbauwände sowie der Vertikal- und Horizontalverformungen der angrenzenden Geländeoberfläche bei zunehmender Rauigkeit der Verbauwand.

Die von DONG (2014) dokumentierten Ergebnisse einer Parameterstudie zur Diskretisierung einer mit Schlitzwänden ausgeführten Baugrube ( $L_1 = L_2 = 40$  m,  $H = 12$  m) in Shanghai Clay führen ferner zu den folgenden Erkenntnissen:

- Die Berücksichtigung von Hydratationseffekten der Deckenscheiben und Steifen aus Stahlbeton anhand der Vorgabe einer Temperatureinwirkung von -10 K führt zu einer Zunahme der Verformungen der Geländeoberfläche sowie der Horizontalverformungen der Verbauwände, die in der Größenordnung von ca. 14 bzw. 10 % liegt.
- Während die Abbildung der Gründungspfähle der Deckenscheiben mit Balken- bzw. Volumenelementen sowie deren Steifigkeit faktisch keinen Einfluss auf die auftretenden Verformungen haben, nehmen sowohl die Verformungen der Geländeoberfläche als auch die Horizontalverformungen der Schlitzwände mit zunehmender Rauigkeit der Oberfläche der Gründungspfähle ab.

## 3.4 Ansätze zur Beschreibung aushubinduzierter Verformungen

### 3.4.1 Ermittlung der maximalen Verformung

In Abhängigkeit der anstehenden Baugrundverhältnisse sowie der geometrischen und konstruktiven Randbedingungen ergeben sich infolge des Aushubs von Baugruben Horizontalverformungen der Verbauwände und Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche. Bei nichtbindigen Böden sind die maximal auftretenden Verformungen der Verbauwände  $u_h^{\max}$  und der Geländeoberfläche  $u_v^{\max}$  in der Regel deutlich geringer als 0,5 % der Aushubtiefe  $H$  (CLOUGH et al., 1989). In halbfesten bindigen Böden liegen die Werte für  $u_h^{\max}$  und  $u_v^{\max}$  bei maximal ca. 0,7 % der Aushubtiefe  $H$ , während für  $u_h^{\max}$  im Mittel 0,25 % der Aushubtiefe  $H$  und für  $u_v^{\max}$  durchschnittlich 0,2 % der Aushubtiefe  $H$  zu verzeichnen sind (LONG, 2001). In bindigen Böden weicher bis steifer

Konsistenz ergeben sich gemäß CLOUGH & O'ROURKE (1990) bzw. LONG (2001) teilweise Horizontalverformungen der Verbauwände  $u_h^{\max}$ , die über 2 % der Aushubtiefe  $H$  betragen können. Entsprechend ergeben sich in diesen Baugrundverhältnissen größere Setzungen der Geländeoberfläche. Als maßgebliche Einflussgrößen auf die aushubinduzierten Verformungen sind die Baugrundverhältnisse sowie die Aushubtiefe  $H$  anzusehen (MOORMANN, 2004). Demgegenüber ist ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der von CLOUGH et al. (1989) definierten Systemsteifigkeit sowie der von ADDENBROOKE (1994) definierten Verschiebungs-Flexibilitäts-Größe und den auftretenden Verformungen der Verbauwände  $u_h^{\max}$  nicht vorhanden (LONG, 2001). Ferner lässt sich in bindigen Baugrundverhältnissen kein Einfluss der Art der Stützung der Verbauwand auf die Größe der aushubinduzierten Verformungen identifizieren (LONG, 2001), obgleich die Verformungen bei Baugruben in Deckelbauweise tendenziell am geringsten sind (MOORMANN, 2004).

Zur quantitativen Abschätzung der zu erwartenden Verformungen  $u_h^{\max}$  und  $u_v^{\max}$  sowie zur Beschreibung des Verlaufs der aushubinduzierten Setzungen der Geländeoberfläche normal zur Verbauwand finden sich in der Literatur diverse Ansätze, die vornehmlich von ebenen Randbedingungen ausgehen. In Tab. 3.3 werden diese unter Angabe der zur Anwendung erforderlichen Eingangs-Parameter, der zur Entwicklung verwendeten Datenbasis sowie der jeweiligen Randbedingungen zusammengefasst. Sämtliche Verfahren zur Ermittlung der Größen  $u_h^{\max}$  und  $u_v^{\max}$  enthalten als Einflussgrößen Angaben zur Beschreibung der anstehenden bindigen Baugrundverhältnisse und die Baugrubentiefe  $H$ . Ferner sind bei einigen Ansätzen die Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle  $\eta_{BCS}$ , die Biegesteifigkeit der Verbauwand  $EI_{\text{Wand}}$ , der vertikale bzw. horizontale Steifenabstand ( $h_v$  bzw.  $h_h$ ), die Baugrubenbreite  $L_2$ , die Einbindetiefe  $T$  der Verbauwand sowie der Abstand  $D_1$  zwischen der Geländeoberfläche und einer Bodenschicht hoher Steifigkeit bzw. der Abstand  $D_2$  zwischen der Baugrubensohle und einer Bodenschicht hoher Steifigkeit als Eingangs-Parameter erforderlich. Keines der aufgeführten Verfahren berücksichtigt indes den Einfluss räumlicher Effekte - beispielsweise anhand des Seitenwandverhältnisses  $L_1/L_2$  - auf die sich einstellenden maximalen Horizontalverformungen der Verbauwände. Weiterhin ist keines der Verfahren für eine Anwendung in nichtbindigen Böden geeignet. Auf einen bewertenden Vergleich der in Tab. 3.3 aufgeführten Ansätze zur Ermittlung der Größen  $u_h^{\max}$  und  $u_v^{\max}$  bzw. des Verlaufs von Setzungen der Geländeoberfläche normal zur Verbauwand wird mit Verweis auf die einzelnen Literaturquellen und die darin enthaltenen Gegenüberstellungen von in-situ gewonnenen Messwerten und den Ergebnissen der jeweiligen Verfahren verzichtet.

Tab. 3.3: Übersicht der Ansätze zur Ermittlung aushubbedingter Verformungen im ebenen Schnitt

Ansatz	$u_h^{\max}$	$u_v^{\max}$	$u_v$ -Profil	Eingangs-Parameter	Datenbasis	Randbedingungen
PECK (1969)			x	H, Bodenart	Messergebnis- se	Spundwände, Träger- bohlverbau
MANA & CLOUGH (1981)	x	x		$c_{u'}$ , $\gamma$ , H, $L_{2'}$ , $D_{1'}$ , $h_{v'}$ $EI_{Wand'}$ , $EA_{Steife'}$ , $P_{Steife}$	Messergebnis- se (Spund- wände), FEM	Aussteifung / Veranke- rung in unnachgiebiger Schicht
			x	H, $\eta_{BGS}$		
CLOUGH et al. (1989)	x			$c_{u'}$ , $\gamma$ , H, $D_{2'}$ , $h_{v'}$ , $EI_{Wand}$	Messergebnis- se, FEM	
			x	H, $\eta_{BGS}$		
WONG & BROMS (1989)	x			$E_{s'}$ , $\gamma$ , H, $L_{2'}$ , $D_2$	FEM	ausgesteifte Spund- wände in bindigen Böden
CLOUGH & O'ROURKE (1990)			x	H	Messergebnis- se	
OU et al. (1993)			x	T	Messergebnis- se	
HASHASH & WHITTLE (1996)	x	x		OCR, H, $h_{v'}$ , $L_1$	FEM	Schlitzwände in bindigen Böden
HSIEH & OU (1998)			x	H	Messergebnis- se	weiche bis halb feste Konsistenz
KUNG et al. (2007a)	x			$c_{u'}$ , $E_{s'}$ , H, $L_{2'}$ , $EI_{Wand}$	künstliche neuronale Netze, Mess- ergebnisse	ausgesteifte Baugruben in weichen bis steifen Böden
KUNG et al. (2007b)	x	x		$c_{u'}$ , $E_{s'}$ , H, $L_{2'}$ , $D_{2'}$ , $EI_{Wand}$	Messergebnis- se, FEM	ausgesteifte Baugruben in weichen bis steifen Böden
			x	H		
OU & HSIEH (2011)			x	H, $L_{2'}$ , $D_1$	Messergebnis- se, FEM	Baugruben in bindigen Böden
BRYSON & ZAPATA-MEDINA (2012)	x			$c_{u'}$ , $E_{s'}$ , $\gamma$ , H, T, $L_{2'}$ , $h_{1v'}$ , $h_{v'}$ $EI_{Wand}$	FEM, Mess- ergebnisse	weiche bis halb feste Konsistenz
CAPRARU & ADAM (2014)	x	x		H, Abstand Baugrube- Gebäude, 3 dimensi- onslose Kenngrößen	FEM	Nachbarbebauung (Ab- stand und Geschossan- zahl)
GOH et al. (2017)	x			Parameter für Biege- steifigkeit der Verbau- wand, $c_{u'}$ , H, T, $L_{1'}$ , $L_{2'}$	FEM	ausgesteifte Baugruben in weichen bis steifen Böden

Von FINNO et al. (2007) wird für Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen Verhältnissfaktors  $\Lambda(u_h)$  in Seitenwandmitte vorgestellt, vergleiche Abb. 3.11. Die Grundlage hierfür bildet eine Parameterstudie mit einem dreidimensionalen FE-Modell, bei der die Seitenwandlängen  $L_1$  und  $L_2$ , die Aushubtiefe  $H$ , die Biegesteifigkeit der Verbauwand  $EI_{Wand}$  sowie die Steifigkeit der unterhalb der Baugrubensohle anstehenden Bodenschicht variiert wurden. Unter Kenntnis der mit einer numerischen Berechnung oder mit einem der in Tab. 3.3 aufgeführten Ansätze ermittelten maximalen Horizontalverformung der Verbauwand  $u_h^{2D}$  für den ebenen Fall lässt sich damit der Einfluss räumlicher Effekte auf die Größe  $u_h^{max}$  quantifizieren. Die Untersuchungen von FINNO et al. (2007) ergeben, dass geringe Werte des Seitenwandverhältnisses  $L_1/L_2$  ( $L_1$ : längere Seitenwand,  $L_2$ : kürzere Seitenwand) und eine zunehmende Steifigkeit der Verbauwand zu geringeren Werten von  $\Lambda(u_h)$  führen. Ferner zeigt sich, dass für die gegebenen Randbedingungen ab einem Verhältnis von Seitenwandlänge zu Baugrubentiefe von  $L_1/H > 6$  näherungsweise ebene Randbedingungen vorliegen.

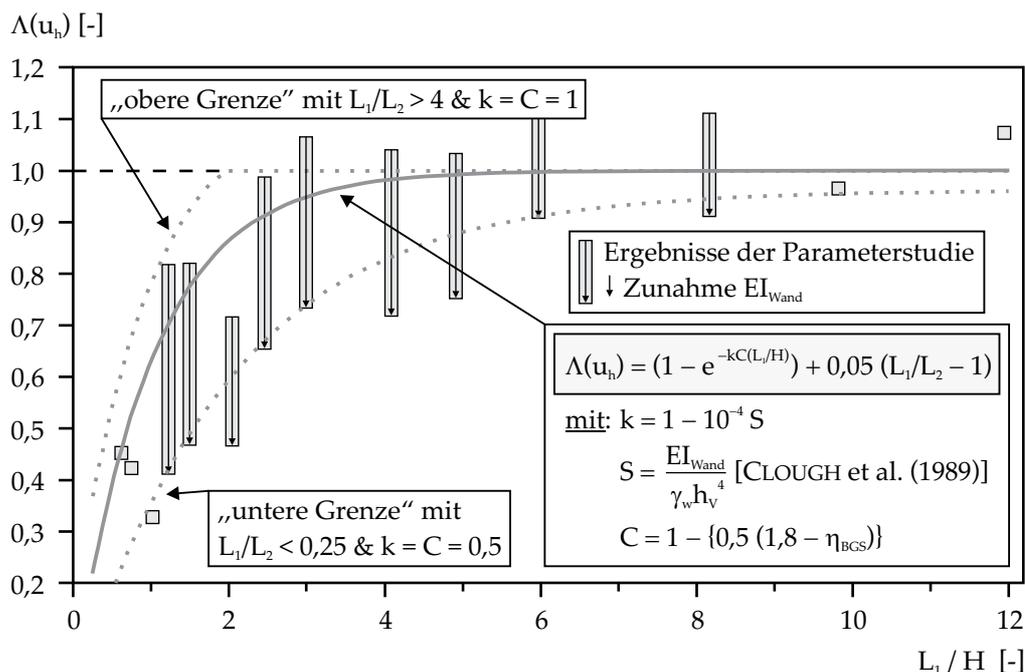


Abb. 3.11: Räumlicher Verhältnissfaktors  $\Lambda(u_h)$  in Seitenwandmitte im Abgleich zu den Ergebnissen der Parameterstudie gemäß FINNO et al. (2007).

### 3.4.2 Verlauf der Verformungen entlang der Verbauwände

Zur Beschreibung der Verteilung der aushubinduzierten Verformungen der Verbauwände bzw. der Geländeoberfläche entlang der Seitenwände tiefer Baugruben mit

rechteckigem Grundriss finden sich in der Literatur ebenfalls Ansätze. In Tab. 3.4 werden diese Ansätze zur Beschreibung der Zunahme der Verformungen mit zunehmendem Abstand  $x$  von der Baugrubenecke unter Angabe der zur Anwendung erforderlichen Eingangs-Parameter, der zur Entwicklung verwendeten Datenbasis sowie der jeweiligen Randbedingungen zusammengefasst.

Tab. 3.4: Übersicht der Ansätze zur Ermittlung aushubbedingter Verformungen entlang der Verbauwand

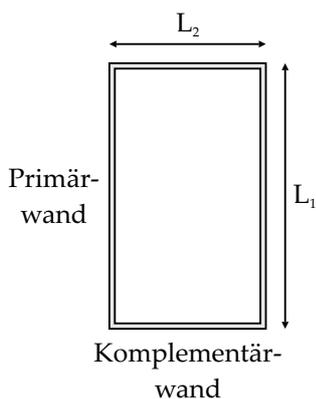
Ansatz	$u_h(x)$ -Verbau	GOF		Eingangs-Parameter	Datenbasis	Ursprüngliche Randbedingungen
		$u_h(x)$	$u_v(x)$			
ULRICHS (1980)			x	$u_v^{2D}, H$	Messergebnisse (Schlitzwand)	nichtbindige Baugrundverhältnisse, $L_1/L_2 \cong 2$ , $H = 20,4$ m
OU et al. (1996)	x			$u_h^{2D}, L_1, L_2$	FEM (Schlitzwände)	bindige Baugrundverhältnisse, $L_1/L_2 > 1/3$ , $L_1 \leq 100$ m, $H = 16$ m
ROBOSKI & FINNO (2006)		x	x	$u_i^{max}, L_1, H$	Messergebnisse (Spundwand)	bindige Baugrundverhältnisse, $L_1/L_2 \cong 1,2$ , $H = 12,8$ m
FUENTES & DEVRIENDT (2010)		x	x	$u_i^{max}, L_1, L_2$	Messergebnisse (Schlitzwände & überschnittene Bohrpfahlwände), FEM	bindige Baugrundverhältnisse, $L_1 = L_2 = \text{divers}$ , $H \cong 19$ m (in-situ), $H = 15 / 40$ m (FEM)
MOORMANN (2009)	x			$u_h^{2D}, L_1, L_2$	FEM (Schlitzwände)	bindige Baugrundverhältnisse, $L_1 = 8 \div 100$ m, $L_2 = 20 \div 100$ m, $H = 10 / 20$ m
HSIUNG et al. (2016)	x			$u_h^{2D}, L_1, L_2$	FEM (Schlitzwände)	nichtbindige Baugrundverhältnisse, $L_1/L_2 > 1/3$ , $L_1 \leq 100$ m, $H = 16,8$ m

Formale Zusammenhänge zur Beschreibung der Setzungen der Geländeoberfläche entlang der Seitenwände rechteckiger Baugruben werden von ULRICHS (1980), ROBOSKI & FINNO (2006) und FUENTES & DEVRIENDT (2010) vorgestellt, vergleiche Anhang E. Während die Ansätze von ULRICHS (1980) und FUENTES & DEVRIENDT (2010) für Baugruben mit Schlitzwänden erstellt wurden, liegen dem Ansatz von ROBOSKI & FINNO (2006) Verformungsmessungen im Umfeld einer mit Spundwänden ausgeführten Baugrube zugrunde, wobei keiner der genannten Ansätze die Biegesteifigkeit der Verbauwand als Eingangsparameter beinhaltet. Eine Berücksichtigung spezifischer Baugrundverhältnisse ist bei keinem der Ansätze möglich. Zur Ermittlung der Vertei-

lung von Horizontalverformungen der Geländeoberfläche eignen sich die Verfahren von ROBOSKI & FINNO (2006) sowie FUENTES & DEVRIENDT (2010), wobei das zuletzt genannte Verfahren von den Autoren lediglich anhand eines Fallbeispiels validiert wurde.

Von OU et al. (1996), MOORMANN (2009) sowie HSIUNG et al. (2016) werden Ansätze zur Beschreibung des Verlaufs der horizontalen Verformungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken dokumentiert. Diese auf Basis numerischer Parameterstudien, in Form von Diagrammen erstellten Ansätze erlauben die Ermittlung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  für Baugruben mit Seitenwandlängen zwischen ca. 20 und 100 m sowie hoher Steifigkeit der Verbauwand in Wandlängsrichtung (Schlitz- und überschnitte Bohrpfahlwände) in bindigen Baugrundverhältnissen. Von OU et al. (1996) wird bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse diejenige Wand als Primärwand bezeichnet, deren Verformungen ausgewertet werden. Die normal zu dieser Primärwand orientierte Seitenwand wird als Komplementärwand definiert (Abb. 3.12 a). Bezüglich der Größe des räumlichen Verhältnissfaktors  $\Lambda(u_h)$  ergaben die Untersuchungen von OU et al. (1996) und MOORMANN (2009), dass sich insbesondere für kurze Primärwände ( $L_1 \leq 40$  m) in Seitenwandmitte keine ebenen Verhältnisse einstellen und eine deutliche Abhängigkeit der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  von der Seitenwandlänge  $L_2$  vorhanden ist, wobei eine größere Seitenwandlänge  $L_2$  zu einem geringeren Wert von  $\Lambda(u_h)$  führt (Abb. 3.12 b).

a) Begriffserläuterung



b) Ermittlung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$

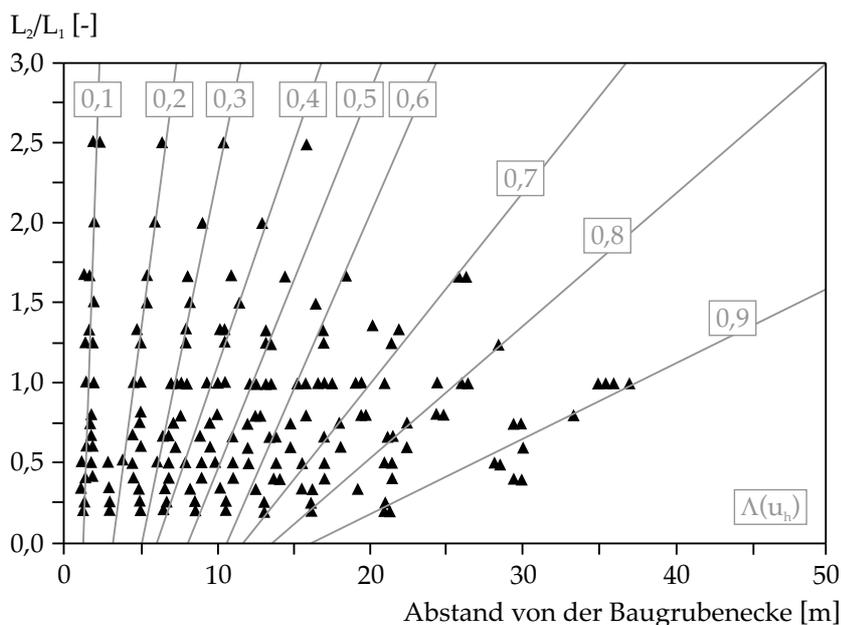


Abb. 3.12: Ansatz von OU et al. (1996).

Mit zunehmender Länge  $L_1$  der Primärwand ergeben sich in Wandmitte nahezu ebene Bedingungen. Dabei nimmt die Länge des Bereiches, in dem nahezu ebene Bedingungen vorliegen, mit abnehmender Länge  $L_2$  der Komplementärwand zu (OU et al., 1996). Gemäß MOORMANN (2009) ist ein maßgeblicher Einfluss der Baugrubentiefe  $H$ , der Biegesteifigkeit der Baugrubenecken sowie der Steifigkeit des Stützsystems auf Größe und Verteilung von  $\Lambda(u_h)$  nicht festzustellen.

Eine Anwendung des formalen Zusammenhangs von ULRICHS (1980) zur Beschreibung horizontaler Verschiebungen von Verbauwänden - wie dies in der Literatur an anderer Stelle vorgenommen wurde - erscheint im Abgleich mit den in ULRICHS (1980) dokumentierten Horizontalverschiebungen der Schlitzwände nur bedingt zulässig.

### 3.4.3 Vergleich zwischen Prognose und Messung

Die in Anhang A enthaltene Datenbank zu räumlichen Effekten bei ausgeführten Baugruben mit annähernd rechteckigem Grundriss erlaubt es, die Ansätze von ULRICHS (1980), ROBOSKI & FINNO (2006) und FUENTES & DEVRIENDT (2010) einander vergleichend gegenüberzustellen und deren Anwendbarkeit zu bewerten. Erläuterungen zu den vorgenannten Ansätzen sind in Anhang E enthalten. Auf Basis der in Kapitel 2 gewonnenen Erkenntnisse werden die Ansätze im Folgenden auch bei Randbedingungen angewendet, die nicht mit den jeweiligen bei der Entwicklung vorliegenden Randbedingungen (vergleiche Tab. 3.4) übereinstimmen. Für einen Vergleich werden letztlich die Fallbeispiele 9, 11, 12, 14, 25, 26, 32, 43, 47, 48, 50, 51 und 53 verwendet. Um die in-situ gemessene mit der anhand der Ansätze bestimmten Verteilung der Setzungen entlang der Seitenwände zu vergleichen, muss die zu berechnende Vertikalverformung in Seitenwandmitte mit der gemessenen Setzung übereinstimmen. Dafür ist eine entsprechende Annahme für die Eingangsparameter  $u_v^{2D}$  bzw.  $u_v^{\max}$  erforderlich. In Abb. 3.13 a) bis Abb. 3.15 a) werden die berechneten Setzungen  $u_{v,ber}$  über den gemessenen Setzungen  $u_{v,gem}$  aufgetragen, wobei beide Größen mit der jeweils maximal aufgetretenen Setzung  $u_v^{\max}$  normiert werden. Liegen die Datenpunkte auf der Winkelhalbierenden stimmen Berechnung und Messung überein. Zusätzlich wird in Abb. 3.13 b) bis Abb. 3.15 b) die mit Gleichung (3.9) berechnete relative Abweichung  $f$  jeder berechneten Setzung  $u_{v,ber}$  von der gemessenen Setzung  $u_{v,gem}$  entlang der Hälfte der Seitenwandlänge aufgetragen.

$$f = \left( \frac{u_{v,ber}}{u_{v,gem}} - 1 \right) \times 100 \quad (3.9)$$

Der Vergleich der gemessenen und der berechneten Setzungen in Abb. 3.13 verdeutlicht die Unterschätzung der vertikalen Verformungen der Geländeoberfläche an den Baugrubenecken mit dem Ansatz von ULRICHS (1980) mit einer relativen Abweichung von ca. 100 %. Entlang der Seitenwände stimmen die berechneten Setzungen mit den gemessenen Setzungen mit einer mittleren relativen Abweichung von 12,9 % indes recht gut überein. Überschreitet das Verhältnis des Abstandes  $x$  zwischen betrachteter Stelle und Baugrubenecke zu Aushubtiefe  $H$  einen Wert von 2,66 erfordert der Ansatz von ULRICHS (1980) einen Eingangsparameter  $u_v^{2D}$ , der dem Betrage nach geringer ist als die gemessene Setzung. Es ist hervorzuheben, dass diese Anforderung als unrealistisch anzusehen ist.

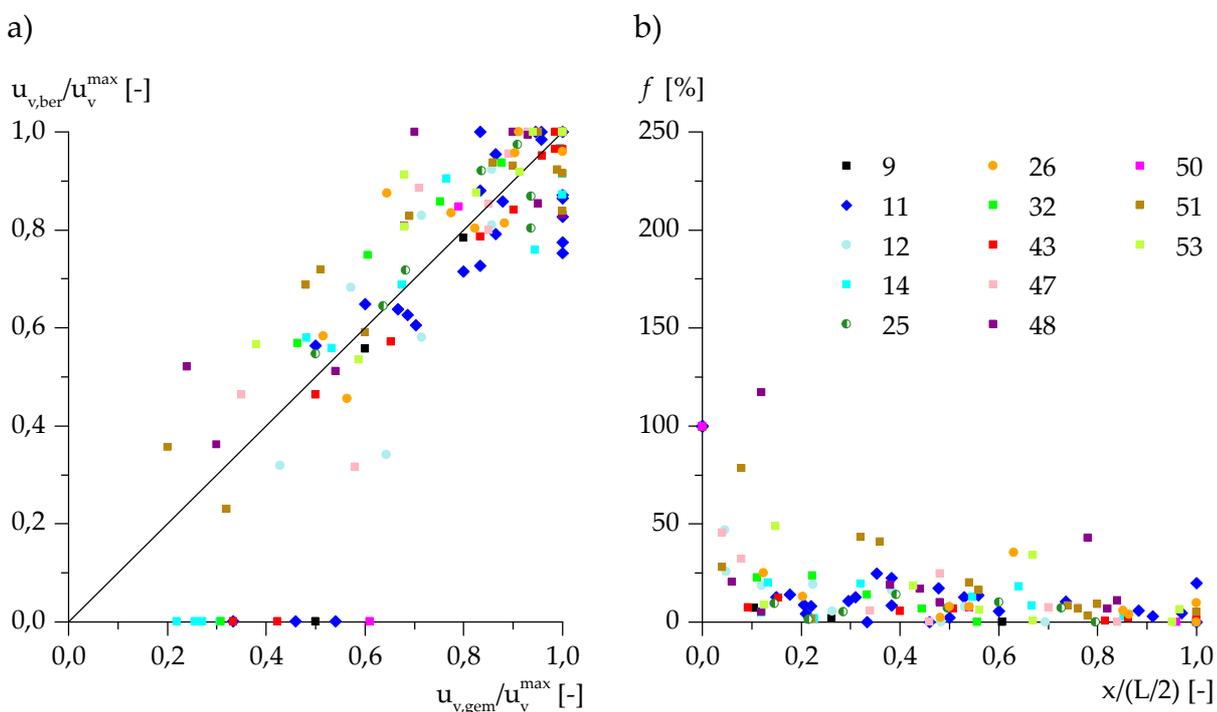


Abb. 3.13: Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungen der Geländeoberfläche – Verfahren von ULRICHS (1980).

Ogleich der Ansatz von ROBOSKI & FINNO (2006) auf Basis von Verformungsmessungen an der an eine mit Spundwänden ausgeführte Baugrube angrenzenden Geländeoberfläche entwickelt wurde, zeigt der Vergleich der berechneten und gemessenen Setzungen in Abb. 3.14, dass der Ansatz auch für Baugruben mit Verbauwänden höherer Steifigkeit in Wandlängsrichtung anwendbar ist. Während die relative Abweichung an der Baugrubenecke Werte von bis zu 46,2 % annimmt, ergibt sich entlang der Seitenwände eine mittlere relative Abweichung von 16,1 %.

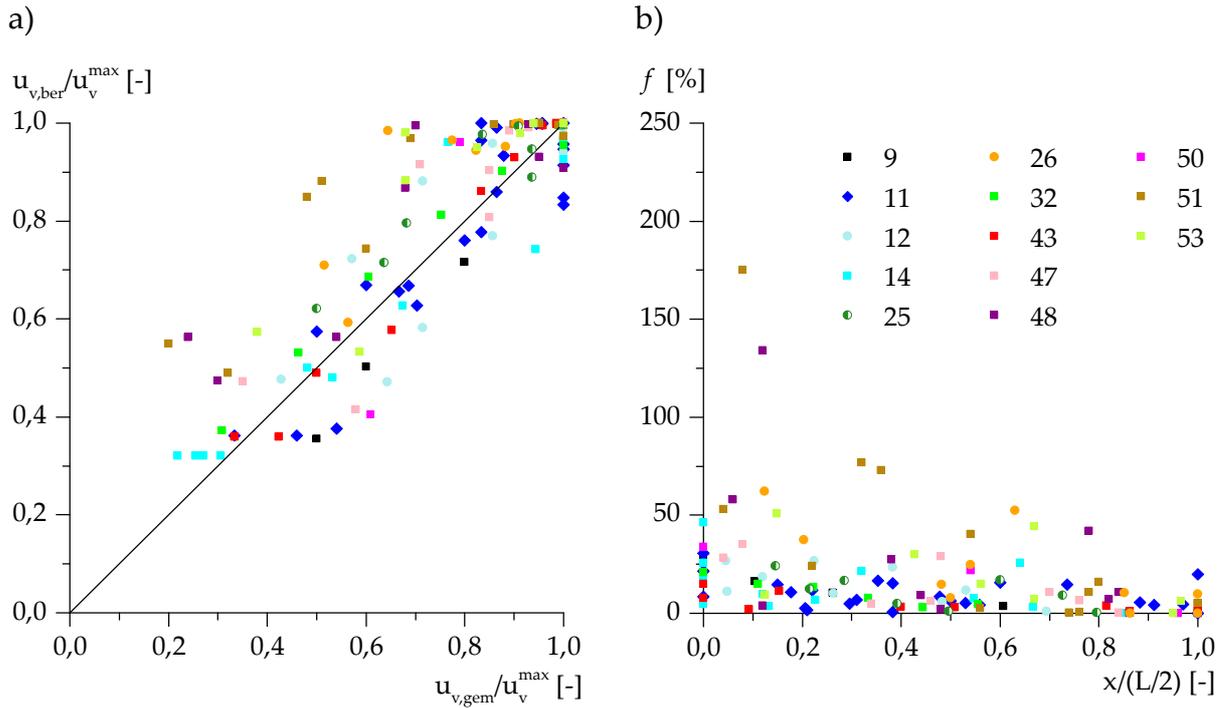


Abb. 3.14: Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungen der Geländeoberfläche – Verfahren von ROBOSKI & FINNO (2006).

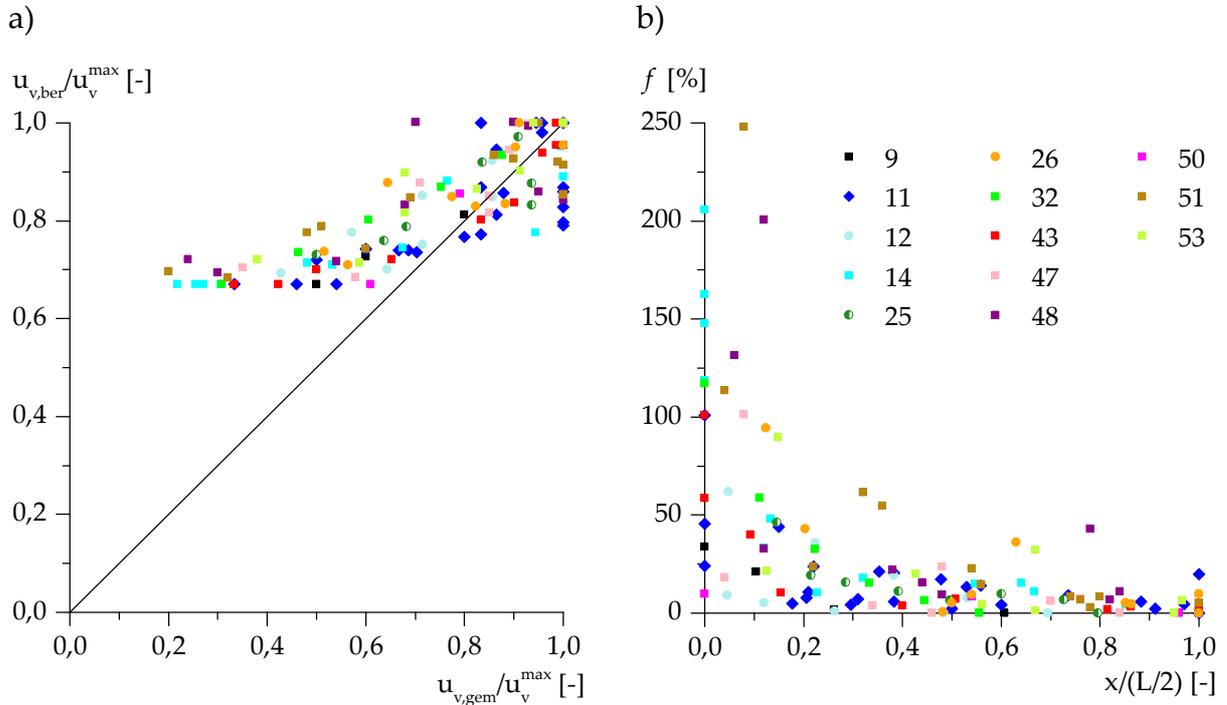


Abb. 3.15: Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungen der Geländeoberfläche – Verfahren von FUENTES & DEVRIENDT (2010).

Eine deutliche Überschätzung der Setzungen an den Baugrubenecken resultiert aus der Anwendung des Ansatzes von FUENTES & DEVRIENDT (2010), vergleiche Abb. 3.15. Die relative Abweichung in diesem Bereich beträgt bis zu 205,7 %. Mit einer durchschnittlichen relativen Abweichung von 21,1 % entlang der Seitenwände führt der Ansatz von FUENTES & DEVRIENDT (2010) im Vergleich zu den beiden vorgenannten Ansätzen zur geringsten Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen vertikalen Verformungen der Geländeoberfläche.

In einem zweiten Schritt wird die Anwendbarkeit der vorgestellten Ansätze zur Bestimmung der Setzungsverteilung für jede Hälfte einer Seitenwand der Fallbeispiele 9, 11, 12, 14, 25, 26, 32, 43, 47, 48, 50, 51 und 53 bewertet. Hierfür wird mit Gleichung (3.10) die Standardabweichung  $S$  der berechneten Setzungen ermittelt, wobei  $n$  die jeweilige Anzahl der vorhandenen Datenpunkte entlang der Hälfte einer Seitenwand darstellt.

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (u_{v,ber,j} - u_{v,gem,j})^2} \quad (3.10)$$

Anschließend wird mit Gleichung (3.11) der prozentuale Fehler  $F$  unter Berücksichtigung der jeweiligen maximal aufgetretenen Setzung  $u_v^{\max}$  bestimmt. Die Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung ist dabei umso besser, je geringer der Betrag des prozentualen Fehlers ist. Bereits ROBOSKI & FINNO (2006) nutzten dieses Vorgehen zur Bewertung ihres Ansatzes.

$$F = \left( \frac{S}{u_v^{\max}} \right) \times 100 \quad (3.11)$$

In Tab. 3.5 werden die Beträge des prozentualen Fehlers  $F$  für die der vergleichenden Gegenüberstellung zugrundeliegenden Fallbeispiele für die vorgestellten Ansätze angegeben. Die Ermittlung des prozentualen Fehlers  $F$  erfolgt dabei je Hälfte einer Seitenwand, so dass bei einem Fallbeispiel je betrachteter Seitenwand zwei Werte aufgeführt werden. In der Mehrzahl der Fälle ergab sich der minimale prozentuale Fehler  $F$  (fettgedruckte Beträge in Tab. 3.5) für den Ansatz von ROBOSKI & FINNO (2006), gefolgt von dem Ansatz von ULRICHS (1980). Die durchgeführten Untersuchungen bestätigen die Anwendbarkeit der vorgestellten Ansätze zur Ermittlung der Verteilung der Setzungen entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss, wobei der Ansatz von FUENTES & DEVRIENDT (2010) die geringste Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Vertikalverformungen der Geländeoberfläche ergibt. Bezüglich der Setzungen an den Baugrubenecken führt die An-

wendung des Ansatzes von ULRICHS (1980) zu einer Unterschätzung, während sich bei dem Ansatz von FUENTES & DEVRIENDT (2010) eine deutliche Überschätzung der auftretenden Verformungen zeigt.

Wie im Fall der Setzungen der Geländeoberfläche lassen sich auch die Verfahren von OU et al. (1996) und MOORMANN (2009) zur Ermittlung des Verlaufs der Horizontalverformungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand  $x$  von den Baugrubenecken einander vergleichend gegenüberstellen. In Abb. 3.16 a) und Abb. 3.17 a) werden hierzu die berechneten Horizontalverformungen der Verbauwände  $u_{h,ber}$  über den gemessenen Horizontalverformungen  $u_{h,gem}$  aufgetragen, wobei beide Größen mit der jeweils maximal aufgetretenen Verformung  $u_h^{max}$  normiert werden. Abb. 3.16 b) und Abb. 3.17 b) enthalten ergänzend die mit Gleichung (3.9) berechnete relative Abweichung  $f$  jeder berechneten Horizontalverformung  $u_{h,ber}$  von der gemessenen Horizontalverformung  $u_{h,gem}$  entlang der Hälfte der Seitenwandlänge.

Tab. 3.5: Prozentuale Fehler  $F$  je Hälfte einer Seitenwand für die Ansätze zur Ermittlung der Verteilung der Setzungen

Fall-Nr.	ULRICHS (1980) [%]	ROBOSKI & FINNO (2006) [%]	FUENTES & DEVRIENDT (2010) [%]
9	28,9	<b>11,3</b>	12,3
11	23,6 / 14,0 / 17,7 / 26,0	9,8 / <b>9,1</b> / <b>10,1</b> / <b>9,9</b>	<b>8,9</b> / 18,3 / 19,6 / 16,4
12	<b>10,2</b> / 19,3	12,6 / 13,9	18,4 / <b>4,0</b>
14	17,7 / 21,2 / 12,7 / 17,3	<b>12,0</b> / <b>11,8</b> / <b>6,4</b> / <b>6,0</b>	28,2 / 24,0 / 26,5 / 26,7
25	<b>7,3</b>	9,5	12,2
26	<b>7,6</b> / <b>12,6</b>	14,0 / 22,2	18,1 / 16,6
32	16,8	<b>6,6</b>	22,8
43	14,3 / 24,6	<b>3,8</b> / <b>4,0</b>	16,4 / 14,9
47	<b>13,0</b> / 15,7	14,5 / 11,4	23,1 / <b>6,8</b>
48	10,6 / <b>30,5</b>	<b>10,4</b> / 33,6	21,6 / 41,5
50	43,3	18,9	<b>6,3</b>
51	<b>12,9</b> / <b>13,3</b>	25,1 / 19,0	25,6 / 22,0
53	<b>4,1</b> / <b>19,0</b>	8,7 / 23,9	7,7 / 24,9

Bedingt durch die geometrischen Randbedingungen lassen sich die Ansätze von OU et al. (1996) und MOORMANN (2009) lediglich auf die Fallbeispiele 2, 4, 26, 27 und 42 anwenden, bei denen es sich um Baugruben mit Schlitz- bzw. überschnittenen Bohrpfahlwänden handelt. Beide Ansätze berücksichtigen, dass an den Ecken der vorge-

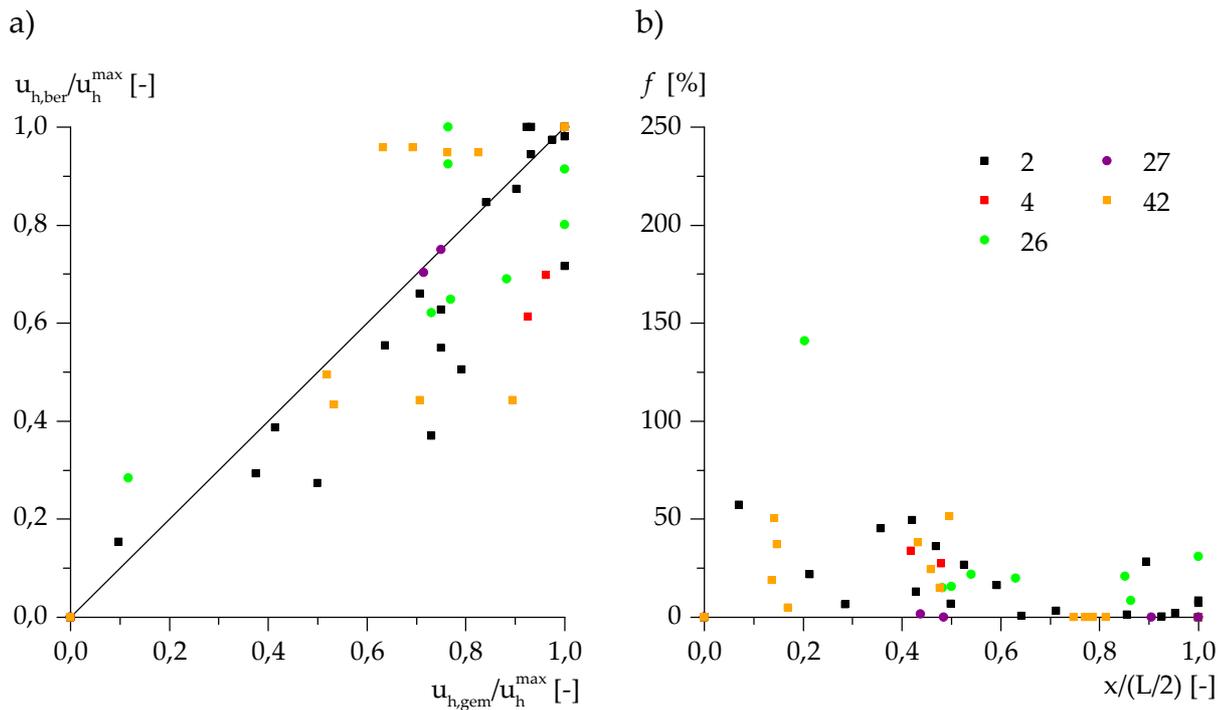


Abb. 3.16: Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverformungen der Verbauwand – Verfahren von OU et al. (1996).

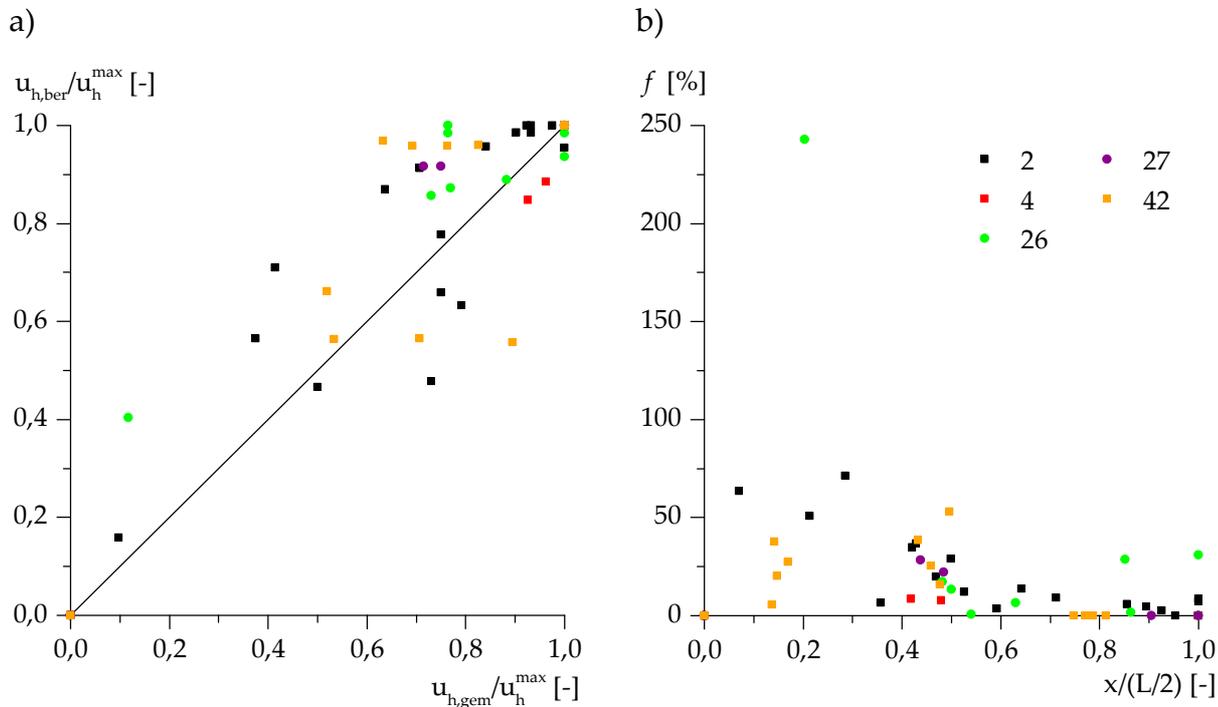


Abb. 3.17: Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverformungen der Verbauwand – Verfahren von MOORMANN (2009).

nannten Baugruben faktisch keine Verformungen auftreten. Der Vergleich der berechneten und der gemessenen Horizontalverformungen in Abb. 3.16 zeigt mit einer durchschnittlichen relativen Abweichung von 17,8 % entlang der Seitenwände, dass der Ansatz von OU et al. (1996) die Horizontalverformungen der Verbauwände unterschätzt. Bei Verwendung des Ansatzes von MOORMANN (2009) ergibt sich mit einer durchschnittlichen relativen Abweichung von 20 % entlang der Seitenwände eine Überschätzung der Horizontalverformungen der Verbauwände, vergleiche Abb. 3.17. Unter Berücksichtigung der Angaben in Tab. 3.6 zu den sich ergebenden prozentualen Fehlern je Hälfte einer Seitenwand zeigt sich, dass der Ansatz von MOORMANN (2009) als eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der entlang der Verbauwände auftretenden Horizontalverformungen angesehen werden kann.

Tab. 3.6: Prozentuale Fehler  $F$  je Hälfte einer Seitenwand für die Ansätze zur Ermittlung der Horizontalverformungen der Verbauwände

Fall-Nr.	OU et al. (1996) [%]	MOORMANN (2009) [%]
2	5,6 / 3,4 / 14,2 / 26,9 / 20,2 / 14,9	13,6 / 15,3 / 6,4 / 15,5 / 11,2 / 2,5
4	22,1 / 18,7	5,5 / 5,4
26	10,7 / 19,2	9,5 / 19,5
27	0 / 0,8	0,9 / 0,9
42	19,7 / 28,2 / 15,3 / 16,8	19,4 / 22,5 / 17,4 / 11,2

### 3.5 Bestehende Ansätze zum räumlichen aktiven Erddruck

Grundsätzlich sind die Ansätze zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks sowie der Resultierenden dieser Einwirkung in Abhängigkeit des betrachteten baupraktischen Systems (suspensionsgestützter Erdschlitz, Schachtbauwerk, Baugrube, etc.) zu differenzieren. Dabei ist neben der geometrischen Konfiguration der jeweiligen Konstruktion zu berücksichtigen, inwieweit die konstruktive Ausbildung Verschiebungen zulässt, die den Ansatz des aktiven Erddrucks rechtfertigen. Im Hinblick auf die Betrachtung räumlicher Effekte bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss werden nachfolgend die maßgeblichen Ansätze vorgestellt.

Für suspensionsgestützte Erdschlitze, bei denen es sich um Systeme mit rechteckigem Grundriss handelt, liegt eine Vielzahl von analytischen Ansätzen zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks vor (Abschnitt 3.5.1), welche prinzipiell auch für starre Bauteile mit einer begrenzten Länge anwendbar sind. Während die in Abschnitt 3.5.2 erläuterten numerischen Parameterstudien von MOORMANN

(2009) erste Erkenntnisse zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss liefern, erlaubt es der ebenfalls auf numerischen Untersuchungen basierende Ansatz von TOM WÖRDEN (2010) die bestehenden analytischen Ansätze einander vergleichend gegenüber zu stellen (Abschnitt 3.5.3). Die in technischen Regelwerken enthaltenen Verfahren zur Berücksichtigung des infolge räumlicher Effekte verringerten Erddrucks bzw. dessen Verteilung (Abschnitt 3.5.4) basieren u. a. auf den analytischen Ansätzen bzw. Untersuchungen von KARSTEDT (1978), GUBMANN & LUTZ (1981), WALZ & PULSFORT (1983a, 1983b) und PIASKOWSKI & KOWALEWSKI (1965).

Den Einfluss der Herstellungsweise von radialsymmetrischen beziehungsweise rechteckigen Senkkästen auf Größe und Verteilung des räumlichen Erddrucks berücksichtigen WALZ et al. (1973), WALZ (1976), MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. (1980), MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. (1986), SAVIDIS et al. (1987) sowie WALZ & HOCK (1988). Für radialsymmetrische Bauwerke wie Brunnengründungen oder Schächte wurden - häufig basierend auf den Erkenntnissen aus experimentellen Untersuchungen - u.a. von BEREZANTZEV (1958), STEINFELD (1958), SCHULZ (1969), ROJEK (1986), KÖNIG (1994) und HERTEN (1999) Ansätze für die Ermittlung des räumlichen Erddrucks entwickelt.

### 3.5.1 Analytische Verfahren

Die in der Regel für suspensionsgestützte Erdschlitz formulierten, jedoch auch für starre Bauteile begrenzter Länge anwendbaren Ansätze zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks lassen sich grundsätzlich in zwei Gruppen einteilen.

Bei den statischen Verfahren (SCHNEEBELI, 1964 und HUDER, 1972) wird angenommen, dass der an das Bauteil beziehungsweise den suspensionsgestützten Erdschlitz angrenzende Bodenbereich sich in einem vollständig plastifizierten Zustand befindet und dies zu einer Aktivierung von Schubspannungen in den entsprechenden Grenzflächen und damit zu einer Reduktion der zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks zu berücksichtigenden Vertikalspannungen führt. Die Verfahren von SCHNEEBELI (1964) und HUDER (1972) führen letztlich zu identischen Ergebnissen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al., 1979).

Demgegenüber wird bei den sogenannten kinematischen Verfahren an einem durch diskrete Gleitflächen räumlich definierten Bruchkörper eine Gleichgewichtsbetrachtung im aktiven Grenzzustand vorgenommen, deren Ergebnis die Größe des räumlichen aktiven Erddrucks ist. Die kinematischen Verfahren lassen sich anhand der be-

trachteten Bruchkörpergeometrie beziehungsweise der zur Gleichgewichtsbetrachtung herangezogenen Spannungen weiter differenzieren:

- Bei den Verfahren von PRATER (1973), WALZ & PRAGER (1978), GUßMANN & LUTZ (1981), WALZ & HOCK (1987), FOX (2004) und LI et al. (2013) wird ein prismatischer Erdkeil mit in Längsrichtung konstanter Querschnittsfläche betrachtet. Diese Verfahren werden als Seitenreibungsmodele bezeichnet. Die Berücksichtigung von Schubspannungen in den seitlichen Flankenflächen führt bei der Gleichgewichtsbetrachtung zu einer Verringerung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks. Der zur Ermittlung der Schubspannungen zu berücksichtigenden Vertikalspannungen sowie dem Ansatz des Seitendruckbeiwertes kommen bei diesen Verfahren eine maßgebliche Bedeutung zu, welche von WALZ & PULSFORT (1983a, 1983b) differenziert diskutiert wird. Von den Autoren werden eine Vertikalspannungsverteilung gemäß der Silotheorie und der Ansatz des Erdruhedruckbeiwertes  $k_0$  - wie beispielsweise bei dem Verfahren von WALZ & HOCK (1987) - empfohlen, wobei gemäß WALZ & PULSFORT (1983b) der realistischen Abschätzung der Scherfestigkeitsparameter letztlich eine größere Bedeutung zukommt als dem angesetzten Erddruckbeiwert.
- Von PIASKOWSKI & KOWALEWSKI (1965), KARSTEDT (1978), WASHBOURNE (1984) und TSAI & CHANG (1996) wurden i.d.R. basierend auf Erkenntnissen aus Modellversuchen Verfahren entwickelt, bei denen die Definition eines räumlich begrenzten Bruchkörpers - häufig mit muschelförmig ausgebildeter Gleitfläche - zu einem gegenüber dem ebenen Fall reduzierten Bruchkörpervolumen führt. Dies resultiert in einer Verringerung des zu berücksichtigenden Eigengewichts bei der Gleichgewichtsbetrachtung und damit letztlich in einer Verringerung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks. Diese auf der Ausbildung eines Gewölbes im Boden beruhenden Ansätze werden in der Literatur häufig auch als Gewölbemodelle bezeichnet.
- Das Verfahren von GERLACH (1986) stellt mit der Reduzierung des Bruchkörpervolumens sowie der Betrachtung von Schubspannungen in den seitlichen Flankenflächen eine Kombination der beiden vorgenannten Vorgehensweisen dar.

Eine Übersicht der den unterschiedlichen Ansätzen zu Grunde liegenden Bruchkörpermodelle, Erddruck-Theorien und Randbedingungen enthält Abb. 3.18. Die Anwendbarkeit der Verfahren von TSAI & CHANG (1996), KARSTEDT (1978) und FOX (2004) ist nach TOM WÖRDEN (2010) durch „teilweise widersprüchliche Angaben in den Bestimmungsgleichungen“ bzw. die zum Teil fehlende „praxistauglichen Beschreibung“ - wie auch beim Verfahren von GERLACH (1986) - nur eingeschränkt möglich.

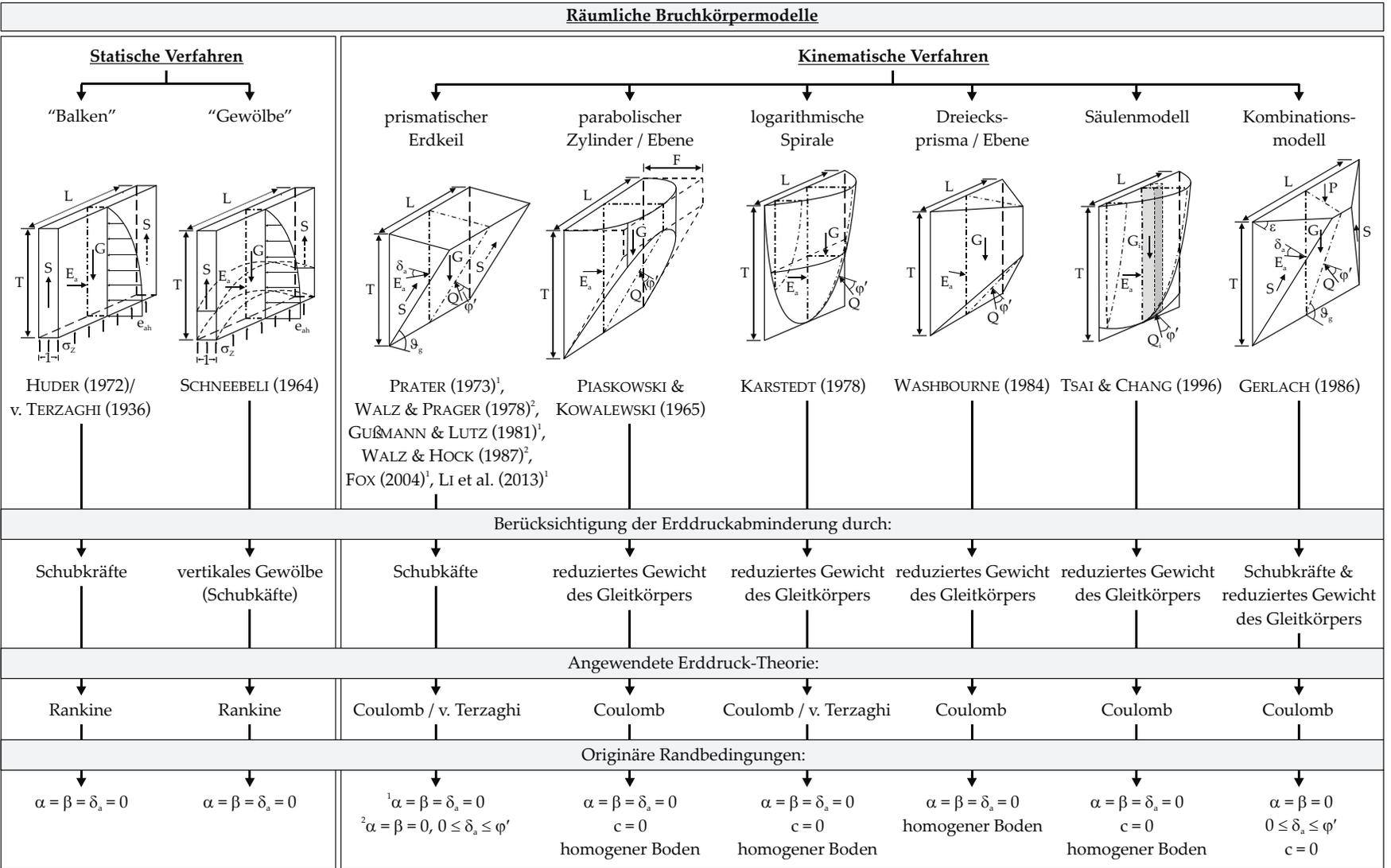


Abb. 3.18: Räumliche Bruchkörpermodelle, nach KLEIN & MOORMANN (2015).

### 3.5.2 Erkenntnisse aus numerischen Untersuchungen

Basierend auf den Erkenntnissen von OU et al. (1996) wird von MOORMANN (2009) eine umfangreiche Parameterstudie an einer im Grundriss rechteckigen, 20 m tiefen Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen durchgeführt. Das Materialverhalten des betrachteten Frankfurter Tons wird dabei mit einem elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben. Die vierlagig ausgesteiften Verbauwände mit Längen zwischen 8 m und 100 m, die in Bezug auf ihre Biege- und Dehnsteifigkeit als Schlitz- beziehungsweise überschnittene Bohrpfahlwände anzusehen sind, werden mit Schalenelementen isotroper Steifigkeit abgebildet. Wie Abb. 3.19 verdeutlicht, ergibt sich im Bereich der vergleichsweise unverschieblichen Baugrubenecken eine ausgeprägte Konzentration des Erddrucks.

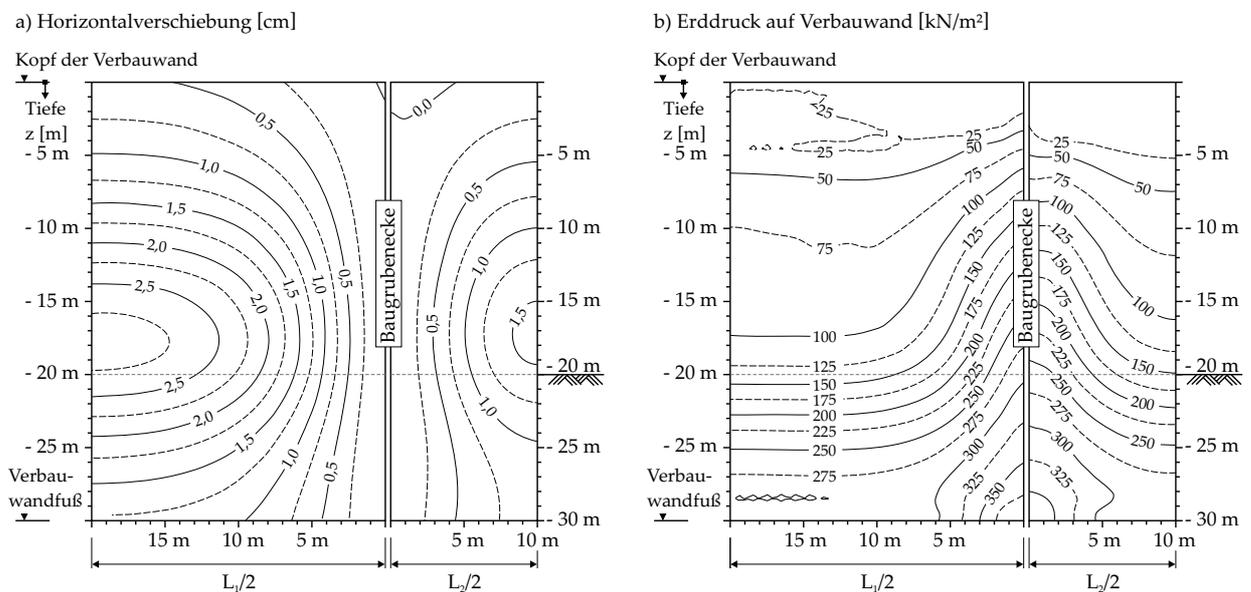


Abb. 3.19: Abwicklung der Ansichtsfäche eines Quadranten einer rechteckigen Baugrube, a) Linien gleicher horizontaler Verschiebung der Verbauwand, b) Linien gleichen horizontalen Erddrucks, nach MOORMANN (2009).

Die Untersuchungen von MOORMANN (2009) führen für die vorhandenen Randbedingungen im Ergebnis zu dem nachfolgenden Kenntnisstand zu Verteilung und Größe des räumlichen aktiven Erddrucks:

- Infolge der auftretenden Spannungskonzentrationen nehmen die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_h)$  unabhängig von der Seitenwandlänge an den Baugrubenecken Werte von  $> 1,0$  an.

- In den mittleren Bereichen der Seitenwände liegen die Erddrücke im räumlichen Fall zwischen 4 % und 23 % unter den für den ebenen Fall maßgebenden Werten. Die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_h)$  entlang der Seitenwände beziehungsweise in Seitenwandmitte tendieren umso ausgeprägter gegen 1,0, je länger die Primärwand im Vergleich zur Komplementärwand ist und je größer das Verhältnis von Seitenwandlänge  $L$  zu Baugrubentiefe  $H$  ist. Der Bereich, in dem diese Abminderung zu berücksichtigen ist, erstreckt sich bis in einen Abstand von 0,1 bis  $0,35 \cdot H$  von den Baugrubenecken.
- Bei Ansatz einer verringerten Wandsteifigkeit (Variation anhand der Wanddicke  $d$ ) sowie bei Annahme eines Momentengelenkes zur Verbindung der in den Baugrubenecken normal aufeinander treffenden Seitenwände vergrößert sich der Bereich, in dem ein verringerter Erddruck ansetzbar ist.
- Die Steifigkeit der Aussteifungen hat einen geringen Einfluss auf den räumlichen Verhältnisfaktor  $\Lambda(E_h)$ .

Anhand einer Parameterstudie, durchgeführt mit der Methode der Finiten Elemente und validiert durch Modellversuche, entwickelt TOM WÖRDEN (2010) einen Ansatz zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks auf starre vertikale Bauteile begrenzter Länge in homogenem nichtbindigem Boden. Die durchgeführten Untersuchungen umfassen die Variation der Bauteilhöhe  $T$  bei konstanter Bauteillänge  $L$ , der Lagerungsdichte  $D$ , der Wandbewegungsart und des Wandreibungswinkels  $\delta_a$ . Der von TOM WÖRDEN (2010) vorgestellte räumliche Abminderungsfaktor  $\Pi_W(E_{ah})$  berücksichtigt mit der Lagerungsdichte  $D$  und dem Verhältnis von Bauteilhöhe  $T$  zu Bauteillänge  $L$  die als maßgeblich identifizierten Einflussgrößen zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$ .

$$\Pi_W(E_{ah}) = 0,111 + 0,05 \cdot D - 0,23 \cdot D^2 + 0,92 \cdot 0,7^{T/L} \quad (3.12)$$

Der Ansatz wurde auf Basis der für eine Kopfpunktdrehung durchgeführten Untersuchungen ermittelt, da diese Wandbewegungsart die größten räumlichen aktiven Erddruckkräfte ergab. Da der Einfluss der Lagerungsdichte im Vergleich zur geometrischen Konfiguration gering ist, vereinfachen TOM WÖRDEN & ACHMUS (2013) den räumlichen Abminderungsfaktor zu:

$$\Pi_{WA}(E_{ah}) = 0,12 + 0,88 \cdot 0,7^{T/L} \quad (3.13)$$

Die Größe des Wandreibungswinkels  $\delta_a$  hat den Ergebnissen von TOM WÖRDEN (2010) bzw. TOM WÖRDEN & ACHMUS (2013) zufolge keinen Einfluss auf den räumlichen Ab-

minderungsfaktor  $\Pi_W(E_{ah})$  bzw.  $\Pi_{WA}(E_{ah})$  und wird bei der Anwendung von Gleichung (3.6) anhand der Berechnung von  $E_{ah}^{2D}$  zutreffend berücksichtigt.

### 3.5.3 Vergleichende Gegenüberstellung der Verfahren zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks

Für die bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss maßgebenden Verhältniswerte von Gesamttiefe  $T$  zu Seitenwandlänge  $L$  von in der Regel kleiner 1,0 (vergleiche Tab. A.1) werden nachfolgend ausgewählte Verfahren einander vergleichend gegenübergestellt. Die Berechnungen wurden für einen homogenen, nichtbindigen Boden mit einem Reibungswinkel von  $\varphi = 35^\circ$  und unter Ansatz eines Wandreibungswinkels von  $\delta_a = 0^\circ$  mit dem Programm MATLAB durchgeführt. In Abhängigkeit des betrachteten Verfahrens beträgt die Abminderung für ein Verhältnis von Gesamttiefe  $T$  zu Seitenwandlänge  $L$  von 1,0 zwischen 11 % (HUDER, 1972 mit  $k_y = k_{ah}$ ) und 58 % (WASHBOURNE, 1984), vergleiche Abb. 3.20. Das Verfahren von TOM WÖRDEN & ACHMUS (2013) sowie das Verfahren von WALZ & HOCK (1987) mit einem Seitendruckbeiwert von  $k_0$  liefern für den Bereich  $0 < T/L \leq 1,0$  mit einer Abminderung von in etwa maximal 26 % nahezu identische Ergebnisse.

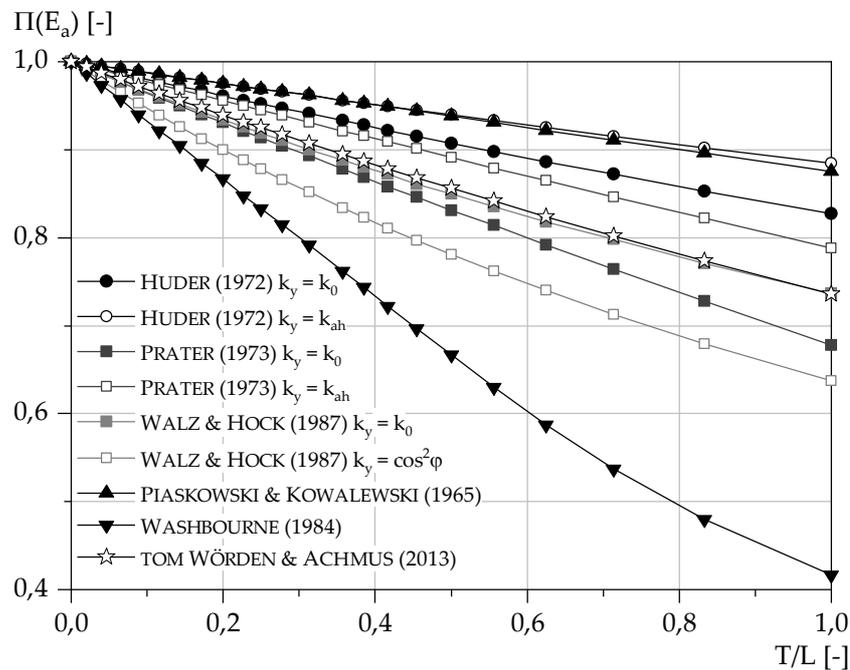


Abb. 3.20: Gegenüberstellung ausgewählter Verfahren zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks.

Werden die beiden vorgenannten Verfahren für den Bereich  $0 < T/L \leq 1,0$  als Referenzansätze betrachtet, so sind die Verfahren von HUDER (1972) und von PIASKOWSKI & KOWALEWSKI (1965) als tendenziell zu konservativ anzusehen. Die Verfahren von PRATER (1973) mit den Seitendruckbeiwerten  $k_0$  und  $k_{ah}$  liegen unter- bzw. oberhalb der beiden Referenzansätze und bilden für diese damit einen gewissen Vertrauensbereich. Während das Verfahren von WALZ & HOCK (1987) mit einem Seitendruckbeiwert von  $k_y = \cos^2\varphi$  etwas geringere Werte für  $E_a^{3D}$  liefert, ist bei dem Verfahren von WASHBOURNE (1984) - vor dem Hintergrund der gewählten Reduktion des Bruchkörpervolumens - von einer signifikanten Unterschätzung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks auszugehen.

Die analytischen Verfahren zur Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks sowie die vorgestellten Verfahren auf Basis numerischer Untersuchungen zeigen, dass infolge der in-situ auftretenden Spannungsumlagerungen und in Abhängigkeit der vorliegenden Geometrie zum Teil eine erhebliche Reduktion des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks resultiert. Allerdings lassen die Verfahren keine allgemeingültigen Angaben zur Verteilung des entlang der Seitenwand einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss einwirkenden, entsprechend reduzierten Erddrucks zu.

### 3.5.4 Ansätze in technischen Regelwerken

#### DIN 4085

Das Verfahren zum Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks in DIN 4085:2017-08 bezieht sich auf schmale Wände, wobei eine Gültigkeitsgrenze bezüglich der maximalen Wandlänge nicht angegeben wird. Bei der Ermittlung des räumlichen aktiven Erddrucks erfolgt die Abminderung demnach durch Faktorisierung des ebenen aktiven Erddrucks infolge Eigengewicht, Oberflächenlasten und Kohäsion mit sogenannten Formbeiwerten. Die für Fälle mit  $\alpha \neq \beta \neq \delta_a \neq 0$  lediglich näherungsweise geltenden Diagramme und Formeln zur Bestimmung dieser Formbeiwerte basieren auf dem Verfahren von PIASKOWSKI & KOWALEWSKI (1965) und liegen daher auf der sicheren Seite, vergleiche Abschnitt 3.5.3 bzw. TOM WÖRDEN (2010). Gemäß DIN 4085:2017-08 wird eine gleichmäßige Verteilung des reduzierten räumlichen aktiven Erddrucks in Ansatz gebracht.

#### DIN 4126

Der in DIN 4126:2013-09 im Hinblick auf den Nachweis der „Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden“ enthaltene Rechenansatz zur Berechnung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks basiert auf dem in Abschnitt

3.5.1 vorgestellten Seitenreibungsmodell. Bei der Ermittlung der in den Flankenflächen wirkenden Schubspannungen ist von einem bilinearen Spannungsansatz mit einer der Schlitzlänge entsprechenden Grenztiefe und dem Erdruhedruckbeiwert  $k_0$  auszugehen. Eine allgemeine Anwendung des Verfahrens der DIN 4126:2013-09 ist nicht zu empfehlen, da die Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks für  $T/L \leq 3$  unterschätzt und für  $T/L > 3$  überschätzt wird (TOM WÖRDEN, 2010). Angaben zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks sind aufgrund des der DIN:2013-09 zugrundeliegenden Nachweisformats nicht enthalten.

Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben

Die Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben enthalten zur Berücksichtigung des räumlichen Tragverhaltens von tiefen Baugruben mit rechteckigem Grundriss mit EB 75 zwei Ansätze für den räumlichen aktiven Erddruck. Diese in Abhängigkeit des Verhältnisses der Nachgiebigkeit der Baugrubenecken zur Nachgiebigkeit der mittleren Bereiche der Baugrubenseiten formulierten Erddruckansätze sollen sowohl eine realistischere Verformungsprognose als auch eine wirtschaftlichere Bemessung der Konstruktionsteile ermöglichen.

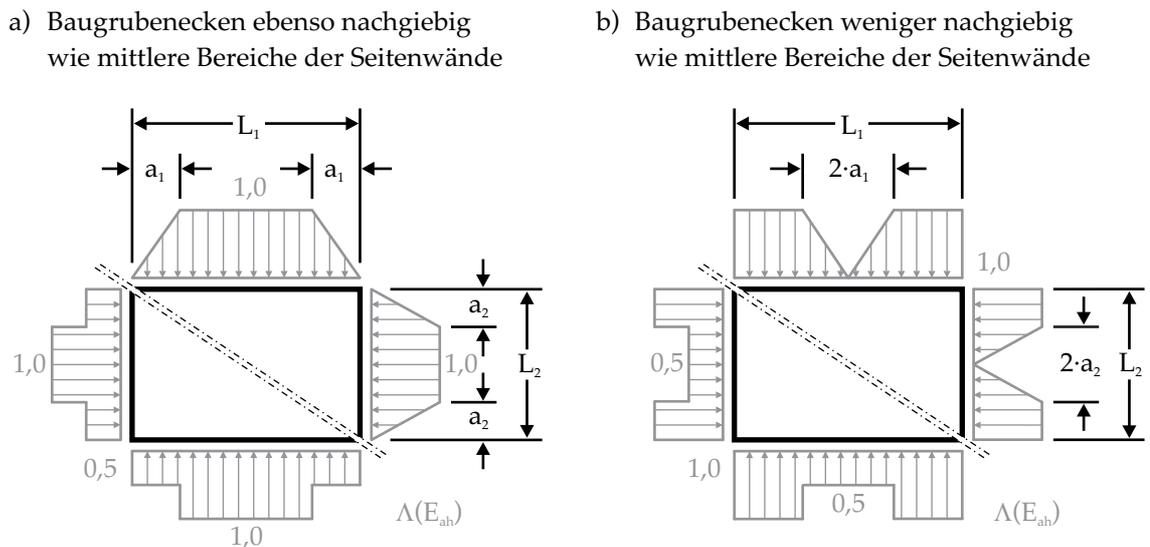


Abb. 3.21: Vereinfachte Erddruckansätze - EB 75.

Für Baugruben deren Ecken ebenso nachgiebig sind wie die mittleren Bereiche der Baugrubenseiten wird eine Verteilung des Erddrucks gemäß Abb. 3.21 a) vorgeschlagen. Infolge der in den Flankenflächen der zugrunde gelegten prismatischen Bruchkörpermodelle wirkenden Schubspannungen (Seitenreibungsmodelle) werden an den Baugrubenecken Abstufungen bzw. Abschrägungen der für den ebenen Fall ermittelten Erddrucklast  $E_{ah}^{2D}$  über eine Länge von  $a_1$  bzw.  $a_2$  berücksichtigt. Dabei repräsen-

tiert  $E_{ah}^{2D}$  den ebenen aktiven Erddruck auf eine durchlaufende Wand infolge Bodenei-  
gengewicht, großflächiger Auflast von  $p_k \leq 10 \text{ kN/m}^2$  und - falls ansetzbar - Kohäsion.  
Bei Baugruben deren Ecken weniger nachgiebig sind als die mittleren Bereiche der  
Baugrubenseiten wird infolge der berücksichtigten räumlich begrenzten Bruchkör-  
permodelle (Gewölbemodelle) und den sich einstellenden Spannungsumlagerungen  
eine Reduktion des Erddrucks  $E_{ah}^{2D}$  in den mittleren Bereichen über eine Länge von  
 $2 \cdot a_1$  bzw.  $2 \cdot a_2$  in Form einer Abstufung auf  $\Lambda(E_{ah}) = 0,5$  oder eine Abschrägung auf  
einen Betrag von  $\Lambda(E_{ah}) = 0,0$  angesetzt (Abb. 3.21 b)).

Die Längen  $a_1$  sowie  $a_2$  der Bereiche, in denen eine Abminderung des Erddrucks ange-  
setzt werden darf, ergibt sich gemäß EB 75 in Abhängigkeit der Baugrubentiefe  $H$   
sowie der Seitenwandlänge  $L_1$  beziehungsweise  $L_2$  zu:

$$a_{1/2} = \left(0,35 - 0,06 \cdot \frac{H}{L_{1/2}}\right) \cdot H \quad [\text{m}] \quad (3.14)$$

Verwendung dürfen die Erddruckansätze der EB 75 in nichtbindigen und mindestens  
steifen bindigen Böden finden. Die Anwendung der Erddruckansätze setzt eine Bau-  
grubenkonstruktion voraus, deren Nachgiebigkeit den Ansatz des aktiven Erddrucks  
rechtfertigt. Bei Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks ist im Bereich der vorgenom-  
menen Abminderung ebenso eine Interpolation zwischen Erdruhedruck und aktivem  
Erddruck zulässig. Den Erddruckansätzen der EB 75 liegen im Hinblick auf die Vertei-  
lung des Erddrucks, den Betrag der Abminderung und die Länge  $a_1$  beziehungsweise  
 $a_2$  der Abminderungsbereiche entlang der Baugrubenseiten keine Ergebnisse von  
experimentellen beziehungsweise numerischen Untersuchungen oder Messungen an  
ausgeführten Baugruben zugrunde. Die Länge des Abminderungsbereiches resultiert  
aus dem Vergleich der anhand des Verfahrens von WALZ & HOCK (1987) - unter An-  
satz des Seitendruckbeiwertes  $k_0$  - ermittelten Resultierenden mit der aus der  
Erddruckverteilung gemäß EB 75 abgeleiteten Resultierenden (WALZ, 1994). Dem  
formalen Zusammenhang in Gleichung (3.14) liegt vereinfachend ein Reibungswinkel  
des Bodens von  $\varphi' = 30^\circ$  sowie ein Wandreibungswinkel von  $\delta = 2/3 \varphi'$  zugrunde, was  
aufgrund der Darlegungen in WALZ (1994) zu dem geringen Einflusses dieser beiden  
Größen auf den räumlichen aktiven Erddruck ausreichend erscheint. Hinsichtlich der  
Anwendung der Erddruckansätze ist darauf hinzuweisen, dass EB 75 keine Kriterien  
zur Beurteilung der Frage, ob die Baugrubenecken oder die mittleren Bereiche der  
Seitenwände nachgiebiger sind, enthält. Unter Berücksichtigung des zu erwartenden  
Verformungsverhaltens der Verbauwände liegt es im Ermessen des Anwenders, ob  
eine Abminderung des Erddrucks im Eckbereich oder im Bereich der Seitenwände

vorgenommen wird. In EB 75 werden keine geometrischen Gültigkeitsgrenzen zur Anwendung der Erddruckansätze definiert.

Die in MOORMANN & KLEIN (2014) enthaltene Diskussion zeigt auf, dass sowohl der gemäß Abb. 3.21 b) ansetzbare Betrag der Abminderung des Erddrucks als auch die Länge des Abminderungsbereiches nicht mit den von MOORMANN (2009) anhand einer numerischen Parameterstudie gewonnenen Erkenntnissen zur Verteilung des Erddrucks (vergleiche Abschnitt 3.5.2) übereinstimmen. Demnach wird insbesondere bei langen Seitenwänden bei der Anwendung der EB 75 die Größe des einwirkenden Erddrucks im Abminderungsbereich als auch die Länge  $a_1$  beziehungsweise  $a_2$  dieses Bereiches deutlich unterschätzt.

Eine Modifikation des in Abb. 3.21 b) dargestellten, für wenig nachgiebige Baugrubenecken definierten Erddruckansatzes wird von MOORMANN (2009) vorgeschlagen. Für den mittleren Bereich der Seitenwände wird eine Abminderung des Erddrucks auf 75 bis 85 % des ebenen aktiven Erddrucks empfohlen, während an den Baugrubenecken die festgestellten Spannungskonzentrationen berücksichtigt werden. Die Länge des Bereiches, in dem ein gemäß Abb. 3.22 über dem ebenen aktiven Erddruck liegender Erddruck anzusetzen ist, lässt sich dabei mit Gleichung (3.15) ermitteln. Überschreitet die betrachtete Seitenwandlänge das 10-fache der Baugrubentiefe  $H$ , so wird eine Abminderung als nicht mehr zulässig angegeben.

$$a_{1ü/2ü} = 3,5 + 0,025 \cdot L_{1/2} \quad [\text{m}] \tag{3.15}$$

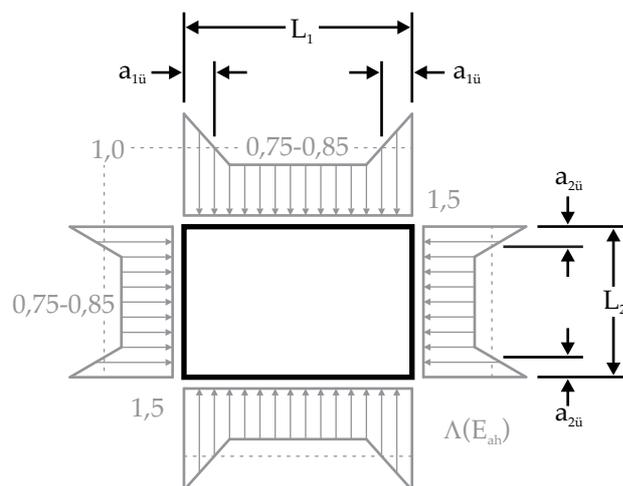


Abb. 3.22: Vorschlag zur Modifikation des Erddruckansatzes für wenig nachgiebige Baugrubenecken, gemäß MOORMANN (2009).

Frankfurter Stadtbahnrichtlinie

Das Stadtbahnbauamt der Stadt Frankfurt am Main empfiehlt mit ihren „Richtlinien für die Konstruktion und stat. Berechnung der Baugrubenumschließung sowie Grundwasserableitungsanlagen“ zur Berücksichtigung räumlicher Effekte bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss unabhängig von der vorliegenden Verbaukonstruktion eine Abminderung des Erddrucks im Bereich der Baugrubenecken (Abb. 3.23). Über eine Länge, die einem Drittel der Baugrubentiefe  $H$  entspricht, ist demnach im Vergleich zu dem im mittleren Bereich der Baugrubenseiten angesetzten Erddruckbeiwert  $k_{agh}$  der Ansatz eines verringerten Erddruckbeiwertes  $k'_{agh}$  vorzunehmen. Hervorzuheben ist, dass diese Abminderung des Erddrucks im Bereich der Baugrubenecken sowohl bei 'elastischen' Wänden als auch für 'deformationsarme' Wände empfohlen wird. Für 'elastische' Wände ist im Eckbereich eine um 33 % abgeminderte Einwirkung zu berücksichtigen, während bei 'deformationsarmen' Wänden die Abminderung 38 % beträgt. Der vereinfachte Erddruckansatz der Frankfurter Stadtbahnrichtlinie steht ebenso wie EB 75 nicht im Einklang mit den Erkenntnissen von MOORMANN (2009) zur Erddruckverteilung bei mit Schlitz- bzw. überschnittenen Bohrpfehlwänden ausgeführten Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

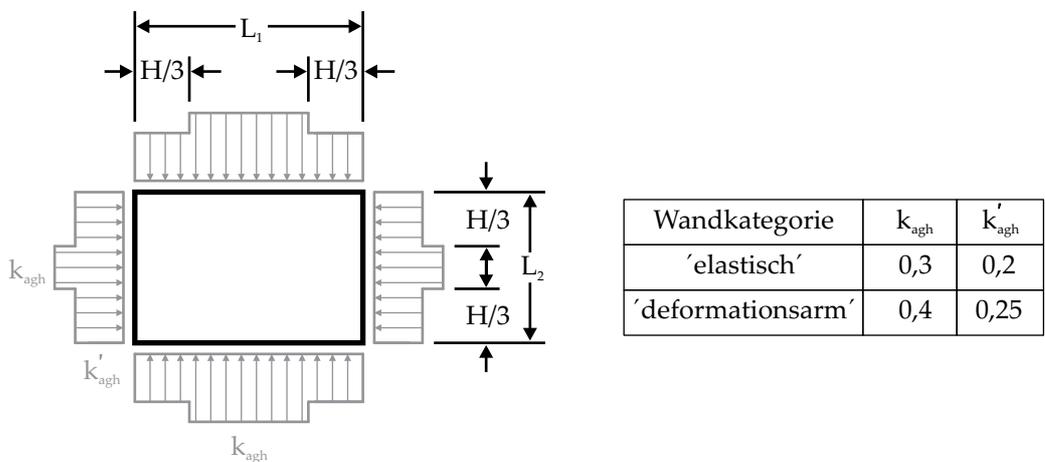


Abb. 3.23: Vereinfachter Erddruckansatz - Frankfurter Stadtbahnrichtlinie.

**3.6 Schlussfolgerungen und Formulierung der Forschungsaufgabe**

Die in den Abschnitten 3.2 bis 3.5 vorgenommene Diskussion zum Kenntnisstand zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss führt zu den folgenden Schlussfolgerungen:

- Für Verbauwände mit im Verhältnis zur Gesamttiefe  $T$  (Summe von Baugrubentiefe  $H$  und Einbindetiefe  $t$ ) vergleichsweise geringer Seitenwandlänge  $L_1$  verdeutlichen die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von TOM WÖRDEN (2010) eine maßgebliche Verringerung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks im Vergleich zum ebenen aktiven Erddruck. Zu Größe und Verteilung des Erddrucks bei zunehmender Seitenwandlänge  $L_1$  liegen hingegen keine Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen vor.
- Für rechteckige Baugruben mit ausgesteiften Verbauwänden hoher Längssteifigkeit in bindigen Baugrundverhältnissen ergeben die numerischen Untersuchungen von MOORMANN (2009), dass der entlang der Seitenwände einwirkende Erddruck zwischen 4 und 23 % geringer ist als der ebene aktive Erddruck. Der Betrag der Abminderung verringert sich dabei mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_1$ . Im Bereich der unverschieblichen Baugrubenecken ergeben sich unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_1$  Erddrücke, die über dem ebenen aktiven Erddruck liegen.
- Die zur Ermittlung der Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks zur Verfügung stehenden analytischen Ansätze weisen für eine betrachtete geometrische Konfiguration eine deutliche - u.a. von den angenommenen Randbedingungen abhängige - Bandbreite auf. Der auf Basis experimenteller und - insbesondere im Hinblick auf die betrachteten geometrischen Konfigurationen ergänzender - numerischer Untersuchungen entwickelte Ansatz von TOM WÖRDEN & ACHMUS (2013) bestätigt die Anwendbarkeit einiger analytischer Ansätze sowie die infolge von Spannungsumlagerungen im Bodenkontinuum auftretende Verringerung der Resultierenden des Erddrucks im räumlichen Fall auch bei im Verhältnis zur Gesamttiefe  $T$  langen Seitenwänden.
- Die in den technischen Regelwerken enthaltenen Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks auf Verbauwände von im Grundriss rechteckigen Baugruben basieren nicht auf Feldmessungen bzw. Erkenntnissen aus experimentellen oder numerischen Untersuchungen. Die bestehenden Ansätze stehen für Baugruben mit Verbauwänden hoher Längssteifigkeit in bindigen Baugrundverhältnissen im Widerspruch zu den anhand von numerischen Untersuchungen (MOORMANN, 2009) gewonnen Erkenntnissen zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks.
- Der Vergleich von in-situ gemessenen Setzungsverläufen der Geländeoberfläche mit den anhand der vorgestellten Verfahren ermittelten Verformungen zeigt, dass lediglich das Verfahren von ROBOSKI & FINNO (2006) eine zutreffende Überein-

stimmung ergibt. Die Verfahren zur Ermittlung der Verteilung der Horizontalverschiebungen entlang der Verbauwände weisen eine gewisse Unschärfe auf und sind bezüglich ihrer Anwendung auf Verbauwände hoher Steifigkeit beschränkt.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben mit rechteckigem Grundriss ist den Erkenntnissen aus Kapitel 2 und Kapitel 3 zufolge maßgeblich durch räumliche Effekte beeinflusst. Zu der Verteilung des auf Baugruben mit baupraktisch relevanten Abmessungen einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks, der maßgeblich durch das Verformungsverhalten beeinflusst ist, liegen lediglich Erkenntnisse für Verbauwände hoher Längssteifigkeit in bindigen Baugrundverhältnissen auf Basis numerischer Berechnungen vor (MOORMANN, 2009). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird daher mit umfangreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen betrachtet, welche Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks sich entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss und baupraktisch relevanten Abmessungen infolge des Aushubvorgangs einstellt. Dabei wird insbesondere untersucht, welchen Einfluss die geometrischen, geotechnischen und konstruktiven Randbedingungen auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks haben.

Die beschriebene Fragestellung wird in den folgenden Kapiteln dieser Dissertation wie folgt bearbeitet:

- In einem ersten Arbeitspaket werden Erddruckversuche mit einem räumlichen Baugrubenmodell mit rechteckigem Grundriss durchgeführt. Diese experimentellen Untersuchungen in nichtbindigem Boden dienen primär zur phänomenologischen Beschreibung der Verteilung des auf die Seitenwände des Baugrubenmodells einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks. Die Seitenwände des verwendeten Baugrubenmodells bestehen aus einzeln gelagerten Paneelen, denen die Grundbewegungsarten Parallelverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt sowie Drehung um den Fußpunkt eingeprägt werden können, während die Baugrubenecken nicht verschieblich sind. Die experimentellen Untersuchungen werden bei lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung des Versuchsbodens durchgeführt, um den Einfluss der Lagerungsdichte auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang des Baugrubenmodells zu identifizieren. Ferner werden die Setzungen des Versuchsbodens infolge der aktiven Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells ausgewertet. Die Ergebnisse dieses Arbeitspakets werden in Kapitel 4 vorgestellt und diskutiert.
- Im nächsten Schritt wird in Kapitel 5 ein numerisches Berechnungsmodell zur Nachrechnung der durchgeführten experimentellen Untersuchungen entwickelt und es wird ein Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Verteilung

des räumlichen aktiven Erddrucks vorgenommen. In ergänzenden numerischen Untersuchungen werden von der Versuchskonfiguration abweichende Abmessungen des Baugrubenmodells betrachtet.

- Bei der Betrachtung rechteckiger Baugruben mit baupraktisch relevanten Abmessungen anhand räumlicher numerischer Modelle ergibt sich die Frage, inwieweit konstruktive Aspekte - wie zum Beispiel Schlitzwandfugen oder die detaillierte Geometrie eines Spundwandverbaus - zu berücksichtigen sind. Im Hinblick auf die Beeinflussung der Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände von im Grundriss rechteckigen Baugruben durch die Abbildung der Verbaukonstruktion werden in Kapitel 6 Detailbetrachtungen von häufig ausgeführten Verbausystemen vorgenommen.
- Um die bei rechteckigen Baugruben mit baupraktisch relevanten Abmessungen auftretenden räumlichen Effekte hinsichtlich der Verteilung der aushubinduzierten Verformungen, der sich einstellenden Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks sowie der Beanspruchung des Verbausystems zu quantifizieren, wird eine Parameterstudie mit räumlichen FE-Modellen durchgeführt und systematisch ausgewertet. Für die unterschiedlichen Verbausysteme werden die konstruktiven, geotechnischen und geometrischen Randbedingungen variiert. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in Kapitel 7 vorgestellt.
- Auf Basis der Erkenntnisse aus den durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen werden in Kapitel 8 für die maßgeblichen Verbausysteme Empfehlungen zum Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss sowie entsprechende Anwendungshinweise formuliert. Damit soll eine Grundlage zur Fortschreibung der in den technischen Regelwerken enthaltenen Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks geschaffen werden.



# Kapitel 4 Experimentelle Untersuchungen

## zum räumlichen aktiven Erddruck

### 4.1 Zielsetzung der Versuche

Auf Basis der in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen lassen sich - wie in Abschnitt 3.2 erläutert - keine Aussagen zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss treffen. Das Ziel der eigenen experimentellen Untersuchungen liegt daher in der phänomenologischen Beschreibung der aus dem Verformungsverhalten der Verbauwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss resultierenden Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände. Zu diesem Zweck wurde ein 3D-Erddruck-Versuchsstand konzipiert und in der Versuchshalle des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart errichtet. Dem entwickelten Baugrubenmodell kann ein Verformungsverlauf eingeprägt werden, der sich durch eine sukzessive Zunahme der horizontalen Verschiebungen mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken auszeichnet (Abb. 4.1).

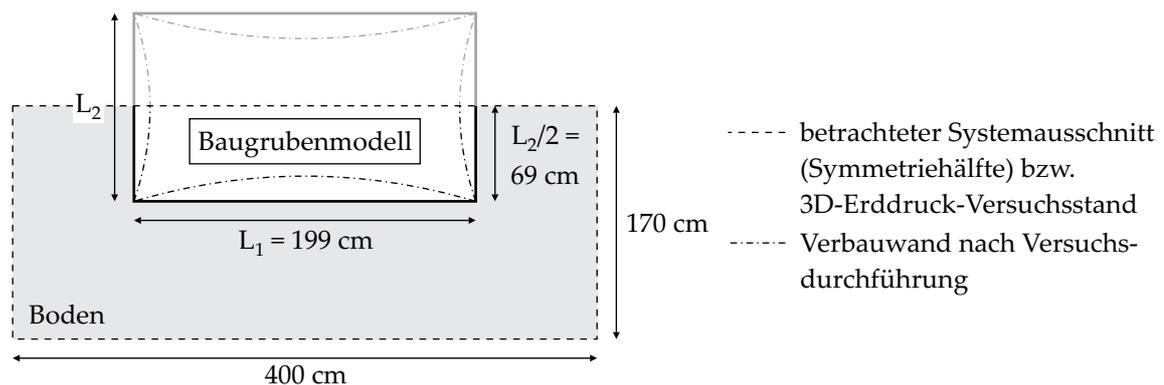


Abb. 4.1: Systemskizze des 3D-Erddruck-Versuchsstandes

Die maximale Verschiebung der Verbauwand wird dabei in Seitenwandmitte eingestellt, während die Baugrubenecken als unverschieblich anzusehen sind. Den Seitenwänden des Baugrubenmodells werden in den 3D-Erddruck-Versuchen die Wandbe-

wegungsarten „Drehung um den Kopfpunkt“ (K), „Drehung um den Fußpunkt“ (F), „Parallelverschiebung“ (P) sowie „Kombination aus Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt“ (PK) eingepreßt (Abb. 4.2). Die resultierende Verteilung des verschiebungsabhängigen aktiven Erddrucks wird mit speziell auf das herrschende Spannungsniveau angepassten Messeinheiten erfasst. Die experimentellen Untersuchungen werden mit einem nichtbindigen Versuchsboden durchgeführt, der in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung in den 3D-Erddruck-Versuchsstand eingebaut wird.

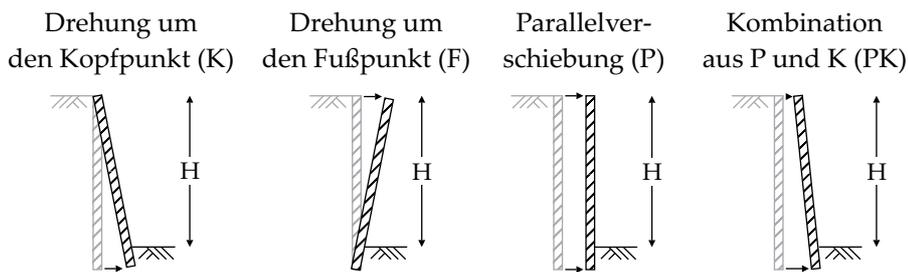


Abb. 4.2: Betrachtete Wandbewegungsarten der Verbauwände.

Eine detaillierte Erläuterung des Versuchsaufbaus, der Versuchsdurchführung sowie des Versuchsprogramms enthält Abschnitt 4.2. Die Ergebnisse der durchgeführten Messungen des verschiebungsabhängigen Erddrucks sowie der Setzungen des Versuchsbodens infolge der eingepreßten Verschiebungen der Seitenwände werden in Abschnitt 4.3 in Abhängigkeit der Lagerungsdichte erläutert und diskutiert.

## 4.2 Beschreibung von Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

### 4.2.1 3D-Erddruck-Versuchsstand

Der zur Durchführung der experimentellen Untersuchungen entwickelte 3D-Erddruck-Versuchsstand wurde in der Versuchshalle des Instituts für Geotechnik errichtet. Den Versuchsstand bilden ein Versuchsbehälter und das eigentliche Baugrubenmodell (Abb. 4.3). Der Versuchsbehälter besteht aus im Hallenboden verankerten Abstützböcken aus Konstruktionsvollholz mit einem Querschnitt von 6 x 12 cm und einer Wandung aus Rauhpund-Bohlen mit einer Stärke von 2,4 cm bzw. aus beschichteten Brettschichtholz-Platten mit einer Stärke von 1,8 cm. Zur Gewährleistung einer unnachgiebigen Konstruktion des Versuchsbehälters in dem an das Baugrubenmodell angrenzenden Bereich werden die Abstützböcke hier in einem engeren Abstand ange-

ordnet. Die Innenmaße des Versuchsbehälters betragen 400 cm x 170 cm x 100 cm (L x B x H).

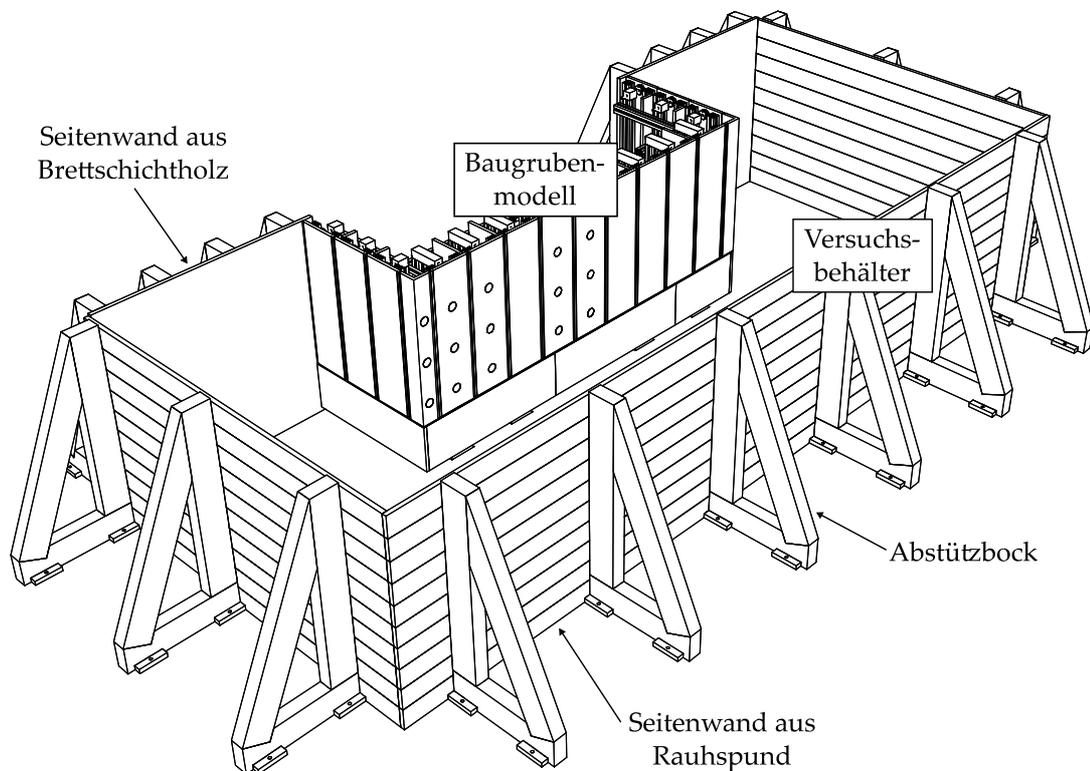


Abb. 4.3: 3D-Erddruck-Versuchsstand.

Das Baugrubenmodell (Abb. 4.4 und Abb. 4.5) mit einer Länge von 199 cm, einer Breite von 69 cm und einer Höhe von 96 cm besteht aus einem im Hallenboden verankerten, geschweißten Unterbau sowie einem Oberbau. Den Unterbau bilden drei aus Stahl-Hohlprofilen (80 mm x 80 mm x 4 mm) bestehende Rahmen, die untereinander mit Gewindestäben (Gewindegröße M12) verspannt sind. Die Aufteilung des Unterbaus ermöglicht eine perspektivische Variation der Länge des Baugrubenmodells. Insgesamt zehn vertikale Stahlschwerter, die den Übergang zum Oberbau darstellen, sind an diese Rahmen angeschweißt. Die Verkleidung des Unterbaus in Richtung des späteren Bodenkörpers bildet ein Sockel aus beschichteten Brettschichtholz-Platten mit einer Stärke von 1,5 cm. Der Oberbau besteht aus zwei Fixierungsebenen und 17 Paneelen aus Brettschichtholz-Platten (Stärke: 1,5 cm), welche die eigentlichen Seitenwände des Baugrubenmodells bilden. Bei den Fixierungsebenen handelt es sich um horizontal angeordnete, an die vertikalen Stahlschwerter geschraubte Aluminiumprofile („Profil 8, 40 mm x 40 mm, schwer“ von Alcom International). Die beiden Eck-Paneele sind unmittelbar mit den horizontalen Aluminiumprofilen verbunden und damit als unverschieblich anzusehen. Die 15 verschiebbaren Paneele weisen Abmes-

sungen von 20 cm x 71 cm (B x H) auf und sind zur Aussteifung auf der Rückseite mit jeweils zwei vertikal angeordneten Aluminiumprofilen versehen (Abb. 4.6). Die Paneele sind an der Ober- und Unterkante mit speziell angefertigten Kugelgelenken an jeweils eine Verschiebe-Einheit montiert. Diese Kugelgelenke gewährleisten eine frei bewegliche Lagerung der Paneele.

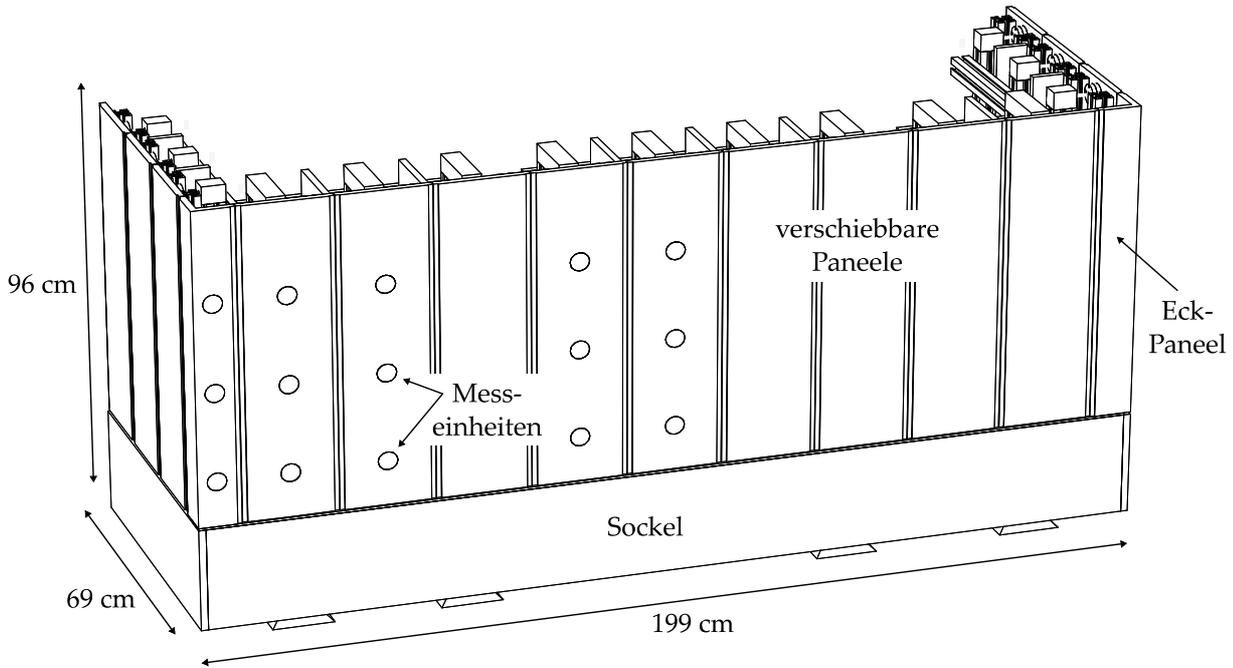


Abb. 4.4: Baugrubenmodell – Frontansicht.

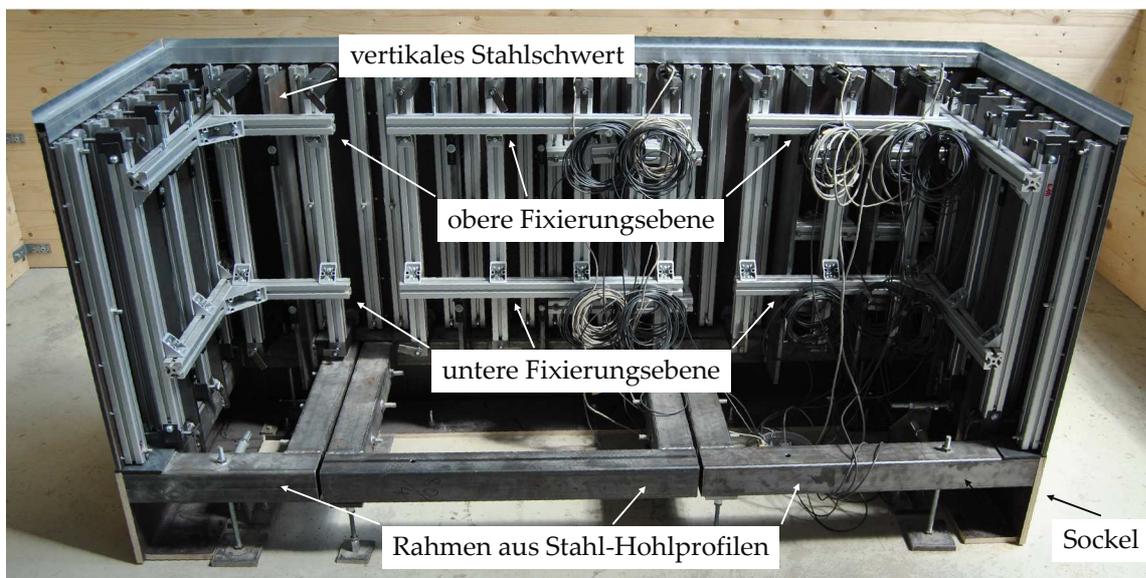


Abb. 4.5: Baugrubenmodell – Innenansicht.

Eine Verschiebe-Einheit besteht aus einem vertikalen Aluminiumprofil und zwei horizontalen Führungshülsen (Stahl-Vollmaterial), in denen drehbare Feingewindestangen (M10 x 1) angeordnet sind. Die Bedienung der Verschiebe-Einheiten erfolgt über kleine, an den Feingewindestangen montierte Hebel. Die Verschiebe-Einheiten selbst sind mit Schraubverbindungen an den beiden Fixierungsebenen aus horizontalen Aluminiumprofilen befestigt.

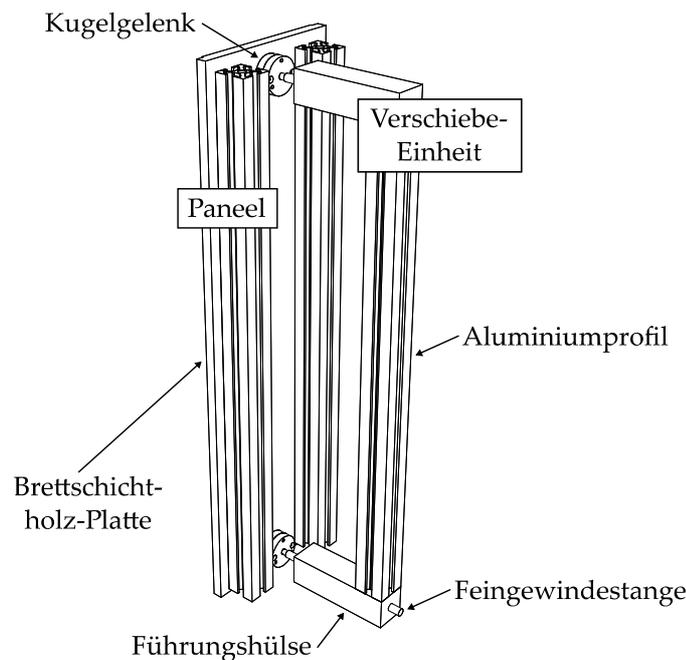


Abb. 4.6: Detailansicht eines Paneels.

Zur Gewährleistung der Beweglichkeit der Paneele wird ein Spaltmaß von 0,1 cm zwischen den Paneelen vorgesehen. Um das Eindringen von Versuchsboden in die Modellbaugrube auszuschließen, werden die Paneele untereinander mit Gummibändern (Zuschnitte aus Thera-Band-Material) verbunden. Die Fixierung dieser Gummibänder an den Paneelen wird mit einer aus Aluminiumleisten bestehenden Klemmvorrichtung vorgenommen. Die Abdichtung des unteren, horizontalen Spaltes zwischen den Paneelen und dem Sockel wird mittels an den Paneelen angebrachten, selbstklebenden Fugendichtbändern gewährleistet.

Zur Erfassung der einwirkenden Erddrücke sind in einem der unverschieblichen Eck-Paneele und in vier verschiebbaren Paneelen jeweils drei Messeinheiten integriert, vergleiche Abschnitt 4.2.2.

Die Verschiebung der Seitenwände der Modellbaugrube, i.e. der beweglichen Paneele, wird durch die Drehung der Feingewindestangen erzielt. Eine Umdrehung der Fein-

gewindestange entspricht einer Verschiebung der Paneele um 1 mm. Die Einstellung der gewünschten Verschiebungsfigur erfolgt händisch, vergleiche Abschnitt 4.2.5. Die Konstruktion der Modellbaugrube erlaubt eine maximale Verschiebung der Paneele von 30 mm.

### 4.2.2 Messtechnische Ausrüstung und Datenerfassung

Zur Messung des auf die Seitenwände des Baugrubenmodells einwirkenden verschiebungsabhängigen Erddrucks sind fünf Messquerschnitte entlang der 199 cm langen Seitenwand vorhanden. Der Messquerschnitt 1 (MQ 1) befindet sich in einem der unverschieblichen Eck-Paneele, während die übrigen vier Messquerschnitte (MQ 2 bis MQ 5) in verschiebbaren Paneelen angeordnet sind. In Abb. 4.7 ist die Ansicht der vorderen Seitenwand des Baugrubenmodells dargestellt, aus der die Lage der Messquerschnitte hervorgeht.

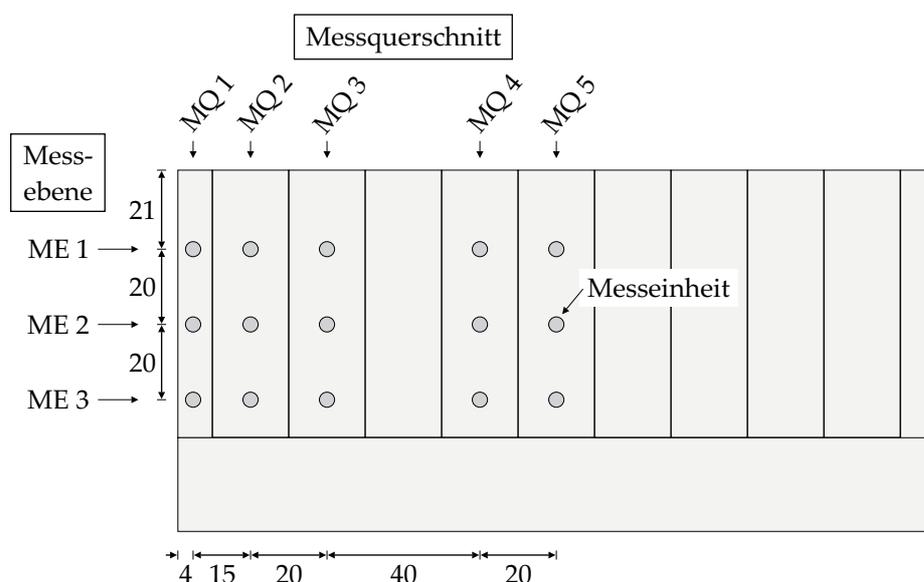


Abb. 4.7: Ansicht der vorderen Seitenwand des Baugrubenmodells.

Die Bezeichnungen der verschiebbaren Paneele sowie die Lage der Messquerschnitte im Grundriss sind in Abb. 4.8 dargestellt. Je Messquerschnitt stehen drei Messeinheiten zur Erfassung der Spannungsgrößen zur Verfügung, vergleiche Abb. 4.9 a). Eine Messeinheit besteht jeweils aus einer Kraftmessdose (S2M/20N von Hottinger Baldwin Messtechnik) mit einer Nennkraft von 20 N und einem in diese Kraftmessdose geschraubten, speziell angefertigten Messteller, siehe Abb. 4.9 b). Die Messteller sind so ausgerichtet, dass diese mit der Messfläche  $A_M$  von 12,3 cm<sup>2</sup> bündig mit der erdbe-rührten Frontfläche der Paneele abschließen und kein Kontakt zwischen den Seitenflä-

chen der Messteller und den entsprechenden Aussparungen in den Paneelen besteht. Die Messeinheiten werden mit Hilfe von Aluminiumprofilen an den Paneelen befestigt. Übergeordnet stehen damit die drei Mess-Ebenen ME 1, ME 2 und ME 3 zur Verfügung. Die je Messeinheit einwirkende Größe des Erddrucks lässt sich unter Ansatz der gemessenen Kraft  $F_i$  und der Messfläche  $A_M$  mit Gleichung (4.1) bestimmen.

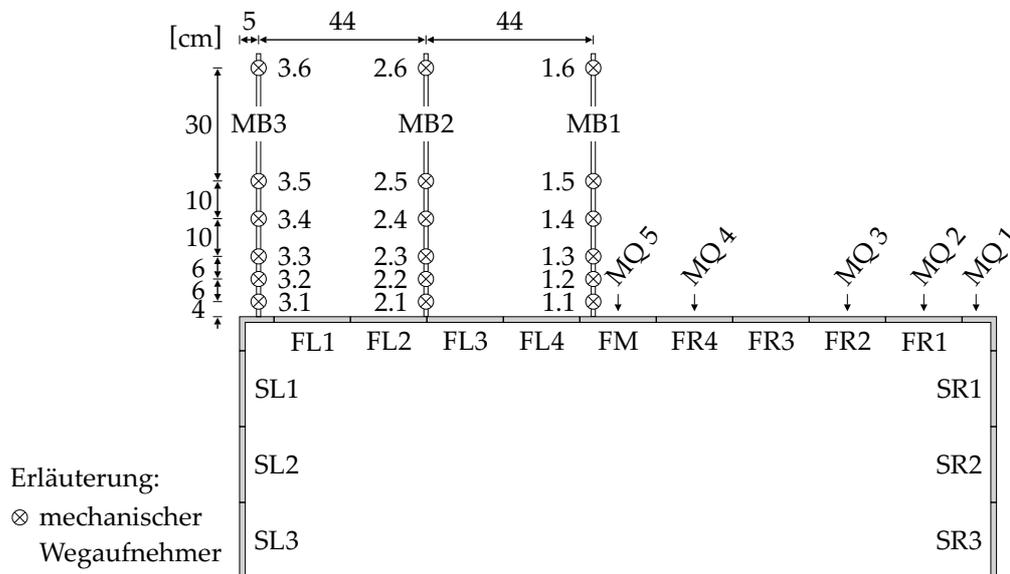


Abb. 4.8: Schematischer Grundriss des Baugrubenmodells - Lage der Messquer Schnitte MQ 1 bis MQ 5, Bezeichnungen der verschiebbaren Paneele sowie Anordnung und Bezeichnung der mechanischen Wegaufnehmer.

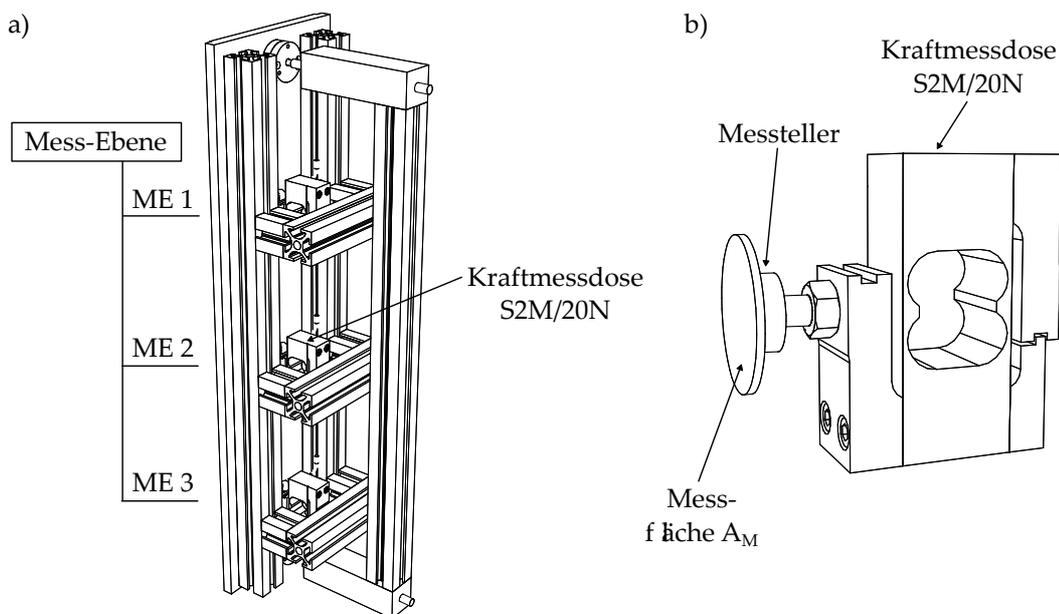


Abb. 4.9: a) Ansicht eines Messpaneels, b) Detailansicht einer Kraftmessdose mit Messteller.

$$e_i = \frac{F_i}{A_M} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.1)$$

Ergänzend ist in der Achse des Messquerschnitts MQ 5 eine weitere Messeinheit zur Messung der Vertikalspannung auf dem Hallenboden angeordnet. Die Messfläche  $A_M$  dieser Messeinheit befindet sich 10,5 cm unter der Unterkante der Paneele und in einem Abstand von 11 cm zur Vorderkante der Paneele.

Zur Messung der eingepprägten Verschiebungen der Paneele sind in den Messquerschnitten MQ 2 bis MQ 5 jeweils am Kopf- und am Fußpunkt der Paneele elektrische Wegaufnehmer der Firma Novotechnik angeordnet. Die Befestigung der oberen Wegaufnehmer erfolgt direkt an den Führungshülsen der Feingewindestangen und die der unteren Wegaufnehmer mittels zweier Hilfskonstruktionen an den unteren, horizontal angeordneten Aluminiumprofilen.

Die Versuchsdaten werden mit den Messverstärkern Quantum<sup>x</sup> MX840A und Quantum<sup>x</sup> MX1615B von Hottinger Baldwin Messtechnik sowie einem zugehörigen Messrechner aufgezeichnet. Für die Aufzeichnung werden Messraten von 1 Hz während des Einbaus des Versuchsbodens und von 600 Hz im Zuge der Versuchsdurchführung verwendet.

Infolge der Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells ergeben sich Setzungen der Oberfläche des angrenzenden Bodenkörpers, zu deren Messung drei Messbrücken (MB1 bis MB3) mit insgesamt 18 mechanischen Wegaufnehmern eingesetzt werden. Die Lage der mechanischen Wegaufnehmer sowie deren Bezeichnungen sind in Abb. 4.8 dargestellt. Um ein Einsinken der Mess-Spitzen der mechanischen Wegaufnehmer im Versuchsboden zu verhindern, wird unter jeder Mess-Spitze eine kreisrunde Metallplatte mit einem Durchmesser von 4,2 cm angeordnet. Die Messwerte werden bei der Versuchsdurchführung in entsprechende Messprotokolle eingetragen.

Im Zuge der Kalibrierung der eingesetzten Kraftmessdosen S2M/20N muss deren Ausrichtung der Anordnung der Kraftmessdosen in den Messeinheiten entsprechen, da die Messwerte eine starke Abhängigkeit von der Orientierung der Messachse aufweisen. Hierfür wird die in Abb. 4.10 dargestellte, speziell entwickelte Kalibrier-Einrichtung verwendet, bei der die Belastung durch eine hydrostatische Einwirkung erzeugt wird. Die Kalibrierung erfolgt anhand der 2-Punkt-Methode mit den Füllständen 0,1 m und 1,4 m, wobei sich die angegebenen Füllstände auf die horizontale Messachse der eingebauten Kraftmessdose beziehen. Der bei der nachfolgenden Überprüfung der Kraftmessdosen (Variation des Füllstandes) ermittelte relative Messfehler beträgt im Mittel 1,24 %.

Die Kalibrierung der elektrischen Wegaufnehmer wird mit einem am Institut für Geotechnik vorhandenen Mess-Schlitten durchgeführt, der mit einem mechanischen Wegaufnehmer ausgestattet ist.

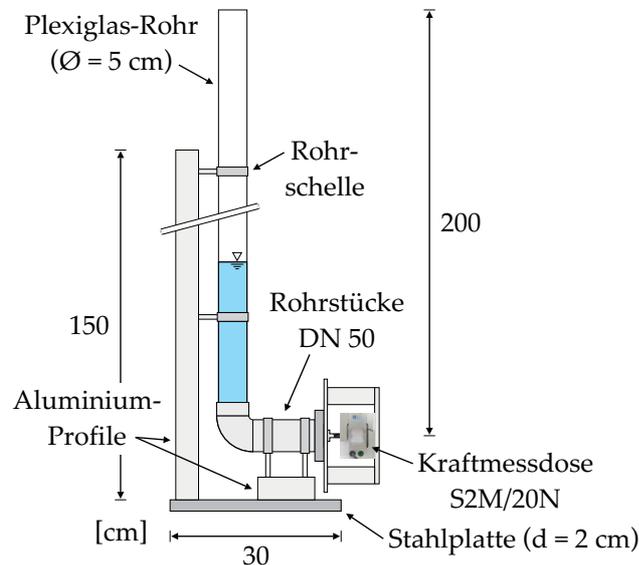


Abb. 4.10: Kalibrier-Einrichtung für die Kraftmessdosen S2M/20N.

### 4.2.3 Versuchsboden

Zur Durchführung der Modellversuche wurde der aus gewaschenen Quarzkörnungen bestehende, feinsandige Mittelsand ISS 1a der Gebrüder Willersinn GmbH & Co. KG verwendet, dessen Korngrößenverteilung in Abb. 4.11 dargestellt ist. Die gemäß DIN 18124 und DIN 18126 ermittelten bodenmechanischen Kennwerte des Versuchsbodens sind in Tab. 4.1 zusammengefasst. Nach DIN 18196 ist der Versuchsboden mit dem Kurzzeichen SE zu klassifizieren. Die Scherfestigkeit des Versuchsbodens wurde im bodenmechanischen Labor des Instituts mit Triaxialversuchen nach DIN 18137-2 ermittelt. Die Ergebnisse ausgewählter Versuchsreihen sind in Anhang B dokumentiert.

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Triaxialversuche wird - in Analogie zu dem Vorgehen in ENGEL (2002) - für den Versuchsboden ISS 1a der in Gleichung (4.2) dargestellte Zusammenhang zwischen dem Tangens des Reibungswinkels  $\varphi'$  und dem Porenanteil  $n$  abgeleitet, vergleiche Abb. 4.12.

$$\tan \varphi' = 1,42 - 1,66 \cdot n \quad [-] \quad (4.2)$$

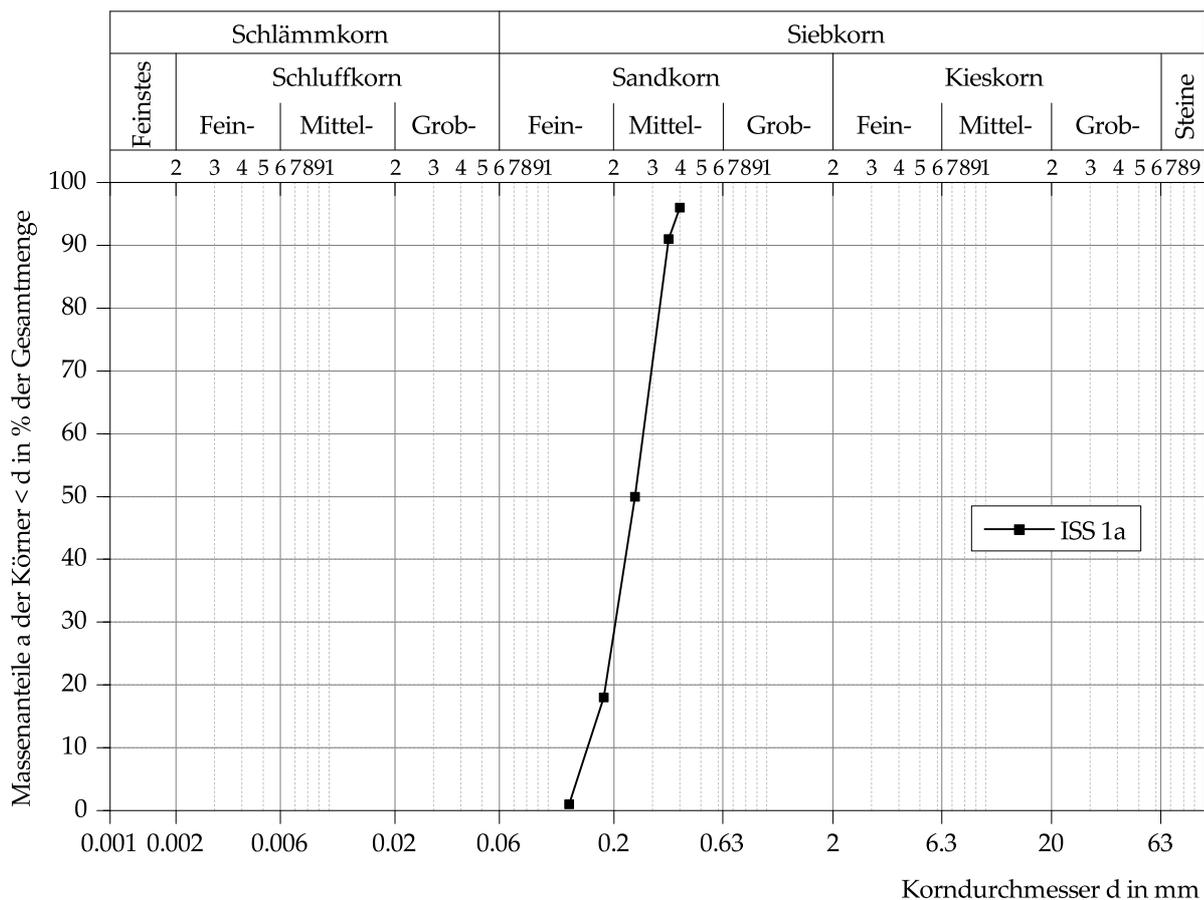


Abb. 4.11: Korngrößenverteilung des verwendeten Sandes ISS 1a nach DIN 18123.

Tab. 4.1: Bodenmechanische Kennwerte des Versuchsbodens ISS 1a

Bodenmechanischer Kennwert	Bezeichnung	Einheit	Wert
Ungleichförmigkeitszahl	$C_U$	[-]	1,80
Durchmesser bei 50 % Siebdurchgang	$d_{50}$	[mm]	0,25
Krümmungszahl	$C_C$	[-]	1,09
Porenanteil bei lockerster Lagerung	$n_{max}$	[-]	0,483
Porenanteil bei dichtester Lagerung	$n_{min}$	[-]	0,361
Porenzahl bei lockerster Lagerung	$e_{max}$	[-]	0,934
Porenzahl bei dichtester Lagerung	$e_{min}$	[-]	0,565
Korndichte	$\rho_s$	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,65

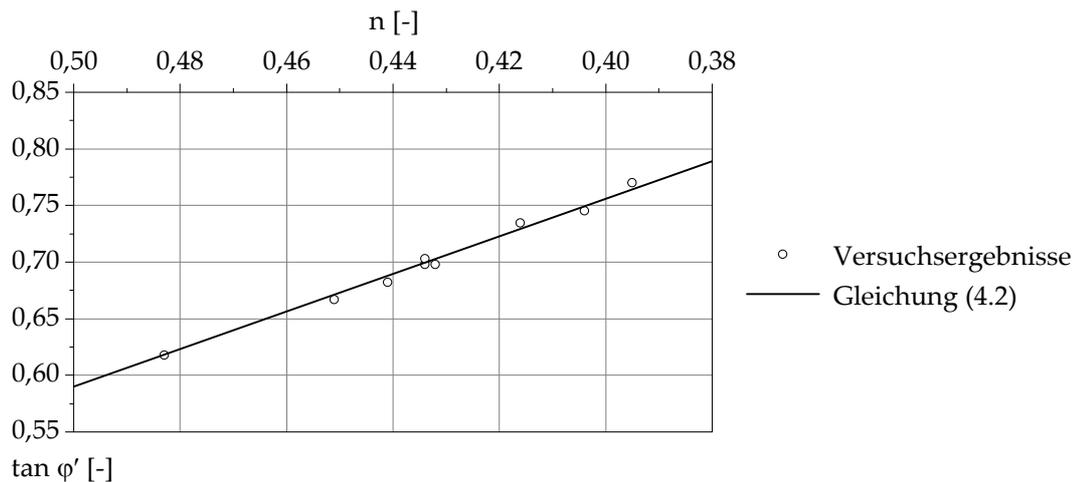


Abb. 4.12: Abhängigkeit zwischen dem Tangens des Reibungswinkels  $\varphi'$  und dem Porenanteil  $n$ .

#### 4.2.4 Einbau des Versuchsbodens

Dem reproduzierbaren Einbau des Versuchsbodens kommt in bodenmechanischen Modellversuchen, in denen auf ein Bauwerk einwirkende Spannungen oder sich einstellende Deformationen erfasst werden sollen, eine besondere Bedeutung zu (WALZ et al., 1975). Für nichtbindige Versuchsböden, im allgemeinen Sand, liegt das Ziel in der Herstellung eines in horizontaler und vertikaler Richtung homogenen Bodenkörpers mit definierter Lagerungsdichte sowie der Erzeugung eines definierten Spannungszustandes in dem Bodenkörper. Dafür eignen sich insbesondere Verfahren, bei denen der Sand in den entsprechenden Versuchsbehälter kontrolliert eingerieselt wird, wie der flächenhafte Sandregen (WERNICK, 1978), der linienförmige Sandvorhang (HERTEN, 1999) oder das Gießen des Sandes (TOM WÖRDEN, 2010). Bei der Einbringung des Sandes lässt sich die Lagerungsdichte durch die Variation der Fallhöhe und der Intensität, d.h. der Sandmenge pro Zeiteinheit, variieren. Die erzielbare Lagerungsdichte nimmt mit steigender Fallhöhe bzw. sinkender Intensität zu (WALZ et al., 1975).

Beim Einbau des Versuchsbodens in den Versuchsbehälter wird auf dem Baugrubenmodell eine spezielle Abdeckkonstruktion aufgesetzt. Dadurch wird ein Eindringen des Versuchsbodens in den Innenraum des Baugrubenmodells verhindert und es können sich keine Relativverschiebungen bzw. Verdrehungen der Paneele ergeben. Für jeden der durchzuführenden 3D-Erddruck-Versuche wird ein neuer Bodenkörper gemäß den nachstehend beschriebenen Vorgehensweisen erstellt.

Die Bodenkörper mit lockerer Lagerung werden in den eigenen Untersuchungen unter Einsatz des in Abb. 4.13 a) dargestellten Aluminium-Silos (Punktrieselanlage) erstellt. An das Silo mit einem Fassungsvermögen von ca. 0,15 m<sup>3</sup> ist an der Unterseite mit Hilfe einer C-Kupplung ein Feuerwehrschauch mit PVC-Innenrohr montiert. Die Auslassöffnung des Feuerwehrschauches wird während des Sandeinbaus unmittelbar auf der Sandoberfläche bewegt (vergleiche Abb. 4.13 b), sodass der Sand ohne eine Fallhöhe herausfließt. Beim Einbau wurde darauf geachtet, dass die Sandsäule innerhalb des Schlauches nicht abreißt. Bei einem erreichten Porenanteil von im Mittel 0,449 (vergleiche Abb. B.3 in Anhang B) beträgt die erzielte Lagerungsdichte 0,28.

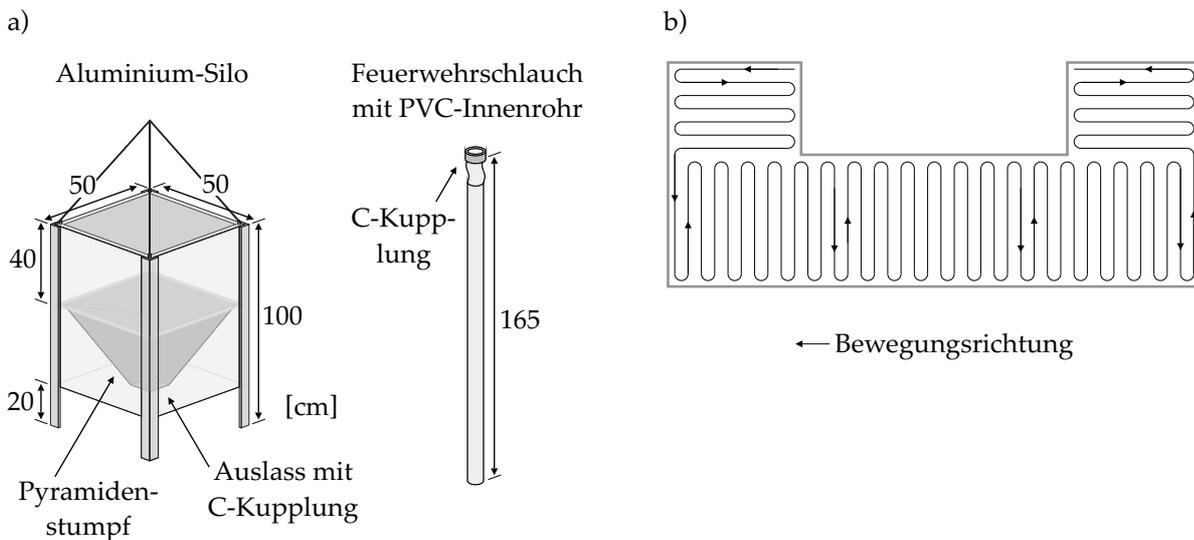


Abb. 4.13: a) Punktrieselanlage, b) Einbau-Ablauf bei Punktrieselanlage.

Für die Erstellung der homogenen Bodenkörper mit mitteldichter und dichter Lagerung wird in den eigenen Untersuchungen ein Verfahren mit einem linienförmigen Sandvorhang eingesetzt. Das verwendete Silo aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) mit einem Fassungsvermögen von ca. 2 m<sup>3</sup>, siehe Abb. 4.14 a), ist hierzu an der Unterseite mit einer Lochleiste versehen. Für die Erstellung der mitteldichten Lagerung wird eine Lochleiste mit einem Lochdurchmesser von 12 mm und einem Stegmaß von 8 mm verwendet, womit ein Porenanteil von 0,426 und damit eine Lagerungsdichte von 0,47 erzielt werden (PLIVA, 2016). Für die Erstellung der dichten Lagerung kommt eine Lochleiste mit einem reduzierten Lochdurchmesser von 10 mm und einem Stegmaß von 10 mm zum Einsatz, wodurch die Intensität verringert wird. Bei einem Porenanteil von im Mittel 0,373 (vergleiche Abb. B.4 in Anhang B) beträgt die erzielte Lagerungsdichte 0,90. Während des Einrieselns wird das GFK-Silo mit dem Hallenkran mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,125 m/s und einer kon-

stanten Fallhöhe von 1 m über der Sandoberfläche verfahren, vergleiche Abb. 4.14 b). Der Richtungswechsel erfolgt jeweils außerhalb des Versuchsbehälters. Für die Erstellung der Bodenkörper mit mitteldichter und dichter Lagerung werden an den Wandungen des Versuchsbehälters zusätzlich Blechstreifen montiert, um eine Anhäufung des Versuchsbodens auf der Wandung und damit ein unkontrolliertes Einrieseln des Sandes in den Versuchsbehälter zu unterbinden.

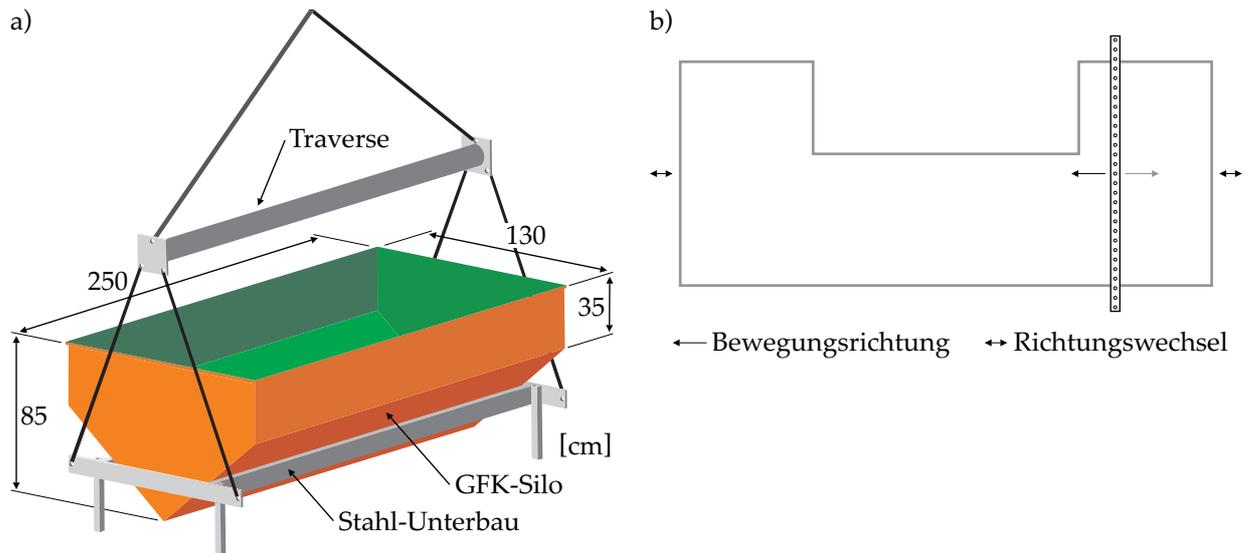


Abb. 4.14: a) Linienförmiger Sandvorhang, b) Einbau-Ablauf bei linienförmigem Sandvorhang.

#### 4.2.5 Versuchsdurchführung

Im Zuge der Versuchsdurchführung werden die Seitenwände der Modellbaugrube schrittweise verschoben und die sich einstellenden Veränderungen des einwirkenden Erddrucks sowie die Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers werden erfasst. Zur Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm in Seitenwandmitte sind 30 Schritte erforderlich, wobei sich ein Schritt aus jeweils fünf Teilschritten zusammensetzt. Je Teilschritt werden die in Tab. 4.2 mit einem „x“ gekennzeichneten Paneele verschoben bzw. die entsprechenden Feingewindestangen in den Verschiebeeinheiten der Paneele um eine 1/5-Umdrehung im Uhrzeigersinn gedreht (Drehung um 72°). Bei den Wandbewegungsarten „Drehung um den Fußpunkt“ und „Drehung um den Kopfpunkt“ werden jeweils nur die oberen bzw. unteren Feingewindestangen gedreht, während bei der „Parallelverschiebung“ die unteren und die oberen Feingewindestangen gleichzeitig gedreht werden. Bei der Wandbewegungsart „Kombination aus Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt“ werden die unteren und

oberen Feingewindestangen ebenfalls gleichzeitig gedreht, wobei an den oberen Feingewindestangen lediglich eine 1/10-Umdrehung vollzogen wird. Die Abfolge der Verschiebung der Paneele je Teilschritt entspricht der in Tab. 4.2 dargestellten Anordnung der Paneele von links nach rechts.

Tab. 4.2: Erläuterung zur Verschiebung der Paneele je Schritt

		Paneel-Bezeichnung														
		SL3	SL2	SL1	FL1	FL2	FL3	FL4	FM	FR4	FR3	FR2	FR1	SR1	SR2	SR3
Teilschritt																
1.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
2.	x	x			x	x	x	x	x	x	x				x	x
3.	x					x	x	x	x	x						x
4.							x	x	x							
5.								x								

### 4.2.6 Versuchsprogramm

Mit dem 3D-Erddruck-Versuchsstand werden im Rahmen der eigenen experimentellen Untersuchungen die Wandbewegungsarten „Drehung um den Kopfpunkt“ (K), „Drehung um den Fußpunkt“ (F), „Parallelverschiebung“ (P) sowie „Kombination aus Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt“ (PK) betrachtet. Neben der Wandbewegungsart wird auch die Lagerungsdichte des verwendeten Versuchsboden ISS 1a, vergleiche Abschnitt 4.2.3, variiert. Die experimentellen Untersuchungen werden bei lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung durchgeführt. Ein Überblick der in den nachfolgenden Abschnitten vorgestellten Versuche, die zum Teil im Rahmen der Bachelorarbeiten von GELLER (2016), WAGNER (2016) und LEIBFARTH (2017) durchgeführt wurden, ist in Tab. 4.3 enthalten. Weitere Versuche, deren Ergebnisse im Folgenden nicht diskutiert werden, dienen der Optimierung des Versuchsstandes und der Versuchsdurchführung sowie der Validierung von Versuchsergebnissen. Die erste Versuchsserie umfasste die mitteldichte Lagerung, gefolgt von der lockeren und der dichten Lagerung. Im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse wurde bei der mitteldichten Lagerung eine höhere Anzahl an Versuchen durchgeführt.

Tab. 4.3: Versuchsmatrix

	Bezeichnungen der durchgeführten Versuche je Wandbewegungsart			
Lagerungsdichte	F	K	P	PK
locker	F_1_1	K_1_1	P_1_1	PK_1_1
mitteldicht	F_md_1	K_md_1	P_md_1	PK_md_1
	F_md_2	K_md_2	P_md_2	PK_md_2
dicht	F_d_1	K_d_1	P_d_1	PK_d_1

### 4.3 Versuchsergebnisse

Nach der Diskussion des nach der Erstellung der Probekörper vorhandenen initialen Spannungszustandes im Versuchsbehälter in Abschnitt 4.3.1 werden die Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit dem 3D-Erddruck-Versuchsstand für die betrachteten Lagerungsdichten in den Abschnitten 4.3.2 bis 4.3.4 dargelegt. Die Ergebnisse der Setzungsmessungen der Oberfläche des Probekörpers sind in den Abschnitten 4.3.5 bis 4.3.7 zusammengefasst. In Abschnitt 4.3.8 wird ergänzend auf die an der Oberfläche des Probekörpers visuell erkennbaren Bruchkannten eingegangen.

#### 4.3.1 Diskussion der Ausgangsspannungszustände

Der initiale Spannungszustand in einem Bodenkörper wird in der Bodenmechanik durch die Vertikalspannungen  $\sigma_v$  und die Horizontalspannungen  $\sigma_h$  definiert. Die Vertikalspannungen  $\sigma_v$  werden für einen normalkonsolidierten Bodenkörper mit Gleichung (4.3) unter Ansatz der Wichte  $\gamma_B$  des anstehenden Bodens sowie der entsprechenden Überlagerungshöhe  $z$  ermittelt. Das Verhältnis von  $\sigma_v$  und  $\sigma_h$  wird durch Gleichung (4.4) beschrieben, wobei der Ruhedruckbeiwert  $k_0$  für nichtbindige Böden in der Regel vereinfachend mit dem Zusammenhang nach JÁKY (1948) gemäß Gleichung (4.5) ermittelt wird.

$$\sigma_v = \gamma_B \cdot z \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.3)$$

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.4)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad [-] \quad (4.5)$$

Bei einem Versuchsbehälter mit begrenzten Abmessungen wird der initiale Spannungszustand durch das Verfahren zum Einbau des Versuchsbodens sowie den von der Kontaktreibung und den geometrischen Randbedingungen abhängigen Siloeffekt beeinflusst (TOM WÖRDEN, 2010). Die Folge sind effektiv wirkende Spannungen, die von den mit Gleichung (4.4) ermittelten Werten abweichen. Grund hierfür ist, dass ein Teil des Bodeneigengewichts über Schubspannungen auf die Wandung des Versuchsbehälters übertragen wird, wodurch die Vertikalspannungen  $\sigma_v$  und in der Folge die Horizontalspannungen  $\sigma_h$  vermindert werden (HETTLER, 2018). Die in den eigenen Untersuchungen erzielten initialen Spannungszustände werden daher mit den Spannungen  $\sigma_{v,Silo}$  und  $\sigma_{h,Silo}$  gemäß den Gleichungen (4.6) und (4.7) verglichen. Der Erddruckbeiwert  $k_{Silo}$  und der Ersatzradius  $r_e$  werden - dem Vorschlag in GUDEHUS (1996) folgend - mit Gleichung (4.8) bzw. Gleichung (4.9) ermittelt.

$$\sigma_{v,Silo} = \frac{\gamma_B \cdot r_e}{2 \cdot k_{Silo} \cdot \tan \delta} \cdot \left[ 1 - \exp \left( -2 \cdot k_{Silo} \cdot \frac{z}{r_e} \cdot \tan \delta \right) \right] \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.6)$$

$$\sigma_{h,Silo} = \frac{\gamma_B \cdot r_e}{2 \cdot \tan \delta} \cdot \left[ 1 - \exp \left( -2 \cdot k_{Silo} \cdot \frac{z}{r_e} \cdot \tan \delta \right) \right] \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.7)$$

$$k_{Silo} = \frac{(1 - \sin \varphi') \cdot \tan \varphi'}{1 - (1 - \sin \varphi') \cdot \tan^2 \varphi'} \quad [-] \quad (4.8)$$

$$r_e = \frac{b_1 \cdot b_2}{b_1 + b_2} \quad [\text{m}] \quad (4.9)$$

Der angesetzte Ersatzradius  $r_e$  ergibt sich aus dem Abstand der Wandungen des Versuchsbehälters zueinander bzw. dem Abstand zwischen der Modellbaugrube und der Wandung des Versuchsbehälters zu  $b_1 = 4,0$  m und  $b_2 = 1,0$  m. Der Wandreibungswinkel  $\delta$  wird mit  $\delta = 0,61 \cdot \varphi'$  in Ansatz gebracht. Dieser Wert ergibt sich aus im Vorfeld durchgeführten Rahmenscherversuchen, in denen im unteren Scherrahmen ein Ausschnitt aus einer Brettschichtholz-Platte und im oberen Scherrahmen der verwendete Versuchsboden ISS 1a angeordnet ist. Die den nachfolgenden Betrachtungen zu Grunde gelegten Reibungswinkel für den Versuchsboden ISS 1a werden unter Ansatz der gemäß Abschnitt 4.2.4 erzielten Porenanteile mit Gleichung (4.2) ermittelt.

Die Mittelwerte der gemessenen Horizontalspannungen  $\sigma_{h,initial}$  sowie die jeweilige Standardabweichung  $s$  der Messwerte sind in Abb. 4.15 für die drei betrachteten Lagerungsdichten über die Tiefe  $z$  dargestellt. Ferner sind in den Diagrammen die mit  $k_{Silo}$  multiplizierten Mittelwerte der im Messquerschnitt MQ 5 erfassten Vertikalspannungen  $\sigma_{v,initial}$  dargestellt. Zum Vergleich sind die sich aus den Gleichungen (4.4) und (4.7) ergebenden, theoretischen Verläufe der Horizontalspannungen  $\sigma_h$  und  $\sigma_{h,Silo}$  abgebil-

det. Die Abweichungen der berechneten Mittelwerte von den gemäß Gleichung (4.7) ermittelten Horizontalspannungen  $\sigma_{h,Silo}$  sind in Tab. 4.4 angegeben.

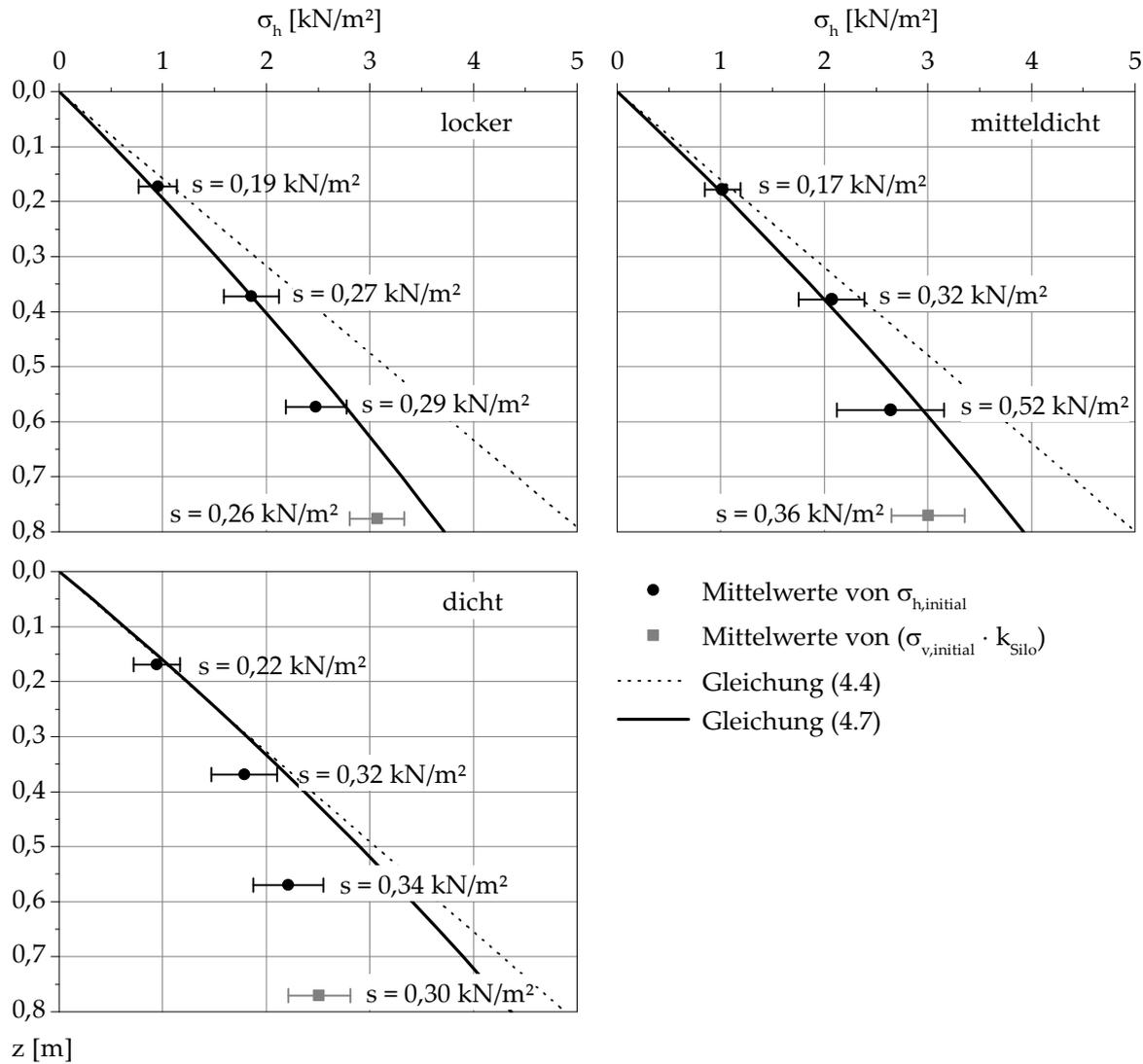


Abb. 4.15: Initiale Spannungszustände in Abhängigkeit der Lagerungsdichte.

Tab. 4.4: Abweichungen der Mittelwerte der gemessenen Horizontalspannungen  $\sigma_{h,initial}$  von den Werten gemäß Gleichung (4.7)

Lagerungsdichte	Abweichung je Messebene [%]		
	ME 1	ME 2	ME 3
locker	6,7	-0,3	-10,3
mitteldicht	4,0	3,5	-10,5
dicht	-10,3	-18,8	-32,1

Die gemessenen Erddruckverteilungen zeigen unabhängig von der Lagerungsdichte einen unterlinearen Anstieg mit der Tiefe. Bei lockerer und mitteldichter Lagerung der Bodenkörper lassen sich die in den Messebenen ME 1 und ME 2 gemessenen Horizontalspannungen vergleichsweise zutreffend mit Gleichung (4.7) beschreiben, während sich der Siloeffekt mit einer Abweichung von 10,3 % (lockere Lagerung) bzw. 10,5 % (mitteldichte Lagerung) in der Messebene ME 3 deutlich ausgeprägter einstellt. Bei den Bodenkörpern mit dichter Lagerung stimmt lediglich die in der Messebene ME 1 gemessenen Horizontalspannungen mit der mit Gleichung (4.7) berechneten Spannung überein. In den Messebenen ME 2 und ME 3 liegt die Abweichung hingegen bei 18,8 % bzw. 32,1 %.

Die aus den im Messquerschnitt MQ 5 gemessenen Vertikalspannungen abgeleiteten Horizontalspannungen bestätigen die in den Messebenen ME 1 bis ME 3 gewonnenen Erkenntnisse zur Ausbildung eines Siloeffektes unter den gegebenen Randbedingungen. Die Messergebnisse verdeutlichen, dass der Siloeffekt bei dichter Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a deutlich ausgeprägter ist als bei lockerer und mitteldichter Lagerung.

### 4.3.2 Räumlicher aktiver Erddruck bei lockerer Lagerung

Die bei lockerer Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a aufgetretenen Veränderungen des einwirkenden Erddrucks sind in Abb. 4.16 bis Abb. 4.19 für die Messquerschnitte MQ 1 bis MQ 5 in Abhängigkeit von der aktiven Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells zusammengefasst. Die Betrachtung der Versuchsergebnisse erfolgt getrennt nach der untersuchten Wandbewegungsart. In den einzelnen Diagrammen ist auf der x-Achse jeweils die auf die Bauteilhöhe bezogene Verschiebung  $u/h$  des Panels FM und auf der y-Achse der Verhältniswert  $\Gamma(E)$  aufgetragen, welcher gemäß Gleichung (4.10) definiert ist.

$$\Gamma(E) = \frac{E}{E_{\text{initial}}} \quad [-] \quad (4.10)$$

Zur Ermittlung von  $\Gamma(E)$  wird die von der eingprägten Verschiebung abhängige Resultierende  $E$  des je Panel einwirkenden Erddrucks mit Gleichung (4.11) bestimmt. Berücksichtigt werden dabei die mit den drei je Messquerschnitt vorhandenen Messeinheiten erfassten einwirkenden Erddrücke  $e_1$ ,  $e_2$  und  $e_3$  sowie die Überlagerungshöhe  $h_{\text{ü}}$  oberhalb der Messebene ME 1. Die Resultierende  $E_{\text{initial}}$  stellt die Resultierende des einwirkenden Erddrucks in der Ausgangsposition des jeweiligen Messquerschnitts dar.

$$E = 0,5 \cdot [e_1 \cdot h_{\ddot{u}} + (e_1 + e_2) \cdot 0,2 \text{ m} + (e_2 + e_3) \cdot 0,2 \text{ m}] \quad [-] \quad (4.11)$$

Ferner ist in den vorgenannten Abbildungen der Verhältniswert  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$  enthalten, welcher das Verhältnis des theoretischen aktiven Erddrucks zu dem initial vorhandenen Spannungszustand darstellt. Dieser Verhältniswert würde sich unter ebenen Randbedingungen bei Einprägung einer ausreichend großen Verschiebung einstellen. Der für  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$  bei lockerer Lagerung angesetzte Betrag von 0,70 stellt den Mittelwert der ermittelten Verhältniswerte dar.

In Abb. 4.16 sind die Ergebnisse der Erddruckmessungen für die Wandbewegungsart „Drehung um den Fußpunkt“ bei lockerer Lagerung zusammengefasst. An Messquerschnitt MQ 1 - an der unverschieblichen Ecke des Baugrubenmodells gelegen - ergibt sich infolge der Zunahme der Horizontalverschiebungen der Seitenwände ein sukzessiver Anstieg von  $\Gamma(E)$  auf das 1,45-fache des Ausgangswertes. An den übrigen Messquerschnitten MQ 2 bis MQ 5 ist demgegenüber eine Abnahme des einwirkenden Erddrucks zu verzeichnen. An Messquerschnitt MQ 2 nimmt der Erddruck bis zu einer bezogenen Verschiebung von 18 % ab und bleibt dann trotz der zunehmenden Verschiebung nahezu konstant. Mit einem Verhältniswert  $\Gamma(E)$  von im Mittel 0,81 liegt der einwirkende Erddruck an Messquerschnitt MQ 2 über dem Verhältniswert  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$ . An den Messquerschnitten MQ 3 sowie MQ 4 ergibt sich eine deutlich ausgeprägtere Abminderung des Erddrucks infolge der Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells, wobei die Werte von  $\Gamma(E)$  nach der maximalen bezogenen Verschiebung des Paneels FM von 42,9 % an beiden Messquerschnitten knapp über dem Verhältniswert  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$  liegen. An Messquerschnitt MQ 5 unterschreiten die Werte von  $\Gamma(E)$  ab einer bezogenen Verschiebung von 15 % den Verhältniswert  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$ . Nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm ergibt sich in Seitenwandmitte ein Betrag von 0,61 für  $\Gamma(E)$ . Der teilweise etwas un stetige Verlauf von  $\Gamma(E)$  bedingt sich durch lokale Spannungsumlagerungen.

Wie bei der „Drehung um den Fußpunkt“ ergibt sich bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ an Messquerschnitt MQ 1 ein ausgeprägter Anstieg von  $\Gamma(E)$  mit zunehmender Verschiebung  $u/h$  (Abb. 4.17). Allerdings ist nach Erreichen einer bezogenen Verschiebung von ca. 17 % lediglich eine marginale Zunahme zu verzeichnen. Nach Einprägung der maximalen Verschiebung liegt  $\Gamma(E)$  bei einem Wert von 1,59. Während an Messquerschnitt MQ 2 keine maßgebliche Reduzierung des einwirkenden Erddrucks infolge der Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells festzustellen ist, nehmen die Werte von  $\Gamma(E)$  an Messquerschnitt MQ 3 mit zunehmender Verschiebung sukzessive ab. Nach Einprägung einer Verschiebung von 35 % liegt  $\Gamma(E)$  in der Größenordnung des Verhältniswertes  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$ . An Messquerschnitt

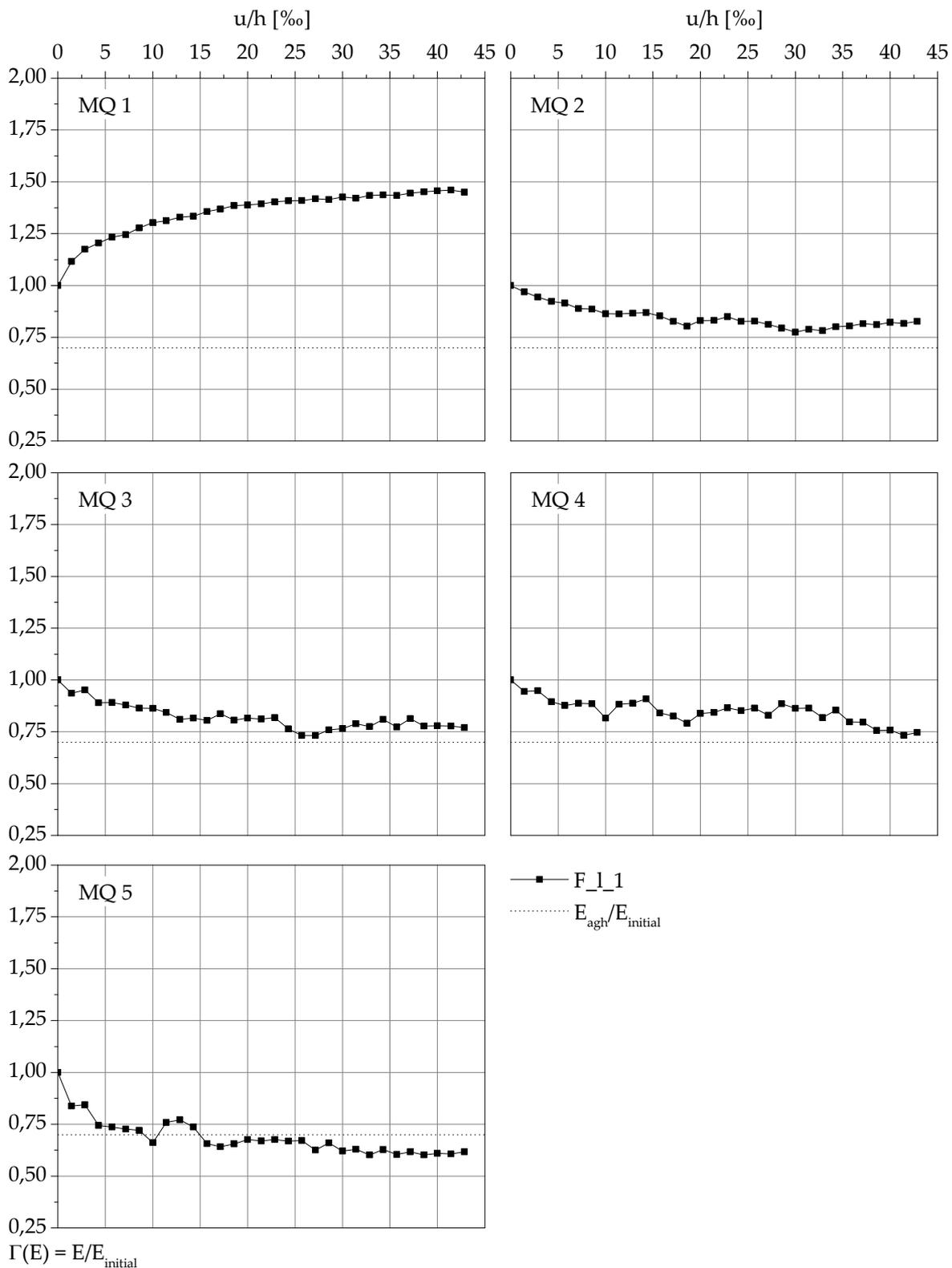


Abb. 4.16: Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingepprägten Verschiebung  $u/h$  bei lockerer Lagerung – Drehung um den Fußpunkt.

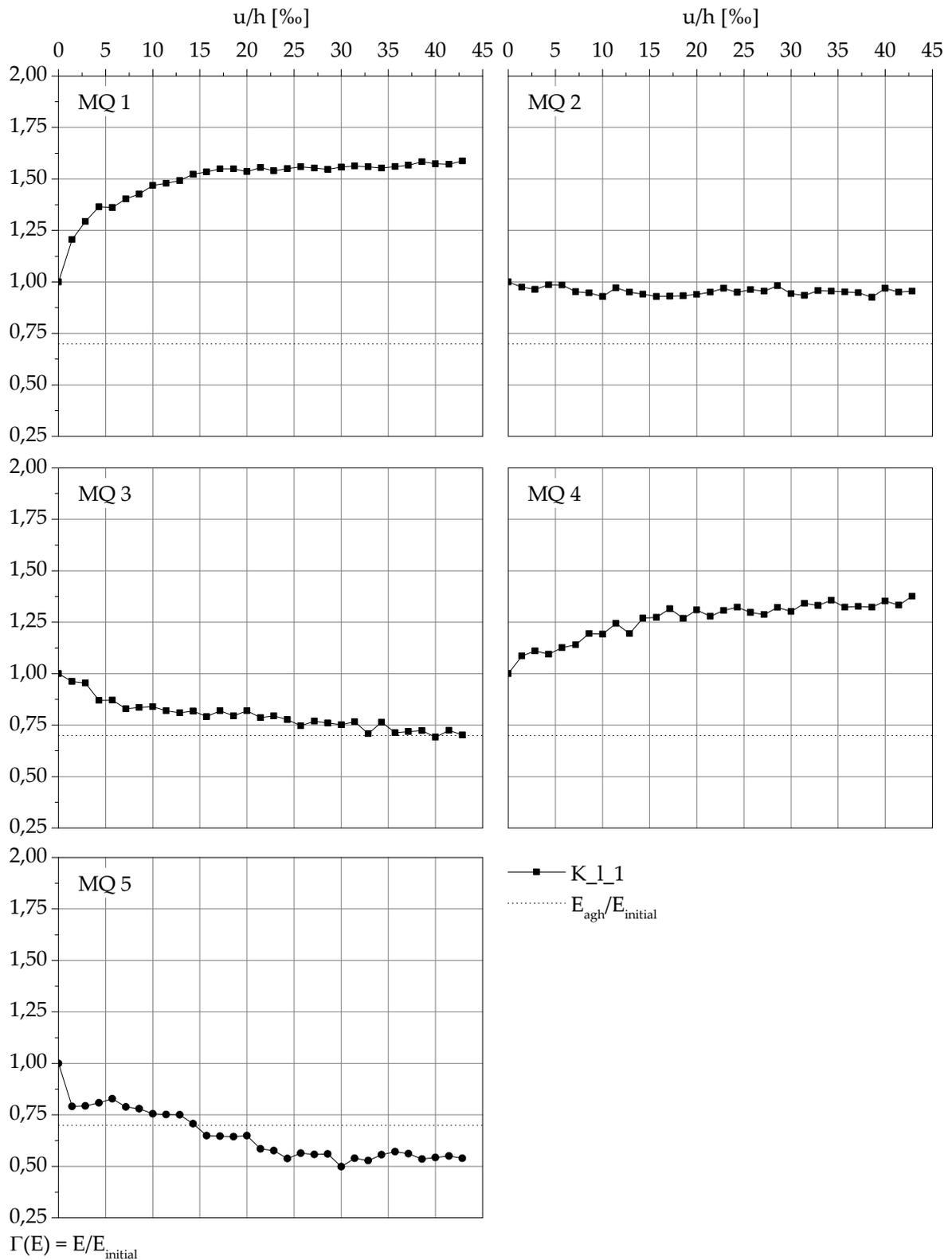


Abb. 4.17: Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei lockerer Lagerung – Drehung um den Kopfpunkt.

MQ 4 ergibt sich entgegen der Erwartung eine Spannungszunahme mit zunehmender Verschiebung. Mit einem Wert für  $\Gamma(E)$  von maximal 1,38 fällt diese Zunahme allerdings geringer aus als an Messquerschnitt MQ 1 an der Ecke des Baugrubenmodells. Zurückzuführen ist diese Zunahme auf lokal begrenzte Spannungsumlagerungen von dem angrenzenden Paneel FM auf das Paneel FR4. An Messquerschnitt MQ 5 liegt der Verhältniswert  $\Gamma(E)$  ab einer bezogenen Verschiebung  $u/h$  von 15 % unter dem für den ebenen Fall maßgebenden Wert. Ab einem Wert von  $u/h$  von ca. 24 % ist  $\Gamma(E)$  nahezu konstant und erreicht einen Endwert von 0,54.

Bei den Wandbewegungsarten P und PK ergeben sich vergleichbare Verläufe von  $\Gamma(E)$ , die sich nur durch die erreichten Beträge von  $\Gamma(E)$  - insbesondere an den Messquerschnitten MQ 1 und MQ 5 - unterscheiden, vergleiche Abb. 4.18 und Abb. 4.19. Für die Wandbewegungsart PK stellt sich an MQ 1 mit 1,50 ein etwas größerer Wert für  $\Gamma(E)$  als bei der „Parallelverschiebung“ mit 1,41 ein. Ferner ist für die Wandbewegungsart PK während des gesamten Versuchs eine sukzessive Zunahme von  $\Gamma(E)$  an der Ecke des Baugrubenmodells zu verzeichnen, während bei der „Parallelverschiebung“ ab einer bezogenen Verschiebung von 15 % lediglich eine minimale Zunahme festzustellen ist. An Messquerschnitt MQ 2 ergibt sich in beiden Fällen eine Abnahme des einwirkenden Erddrucks, wobei der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  bei beiden Wandbewegungsarten nicht erreicht wird. Demgegenüber stellen sich an den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 bei beiden Wandbewegungsarten nach einer bezogenen Verschiebung von durchschnittlich 23 % „ebene Verhältnisse“ ein. An Messquerschnitt MQ 5 fallen die Werte von  $\Gamma(E)$  nach einer vergleichsweise geringen bezogenen Verschiebung von 6 % (PK) bzw. 7 % (P) unter den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$ . Nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm an Paneel FM liegen die Werte von  $\Gamma(E)$  bei der Wandbewegungsart P bei 0,46 und bei der Wandbewegungsart PK bei 0,41.

Nach der Diskussion der Zu- bzw. Abnahme der auf das Baugrubenmodell einwirkenden Erddrücke infolge der Verschiebung der Seitenwände wird nachfolgend die Verteilung des Erddruckes über die Tiefe betrachtet. Diese ist abhängig von der eingepprägten Wandbewegungsart. Für den ebenen Fall sind in Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Stand: Februar 1987) für die Wandbewegungsarten F, K und P Angaben zur Verteilung des aktiven Erddrucks aus Bodeneigenlast enthalten, vergleiche Abb. 4.20. Demnach ist bei der „Drehung um den Fußpunkt“ die klassische, linear mit der Tiefe zunehmende Verteilung des Erddrucks ansetzbar. Die Verteilung bei einer „Drehung um den Kopfpunkt“ ist durch eine Spannungskonzentration im oberen Bereich sowie einen linearen, mit der Tiefe leicht abnehmenden Verlauf gekennzeichnet. Bei einer Parallelverschiebung stellt sich ein gekrümmter Verlauf des Erddrucks mit einer Zu-

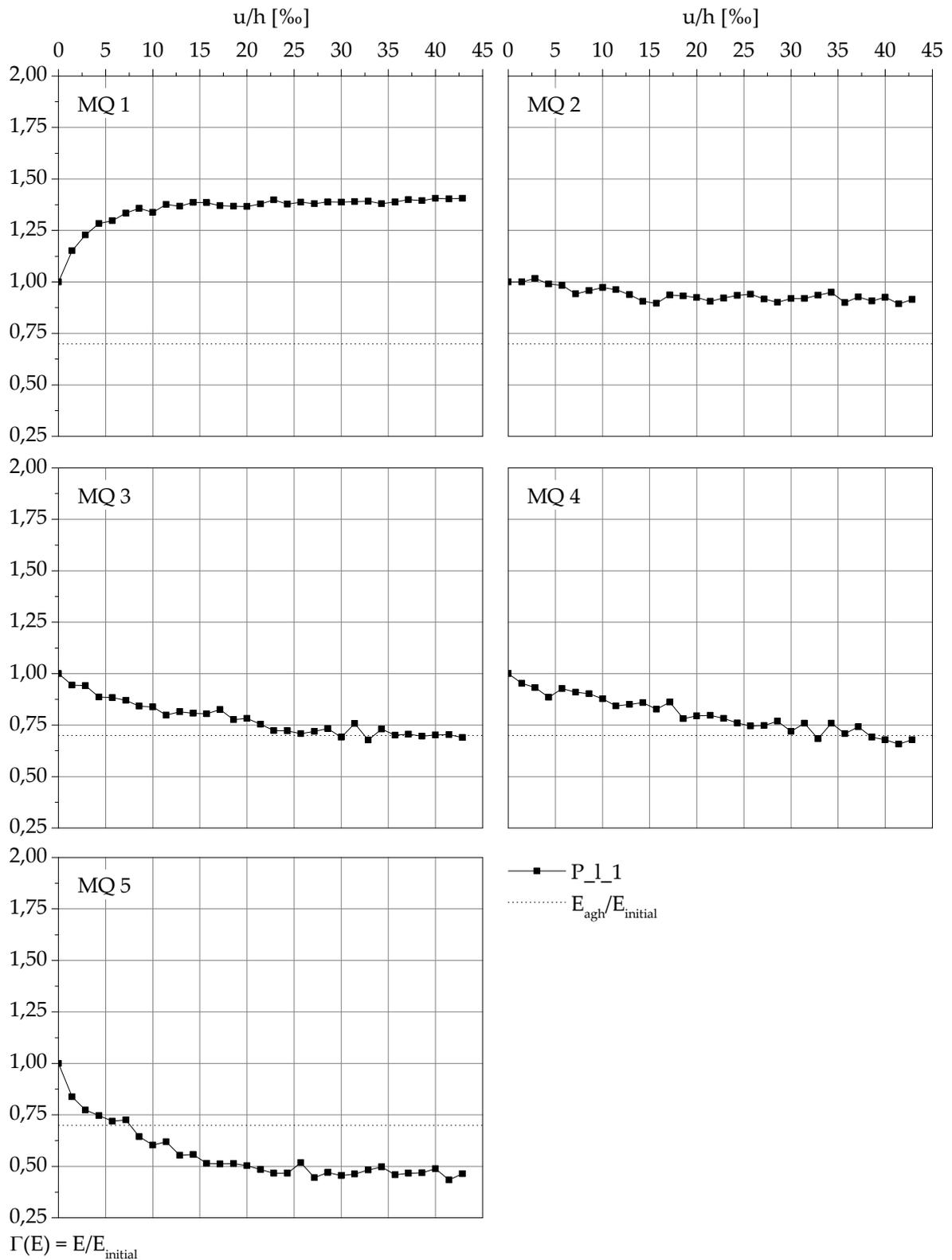


Abb. 4.18: Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei lockerer Lagerung – Parallelverschiebung.

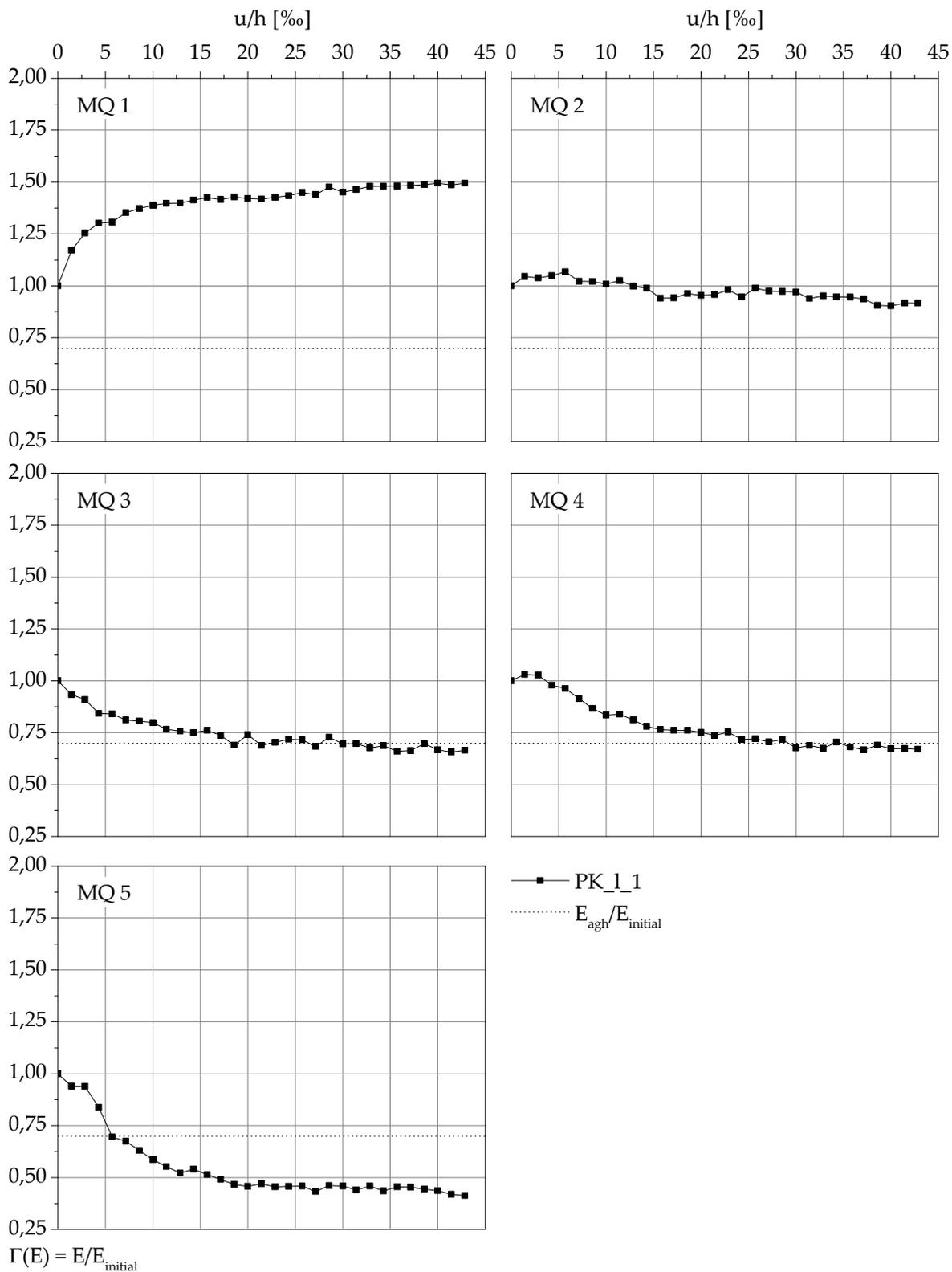


Abb. 4.19: Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei lockerer Lagerung – Kombination aus Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung.

nahme des Erddrucks mit zunehmender Tiefe unter der Geländeoberfläche ein, wobei sich ab einer gewissen Tiefe keine maßgebliche Spannungszunahme mehr ergibt. Ergänzend sind in Abb. 4.20 die gemäß Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Stand: Februar 1987) anwendbaren, vereinfachten Erddruckverteilungen enthalten. Die auftretende Verteilung des Erddrucks wird nach WEIßENBACH (1975) durch den sich aus der Wandbewegungsart ergebenden Bruchmechanismus im Boden beeinflusst. Die in der aktuellen DIN 4085 lediglich in vereinfachter Form enthalten Erddruckverteilungen werden durch Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen u.a. von FANG & ISHIBASHI (1986) sowie numerischen Untersuchungen u.a. von ABDEL-RAHMAN (1999) bzw. NADUKURU & MICHALOWSKI (2012) bestätigt.

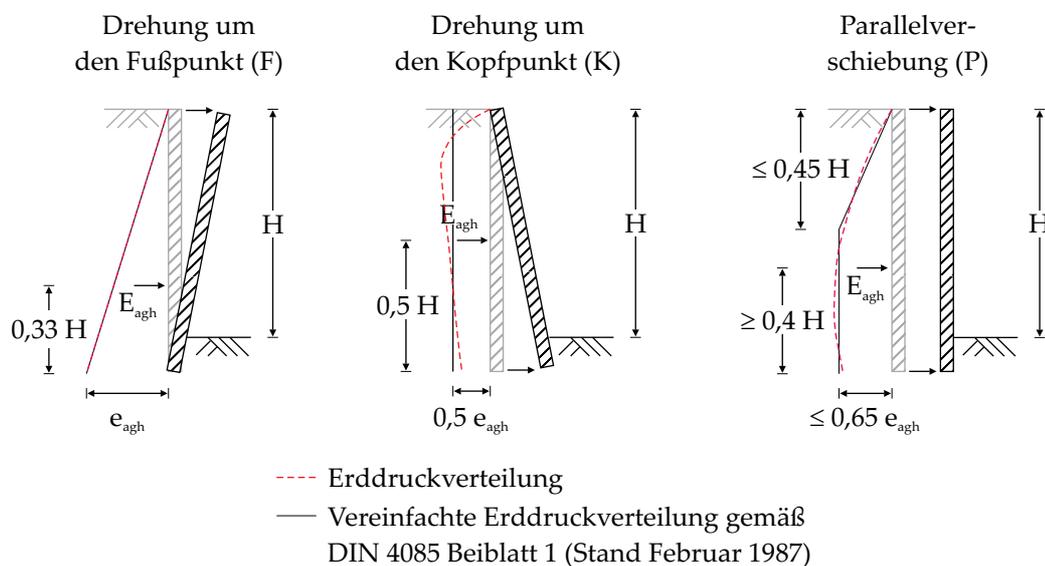


Abb. 4.20: Verteilung des Erddrucks über die Höhe einer Verbauwand gemäß Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Stand: Februar 1987).

In Abb. 4.21 sind die Ergebnisse der Spannungsmessungen an den Messquerschnitten MQ 1 und MQ 5 nach der Einprägung der maximalen Verschiebung für die untersuchten Wandbewegungsarten bei lockerer Lagerung zusammengefasst. Ferner ist die sich unter Ansatz des aktiven Erddruckbeiwertes  $k_{agh}$  ergebende Verteilung des ebenen aktiven Erddrucks dargestellt. An Messquerschnitt MQ 1 - an der Ecke des Baugrubenmodells - stellt sich bei den Wandbewegungsarten F und K ein Spannungsverlauf ein, der bis zur Messebene ME 2 eine lineare Zunahme aufweist, während unterhalb der Messebene ME 2 eine unterlineare Zunahme vorliegt. Demgegenüber hat sich bei der Wandbewegungsart PK ein nahezu linearer Spannungsverlauf eingestellt. Bei der „Parallelverschiebung“ ergibt sich ein gewölbter Spannungsverlauf. Letztlich zeigt sich im Bereich der Baugrubenecke keine eindeutige Abhängigkeit der Spannungsver-

teilung über die Tiefe von der Wandbewegungsart. In Seitenwandmitte - an Messquerschnitt MQ 5 - führt die „Drehung um den Fußpunkt“ zu einem näherungsweise linearen Spannungsverlauf. Bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ ist in der Messebene ME 1 eine Spannungskonzentration zu verzeichnen, während sich unterhalb ein mit der Tiefe abnehmender Spannungsverlauf einstellt. Für die Wandbewegungsarten P und PK ergeben sich vergleichbare Spannungsverläufe, die sich durch eine lineare Zunahme im oberen Bereich und einen konstanten Verlauf unterhalb der Messebene ME 1 auszeichnen. Hinsichtlich der Verteilung der einwirkenden Horizontalspannungen weisen die sich an Messquerschnitt MQ 5 einstellenden Erddruckverteilungen bei lockerer Lagerung damit eine zutreffende Übereinstimmung mit den in Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Stand: Februar 1987) enthaltenen Erddruckverteilungen für den ebenen Fall auf.

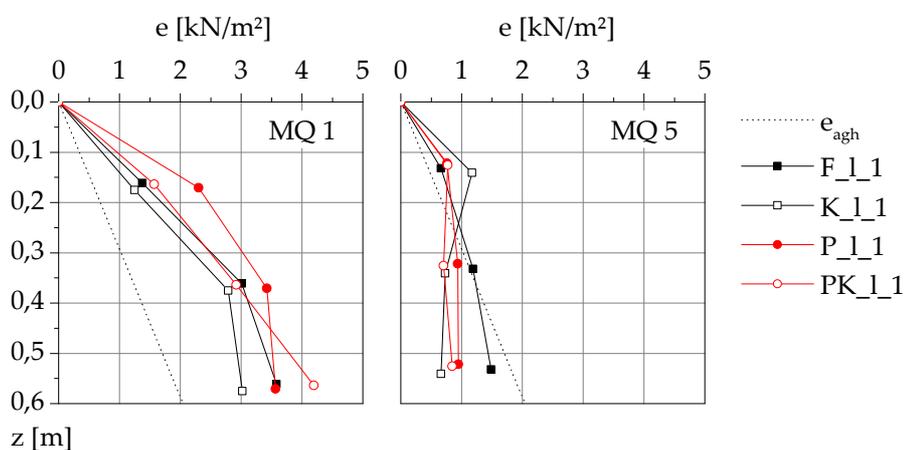


Abb. 4.21: Spannungsverteilung nach maximaler Verschiebung der Seitenwände an den Messquerschnitten MQ 1 und MQ 5 bei lockerer Lagerung.

### 4.3.3 Räumlicher aktiver Erddruck bei mitteldichter Lagerung

Die Ergebnisse der Versuche bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a werden nachfolgend - wie bei der lockeren Lagerung - in Abhängigkeit der Wandbewegungsart vorgestellt, wobei zunächst die Veränderungen der Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  infolge der Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells betrachtet werden.

Für die „Drehung um den Fußpunkt“ sind die an den fünf Messquerschnitten erfassten Verläufe von  $\Gamma(E)$  in Abb. 4.22 zusammengefasst. An der Ecke des Baugrubenmodells (MQ 1) stellt sich ein sukzessiver Anstieg von  $\Gamma(E)$  mit zunehmender Verschiebung  $u/h$  ein. Der nach Einprägung der maximalen Verschiebung erreichte Endwert von  $\Gamma(E)$  ist mit 1,77 bei mitteldichter Lagerung allerdings größer als bei lockerer

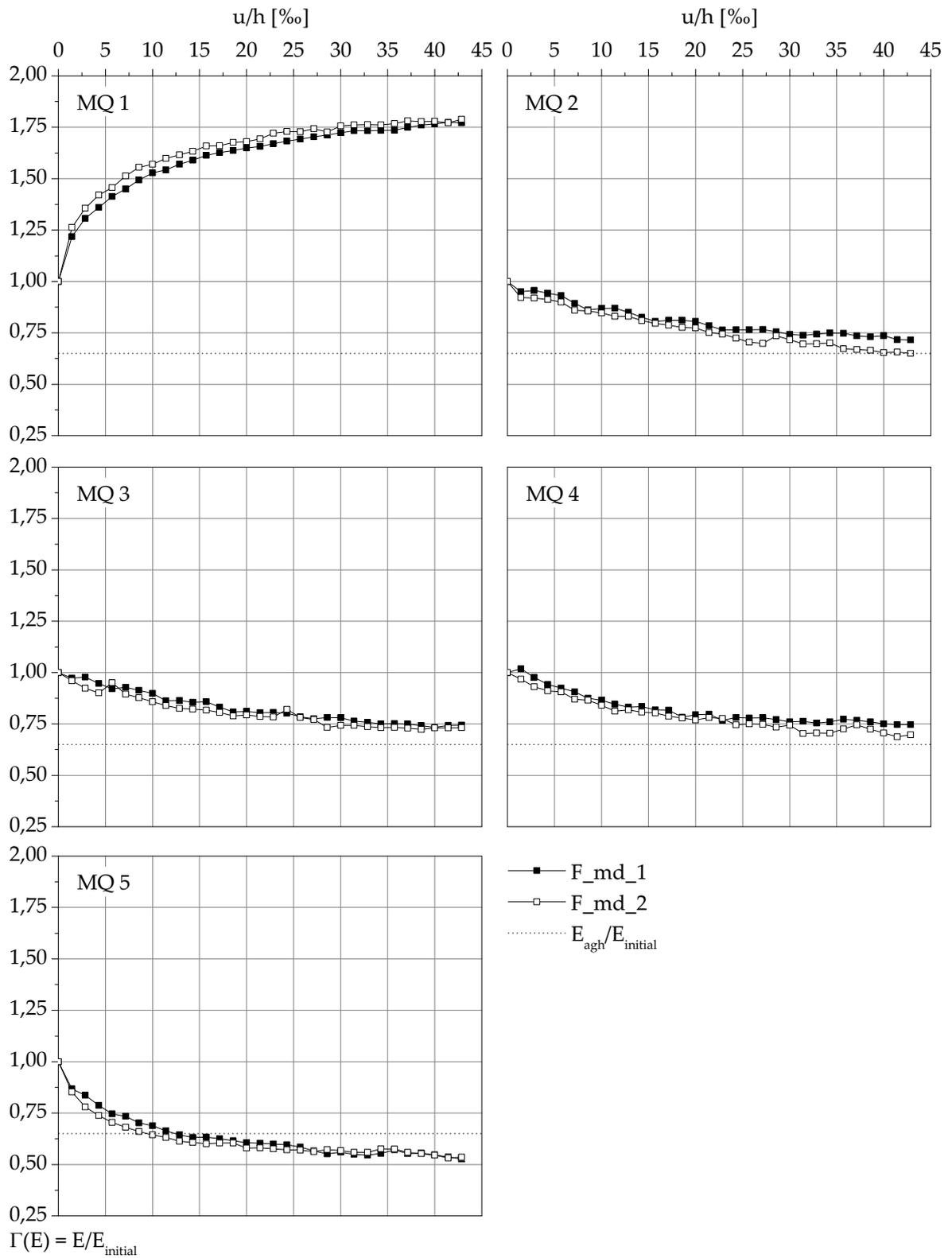


Abb. 4.22: Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei mitteldichter Lagerung – Drehung um den Fußpunkt.

Lagerung. An den Messquerschnitten MQ 2, MQ 3 und MQ 4 ist eine deutliche Abnahme des einwirkenden Erddrucks zu verzeichnen. Allerdings wird der Verhältniswert von  $E_{agh}/E_{initial}$  letztlich nicht unterschritten. An Messquerschnitt MQ 5 - in der Mitte der vorderen Seitenwand des Baugrubenmodells gelegen - ist indes eine ausgeprägtere Abnahme von  $\Gamma(E)$  festzustellen. Ab einer bezogenen Verschiebung von im Mittel 12 % liegt  $\Gamma(E)$  unter dem Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  von 0,65. Infolge der maximalen Verschiebung von 30 mm beträgt das Verhältnis der einwirkenden Erddruckresultierenden zur im Ausgangszustand wirkenden Erddruckresultierenden 0,53 und ist damit geringer als bei der lockeren Lagerung.

In Abb. 4.23 sind die Ergebnisse für die „Drehung um den Kopfpunkt“ dargestellt. An Messquerschnitt MQ 1 ergibt sich mit zunehmender bezogener Verschiebung  $u/h$  ein sukzessiver Anstieg von  $\Gamma(E)$  auf einen Wert von durchschnittlich 1,66. Damit ergibt sich bei mitteldichter Lagerung für die Wandbewegungsart K ebenfalls eine ausgeprägtere Spannungszunahme im Bereich der Ecke des Baugrubenmodells als bei lockerer Lagerung. An den Messquerschnitten MQ 2 bis MQ 4 nehmen die Werte von  $\Gamma(E)$  nach einem kurzfristigen Anstieg sukzessive ab, erreichen den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  - mit Ausnahme des Versuchs K\_md\_1 an Messquerschnitt MQ 3 - allerdings nicht. An Messquerschnitt MQ 5 sind mit durchschnittlich 22 % im Vergleich zur lockeren Lagerung und auch zu den anderen Wandbewegungsarten bei mitteldichter Lagerung größere bezogene Verschiebungen  $u/h$  erforderlich, um eine Abnahme von  $\Gamma(E)$  unter den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  zu erzielen. Der Endwert von  $\Gamma(E)$  beträgt an Messquerschnitt MQ 5 im Mittel 0,47 und ist damit - wie bei der „Drehung um den Fußpunkt“ - geringer als bei der lockeren Lagerung.

Bei der „Parallelverschiebung“ zeigt sich an Messquerschnitt MQ 1 - wie bei den beiden zuvor betrachteten Wandbewegungsarten - eine im Vergleich zur lockeren Lagerung ausgeprägtere Spannungszunahme auf einen Endwert von durchschnittlich  $\Gamma(E) = 1,75$ , vergleiche Abb. 4.24. An Messquerschnitt MQ 2 ist mit zunehmender bezogener Verschiebung  $u/h$  eine Abnahme von  $\Gamma(E)$  zu verzeichnen, wobei der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  nicht erreicht wird. Demgegenüber nehmen die Werte von  $\Gamma(E)$  an den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 mit zunehmender Verschiebung  $u/h$  deutlich ab und erreichen letztendlich den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$ . Ab einer bezogenen Verschiebung von ca. 25 % nehmen die Werte von  $\Gamma(E)$  nur noch geringfügig ab. An Messquerschnitt MQ 5 unterschreiten die Werte von  $\Gamma(E)$  den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  bereits nach einer bezogenen Verschiebung von unter 5 % und erreichen nach Einprägung der maximalen Verschiebung an Panel FM einen Endwert von durchschnittlich 0,34. Somit werden auch für diese Wandbewegungsart bei mittel-

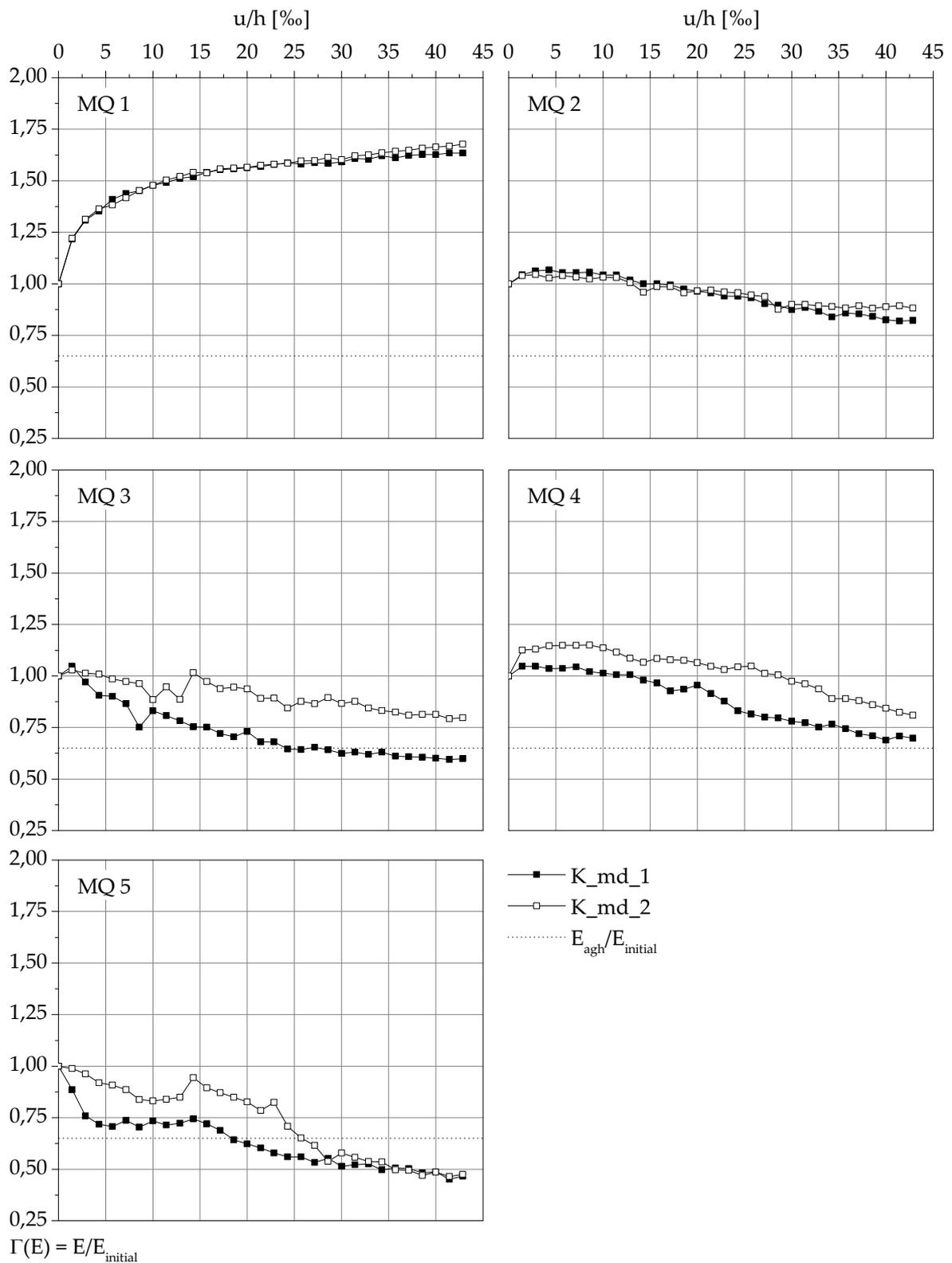


Abb. 4.23: Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei mitteldichter Lagerung – Drehung um den Kopfpunkt.

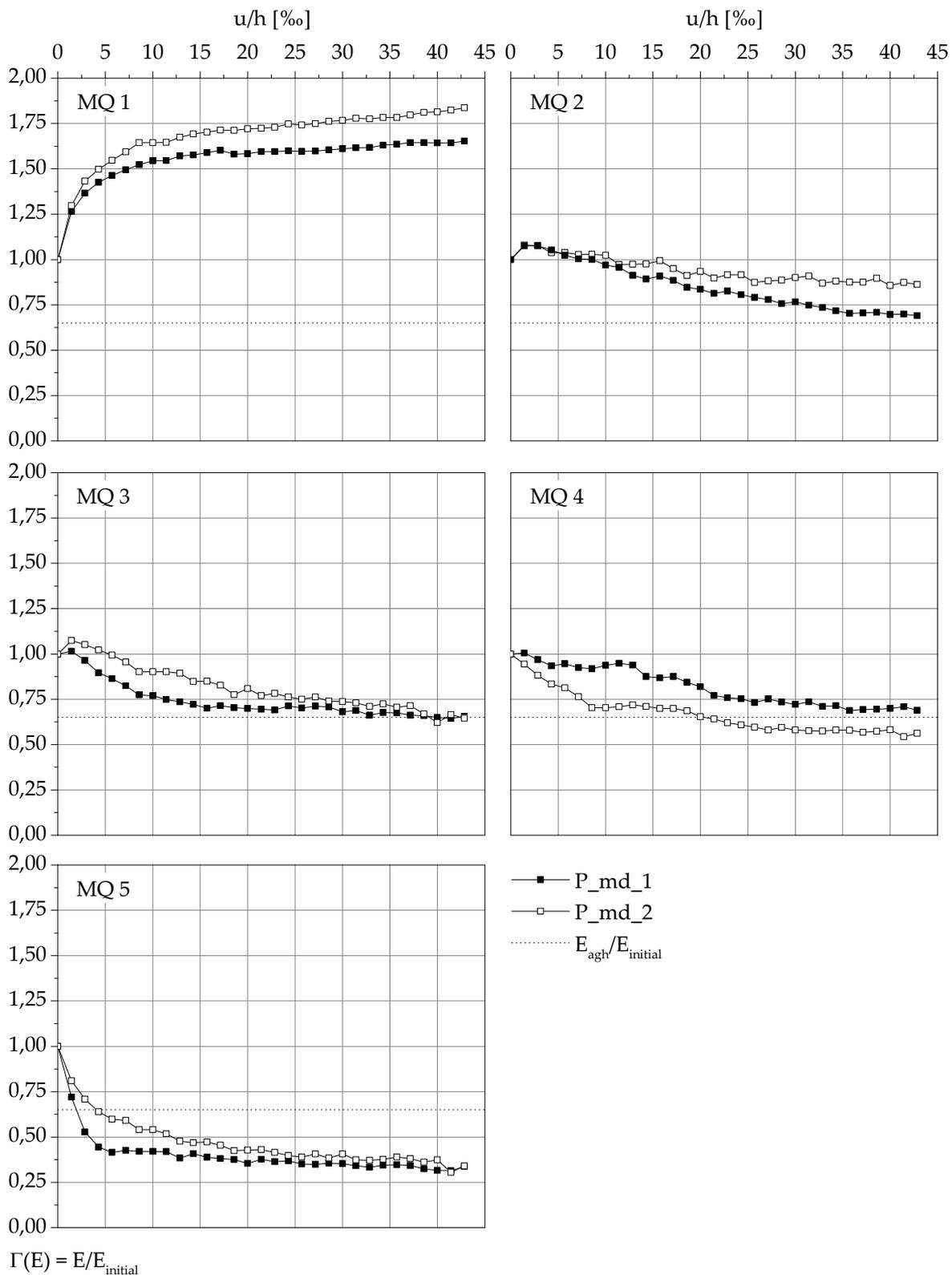


Abb. 4.24: Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei mitteldichter Lagerung – Parallelverschiebung.

dichter Lagerung in Seitenwandmitte geringere Werte von  $\Gamma(E)$  erzielt als bei lockerer Lagerung des Versuchsbodens.

Für die „Kombination aus Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung“ sind die Ergebnisse der durchgeführten Versuche in Abb. 4.25 zusammengefasst. An Messquerschnitt MQ 1 fällt die Spannungszunahme mit einem erreichten Endwert von  $\Gamma(E) = 1,63$  ausgeprägter aus als bei lockerer Lagerung. Wie bei der Wandbewegungsart „P“ wird am Messquerschnitt MQ 2 der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  auch nach der Einprägung der maximalen Verschiebung nicht erreicht. An den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 stellen sich demgegenüber „ebene Verhältnisse“ ein. An Messquerschnitt MQ 3 sind hierzu geringere bezogene Verschiebungen erforderlich als an Messquerschnitt MQ 4, an dem zunächst (bis zu einer bezogenen Verschiebung von  $u/h = 20\%$ ) keine maßgebliche Veränderung des Spannungsniveaus zu verzeichnen ist. An Messquerschnitt MQ 5 - in der Mitte der Seitenwand des Baugrubenmodells - sind wie bei der „Parallelverschiebung“ vergleichsweise geringe bezogene Verschiebungen erforderlich, um eine Abnahme von  $\Gamma(E)$  unter den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  zu erreichen. Nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm beträgt  $\Gamma(E)$  im Mittel 0,3. Damit liegt auch für die Wandbewegungsart „PK“ der erzielte Endwert an Messquerschnitt MQ 5 bei mitteldichter Lagerung betragsmäßig unter dem entsprechenden Endwert bei lockerer Lagerung.

Auch für die mitteldichte Lagerung wird im Folgenden ein Vergleich zwischen den gemessenen Verteilungen des einwirkenden Erddrucks und den in Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Stand: Februar 1987) enthaltenen Erddruckverteilungen für den ebenen Fall vorgenommen. An Messquerschnitt MQ 1 stellt sich bei allen Wandbewegungsarten bis zur Messebene ME 2 eine lineare Zunahme des Erddrucks ein, während darunter - die „Drehung um den Fußpunkt“ ausgenommen - eine unterlineare Zunahme vorliegt (Abb. 4.26). Bei der Wandbewegungsart F ist der erfasste Erddruck in der Messebene ME 3 geringer als in der Messebene ME 2. Damit zeigt sich im Bereich der Baugrubenecke wie bei der lockeren Lagerung keine eindeutige Abhängigkeit der Spannungsverteilung über die Tiefe von der Wandbewegungsart. In Seitenwandmitte - an Messquerschnitt MQ 5 - führt die Wandbewegungsart F zu einer näherungsweise linearen Zunahme des Erddrucks mit der Tiefe, während die „Drehung um den Kopfpunkt“ eine Spannungskonzentration in der Messebene ME 1 und darunter einen mit der Tiefe abnehmenden Spannungsverlauf zur Folge hat. Bei den Wandbewegungsarten P und PK ergeben sich vergleichbare Spannungsverläufe, die im oberen Bereich eine lineare Zunahme und unterhalb der Messebene ME 1 einen annähernd konstanten Verlauf aufweisen. Die Verteilungen des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks

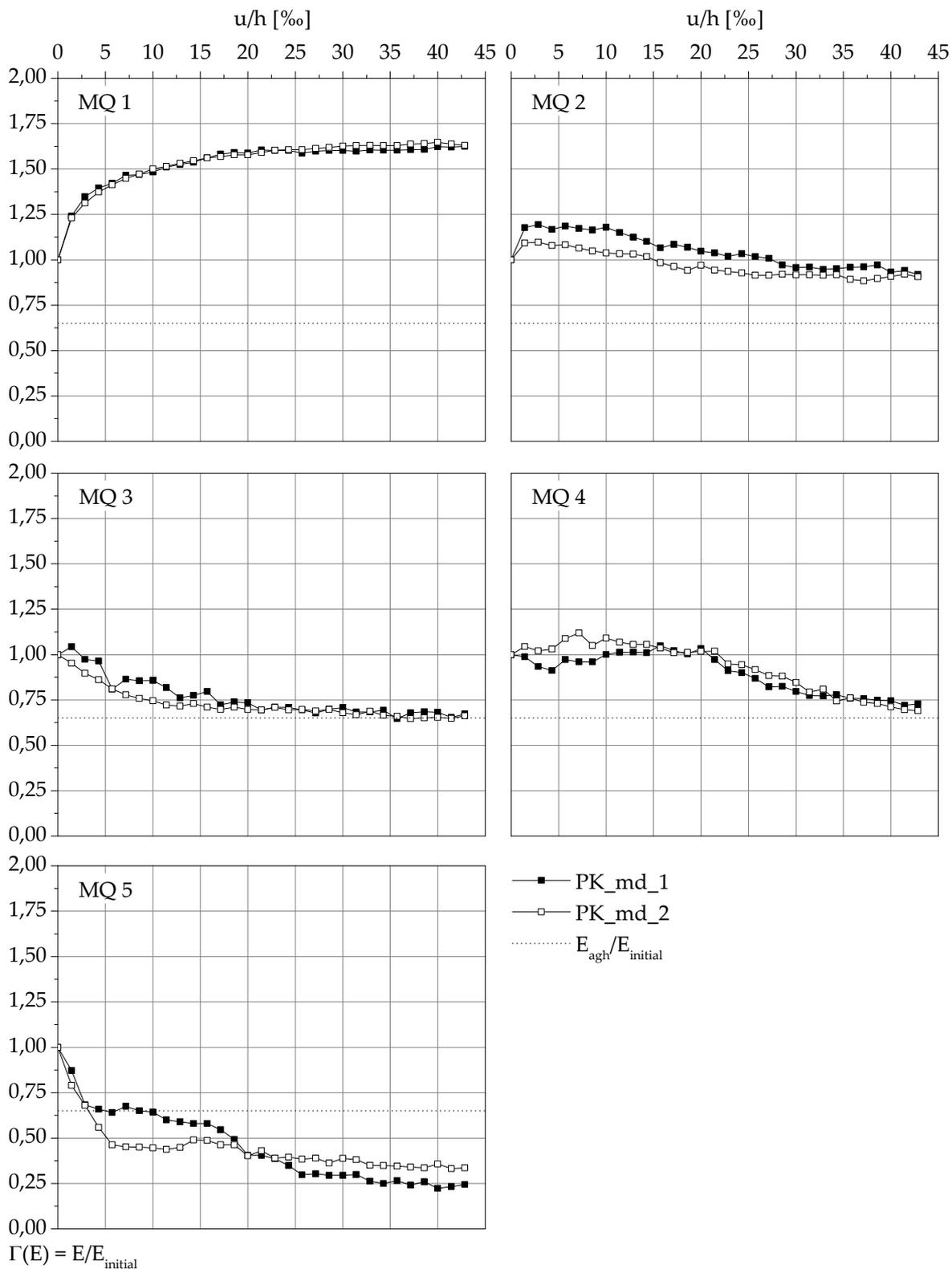


Abb. 4.25: Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei mitteldichter Lagerung – Kombination aus Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung.

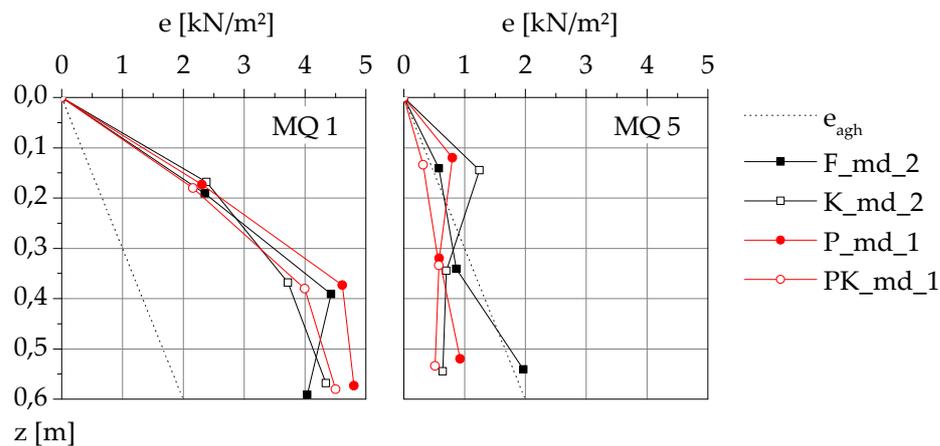


Abb. 4.26: Spannungsverteilung nach maximaler Verschiebung der Seitenwände an den Messquerschnitten MQ 1 und MQ 5 bei mitteldichter Lagerung.

an Messquerschnitt MQ 5 weisen damit auch für die mitteldichte Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a eine zutreffende Übereinstimmung mit den in Abb. 4.20 für den ebenen Fall aufgeführten Erddruckverteilungen auf.

#### 4.3.4 Räumlicher aktiver Erddruck bei dichter Lagerung

Nach der Erläuterung der Ergebnisse für die lockere und die mitteldichte Lagerung in den beiden vorstehenden Abschnitten werden im Folgenden die Ergebnisse der Versuche bei dichter Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a diskutiert. In einem ersten Schritt erfolgt die Darstellung der Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingepprägten Verschiebung  $u/h$ .

Auch bei der dichten Lagerung zeigt sich bei der „Drehung um den Fußpunkt“ an Messquerschnitt MQ 1 eine Zunahme des einwirkenden Erddrucks, während an den übrigen Messquerschnitten die Werte von  $\Gamma(E)$  abnehmen (Abb. 4.27). An der Ecke des Baugrubenmodells nimmt  $\Gamma(E)$  einen Wert von 1,59 an, welcher unter dem entsprechenden Wert bei mitteldichter Lagerung liegt. An Messquerschnitt MQ 2 wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  infolge der Verschiebung der Seitenwände ab einer bezogenen Verschiebung von 35 % erreicht. Ab der Einprägung dieser Verschiebung kommt es an den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 zu einer Unterschreitung des Verhältniswertes  $E_{agh}/E_{initial}$ , welcher im Mittel 0,69 beträgt. An Messquerschnitt MQ 5 genügt hingegen eine bezogene Verschiebung  $u/h$  von 4 %, um den Spannungszustand unter den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  fallen zu lassen. Nach Einprägung der maximalen Verschiebung resultiert in Seitenwandmitte ein Wert für  $\Gamma(E)$  von 0,46. Damit ergibt sich bei dichter Lagerung im Vergleich zur mitteldichten Lagerung in

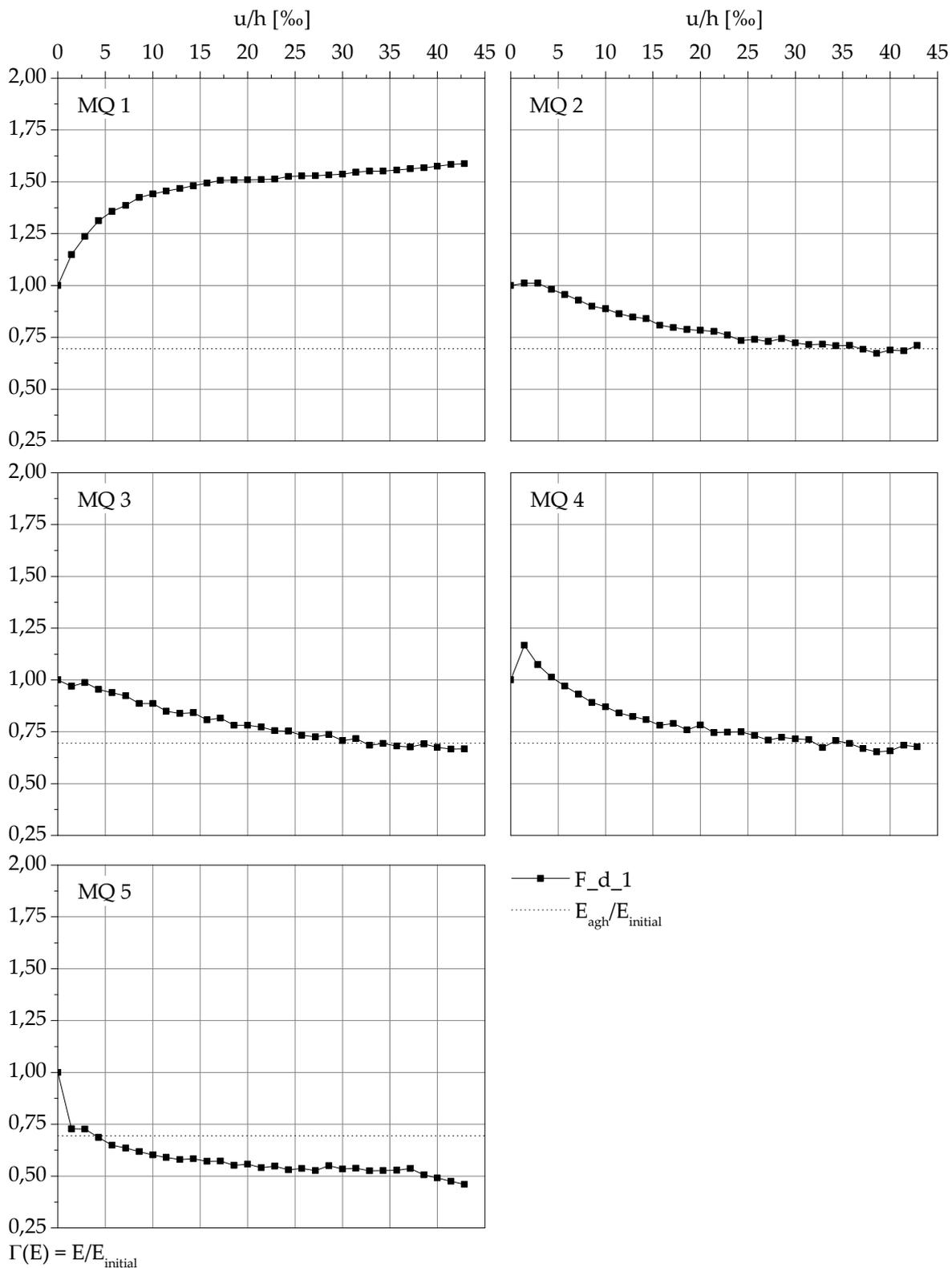


Abb. 4.27: Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei dichter Lagerung – Drehung um den Fußpunkt.

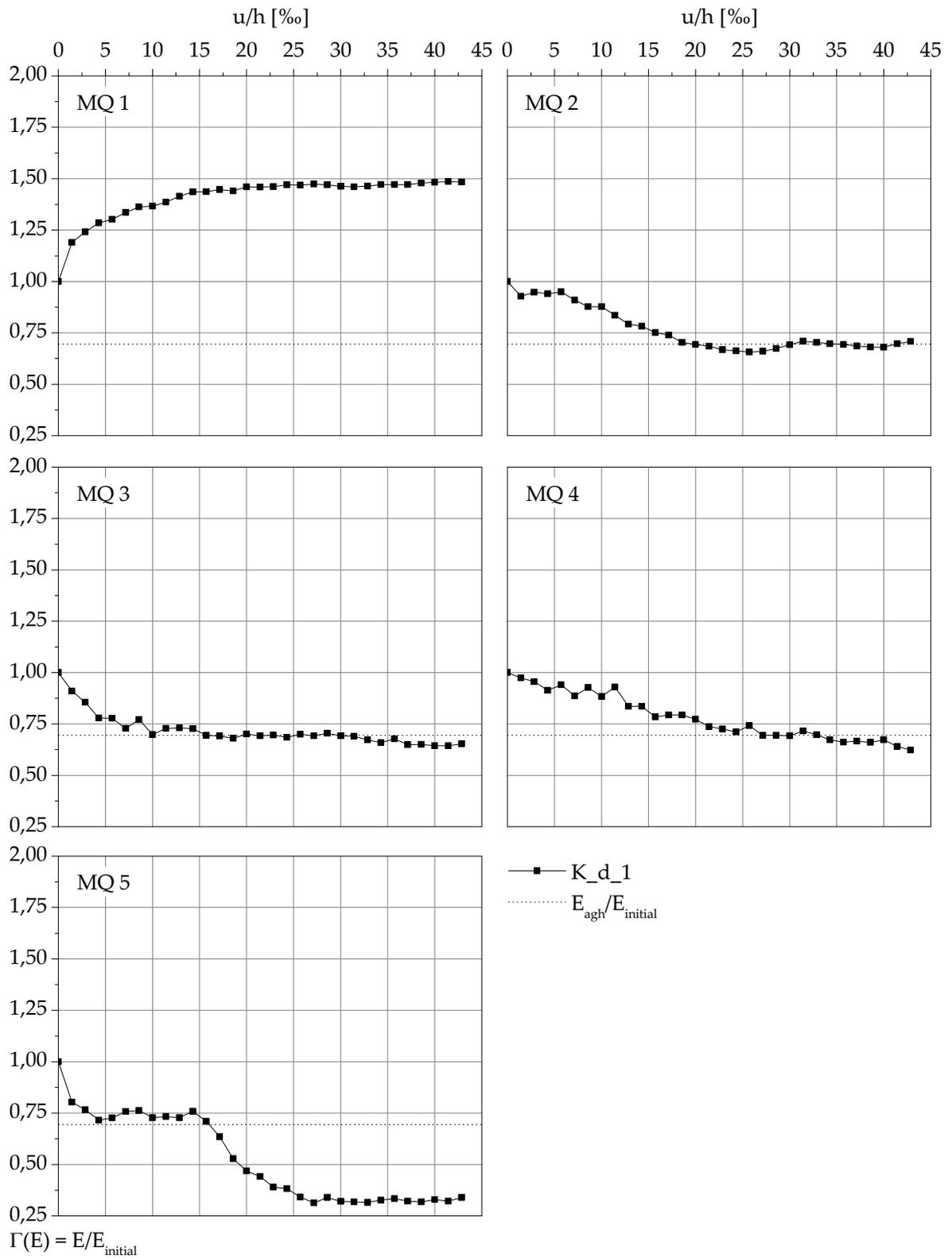


Abb. 4.28: Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei dichter Lagerung – Drehung um den Kopfpunkt.

diesem Bereich eine ausgeprägtere Spannungsabnahme.

Bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ bei dichter Lagerung des Versuchsbodens ist die Spannungszunahme am Messquerschnitt MQ 1 ebenfalls weniger stark ausgeprägt als bei der mitteldichten Lagerung. Der Endwert von  $\Gamma(E)$  beträgt 1,48, wobei sich ab einer bezogenen Verschiebung von ca. 25 % keine signifikante Zunahme mehr einstellt (Abb. 4.28). An Messquerschnitt MQ 2 stellt sich nach Einprägung der maximalen Verschiebung der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  ein, wobei auch eine kurzfristige Unterschreitung dieses Wertes festzustellen ist. An den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  nach einer Verschiebung von 35 % knapp unterschritten. Zu einer sehr ausgeprägten Abnahme von  $\Gamma(E)$  kommt es hingegen an Messquerschnitt MQ 5 nach Einprägung einer Verschiebung von 15 %. Der Verhältniswert  $\Gamma(E)$  nimmt ab einer Verschiebung von 30 % einen Wert von durchschnittlich 0,32 an und bleibt bis zum Erreichen der maximalen Verschiebung letztlich konstant. Wie bei der „Drehung um den Fußpunkt“ ist die Spannungsabnahme in Seitenwandmitte damit als ausgeprägter anzusehen als bei der mitteldichten Lagerung.

In Abb. 4.29 sind die Ergebnisse des Versuchs mit der Parallelverschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells bei dichter Lagerung zusammengefasst. An der Ecke des Baugrubenmodells nehmen die Spannungen bis zu einer bezogenen Verschiebung von in etwa 15 % zu und bleiben dann nahezu konstant. Der nach Einprägung der maximalen Verschiebung erzielte Wert von  $\Gamma(E)$  beträgt 1,55 und liegt damit unter dem entsprechenden Wert bei mitteldichter Lagerung. Entgegen der Erkenntnisse zur Spannungsabnahme an Messquerschnitt MQ 2 bei den Wandbewegungsarten F und K ist bei der Parallelverschiebung nur eine minimale Abnahme von  $\Gamma(E)$  nach der maximalen Verschiebung der Seitenwände festzustellen. An den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 nehmen die Werte von  $\Gamma(E)$  demgegenüber deutlich ab und liegen letztendlich knapp über dem Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$ . Bereits eine bezogene Verschiebung von 3 % genügt an Messquerschnitt MQ 5, um den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  zu unterschreiten. Ab einer bezogenen Verschiebung von 14 % ist  $\Gamma(E)$  nahezu konstant und beträgt im Mittel 0,53. Damit ist die Spannungsabnahme in Seitenwandmitte infolge der „Parallelverschiebung“ bei dichter Lagerung des Versuchsbodens weniger stark ausgeprägt als bei mitteldichter Lagerung.

Für die Wandbewegungsart PK sind die Ergebnisse des bei dichter Lagerung des Versuchsbodens durchgeführten Versuchs PK\_d\_1 in Abb. 4.30 dargestellt. An Messquerschnitt MQ 1 nehmen die Spannungen bis zu einer bezogenen Verschiebung von ca. 10 % zu und bleiben dann zunächst vergleichsweise konstant. Eine weitere Spannungszunahme ist in dem Bereich von 30 % bis 40 % zu verzeichnen. Der nach

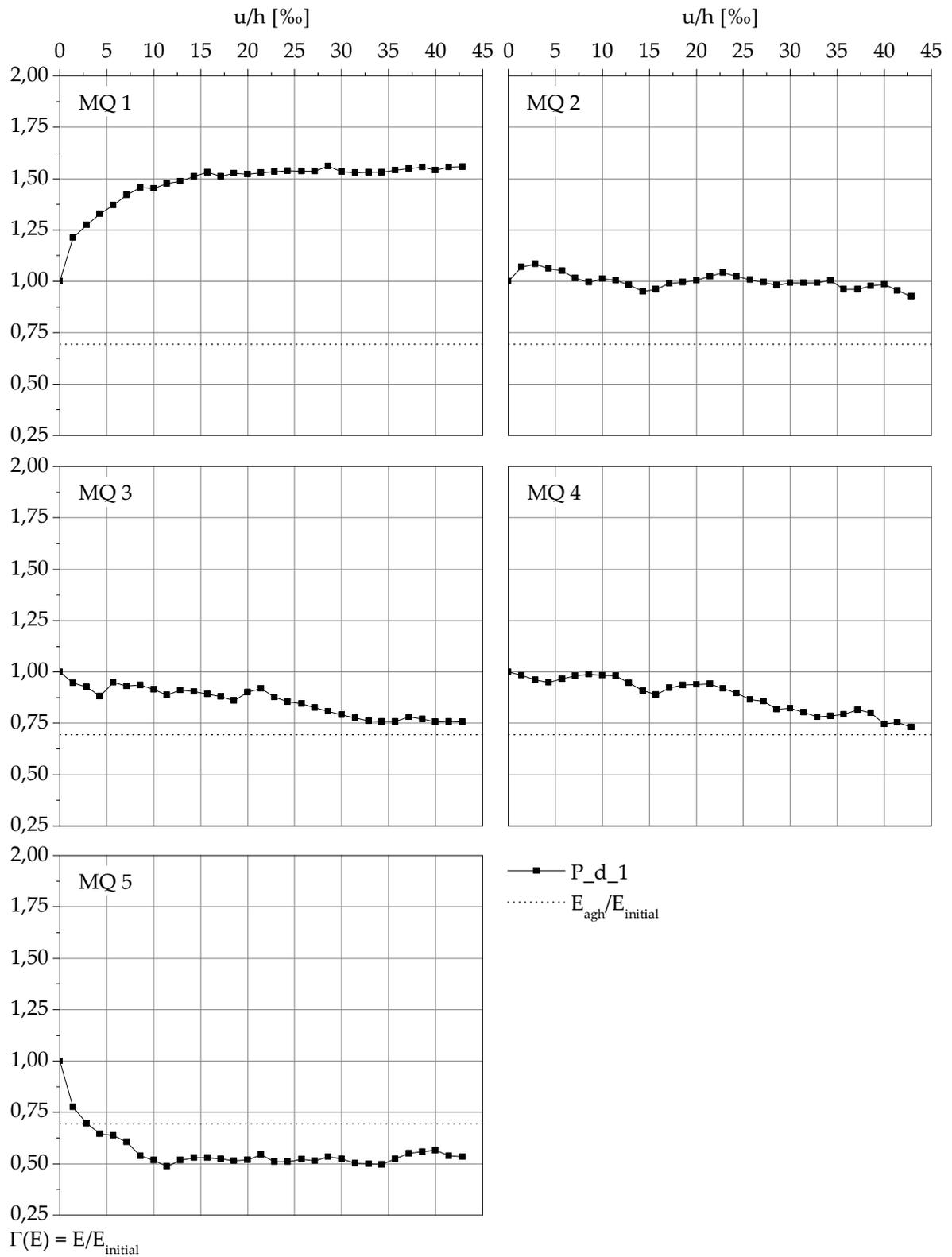


Abb. 4.29: Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei dichter Lagerung – Parallelverschiebung.

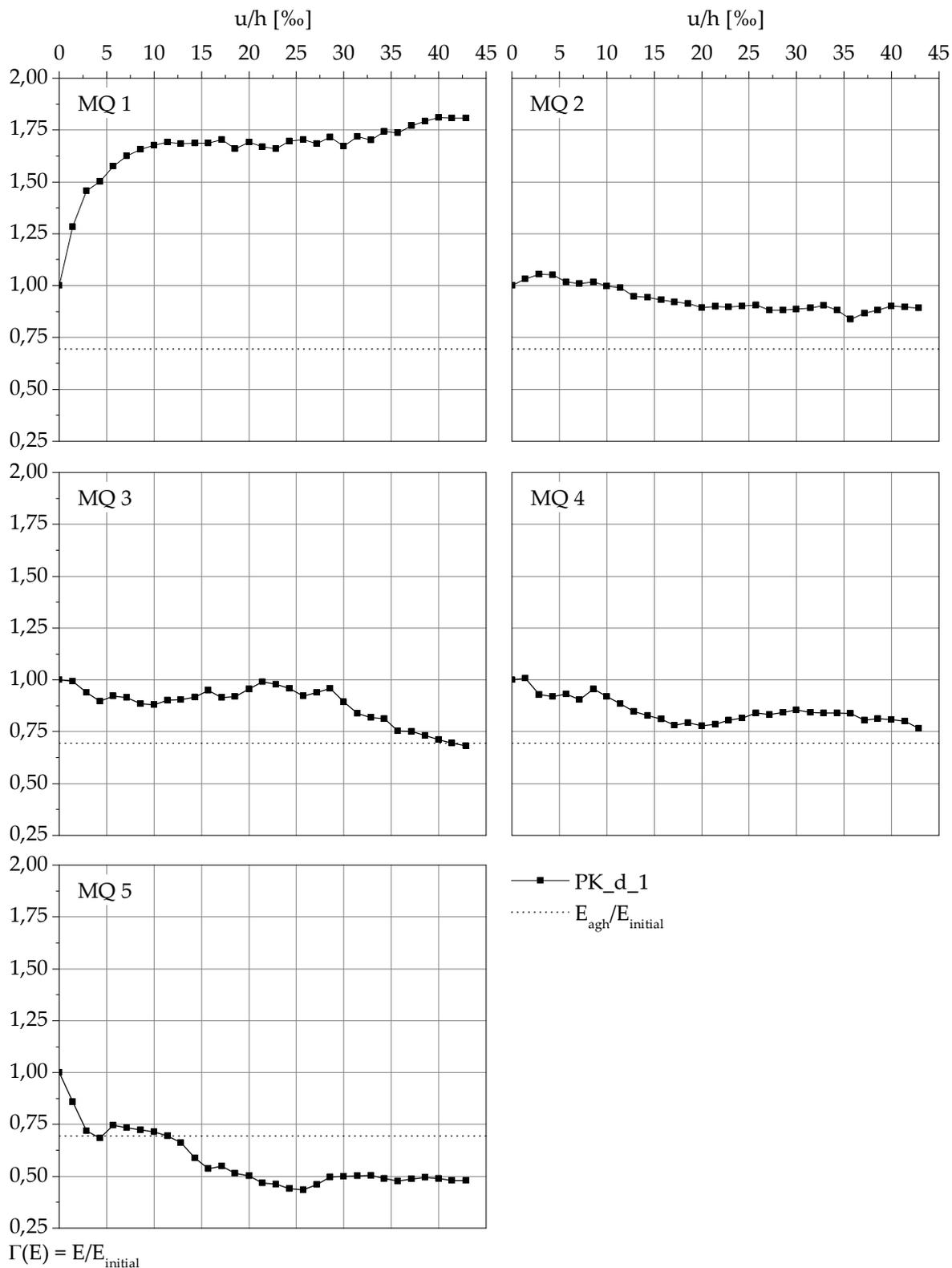


Abb. 4.30: Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  in Abhängigkeit der eingprägten Verschiebung  $u/h$  bei dichter Lagerung – Kombination aus Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung.

Einprägung der maximalen Verschiebung erzielte Wert von  $\Gamma(E)$  beträgt 1,81 und liegt damit über den Werten bei lockerer und mitteldichter Lagerung. Wie bei der „Parallelverschiebung“ ist die Spannungsabnahme an Messquerschnitt MQ 2 deutlich geringer ausgeprägt als bei den Wandbewegungsarten F und K. Der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  wird hier nicht erreicht. An den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 ergibt sich infolge der zunehmenden Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells eine sukzessive Abnahme von  $\Gamma(E)$ . Während an Messquerschnitt MQ 3 der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  erreicht wird, liegt der Wert von  $\Gamma(E)$  an Messquerschnitt MQ 4 knapp über dem Wert von  $E_{agh}/E_{initial}$ . Ab einer bezogenen Verschiebung von 13 % wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  an Messquerschnitt MQ 5 unterschritten. Nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm an Panel FM ergibt sich der Wert von  $\Gamma(E)$  zu 0,48. Wie bei der „Parallelverschiebung“ ist die Spannungsabnahme in Seitenwandmitte bei der Wandbewegungsart PK bei dichter Lagerung weniger stark ausgeprägt als bei mitteldichter Lagerung.

In Abb. 4.31 sind die gemessenen Verteilungen des einwirkenden Erddrucks bei dichter Lagerung des Versuchsbodens den in Beiblatt 1 zu DIN 4085 (Stand: Februar 1987) enthaltenen Erddruckverteilungen für den ebenen Fall gegenübergestellt. An Messquerschnitt MQ 1 stellt sich bei den Wandbewegungsarten F, K und P bis zur Messebene ME 2 eine lineare Zunahme des Erddrucks ein. Darunter ergibt sich bei den Wandbewegungsarten K und P eine unterlineare Zunahme der Spannung. Bei der „Fußpunktdrehung“ wirkt an Messebene ME 3 - wie bei der mitteldichten Lagerung - eine geringere Spannung als an der Messebene ME 2. Infolge der „Kombination aus Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung“ stellt sich bereits unterhalb der Messebene ME 1 eine unterlineare Zunahme der einwirkenden Spannungen ein.

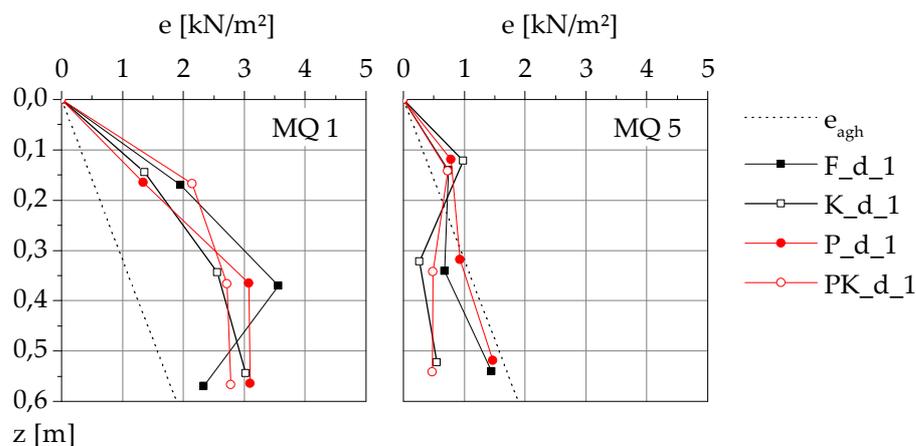


Abb. 4.31: Spannungsverteilung nach maximaler Verschiebung der Seitenwände an den Messquerschnitten MQ 1 und MQ 5 bei dichter Lagerung.

In Seitenwandmitte - an Messquerschnitt MQ 5 - führt die Wandbewegungsart F zu einem eher un stetigen Verlauf des einwirkenden Erddrucks über die Tiefe. Die „Drehung um den Kopfpunkt“ führt wie bei lockerer und dichter Lagerung zu einer Spannungskonzentration in der Messebene ME 1, während darunter deutlich geringe Horizontalspannungen wirken. Die „Parallelverschiebung“ hat einen nahezu linearen Verlauf des einwirkenden Erddrucks zur Folge, wobei an der Messebene ME 1 eine Spannungskonzentration zu verzeichnen ist. Bei der Wandbewegungsart PK stellt sich im oberen Bereich eine lineare Zunahme und unterhalb der Messebene ME 1 ein annähernd konstanter Verlauf ein. Die Verteilungen des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks an Messquerschnitt MQ 5 weisen damit - im Vergleich zur lockeren und mitteldichten Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a - eine geringere Übereinstimmung mit den in Abb. 4.20 für den ebenen Fall aufgeführten Erddruckverteilungen auf.

### 4.3.5 Setzungen bei lockerer Lagerung

Die aktive Verschiebung der Seitenwände bzw. der einzelnen Paneele des Baugrubenmodells führt zu Verschiebungen im angrenzenden Bodenkörper. Die Setzungen an der Oberfläche des Bodenkörpers werden anhand der in Abschnitt 4.2.2 beschriebenen mechanischen Wegaufnehmer gemessen. Zusätzlich werden die unmittelbar am Paneel FM auftretenden Setzungen erfasst. Die Auswertung der Messwerte erfolgt in Form von Isolinien-Darstellungen. Für eine Parallelverschiebung der Seitenwände sind in Abb. 4.32 beispielhaft die bei lockerer Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a (Versuch: P\_1\_1) aufgetretenen Setzungen visualisiert. In den einzelnen Diagrammen ist auf der x-Achse der Abstand zur Ecke des Baugrubenmodells aufgetragen, wobei der Abstand von  $x = 100$  cm dabei die Symmetrieachse darstellt. Auf der y-Achse ist der Abstand zur Ausgangsposition der Seitenwände des Baugrubenmodells aufgetragen. Ferner enthalten die Diagramme die Lage der mechanischen Wegaufnehmer. Jeweils nach der Einprägung einer Horizontalverschiebung von (weiteren) 5 mm an Paneel FM in Seitenwandmitte werden die Setzungen visualisiert.

Anhand der Ergebnisse des Versuchs P\_1\_1 erfolgt zunächst die Betrachtung der prinzipiellen Charakteristik der auftretenden Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers. Die Setzungen nehmen erwartungsgemäß mit zunehmender Horizontalverschiebung der Seitenwände zu. Die jeweils maximalen Setzungen ergeben sich im Bereich der Seitenwandmitte vor dem bzw. unmittelbar an dem Paneel FM. In Richtung der Baugrubenecke nehmen die Setzungen sukzessive ab. An der Baugrubenecke treten - entlang der Seitenwände des Baugrubenmodells betrachtet - die geringsten Setzungen

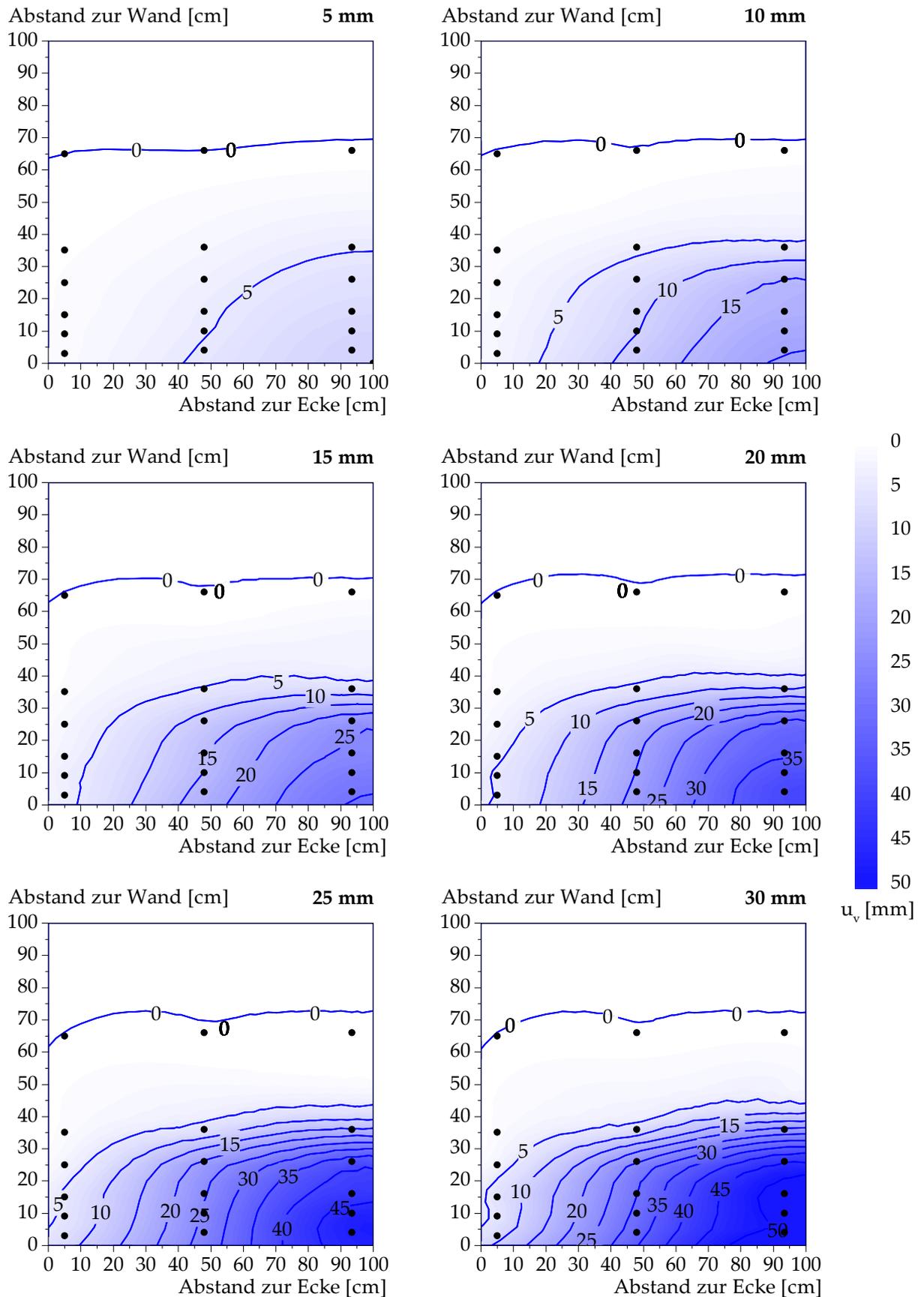


Abb. 4.32: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch P\_1\_1.

auf. Zurückzuführen ist dies darauf, dass die Baugrubenecken als unverschieblich anzusehen sind und die angrenzenden Paneele um einen geringeren Betrag verschoben werden als das Paneel in Seitenwandmitte. Damit werden die in Kapitel 2 gewonnenen Erkenntnisse zur Verteilung der Setzungen der Geländeoberfläche entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss prinzipiell bestätigt. Normal zu den Seitenwänden nehmen die Setzungen stetig ab, bis in einem Abstand von durchschnittlich 70 cm zur Ausgangsposition der Seitenwände keine Beeinflussung des angrenzenden Bodens mehr zu verzeichnen ist. Entlang der dem Baugrubenmodell gegenüberliegenden Wandung des Versuchsbehälters stellen sich auch nach der Einprägung der maximalen Horizontalverschiebung keine Verformungen des Bodenkörpers ein. Die maximale Setzung der Sandoberfläche  $u_v^{\max}$  - nach Einprägung der maximalen Horizontalverschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells von 30,0 mm - ergibt sich in dem Versuch P\_1\_1 unmittelbar am Paneel FM mit einem Betrag von 58,0 mm. Die größte, mit den mechanischen Wegaufnehmern gemessene Setzung von 51,9 mm wird mit dem Wegaufnehmer 1.3 erfasst, wobei sich im Bereich der Wegaufnehmer 1.1 bis 1.3 eine vergleichsweise gleichmäßige, flächige Setzung ergibt.

In Abb. 4.33 sind die bei maximaler Horizontalverschiebung an Paneel FM von 30 mm aufgetretenen Setzungen  $u_v$  für alle betrachteten Wandbewegungsarten bei lockerer Lagerung des Versuchsbodens zusammengefasst. Die betragsmäßig größten Setzungen der Sandoberfläche ergeben sich bei der Wandbewegungsart P (58,0 mm), gefolgt von der „Drehung um den Fußpunkt“ (45,0 mm). Bei der Wandbewegungsart PK beträgt die maximale Setzung 44,8 mm, während sich bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ lediglich eine Vertikalverschiebung von 36,7 mm einstellt. Die Abfolge der Maximalbeträge der Setzungen  $u_{v,\max}$  lässt sich damit wie folgt zusammenfassen:

$$u_v^{\max}[K] < u_v^{\max}[PK] < u_v^{\max}[F] < u_v^{\max}[P] \quad (4.12)$$

Bei der „Parallelverschiebung“ und der „Drehung um den Fußpunkt“ treten die maximalen Setzungen jeweils unmittelbar an der Seitenwand des Baugrubenmodells am Paneel FM auf, während sich bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ die maximale Setzung an Wegaufnehmer 1.3 ergibt und damit in einem deutlichen Abstand zur Wandvorderkante. Dies veranschaulicht auch die Darstellung der mit dem jeweiligen Maximalbetrag der Setzung  $u_{v,i}^{\max}$  normierten, entlang der Messbrücke MB1 erfassten Setzungen  $u_{v,i}$  in Abb. 4.34. Infolge der Wandbewegungsart PK entspricht die Setzung an Paneel FM in etwa der an Wegaufnehmer 1.1 erfassten Vertikalverschiebung. Damit ergibt sich wie bei der Wandbewegungsart P ein Bereich mit einer gleichmäßigen, flächigen Setzung. Der normal zur Seitenwand des Baugrubenmodells von Setzungen

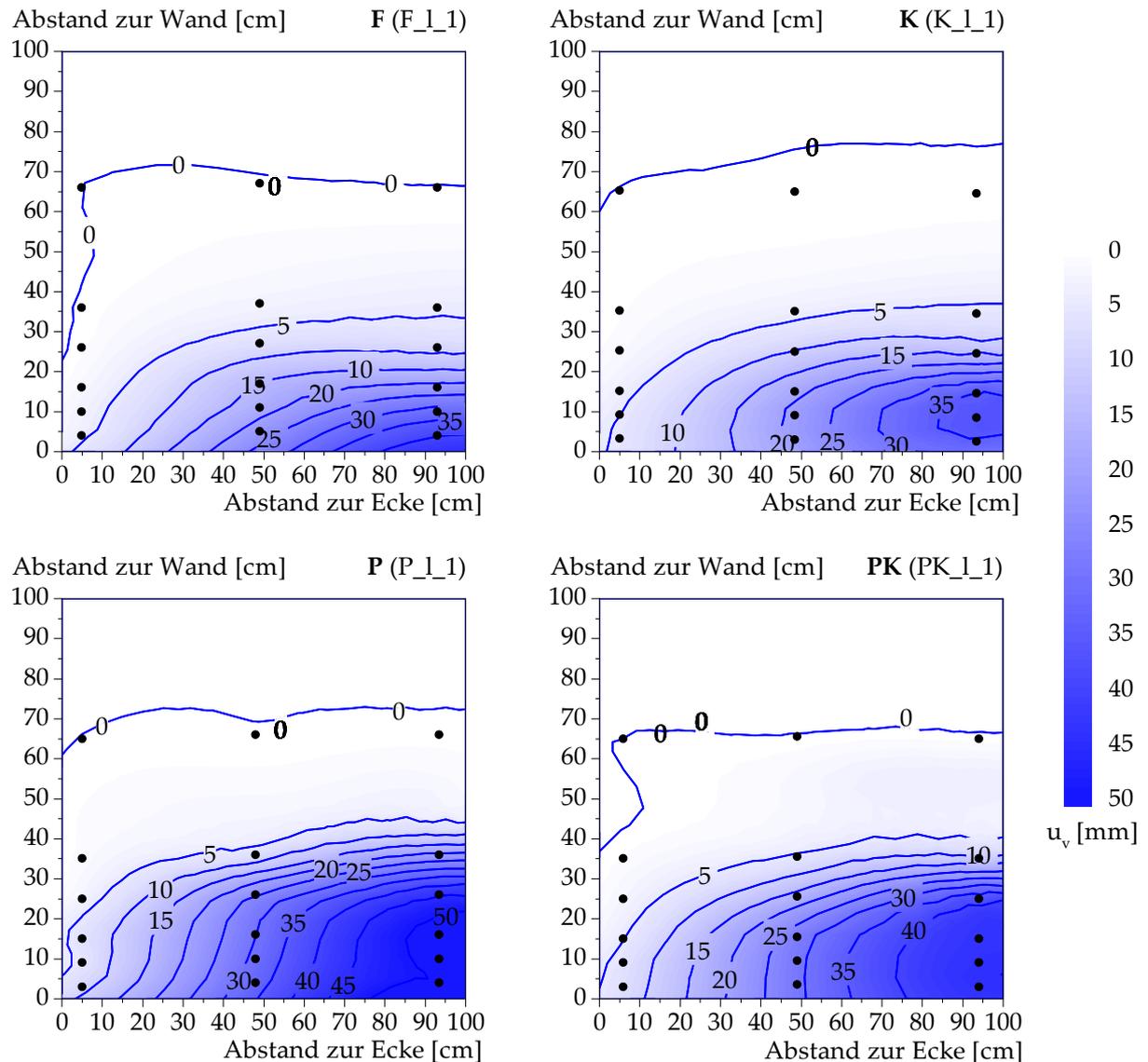


Abb. 4.33: Maximal aufgetretene Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei lockerer Lagerung.

maßgeblich beeinflusste Bereich (Isolinie mit einer Setzung von 5 mm) ist bei der Wandbewegungsart F am kleinsten und vergrößert sich bei der Wandbewegungsart K lediglich geringfügig. Hingegen deutlich weitreichender ist der Einfluss der Horizontalverschiebung der Seitenwände bei der Wandbewegungsart PK und insbesondere bei der Wandbewegungsart P. Die sich ergebenden Setzungsmulden weisen bei den Wandbewegungsarten P und PK in Richtung der Wandung des Versuchsbehälters eine deutlich größere Steigung auf, als dies bei den Wandbewegungsarten F und K der Fall ist.

Entlang der betrachteten Seitenwand des Baugrubenmodells weisen die Setzungsmulden ebenfalls eine deutliche Abhängigkeit von der eingepprägten Wandbewegungsart auf. Die größte Ausdehnung des Bereiches mit maximalen Setzungen stellt sich bei einer „Parallelverschiebung“ der Seitenwände ein, während dieser Bereich bei der Wandbewegungsart PK etwas kleiner ist. Deutlich verminderte Abmessungen weisen diese Bereiche entlang der Seitenwand infolge einer „Drehung um den Kopfpunkt“

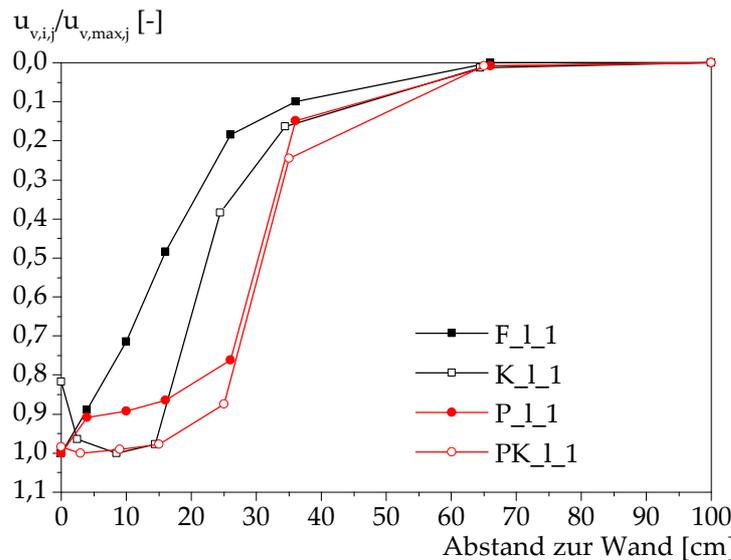


Abb. 4.34: Normierte Darstellung der an der Messbrücke MB1 erfassten Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei lockerer Lagerung.

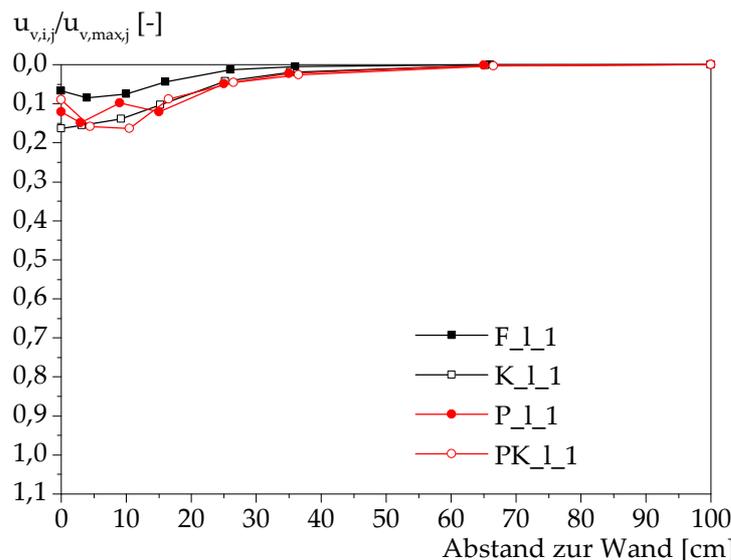


Abb. 4.35: Normierte Darstellung der an der Messbrücke MB3 erfassten Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei lockerer Lagerung.

und insbesondere infolge einer „Drehung um den Fußpunkt“ auf. Die Darstellung der mit dem jeweiligen Maximalbetrag der Setzung  $u_{v,i}^{\max}$  normierten, entlang der Messbrücke MB3 erfassten Setzungen  $u_{v,i}$  in Abb. 4.35 verdeutlicht, dass sich im Bereich der Ecken des Baugrubenmodells lediglich geringe Vertikalverschiebungen ergeben. In Abhängigkeit der Wandbewegungsart betragen die Setzungen zwischen 8 und 16 % der jeweiligen in Seitenwandmitte aufgetretenen Setzung  $u_{v,j}^{\max}$ .

Für die Wandbewegungsarten F, K und PK sind die in Folge der Horizontalverschiebungen der Seitenwände sukzessive zunehmenden Setzungen der Sandoberfläche in Anhang B in Abb. B.5 bis Abb. B.7 dargestellt.

#### 4.3.6 Setzungen bei mitteldichter Lagerung

Bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a zeigt sich prinzipiell die gleiche Charakteristik der auftretenden Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers, wie in Abschnitt 4.3.5 für die lockere Lagerung beschrieben. In Abb. 4.36 sind die bei maximaler Horizontalverschiebung an Paneel FM von 30 mm aufgetretenen Setzungen  $u_v$  für alle betrachteten Wandbewegungsarten für die mitteldichte Lagerung zusammengefasst.

Infolge der „Drehung um den Kopfpunkt“ treten im Vergleich zu den übrigen Wandbewegungsarten die geringsten Setzungen der Sandoberfläche mit maximal 29,9 mm an Wegaufnehmer 1.2 auf. An Paneel FM treten dabei mit 22,8 mm deutlich geringere Setzungen auf, so dass das Maximum bei der Wandbewegungsart K wie bei der lockeren Lagerung deutlich vor der verschobenen Wand liegt. Eine geringfügig größere maximale Setzung  $u_v^{\max}$  ergibt sich infolge der „Drehung um den Fußpunkt“ mit 31,5 mm unmittelbar am Paneel FM. Bei der Wandbewegungsart PK beträgt die maximale Setzung 39,3 mm, welche an Wegaufnehmer 1.2 zu verzeichnen ist, wobei an den Wegaufnehmern 1.1 und 1.3 nur geringfügig kleinere Setzungen auftreten. Deutlich größere Setzungen resultieren bei der „Parallelverschiebung“ mit 53,0 mm unmittelbar am Paneel FM. Wie bei der lockeren Lagerung des Versuchsbodens ergeben sich bei mitteldichter Lagerung für die Wandbewegungsarten P und PK Bereiche mit einer gleichmäßigen, flächigen Setzung. Die Abfolge der Maximalbeträge der Setzungen  $u_v^{\max}$  stellt sich damit für die mitteldichte Lagerung wie folgt dar:

$$u_v^{\max}[\text{K}] < u_v^{\max}[\text{F}] < u_v^{\max}[\text{PK}] < u_v^{\max}[\text{P}] \quad (4.13)$$

Hinsichtlich der auftretenden Maximalbeträge ergeben sich damit bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens geringere Setzungen als bei lockerer Lagerung. Auch

im Bereich der Baugrubenecken ergeben sich betragsmäßig geringere Vertikalverschiebungen als bei lockerer Lagerung.

Die Reichweite des Bereiches - normal zu den verschobenen Seitenwänden - in dem sich Setzungen ergeben, ist bei mitteldichter Lagerung etwas größer als bei lockerer Lagerung. Die Darstellung der an Messbrücke MB1 erfassten, normierten Setzungen zeigt, dass unabhängig von der Wandbewegungsart an Wegaufnehmer 1.6 noch geringfügige Vertikalverschiebungen auftreten. Wie bei lockerer Lagerung weisen die sich ergebenden Setzungsmulden bei den Wandbewegungsarten P und PK in Rich-

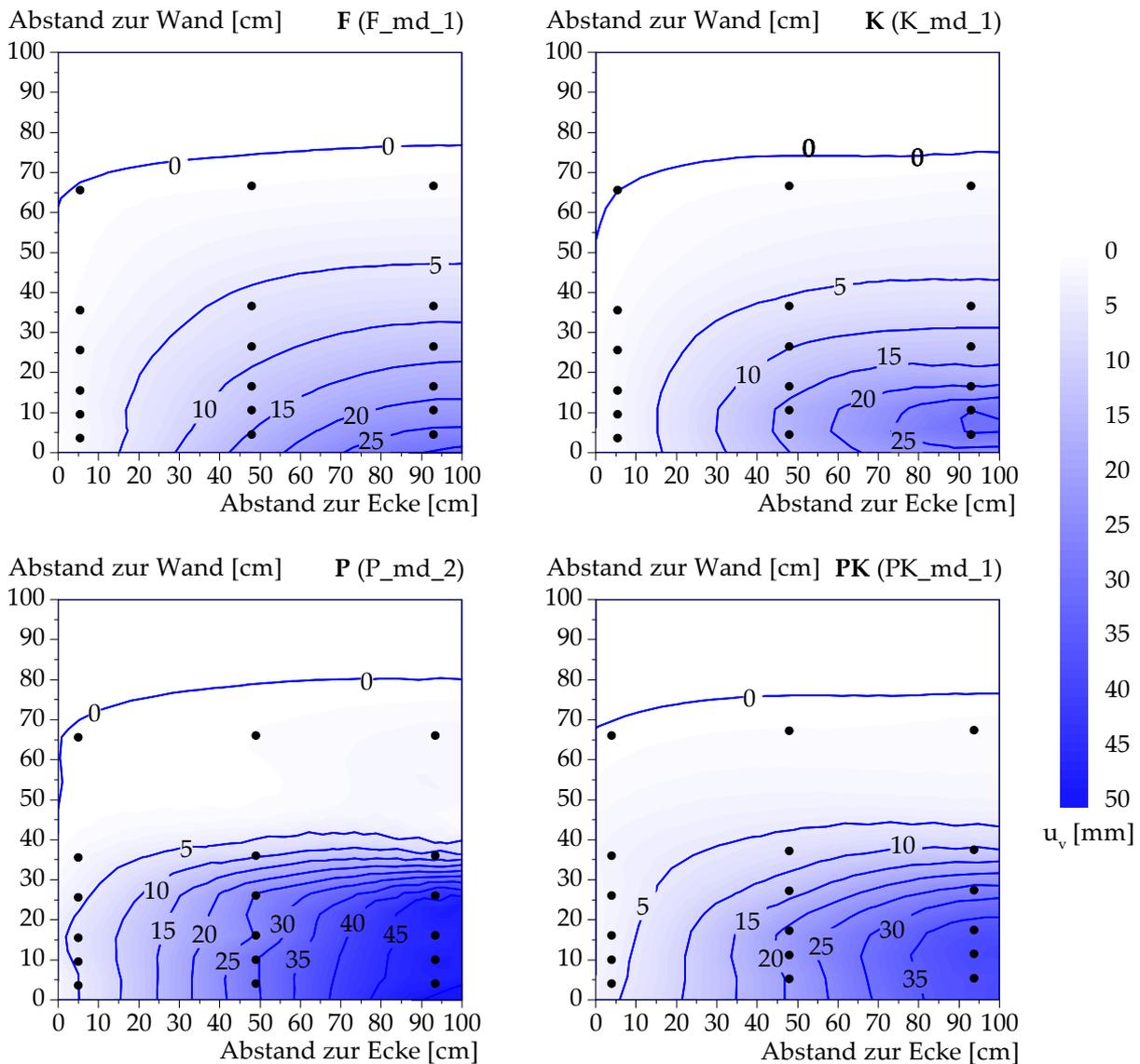


Abb. 4.36: Maximal aufgetretene Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei mitteldichter Lagerung.

tung der Wandung des Versuchsbehälters eine deutlich größere Steigung auf als bei den Wandbewegungsarten F und K (Abb. 4.37), wobei die Ausdehnung der Bereiche mit den maximalen Vertikalverschiebungen etwas geringer ist als bei lockerer Lagerung. Ebenso verringert sich die Ausdehnung dieser Bereiche entlang der betrachteten Seitenwand des Baugrubenmodells, wobei die prinzipielle Abhängigkeit der Größe dieses Bereiches den Feststellungen bei lockerer Lagerung entspricht. In Abb. 4.38 sind die mit dem jeweiligen Maximalbetrag der Setzung  $u_{v,i}^{\max}$  normierten, entlang der Messbrücke MB3 erfassten Setzungen  $u_{v,i,j}$  dargestellt. In Abhängigkeit der Wandbewegungsart betragen die Setzungen in diesem Bereich zwischen 8 und 18 % der jeweiligen in Seitenwandmitte aufgetretenen Setzung  $u_{v,j}^{\max}$ . Die Verläufe der an der Messbrücke MB3 erfassten Vertikalverschiebungen zeigen, dass die Reichweite des Bereiches - normal zu den verschobenen Seitenwänden - in dem sich Setzungen ergeben, auch an der Ecke des Baugrubenmodells bei mitteldichter Lagerung etwas größer ist als bei lockerer Lagerung.

Die in den Teilschritten aufgetretenen Setzungen der Sandoberfläche der in Abb. 4.36 enthaltenen Versuche sind in Anhang B in Abb. B.8 bis Abb. B.11 dargestellt.

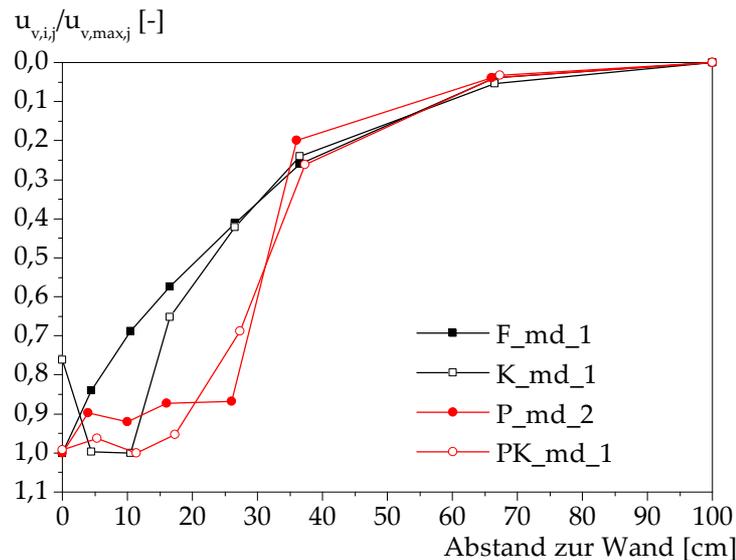


Abb. 4.37: Normierte Darstellung der an der Messbrücke MB1 erfassten Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei mitteldichter Lagerung.

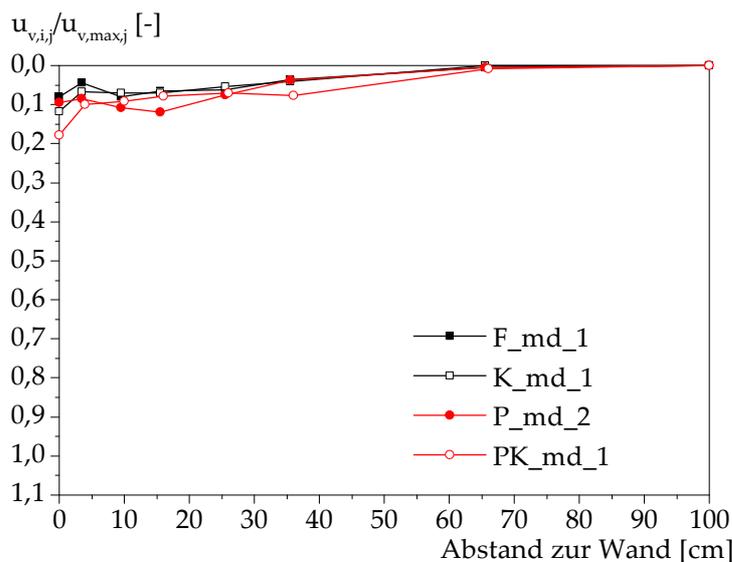


Abb. 4.38: Normierte Darstellung der an der Messbrücke MB3 erfassten Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei mitteldichter Lagerung.

#### 4.3.7 Setzungen bei dichter Lagerung

Die Ergebnisse der durchgeführten Setzungsmessungen bei dichter Lagerung des Versuchsbodens ISS 1a sind für die betrachteten Wandbewegungsarten in Abb. 4.39 dargestellt. Infolge der „Drehung um den Fußpunkt“ treten im Vergleich zu den übrigen Wandbewegungsarten die geringsten Setzungen der Sandoberfläche mit maximal 35,0 mm an Panel FM auf. Etwas größere Vertikalverschiebungen ergeben sich bei der „Drehung um den Kopfpunkt“, wobei diese mit einem Betrag von  $u_v^{\max}$  von 38,6 mm an Wegaufnehmer 1.2 auftreten. An Panel FM treten mit 34,0 mm geringere Setzungen auf, so dass das Maximum bei der Wandbewegungsart K wie bei der lockeren und der mitteldichten Lagerung vor der verschobenen Wand liegt. Bei der Wandbewegungsart PK beträgt die maximale Setzung 43,0 mm an Panel FM. Deutlich größere Setzungen resultieren aus der „Parallelverschiebung“ mit 54,0 mm ebenfalls unmittelbar an Panel FM. Auch bei der dichten Lagerung ergeben sich bei den Wandbewegungsarten P und PK Bereiche mit einer gleichmäßigen, flächigen Setzung vor dem Panel FM. Die Abfolge der Maximalbeträge der Setzungen  $u_v^{\max}$  entspricht:

$$u_v^{\max}[F] < u_v^{\max}[K] < u_v^{\max}[PK] < u_v^{\max}[P] \quad (4.14)$$

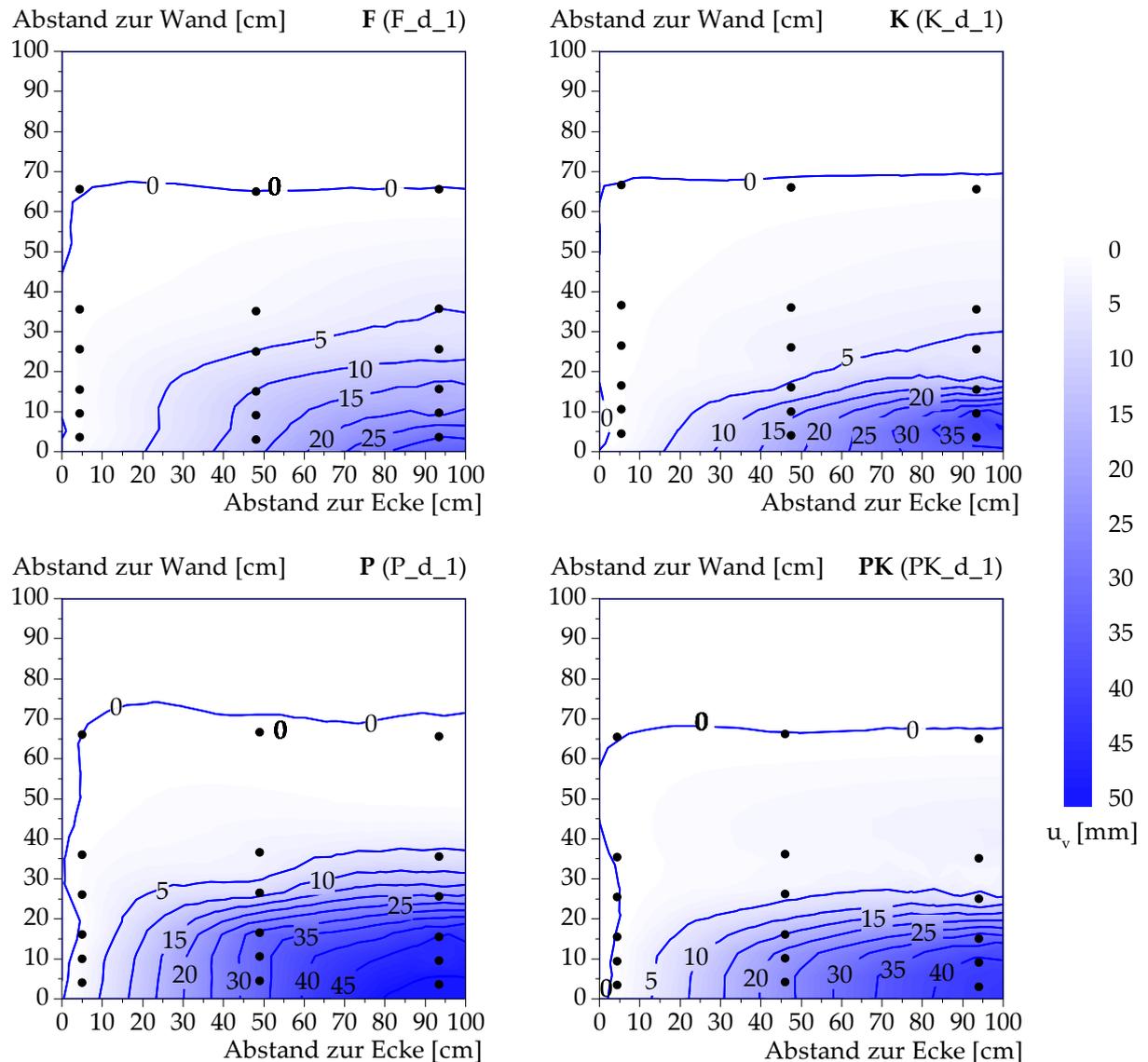


Abb. 4.39: Maximal aufgetretene Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei dichter Lagerung.

Die aufgetretenen Setzungen  $u_v^{\max}$  sind dem Betrage nach größer als bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens. Grund hierfür ist, dass die aufgetretenen Setzungsmulden unabhängig von der Wandbewegungsart eine deutlich geringere Ausdehnung normal zur verschobenen Seitenwand aufweisen als bei mitteldichter Lagerung, vergleiche Abb. 4.40.

Entlang der betrachteten Seitenwand bilden sich die Setzungsmulden indes ausgeprägter aus. Im Bereich der Baugrubenecken ergeben sich deutlich geringere Setzungen der Oberfläche des Versuchsbodens als bei den anderen beiden betrachteten Lagerungsdichten. Im Vergleich zu den maximal aufgetretenen Setzungen in Seitenwand-

mitte  $u_{v,i}^{\max}$  betragen die Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart lediglich zwischen 2 und 5 % der jeweiligen in Seitenwandmitte aufgetretenen maximalen Setzung  $u_{v,j}^{\max}$  (Abb. 4.41).

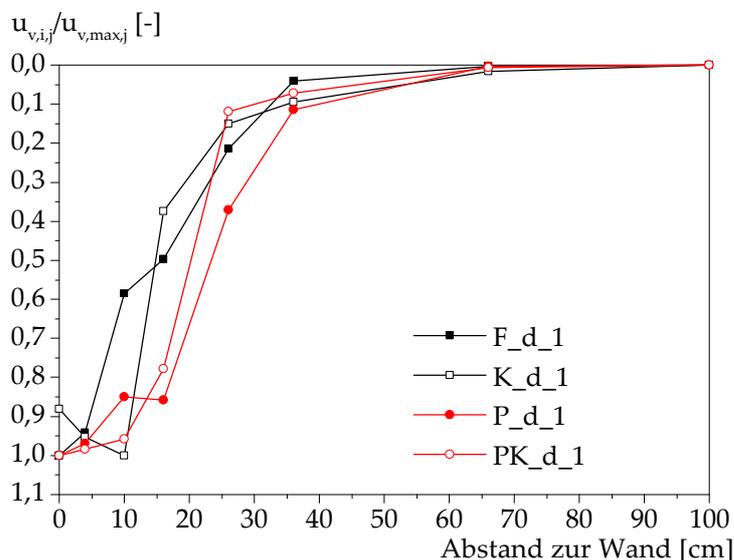


Abb. 4.40: Normierte Darstellung der an der Messbrücke MB1 erfassten Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei dichter Lagerung.

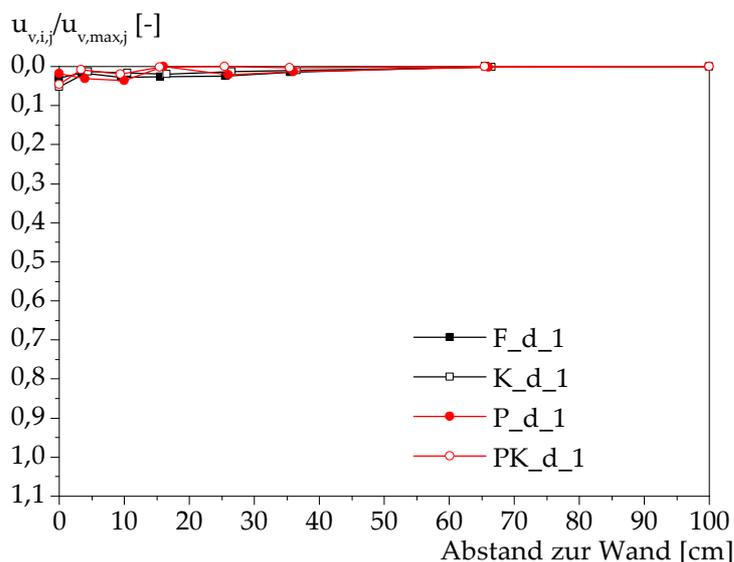


Abb. 4.41: Normierte Darstellung der an der Messbrücke MB3 erfassten Setzungen in Abhängigkeit der Wandbewegungsart bei dichter Lagerung.

Die in den Teilschritten aufgetretenen Setzungen der Sandoberfläche der in Abb. 4.39 enthaltenen Versuche sind in Anhang B in Abb. B.12 bis Abb. B.15 dargestellt.

### 4.3.8 Ausbildung von Bruchkanten

Die aktive Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells führt - mit Ausnahme der Versuche mit einer „Drehung um den Fußpunkt“ bei mitteldichter Lagerung - zur Ausbildung von visuell erkennbaren Bruchkanten an der Oberfläche des Probekörpers. Die Lage dieser Bruchkanten wird durch die Lagerungsdichte und die Wandbewegungsart beeinflusst. In Abb. 4.42 sind die Aufmaße der nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm aufgetretenen, visuell erkennbaren Bruchkanten zusammengefasst. Die in Seitenwandmitte aus dem Abstand der Bruchkanten zur Vorderkante des Panels FM für die in Abb. 4.42 dargestellten Versuche abgeleiteten Gleitflächenwinkel  $\vartheta_{3D}$  sind in Tab. 4.5 zusammengefasst.

Tab. 4.5: Resultierende Gleitflächenwinkel

Lagerungsdichte	$\vartheta_{2D}$ [°]	$\vartheta_{3D}$ [°]			
		F	K	P	PK
locker	58,6	59,3	62,5	60,2	61,8
mitteldicht	59,2	-	77,7	63,4	66,3
dicht	61,4	61,5	80,1	65,7	69,9

Die Ausdehnung der sich ausbildenden Bruchkörper nimmt normal zur vorderen Seitenwand des Baugrubenmodells mit zunehmender Lagerungsdichte ab. Zudem zeigt sich, dass die Bruchkanten bei mitteldichter Lagerung über einen deutlich kürzeren Bereich erkennbar sind. Bei der „Drehung um den Fußpunkt“ ist der Unterschied zwischen den bei lockerer und dichter Lagerung aufgemessenen Bruchkanten vergleichsweise gering. Die aus dem Aufmaß der Bruchkanten ermittelten Gleitflächenwinkel  $\vartheta_{3D}$  sind bei der Wandbewegungsart F sowohl bei lockerer als auch bei dichter Lagerung nur geringfügig größer als die entsprechenden Werte für den Gleitflächenwinkel  $\vartheta_{2D}$  (Tab. 4.5). Dies bedeutet, dass der sich einstellende Bruchkörper im Bereich des Panels FM nahezu die für den ebenen Fall anzusetzende Geometrie aufweist. Infolge der anderen Wandbewegungsarten resultieren Gleitflächenwinkel  $\vartheta_{3D}$ , die größer sind als im ebenen Fall. Bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ ergeben sich die größten Werte für  $\vartheta_{3D}$ , gefolgt von den Wandbewegungsarten PK und P. Der größte Einfluss der Lagerungsdichte auf die Lage der Bruchkante und damit die Ausdehnung des Bruchkörpers ist bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ sowie in deutlich geringem Ausmaß bei der Wandbewegungsart PK zu verzeichnen (Abb. 4.42).

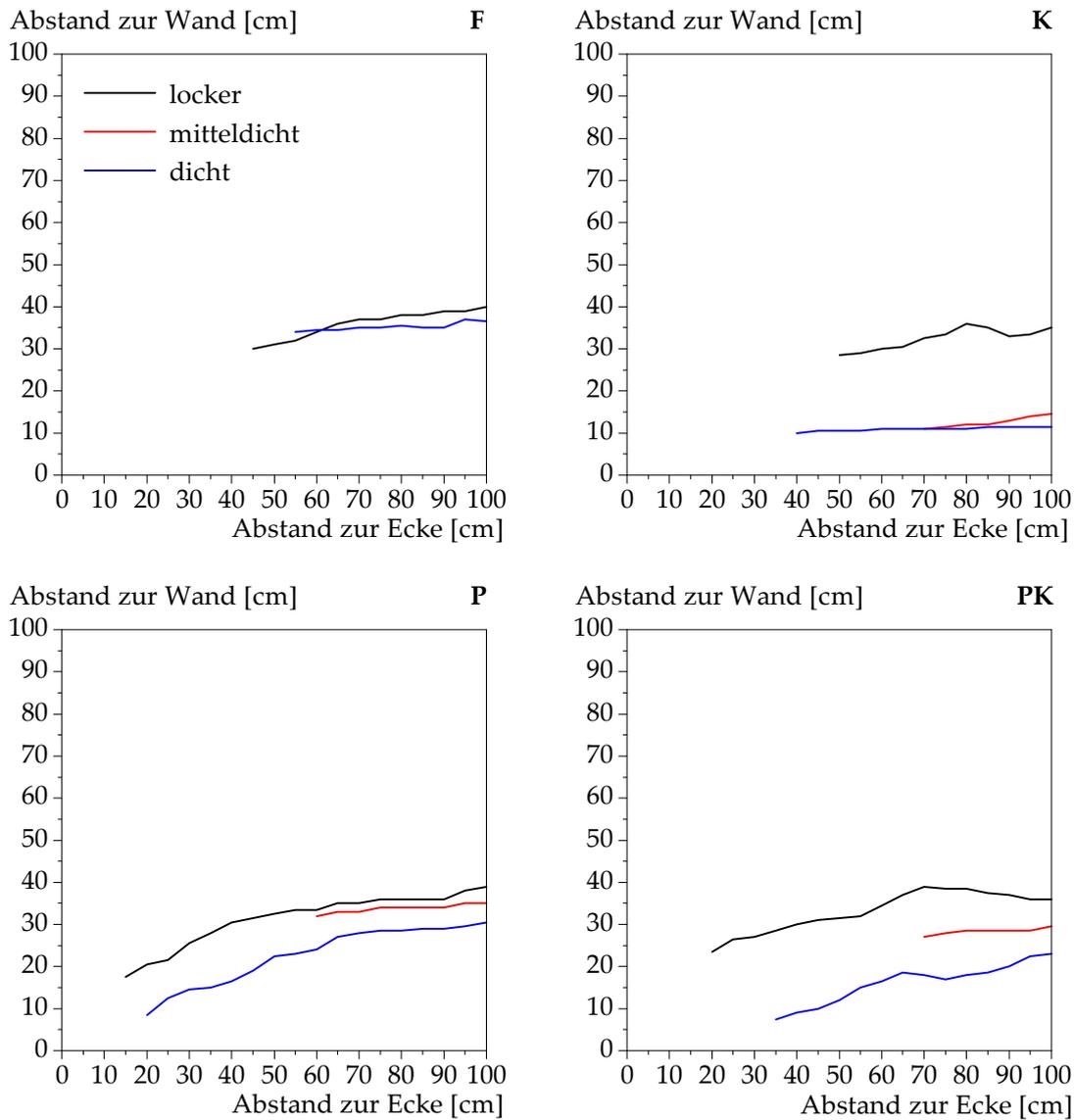


Abb. 4.42: Visuell erkennbare Bruchkanten in Abhängigkeit der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte.

#### 4.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Die in der Literatur dokumentierten Ergebnisse experimenteller Untersuchungen lassen keine Rückschlüsse auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss zu. Um Erkenntnisse hinsichtlich etwaiger Spannungsumlagerungen im Bodenkontinuum infolge der aushubinduzierten Verschiebungen der Seitenwände von Baugruben zu gewinnen, wird ein 3D-Erddruck-Versuchsstand konzipiert. Das speziell entwickelte Baugrubenmodell mit Abmessungen von 1,99 m x 0,69 m x 0,96 m (L x B x H) besteht u.a. aus vertikalen, verschieblichen Paneelen. Dadurch kann ein Verformungsverlauf einge-

prägt werden, der sich durch eine sukzessive Zunahme der Horizontalverschiebungen von den „unverschieblichen“ Baugrubenecken zur Seitenwandmitte hin auszeichnet. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen werden mit dem Baugrubenmodell die Wandbewegungsarten „Drehung um den Fußpunkt“ (F), „Drehung um den Kopfpunkt“ (K), „Parallelverschiebung“ (P) sowie „Kombination aus Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt“ (PK) untersucht. Als Versuchsboden wird ein feinsandiger Mittelsand eingesetzt, der in lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung in den Versuchsbehälter eingebaut wird. Die verwendeten Einbaumethoden erlauben dabei die reproduzierbare Erstellung der Versuchskörper mit definierter Lagerungsdichte und definiertem Spannungszustand, obgleich der Ausgangsspannungszustand in dem verwendeten Versuchsbehälter aufgrund der vorhandenen geometrischen Randbedingungen durch Siloeffekte beeinflusst wird. Zur Erfassung der vergleichsweise geringen Erddrücke werden speziell entwickelte Messeinheiten eingesetzt, deren Messflächen bündig mit der erdberührten Frontfläche der Paneele abschließen. Zur Erfassung der Erddrücke stehen insgesamt fünf Messquerschnitte entlang der längeren Seitenwand des Baugrubenmodells zur Verfügung, die jeweils aus drei Messeinheiten bestehen. Der Messquerschnitt MQ 1 befindet sich an einer der unverschieblichen Baugrubenecken und der Messquerschnitt MQ 5 in Seitenwandmitte. Die übrigen Messquerschnitte sind zwischen diesen beiden Messquerschnitten angeordnet.

Für die Versuche mit lockerer Lagerung des Versuchsbodens sind die nach der Einprägung der maximalen Verschiebung in Seitenwandmitte von 30 mm aufgetretenen Spannungsveränderungen anhand des Verhältniswertes  $\Gamma(E)$  in Abb. 4.43 dargestellt.  $\Gamma(E)$  stellt das Verhältnis der nach der Verschiebung der Paneele gemessenen Resultierenden des Erddrucks  $E$  und der im Ausgangszustand - vor der Verschiebung der Paneele - gemessenen Resultierenden  $E_{\text{initial}}$  dar. Die Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  werden in Abb. 4.43 über den Abstand zur linken Baugrubenecke aufgetragen. Die an MQ 1 bis MQ 5 an der rechten Hälfte des Baugrubenmodells erfassten Messwerte werden dabei auf die linke Hälfte projiziert. Unabhängig von der Wandbewegungsart ergibt sich an der unverschieblichen Baugrubenecke eine ausgeprägte Spannungszunahme infolge von Lastumlagerungen aus dem Bereich der verschobenen Paneele. An dem angrenzenden Messquerschnitt MQ 2 ist - ebenfalls unabhängig von der Wandbewegungsart - eine vergleichsweise geringe Spannungsabnahme infolge der aktiven Verschiebung der Paneele festzustellen. Bei der „Drehung um den Fußpunkt“ liegen die Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  an MQ 3 und MQ 4 knapp über dem für ebene Randbedingungen zu erwartenden Verhältniswert  $E_{\text{agh}}/E_{\text{initial}}$ , während dieser an MQ 5 um 13 % unterschritten wird. Für die Wandbewegungsart F wäre demzufolge eine weitere Verschiebungs-

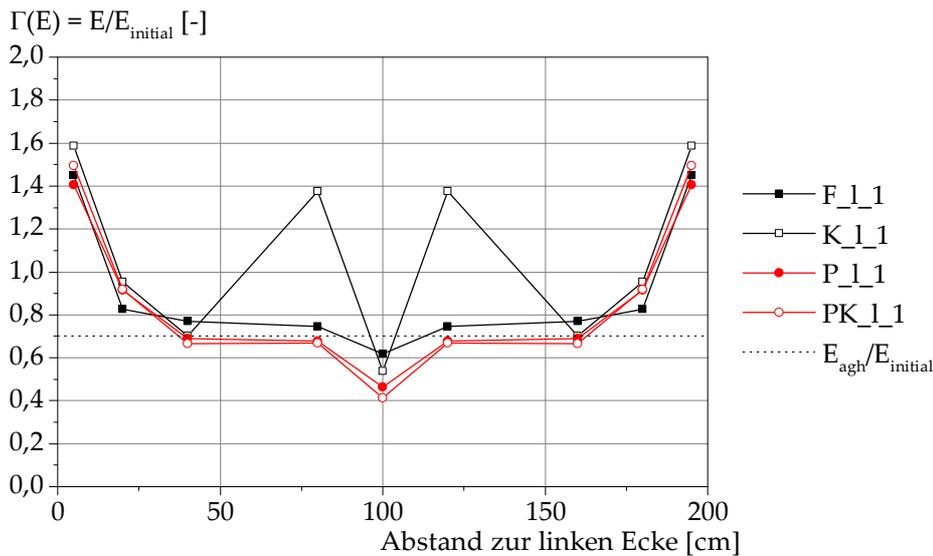


Abb. 4.43: Verteilung von  $\Gamma(E)$  entlang der Seitenwand des Baugrubenmodells bei lockerer Lagerung.

zunahme erforderlich, um den Verhältnswert  $E_{agh}/E_{initial}$  im Bereich der Messquerschnitte MQ 3 und MQ 4 zu erreichen. Infolge der „Drehung um den Kopfpunkt“ entspricht der Wert von  $\Gamma(E)$  an MQ 3 dem Verhältnswert  $E_{agh}/E_{initial}$ , während  $\Gamma(E)$  an MQ 5 um 23 % unter dem Verhältnswert  $E_{agh}/E_{initial}$  liegt. Demgegenüber ergibt sich an MQ 4 eine Spannungszunahme infolge kleinräumiger Spannungsumlagerungen von dem mittleren Panel FM (MQ 5) auf die beiden angrenzenden Paneele. Bei den Wandbewegungsarten P und PK wird der Verhältnswert  $E_{agh}/E_{initial}$  an MQ 3 bis MQ 5 unterschritten, wobei an MQ 3 und MQ 4 eine knappe und an MQ 5 eine maßgebliche Unterschreitung um 34 % (P) bzw. 41 % (PK) zu verzeichnen ist. Damit stellt sich infolge von großräumigen Spannungsumlagerungen für das Panel FM eine deutliche Entlastung im Vergleich zum ebenen Fall ein.

In Abb. 4.44 sind die ermittelten Verhältnswerte  $\Gamma(E)$  für die untersuchten Wandbewegungsarten bei mitteldichter Lagerung zusammengefasst. An der unverschieblichen Baugrubenecke (MQ 1) ergibt sich eine ausgeprägte Spannungszunahme infolge von Lastumlagerungen aus dem Bereich der verschobenen Paneele, welche im Vergleich zur lockeren Lagerung etwas ausgeprägter ausfällt. An dem angrenzenden Messquerschnitt MQ 2 ist - ebenfalls unabhängig von der Wandbewegungsart - eine Spannungsabnahme infolge der aktiven Verschiebung der Paneele festzustellen. Bei der „Drehung um den Fußpunkt“ genügen die eingepprägten Verschiebungen der Seitenwände des Baugrubenmodells - wie bei der lockeren Lagerung - nicht, um an den Messquerschnitten MQ 3 und MQ 4 ebene Verhältnisse zu erreichen. Lediglich in

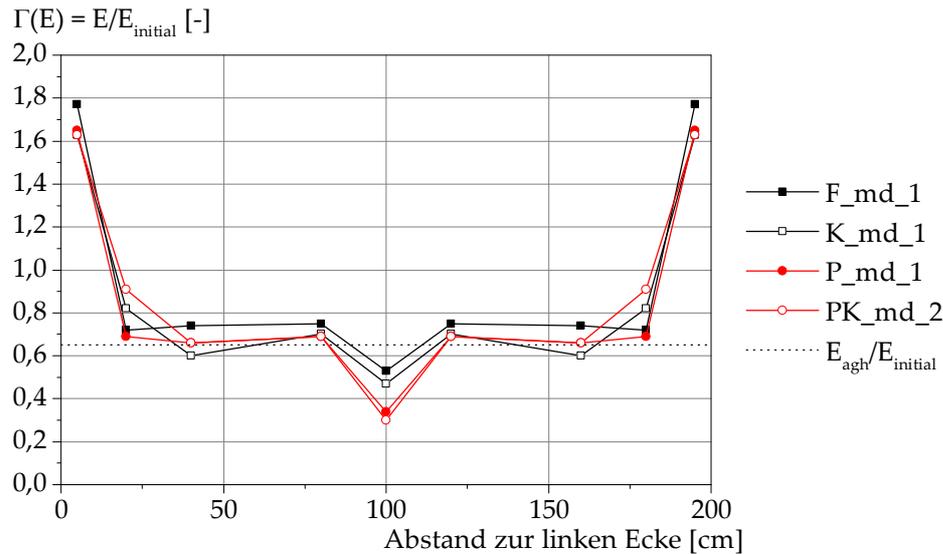


Abb. 4.44: Verteilung von  $\Gamma(E)$  entlang der Seitenwand des Baugrubenmodells bei mitteldichter Lagerung.

Seitenwandmitte an MQ 5 wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  um 18 % unterschritten. Bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  an MQ 3 um 8 % und an MQ 5 um 28 % unterschritten, während an MQ 4 infolge kleinräumiger Spannungsumlagerungen der Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  über dem Wert von  $E_{agh}/E_{initial}$  liegt. Vergleichbare Verläufe von  $\Gamma(E)$  ergeben sich bei den Wandbewegungsarten P und PK, wobei die Entlastung des mittleren Panels FM mit einer Unterschreitung des Verhältniswertes  $E_{agh}/E_{initial}$  um 48 % bzw. 54 % deutlich ausgeprägter ausfällt.

Die Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells führt auch bei dichter Lagerung des Versuchsbodens zu einer Spannungszunahme an den Baugrubenecken, siehe Abb. 4.45. Im Vergleich zu den Versuchen bei lockerer und mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  bei den Wandbewegungsarten F und K an den Messquerschnitten MQ 2 bis MQ 5 erreicht bzw. unterschritten. An Panel FM liegen die Werte von  $\Gamma(E)$  33 % bzw. 54 % unter dem Wert für den ebenen Fall. Bei der „Parallelverschiebung“ ergibt sich an Panel FM ebenfalls eine deutliche Entlastung, während an den übrigen Messquerschnitten eine weitere Verschiebungszunahme erforderlich wäre, um den Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  zu erreichen bzw. zu unterschreiten. Infolge der Wandbewegungsart PK liegt  $\Gamma(E)$  an MQ 3 unter dem Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$ , während der Wert von  $\Gamma(E)$  an MQ 4 infolge kleinräumiger Spannungsumlagerungen von dem mittleren Panel FM auf die beiden angrenzenden Paneele über dem Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  liegt. An MQ 5 ergibt sich wieder eine deutliche Entlastung.

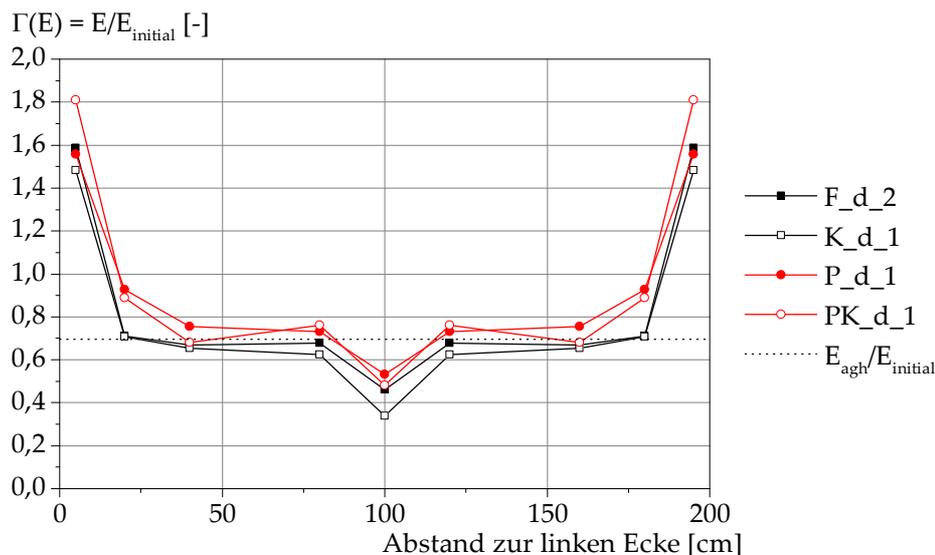


Abb. 4.45: Verteilung von  $\Gamma(E)$  entlang der Seitenwand des Baugrubenmodells bei dichter Lagerung.

Bezüglich der Verteilung des über die Höhe einwirkenden Erddrucks lassen sich die Versuchsergebnisse wie folgt zusammenfassen. An MQ 5 ergeben sich bei lockerer und mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens Erddruckverteilungen, die mit den in WEIßENBACH (1975) für die unterschiedlichen Wandbewegungsarten angegebenen Erddruckverteilungen relativ gut übereinstimmen. Bei dichter Lagerung des Versuchsbodens ist die Übereinstimmung hingegen nicht so ausgeprägt. An MQ 1 ist unabhängig von der Lagerungsdichte des Versuchsbodens keine eindeutige Abhängigkeit der Erddruckverteilung von der Wandbewegungsart festzustellen.

Hinsichtlich der Verteilung des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks führen die durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit dem 3D-Erddruck-Versuchsstand damit übergeordnet zu den folgenden Erkenntnissen:

- Unabhängig von der betrachteten Lagerungsdichte des nichtbindigen Versuchsbodens ergibt sich an den Ecken des Baugrubenmodells eine ausgeprägte Zunahme des einwirkenden Erddrucks. Dies wird bedingt durch Lastumlagerungen aus dem Bereich der verschobenen Paneele auf die „unverschieblichen“ Baugrubenecken.
- Die Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells führt an den Paneelen, die unmittelbar an die Baugrubenecken angrenzen, zu einer Spannungsabnahme. In den meisten Fällen wird der Verhältniswert  $E_{agh}/E_{initial}$  allerdings nicht erreicht. Demzufolge liegen diese Paneele in einem Bereich in dem sich die Span-

nungsabnahme infolge aktiver Verschiebung der Seitenwände und die Spannungszunahme infolge von Umlagerungsvorgängen maßgeblich überlagern.

- An dem in Seitenwandmitte angeordneten Paneel ergeben sich infolge der Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells einwirkende Erddrücke, die bedingt durch Lastumlagerungen unter den für den ebenen Fall maßgebenden Spannungen liegen. Bei den Wandbewegungsarten „Drehung um den Fußpunkt“ und „Drehung um den Kopfpunkt“ zeigt sich diese Spannungsabnahme umso ausgeprägter je höher die Lagerungsdichte des Versuchsbodens ist. Demgegenüber ist die Spannungsabnahme bei den Wandbewegungsarten „Parallelverschiebung“ und „Kombination aus Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt“ bei mitteldichter Lagerung am ausgeprägtesten und bei dichter Lagerung am geringsten.
- An den übrigen Paneelen stellt sich in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und der Wandbewegungsart ein Spannungszustand ein, der knapp unter bzw. in der Größenordnung des ebenen Spannungszustandes liegt, wobei in einigen Versuchen hierzu eine weitere Verschiebungszunahme erforderlich wäre. An den Paneelen, die unmittelbar an das Paneel in Seitenwandmitte angrenzen, ergeben sich bei einigen Versuchen - insbesondere bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ bei lockerer Lagerung - Spannungskonzentrationen infolge von kleinräumigen Spannungsumlagerungen.

Die aktive Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells führt zu Verschiebungen im angrenzenden Bodenkörper. Erwartungsgemäß nehmen die Setzungen an der Oberfläche unabhängig von der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte des Versuchsbodens mit zunehmender Verschiebung der Seitenwände zu. Die maximalen Vertikalverschiebungen ergeben sich im Bereich der Seitenwandmitte, während an den Baugrubenecken - entlang der Seitenwände des Baugrubenmodells betrachtet - die geringsten Setzungen auftreten. Damit wird das in Kapitel 2 erläuterte aushubinduzierte Verformungsverhalten der an Baugruben mit rechteckigem Grundriss angrenzenden Geländeoberfläche mit den experimentellen Untersuchungen bestätigt. Bei lockerer Lagerung des Versuchsbodens ergeben sich im Bereich der Seitenwandmitte - die „Drehung um den Kopfpunkt“ ausgenommen - die größten Setzungen, während bei mitteldichter Lagerung die geringsten Setzungen auftreten. An den Baugrubenecken sind die Setzungen bei lockerer Lagerung am größten und bei dichter Lagerung am geringsten. Hinsichtlich der Wandbewegungsart führt die „Parallelverschiebung“ unabhängig von der Lagerungsdichte zu den größten Vertikalverschiebungen der Oberfläche des Versuchsbodens. Die geringsten Setzungen ergeben sich

bei lockerer und mitteldichter Lagerung infolge der „Drehung um den Kopfpunkt“, während bei dichter Lagerung die „Drehung um den Fußpunkt“ die geringsten Setzungen hervorruft. Normal zu den Seitenwänden nehmen die Vertikalverschiebungen der Oberfläche des Probekörpers sukzessive ab. Im Bereich der Wegaufnehmer, die den größten Abstand zum Baugrubenmodell aufweisen, treten sehr kleine Setzungen auf. An der Wandung des Versuchsbehälters sind indes keine Setzungen zu verzeichnen. Die Ausdehnung des maßgeblich von Setzungen beeinflussten Bereiches normal zu den Seitenwänden des Baugrubenmodells ist bei mitteldichter Lagerung etwas größer als bei lockerer Lagerung. Bei dichter Lagerung hingegen ist die geringste Ausdehnung des beeinflussten Bereiches festzustellen. Diese Veränderung von Reichweite und Maximalbetrag der Setzungen begründet sich dabei mit der zunehmenden Scherfestigkeit des Versuchsbodens mit zunehmender Lagerungsdichte.

Neben den erläuterten Setzungen ergeben sich infolge der aktiven Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells visuell erkennbare Bruchkanten an der Oberfläche des Probekörpers, deren Lage von der Lagerungsdichte und der Wandbewegungsart abhängig ist. Mit zunehmender Lagerungsdichte des Versuchsbodens nimmt die Ausdehnung der sich ausbildenden Bruchkörper ab. Bei der „Drehung um den Fußpunkt“ liegen die resultierenden Gleitflächenwinkel  $\vartheta_{3D}$  - unabhängig von der Lagerungsdichte - nur geringfügig über den Gleitflächenwinkeln  $\vartheta_{2D}$ . Bei den Wandbewegungsarten P und PK sowie insbesondere bei der „Drehung um den Kopfpunkt“ ergeben sich hingegen Gleitflächenwinkel  $\vartheta_{3D}$ , die über den jeweiligen Werten für den ebenen Fall liegen.

# Kapitel 5 Numerische Abbildung der Modellversuche

## 5.1 Einführung

Im Zuge der durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurde sowohl die Wandbewegungsart als auch die Lagerungsdichte der Versuchsbodens variiert. Die Konstruktion des 3D-Erddruck-Versuchsstandes ermöglicht grundsätzlich auch die Variation der Länge des Baugrubenmodells. Vor dem Hintergrund des mit der Durchführung der experimentellen Untersuchungen einhergehenden Personal- und Zeitaufwandes werden zur Betrachtung von längeren bzw. kürzeren Seitenwänden sowie von Seitenwänden mit größerer Gesamttiefe im Folgenden numerische Berechnungsmodelle verwendet.

Zur Validierung der Berechnungsmodelle wird zunächst ein Modell erstellt, das hinsichtlich der geometrischen Randbedingungen dem 3D-Erddruck-Versuchsstand entspricht, vergleiche Abschnitt 5.2. Mit diesem numerischen Modell erfolgen die Nachrechnung der Modellversuche und die grundsätzliche Untersuchung begleitender Fragestellungen (Berechnungsablauf u. a.). Die Untersuchung zum Einfluss der geometrischen Randbedingungen auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks bei Einprägung eines definierten Verformungsverlaufs schließt sich in Abschnitt 5.3 an.

## 5.2 Nachrechnung der Modellversuche

### 5.2.1 Modellbildung

Im Rahmen der numerischen Abbildung der Modellversuche wird - unter Zugrundelegung der Symmetriebedingungen - die Hälfte des 3D-Erddruck-Versuchsstandes mit dem Programm Plaxis 3D abgebildet (Abb. 5.1). Die geometrischen Randbedingungen entsprechen dabei den in Abschnitt 4.2.1 erläuterten Abmessungen von Baugrubenmodell und Versuchsbehälter. Auf eine detaillierte Diskretisierung der einzelnen Kon-

struktionssteile des Baugrubenmodells sowie des Versuchsbehälters wird - vor dem Hintergrund des möglichst hohen Simplifizierungsgrades des numerischen Modells zur Minimierung des Bedarfs an Rechenkapazität - bewusst verzichtet. Die Seitenwände des Baugrubenmodells (Paneele und Sockel) sowie die Wandung des Versuchsbehälters und der Hallenboden werden vereinfachend anhand von Schalenelementen abgebildet. Zusätzlich werden für diese Schalen-Elemente Verschiebungs-Randbedingungen definiert. Die Verschiebungs-Randbedingungen für die Wandung des Versuchsbehälters und den Hallenboden sowie den Sockel und die Eck-Paneele des Baugrubenmodells werden in allen Berechnungs-Phasen als unverschieblich angesetzt (hellgraue Farbgebung). Den Verschiebungs-Randbedingungen der einzelnen verschiebbaren Paneele FR1 bis FR4, FM und SR1 bis SR3 (dunkelgraue Farbgebung) werden die je Verschiebungsschritt einzuprägenden Verschiebungen vorgegeben.

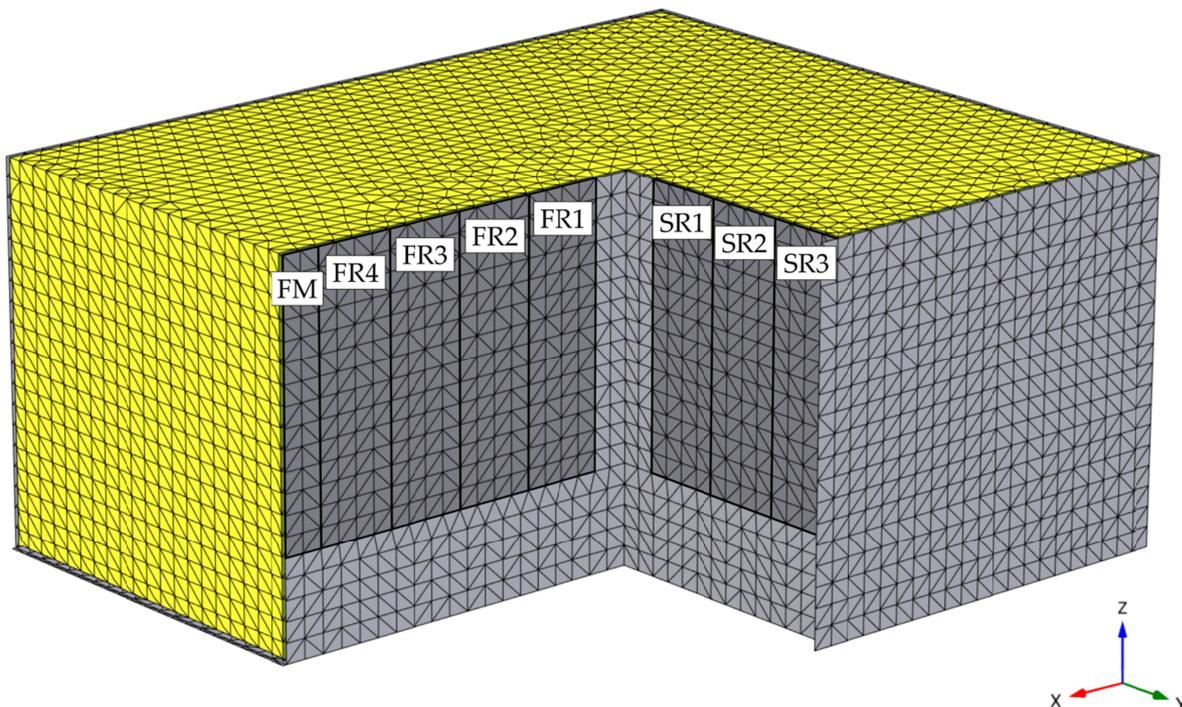


Abb. 5.1: Numerisches Modell des 3D-Erddruck-Versuchsstandes.

Für die Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des bei den experimentellen Untersuchungen verwendeten Versuchsbodens ISS 1a (vergleiche Abschnitt 4.2.3) wird das Stoffmodell Hardening Soil (HS) verwendet. Die für den Versuchsboden in Ansatz gebrachten Kennwerte sind Anhang D zusammengefasst.

In den Kontaktflächen der Wandung des Versuchsbehälters und der Seitenwände des Baugrubenmodells mit dem angrenzenden Versuchsboden werden Interface-Elemente

angeordnet, denen die entsprechenden Reibungseigenschaften der jeweiligen Materialien zugewiesen werden, siehe Anhang D.

### 5.2.2 Initialer Spannungszustand

Zur Generierung des durch Siloeffekte beeinflussten initialen Spannungszustandes im Versuchsboden (vergleiche Abschnitt 4.3.1) wird der Versuchskörper im numerischen Modell schrittweise erstellt (u. a. VOGELSANG et al., 2015). In der initialen Berechnungsphase wird der Versuchskörper mit seiner gesamten Höhe aktiviert, wobei die angesetzte Wichte lediglich  $1/100$  der Wichte  $\gamma_B$  des verwendeten Versuchsbodens entspricht. Daran anschließend erfolgt - beginnend in der untersten Schicht - die schichtweise Aktivierung der vollen Wichte  $\gamma_B$ . Die - unter Berücksichtigung der Erkenntnisse einer durchgeführten Parameterstudie - in Ansatz gebrachte Schichtstärke beträgt dabei 5 cm. Damit sind 20 Berechnungsphasen zur Einprägung des initialen Spannungszustandes erforderlich. Durch dieses Vorgehen kann der in den experimentellen Untersuchungen infolge des Einrieselns des Versuchsbodens in den räumlich begrenzten Versuchsbehälter vorhandene Siloeffekt in geeigneter Weise abgebildet werden. In Abb. 5.2 ist der Vergleich der mit dem numerischen Modell ermittelten Horizontalspannungen an der Seitenwand des Baugrubenmodells im Vergleich zu der Bandbreite der gemessenen Werte dargestellt.

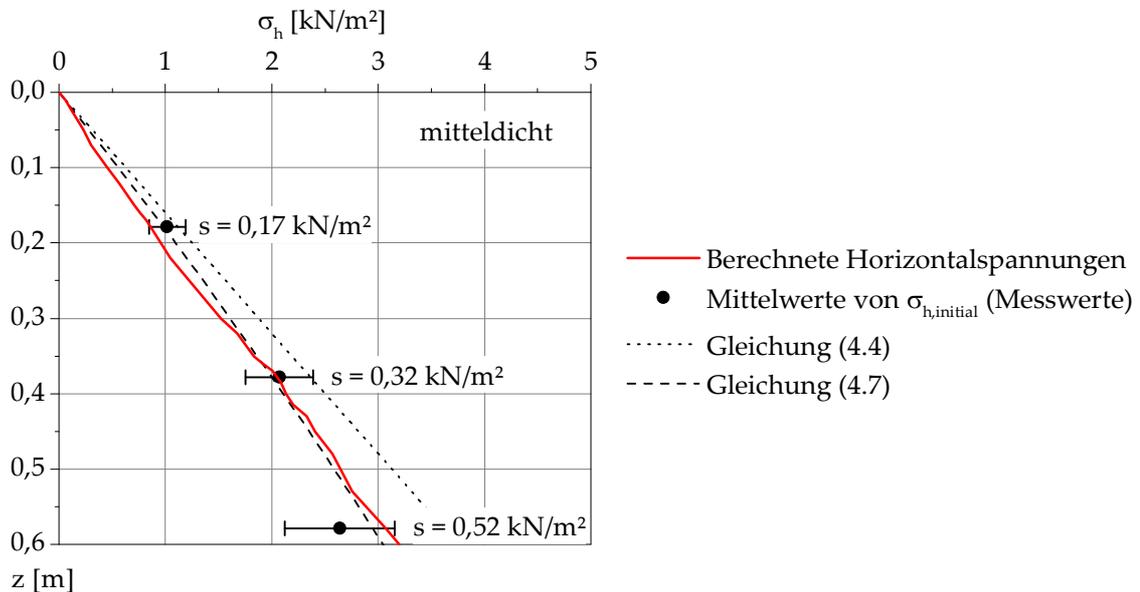


Abb. 5.2: Vergleich von gemessenen und mit dem numerischen Modell ermittelten Horizontalspannungen bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens.

Es ergibt sich eine vergleichsweise gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den numerisch ermittelten Horizontalspannungen, obgleich die berechneten Horizontalspannungen im oberen Bereich etwas unter den gemessenen Werten bzw. den mit Gleichung 4.7 ermittelten Werten liegen. Demgegenüber liegen die Werte der berechneten Horizontalspannungen im unteren Bereich über den mit Gleichung 4.7 ermittelten Horizontalspannungen, allerdings deutlich unter dem Erdruchdruckzustand.

### 5.2.3 Berechnungsablauf

An die im vorstehenden Abschnitt erläuterte Einprägung des initialen Spannungszustandes im Versuchskörper schließt sich die Nachrechnung des eigentlichen Erddruckversuchs an. Den numerischen Untersuchungen von Kapitel 5 wird die Wandbewegungsart „Parallelverschiebung“ bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens zu Grunde gelegt. Bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen waren zur Einprägung einer Verschiebung von je 1 mm in Seitenwandmitte - bezogen auf die in den numerischen Untersuchungen abgebildete Hälfte des 3D-Erddruck-Versuchsstandes - 21 Teilschritte erforderlich. Zur Einprägung der Gesamtverschiebung von 30 mm in Seitenwandmitte wären bei der Abbildung eines Versuchs im numerischen Modell in Summe 630 Berechnungsphasen erforderlich. Sowohl hinsichtlich des Modellierungsaufwandes, der zu erwartenden hohen Berechnungsdauer als auch der resultierenden Dateigröße ist an dieser Stelle eine Simplifizierung unerlässlich.

In Abb. 6.4 sind die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sowie der numerischen Untersuchungen verwendeten Varianten zur Einprägung der Verschiebung von je 1 mm an Paneel FM (Seitenwandmitte) visualisiert. Dargestellt sind die je Paneel an den Verschiebungseinheiten eingepprägten Verschiebungen (experimentelle Untersuchung) bzw. die den Paneelen zugewiesenen Verformungsrandbedingungen (numerische Untersuchung). Wie in Abschnitt 4.2.5 erläutert, sind die einzelnen Paneele des 3D-Erddruck-Versuchsstandes frei beweglich, so dass sich bei den Versuchen (nachfolgend mit Variante A bezeichnet) bei Einprägung der dargestellten Verschiebungen nicht eine treppenförmige Verformungsfigur einstellt, sondern eine von einer sukzessiven Verformungszunahme von den unverschieblichen Baugrubenecken zur Seitenwandmitte hin geprägte Verformungsfigur. Für eine Verschiebung von je 1 mm an Paneel FM sind dabei fünf Teilschritte mit bis zu 8 Verschiebungsschritten je Teilschritt erforderlich. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen werden bei Variante B für eine Verschiebung von je 1 mm an Paneel FM vier Teilschritte definiert,

bei denen die Paneele in Abhängigkeit des jeweiligen Teilschrittes um den gleichen Betrag verschoben werden. Aufgrund der resultierenden Dateigröße ist bei Variante B lediglich die Einprägung einer maximalen Verschiebung am Paneel FM von 20 mm abbildbar.

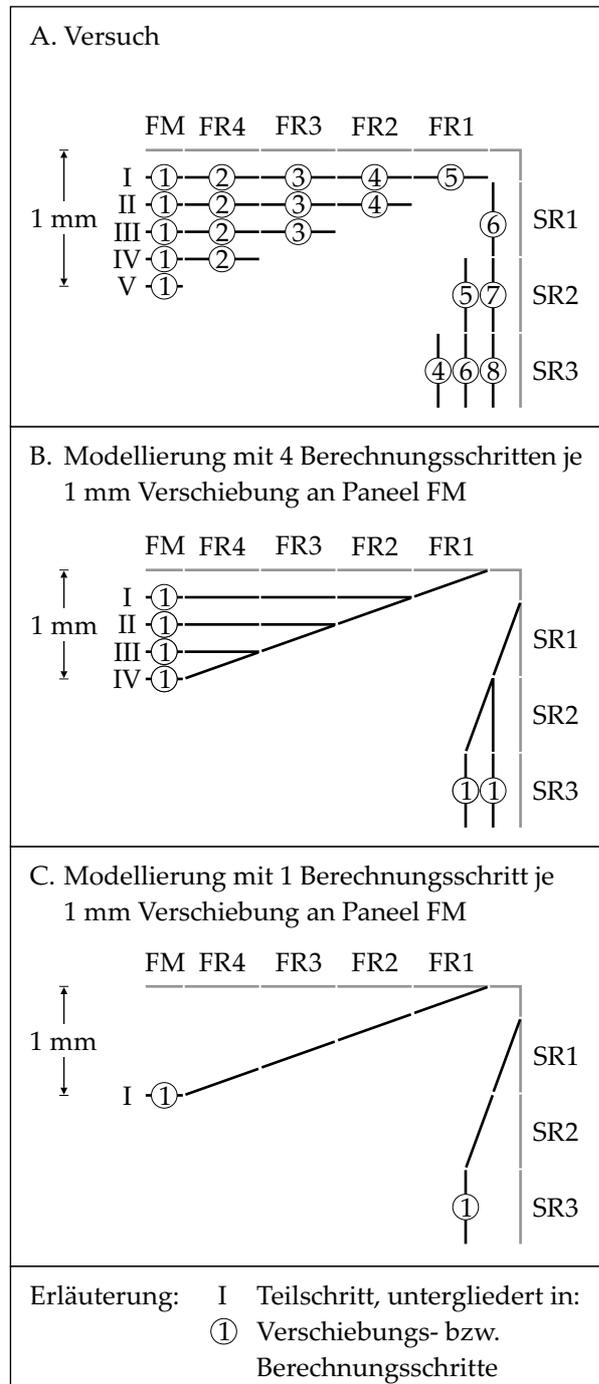


Abb. 5.3: Einprägung der Verschiebungen in den experimentellen und numerischen Untersuchungen.

Die größtmögliche Simplifizierung stellt Variante C dar. Lediglich ein Teil- bzw. Berechnungsschritt ist für die Einprägung von 1 mm Verschiebung an Paneel FM erforderlich. In der Folge ist - wie in den experimentellen Untersuchungen - die Einprägung einer maximalen Verschiebung von 30 mm an Paneel FM im Rahmen der numerischen Untersuchungen möglich. Die sich infolge dieser maximalen Verschiebung ergebenden Verschiebungen des Bodens in y-Richtung sind in Abb. 5.4 abgebildet.

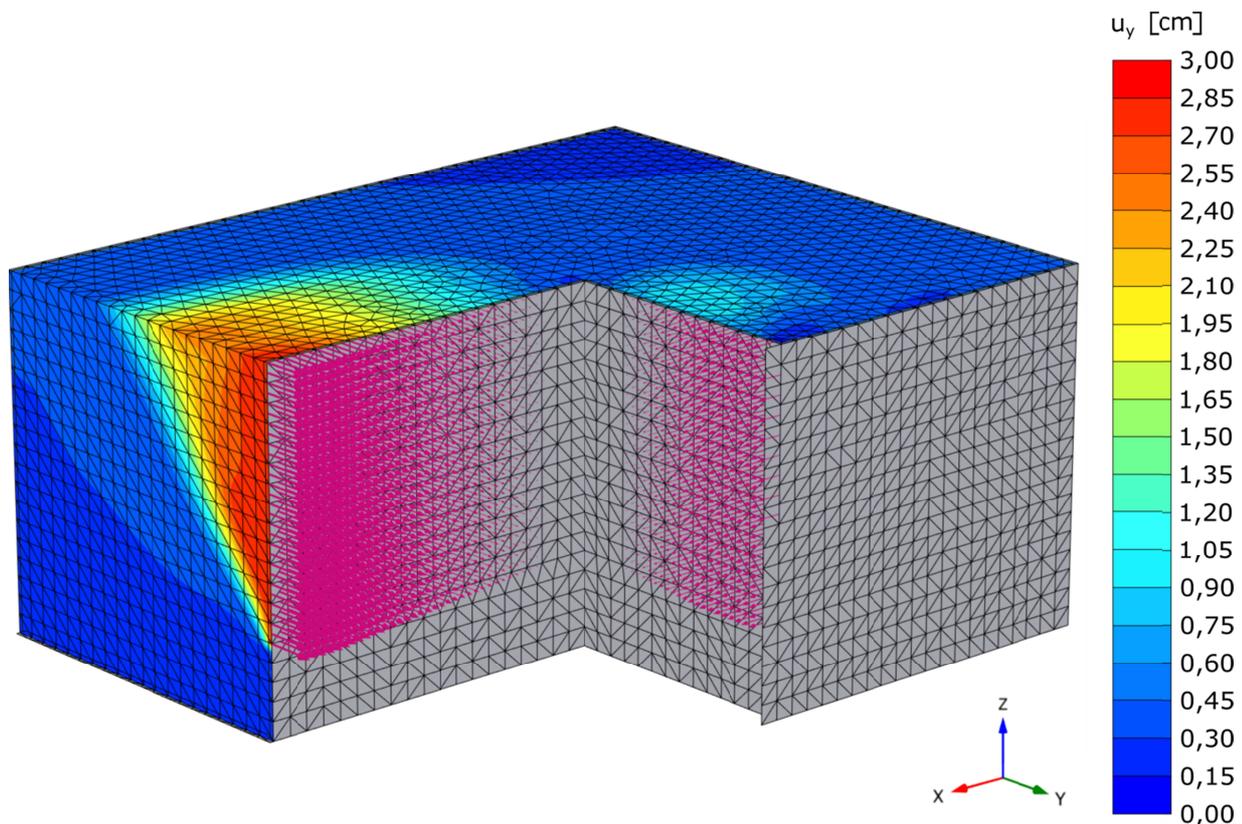


Abb. 5.4: Verschiebungen des Versuchsbodens bei Variante C nach Einprägung der maximalen Verschiebung an Paneel FM.

Eine weitere betrachtete Variante mit treppenförmiger Verformungsfigur führte erwartungsgemäß nicht zu zufriedenstellenden Ergebnissen, da sich ausgeprägte Spannungskonzentrationen in den Randbereichen der einzelnen Paneele ergaben. Auf eine eingehendere Erläuterung wird daher verzichtet.

#### 5.2.4 Vergleich der experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse

Die anhand der im vorangegangenen Abschnitt erläuterten Varianten B und C ermittelten Berechnungsergebnisse werden nachfolgend den in Abschnitt 4.3.3 vorgestellten Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen der Wandbewegungsart „Parallelverschiebung“ bei mitteldichter Lagerung des Versuchsbodens gegenübergestellt. In Abb. 5.5 werden - wie bei der Betrachtung der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen - die an den Messquerschnitten MQ 1 bis MQ 5 ermittelten Verhältniswerte  $\Gamma(E)$  über die auf die Bauteilhöhe bezogenen aktiven Verschiebungen  $u/h$  aufgetragen.

An der Ecke des Baugrubenmodells (MQ 1) führen die Varianten B und C bei zunehmender aktiver Verschiebung der angrenzenden Paneele zu einer sukzessiven Zunahme der Erddrücke und letztendlich zu vergleichbaren Werten von  $\Gamma(E)$ . Die numerischen Berechnungen führen an MQ 1 zu mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen übereinstimmenden Werten. Bei Variante C ergibt sich allerdings zunächst ein etwas ausgeprägter Anstieg. Auch an MQ 2 führen die beiden untersuchten Varianten mit zunehmender aktiver Verschiebung der Paneele zu nahezu identischen Werten von  $\Gamma(E)$ . Allerdings ist der in den experimentellen Untersuchungen festgestellte Anstieg des Verhältniswertes  $E/E_{\text{initial}}$  lediglich mit Variante B abbildbar. Zu einer zutreffenden Übereinstimmung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen an MQ 3 führt Variante C, während sich bei Variante B unabhängig von der eingepprägten Verschiebung zu große Werte für  $\Gamma(E)$  ergeben. An MQ 4 ergeben sich mit den Varianten B und C vergleichbare Ergebnisse, wobei in beiden Fällen die Werte von  $\Gamma(E)$  etwas unter den mit den experimentellen Untersuchungen ermittelten Werten liegen. Die beiden untersuchten Varianten führen mit zunehmender aktiver Verschiebung der Paneele auch an MQ 5 zu vergleichbaren Werten der Verhältniswerte  $\Gamma(E)$ . Die Gegenüberstellung zeigt indes auch, dass sich an MQ 5 mit Variante C aufgrund der geringeren Ausprägung der verschiebungsabhängigen Spannungsabnahme die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen besser abbilden lassen.

Der vorgenommene Vergleich verdeutlicht, dass die sich durch einen hohen Grad der Simplifikation auszeichnende Variante C zur Abbildung der experimentellen Untersuchungen grundsätzlich sehr gut geeignet ist. Die in den experimentellen Untersuchungen nach Einprägung der maximalen Verschiebung an Paneel FM an den Messquerschnitten MQ 1 bis MQ 6 erfassten Spannungen können zutreffend wiedergegeben werden. Damit ist das erstellte numerische Modell für Vergleichsberechnungen

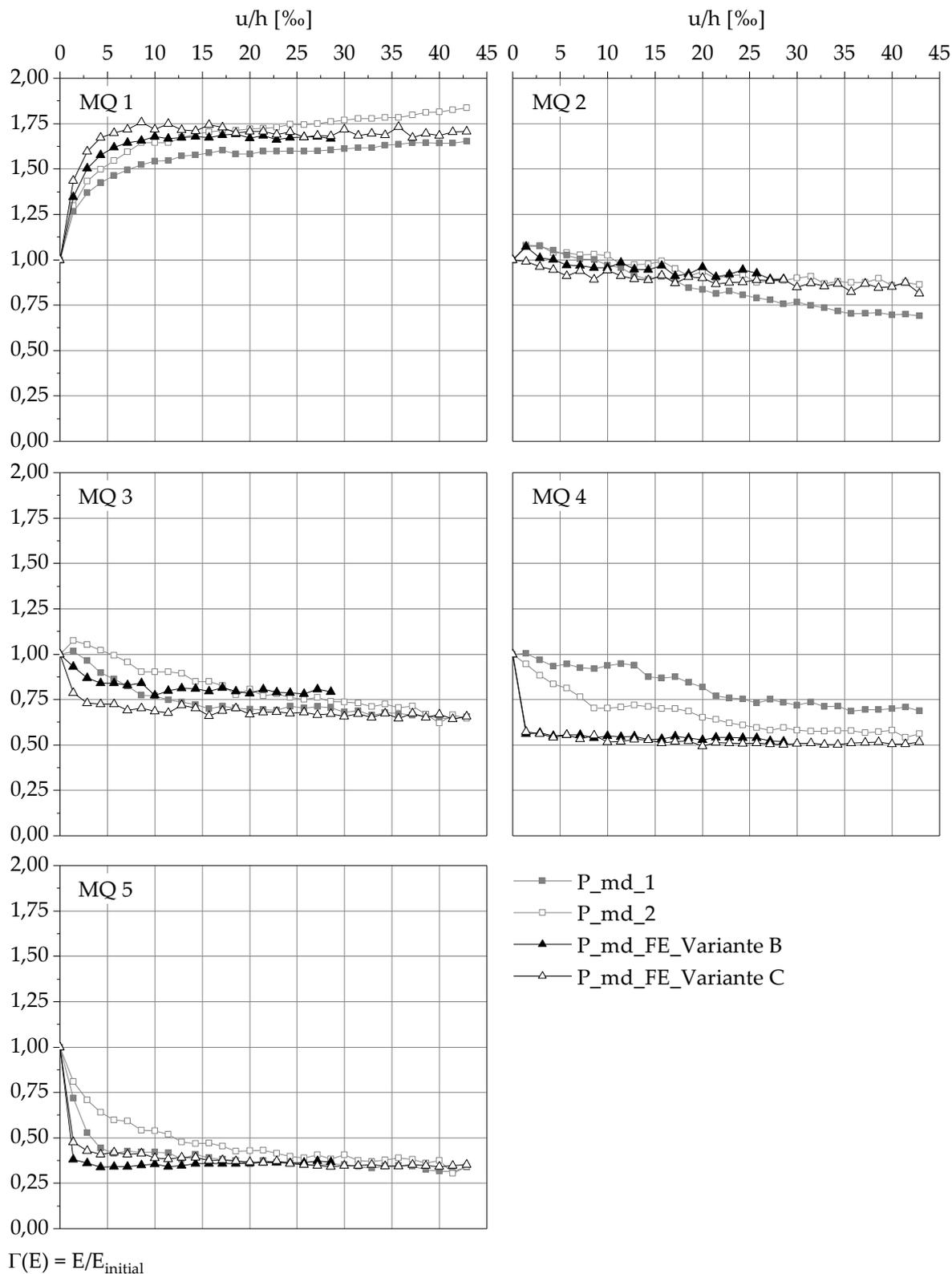


Abb. 5.5: Vergleich der Berechnungsergebnisse der Varianten B und C mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen.

mit von der Versuchskonfiguration abweichenden geometrischen Randbedingungen als geeignet anzusehen.

### 5.2.5 Darstellung der einwirkenden Horizontalspannungen

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen wurden im vorangegangenen Abschnitt zum unmittelbaren Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen anhand der in den Messquerschnitten MQ 1 bis MQ 5 einwirkenden Resultierenden des Erddrucks dargestellt. Dabei erfolgte die Betrachtung unter Berücksichtigung der Verschiebungsabhängigkeit des Erddrucks. In einem nächsten Schritt werden die auf die Seitenwände des Baugrubenmodells einwirkenden Horizontalspannungen nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm an Paneel FM analysiert. In Abb. 5.6 sind die Horizontalspannungen in der Ansichtsfläche der längeren, in den experimentellen Untersuchungen mit Messeinheiten ausgestatteten Seitenwand dargestellt. Zur Erläuterung sind in der Abbildung unterhalb der Horizontalspannungen ergänzend die Bezeichnungen der einzelnen Paneele des Baugrubenmodells bzw. der in der numerischen Berechnung abgebildeten Paneele enthalten.

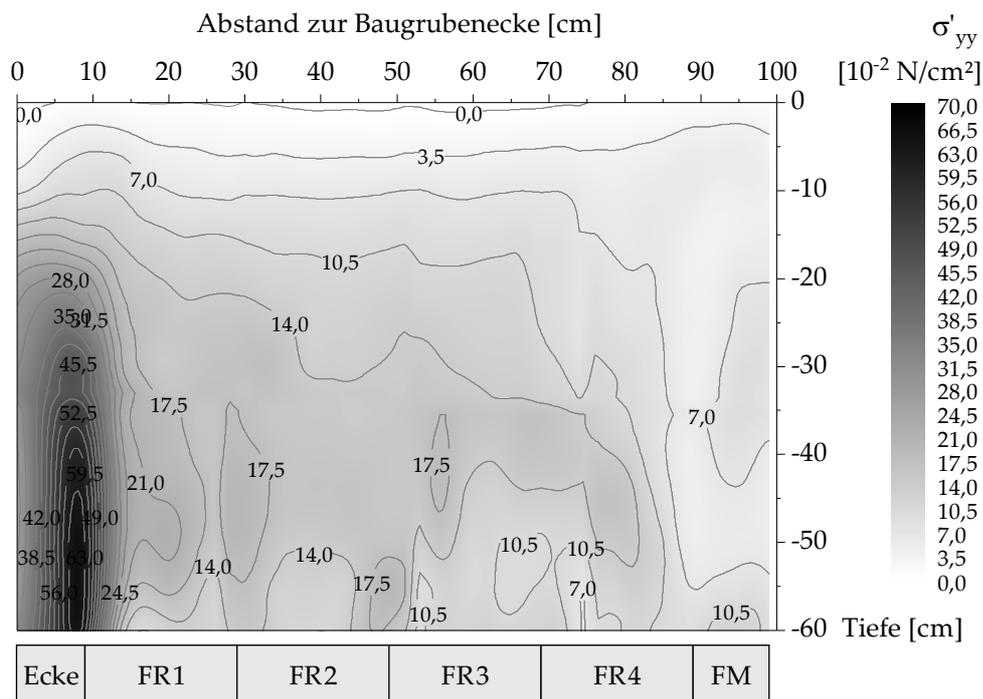


Abb. 5.6: Einwirkende Horizontalspannungen.

Die Darstellung der Horizontalspannungen verdeutlicht die auftretenden Spannungskonzentrationen an der unverschieblichen Ecke des Baugrubenmodells infolge der

Verschiebung der angrenzenden Paneele. Insbesondere in dem unmittelbar an das Paneel FR1 angrenzenden Randbereich der Ecke stellt sich eine deutliche Zunahme der einwirkenden Spannungen ein. Der Verlauf der dargestellten Isolinien im Bereich der Paneele FR1 bis FR4 verdeutlicht die sukzessive Abnahme der Spannungen von der Baugrubenecke zur Seitenwandmitte hin. Ferner wird ersichtlich, dass im Bereich des Paneels FM in Seitenwandmitte die geringsten Horizontalspannungen herrschen, wobei sich die geringste Einwirkung im Übergangsbereich der Paneele FR4 und FM zeigt.

### 5.2.6 Einfluss des initialen Spannungszustandes auf den aktiven

#### Erddruck

Wie in Abschnitt 4.3.1 dargelegt, hatte sich in dem durch Einrieseln erstellten Bodenkörper ein initialer Spannungszustand ergeben, der von Siloeffekten geprägt war. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen hatte sich die Frage gestellt, inwieweit die am Baugrubenmodell gemessenen, verschiebungsabhängigen Erddrücke durch den im Vergleich zum Erdruhedruck verringerten Ausgangsspannungszustand beeinflusst werden. Diese Frage wird im vorliegenden Abschnitt anhand der Ergebnisse numerischer Vergleichsberechnungen beantwortet.

In Abb. 5.7 sind die im Bereich der Messquerschnitte MQ 1 bis MQ 5 ermittelten Resultierenden des Erddrucks in Abhängigkeit der auf die Bauteilhöhe  $h$  bezogenen Verschiebung  $u$  des Paneels FM dargestellt. Neben den bereits in Abschnitt 5.2.4 diskutierten Erddruckverläufen der Variante C mit der Simulation des Einrieselns enthalten die Diagramme die Ergebnisse für die Variante C ohne Simulation des Einrieselns. Bei dieser Variante wird der Ausgangsspannungszustand - wie in numerischen Untersuchungen zur Betrachtung geotechnischer Fragstellungen i. d. R. üblich - als Erdruhedruckzustand ( $k_0$ ) erzeugt.

An Messquerschnitt MQ 1 fällt die Spannungszunahme ohne Simulation des Einrieselns um im Mittel 8 % geringer aus als bei Simulation des Einrieselns. An den Messquerschnitten MQ 2 bis MQ 5 führen die Simulationen mit und ohne Einrieseln hingegen zu übereinstimmenden Ergebnissen. Damit zeigt sich, dass die sich an den verschobenen Messquerschnitten einstellenden Erddrücke unabhängig sind von dem vor der Verschiebung der Paneele einwirkenden initialen Spannungszustand. Der infolge des Einrieselns vorherrschende Siloeffekt hat somit keinen Einfluss auf die sich infolge der aktiven Verschiebung der Paneele des 3D-Erddruck-Versuchsstandes einstellenden Erddrücke.

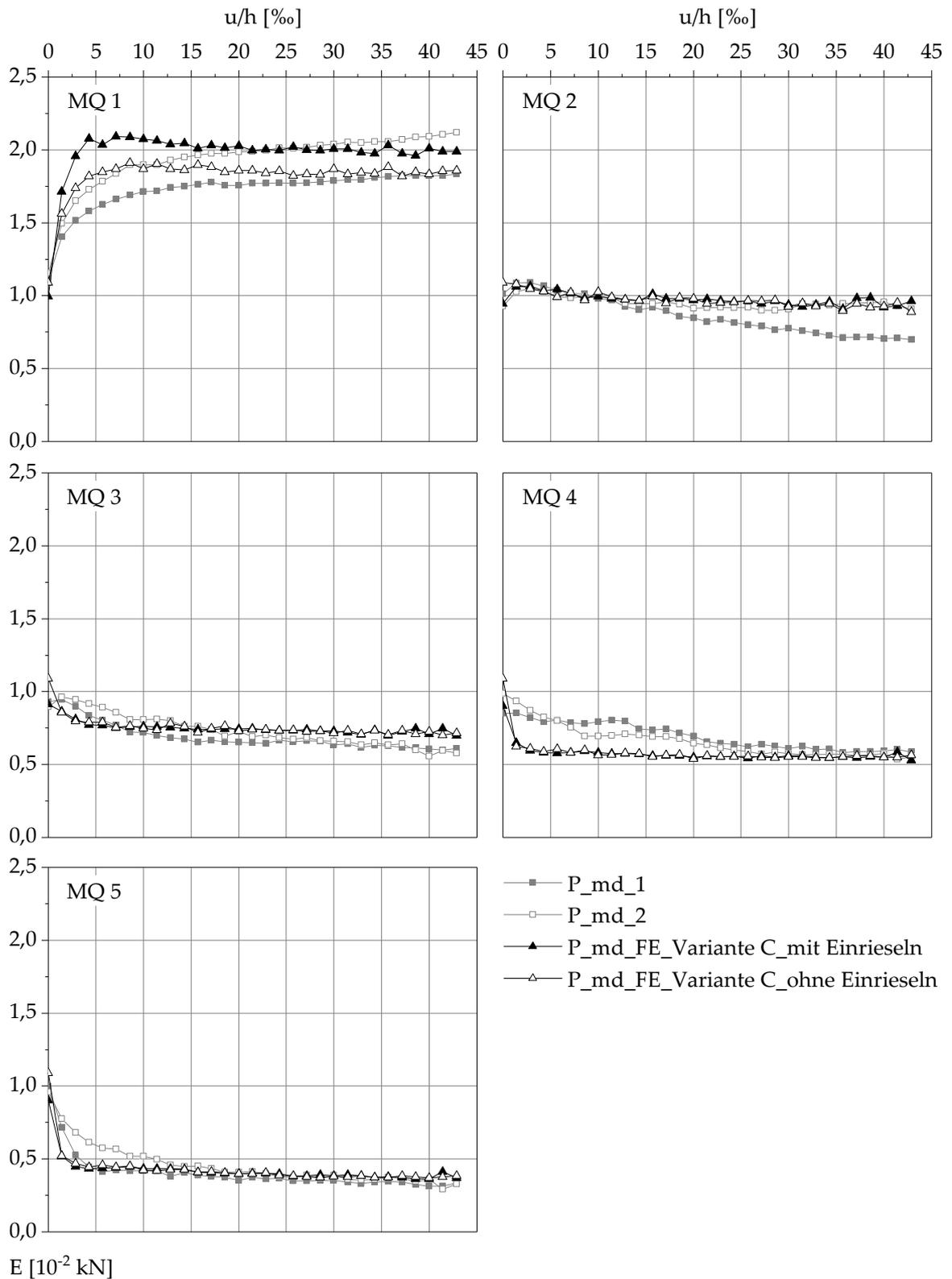


Abb. 5.7: Vergleich der Berechnungsergebnisse der Variante C mit und ohne Einrieseln des Versuchsbodens.

### 5.2.7 Vergleich 3D zu 2D

Um den Einfluss räumlicher Effekte auf Größe und Verteilung des räumlichen Erddrucks in den numerischen Berechnungen weitergehend bewerten zu können, wurde eine Vergleichsberechnung mit ebenen Randbedingungen durchgeführt. Bei dem erstellten Berechnungsmodell wird der im Bereich des Panels FM vorhandene Querschnitt des 3D-Erddruck-Versuchsstandes mit einer Breite von 1 m abgebildet. Dem Paneel wird in gleicher Weise wie bei den in Abschnitt 5.2.3 erläuterten räumlichen Berechnungen der Variante C die maximale Verschiebung von 30 mm mit 30 Berechnungsschritten eingepreßt. In Abb. 5.8 ist die Resultierende E des aktiven Erddrucks in Abhängigkeit der auf die Bauteilhöhe bezogenen Verschiebung  $u/h$  dargestellt. Der auf das Paneel einwirkende Erddruck erreicht bereits ab einer bezogenen Verschiebung von ca. 4 % den aktiven Grenzzustand. Die für den nachfolgenden Vergleich mit den Ergebnissen der räumlichen Berechnungen berücksichtigte Resultierende des ebenen aktiven Erddrucks beträgt  $0,709 \cdot 10^{-2}$  kN.

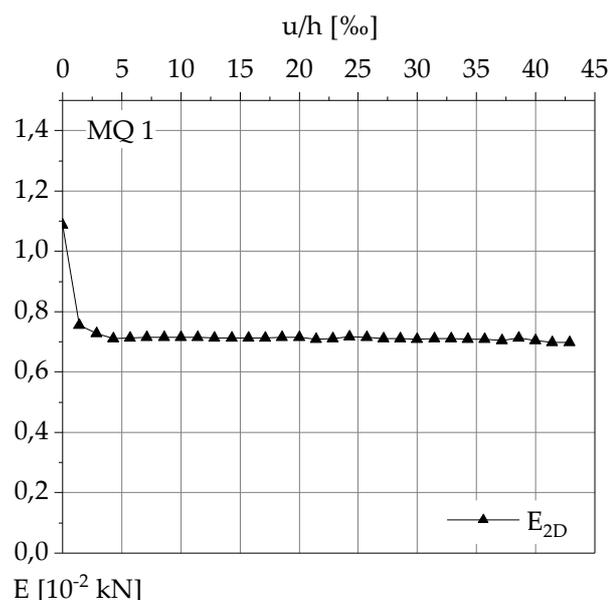


Abb. 5.8: Ergebnis der numerischen Berechnung mit ebenen Randbedingungen.

In Abb. 5.9 sind die bereits in Abschnitt 5.2.6 dargelegten Werte der Resultierenden des Erddrucks der Variante C ohne Simulation des Einrieselns dem Ergebnis der Berechnung mit ebenen Randbedingungen gegenübergestellt. Nachfolgend werden die nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm an Paneel FM resultierenden Erddrücke mit der Resultierenden des ebenen aktiven Erddrucks verglichen. An

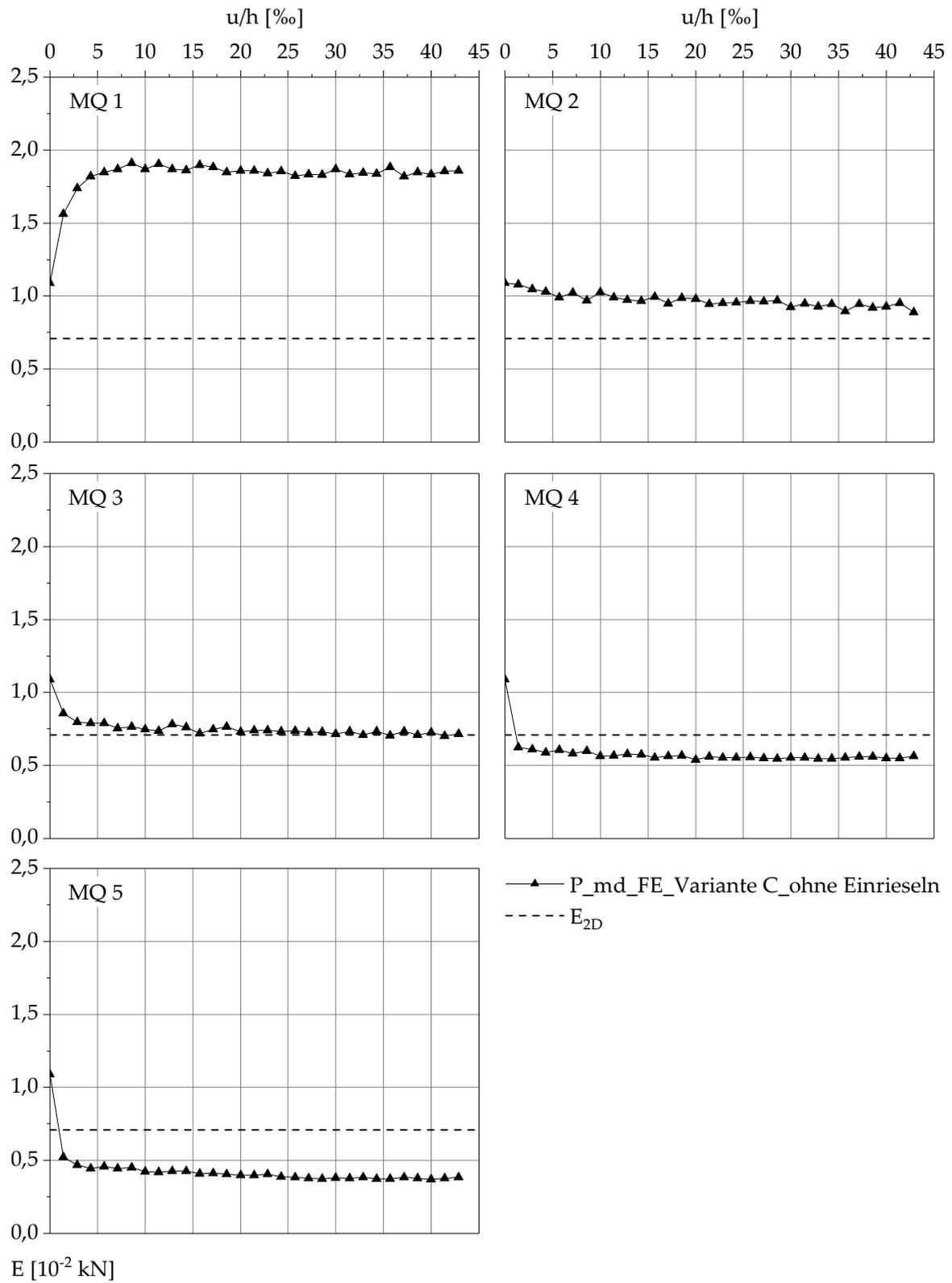


Abb. 5.9: Vergleich der Berechnungen mit ebenen und räumlichen Randbedingungen.

der unverschieblichen Baugrubenecke (MQ 1) liegt die Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks infolge der auftretenden Spannungskonzentrationen um  $1,151 \cdot 10^2$  kN über dem Wert der Resultierenden des ebenen aktiven Erddrucks. Auch an Messquerschnitt MQ 2 liegt die Resultierende des Erddrucks ca. 30 % über dem entsprechenden ebenen Wert, so dass in diesem Bereich trotz der aktiven Verschiebung des Paneels der aktive Grenzzustand nicht erreicht wird. Demgegenüber liegen im Bereich des Messquerschnitts MQ 3 wie Abb. 5.9 verdeutlicht ebene Verhältnisse vor. Zu einer Unterschreitung des ebenen aktiven Erddrucks führt die Einprägung der Verschiebungen indes an Messquerschnitt MQ 4, wo die Resultierende des Erddrucks 80 % des ebenen aktiven Erddrucks beträgt. Eine noch deutlichere Unterschreitung ergibt sich an MQ 5 in Seitenwandmitte des Baugrubenmodells. Hier beträgt die Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks lediglich 54 % des ebenen aktiven Erddrucks.

Die differenzierte Betrachtung zeigt, dass sich bei der geometrischen Konfiguration des Versuchsstandes an der unverschieblichen Baugrubenecke (MQ 1) sowie dem angrenzenden Paneel (MQ 2) über dem ebenen Spannungszustand liegende Beanspruchungen einstellen. Demgegenüber ergibt sich im mittleren Bereich der Seitenwand (MQ 4 und MQ 5) eine Zone, in dem die einwirkenden aktiven Erddrücke dem Betrage nach geringer sind als der ebene aktive Erddruck. Damit wird deutlich, dass sich bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss und räumlich begrenzten Abmessungen entlang der Verbauwände Zonen einstellen, deren Beanspruchungszustände durch die Räumlichkeit maßgeblich beeinflusst werden. Damit zeigt sich bereits hier, dass ein entlang der Verbauwand lokal differenzierter Ansatz des einwirkenden Erddrucks grundsätzlich berechtigt ist.

### 5.3 Variation der geometrischen Randbedingungen

Die vorgenommene Validierung des erstellten numerischen Berechnungsmodells anhand der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen erlaubt es, von der Versuchskonfiguration abweichende geometrische Konfigurationen numerisch zu untersuchen. Die Anwendung numerischer Berechnungsmodelle hat dabei im Vergleich zur physischen Modellierung den Vorteil, dass ein deutlich geringerer Aufwand zur Variation der geometrischen Randbedingungen des numerischen Berechnungsmodells sowie ein geringerer personeller und zeitlicher Aufwand hinsichtlich der Vorbereitung und der Durchführung des „Erddruckversuchs“ erforderlich sind. Die sich bei der Variation der Seitenwandlänge ergebende Verteilung des einwirkenden Erd-

drucks wird in Abschnitt 5.3.1 vorgestellt, während in Abschnitt 5.3.2 die Effekte bei Variation der Gesamttiefe der Seitenwand diskutiert werden.

### 5.3.1 Variation der Seitenwandlänge

In einem ersten Schritt wird die Seitenwandlänge des Baugrubenmodells variiert. Hierzu wird die bestehende Ausgangskonfiguration dahingehend verändert, dass in Seitenwandmitte Paneele ergänzt werden. Damit wird das Verhältnis der Seitenwandlänge  $L$  zur Gesamttiefe  $T$  variiert. Diesen ergänzten Paneelen werden bei der Durchführung der Berechnungen die gleichen Verschiebungsrandbedingungen zugewiesen wie dem Paneel FM, vergleiche Abschnitt 4.2.2 bzw. 5.2.3. Wie in den experimentellen Untersuchungen und der in Abschnitt 5.2 vorgestellten Nachrechnung der Modellversuche werden die eingepprägten Horizontalverschiebungen sukzessive gesteigert, bis an Paneel FM bzw. den ergänzten Paneelen die maximale Verschiebung von 30 mm erreicht ist. Die in Tab. 5.1 aufgeführten geometrischen Konfigurationen werden im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung betrachtet.

Tab. 5.1: Untersuchte Konfigurationen bei der Variation der Seitenwandlänge

Konfiguration	Bezeichnung	L [cm]	L/T [-]
Ausgangskonfiguration	AG	198	2,8
Konfiguration mit 3 Paneelen FM	+2	238	3,4
Konfiguration mit 5 Paneelen FM	+4	278	4,0
Konfiguration mit 7 Paneelen FM	+6	318	4,5

Im Zuge der Auswertung der Berechnungsmodelle werden die jeweils in der Mitte der Paneele einwirkenden Resultierenden des Erddrucks entlang der Seitenwand ermittelt. In Abb. 5.10 sind die Ergebnisse im Vergleich zueinander sowie zu der für ebene Randbedingungen berechneten Erddruckresultierenden dargestellt. Die Resultierenden des einwirkenden Erddrucks liegen sowohl am unverschieblichen Eckpaneel, als auch an dem angrenzenden Paneel FR1 bei allen betrachteten Seitenwandlängen über dem ebenen Fall. Unabhängig von der Seitenwandlänge stellt sich an dem Eck-Paneel die in Abschnitt 5.2.4 erläuterte Spannungszunahme ein. An Paneel FR1 ergibt sich demgegenüber im Vergleich zum Ausgangsspannungszustand eine geringfügige Spannungsabnahme, vergleiche auch MQ 2 in Abb. 5.9. An Paneel FR2 fallen die Einwirkungen auf das bei ebenen Randbedingungen herrschende Spannungsniveau ab. Während bei der Ausgangskonfiguration die geringste Einwirkung mit  $0,385 \cdot 10^2$  kN an Paneel FM zu verzeichnen ist, stellt sich bei Konfiguration „+2“ die

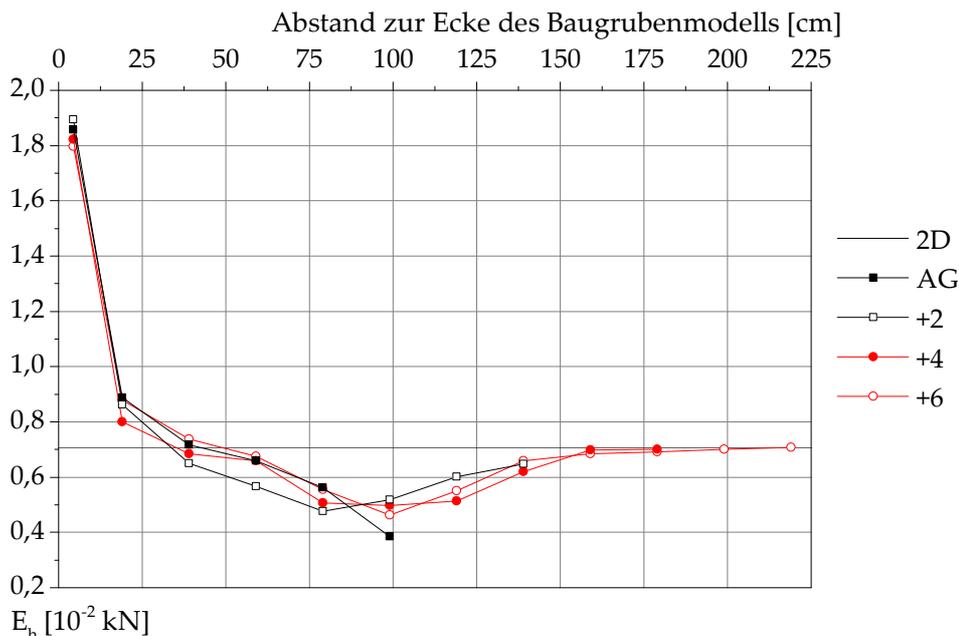


Abb. 5.10: Einwirkende Resultierende des räumlichen aktiven Erddrucks.

geringste Erddruckresultierende an Paneel FR4 ein. Dabei ist diese mit  $0,476 \cdot 10^{-2}$  kN betragsmäßig größer als im Fall der Ausgangskonfiguration. An den angrenzenden Paneelen FM, denen identische Verschiebungsrandbedingungen zugewiesen sind, ergeben sich umso größere Erddruckresultierende je größer der Abstand des jeweiligen Paneels zur Baugrubenecke ist. Allerdings liegt die Erddruckresultierende an dem Paneel mit dem größten Abstand zur Baugrubenecke bei der Konfiguration „+2“ mit  $0,647 \cdot 10^{-2}$  kN unter der Erddruckresultierenden bei ebenen Randbedingungen. Bei den Konfigurationen „+4“ und „+6“ stellen sich die betragsmäßig geringsten Erddruckresultierenden mit  $0,497 \cdot 10^{-2}$  kN bzw.  $0,464 \cdot 10^{-2}$  kN an dem ersten Paneel FM ein. Auch bei diesen beiden Konfigurationen nehmen die Erddruckresultierenden im Anschluss daran mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke sukzessive zu. Ferner zeigt sich, dass sich bei den Konfigurationen „+4“ bzw. „+6“ quasi ebene Verhältnisse entlang der beiden letzten bzw. der vier letzten Paneele FM einstellen. Die vorstehenden Erläuterungen lassen sich auch anhand der Darstellung des räumlichen Verhältnissfaktors  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 5.11 nachvollziehen.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sowie der ergänzenden numerischen Berechnungen wurden den Paneelen der Modellbaugrube die in Abb. 5.12 dargestellten Verformungsrandbedingungen zugewiesen. In Bereich I befindet sich das unverschieblich Eckpaneel und angrenzend ist in Bereich II eine sukzessive Verformungszunahme entlang der Paneele FR1 bis FR4 definiert. Der Bereich III (Paneele FM) zeichnet sich durch einen konstanten Verformungsbetrag entlang der Seitenwand

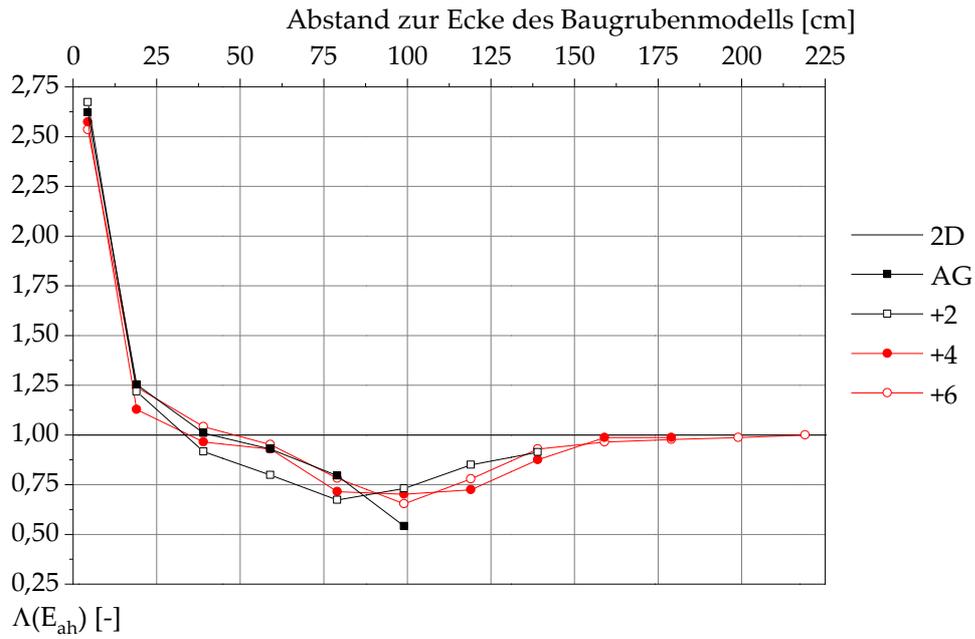


Abb. 5.11: Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  entlang der Seitenwand bei Variation der Seitenwandlänge.

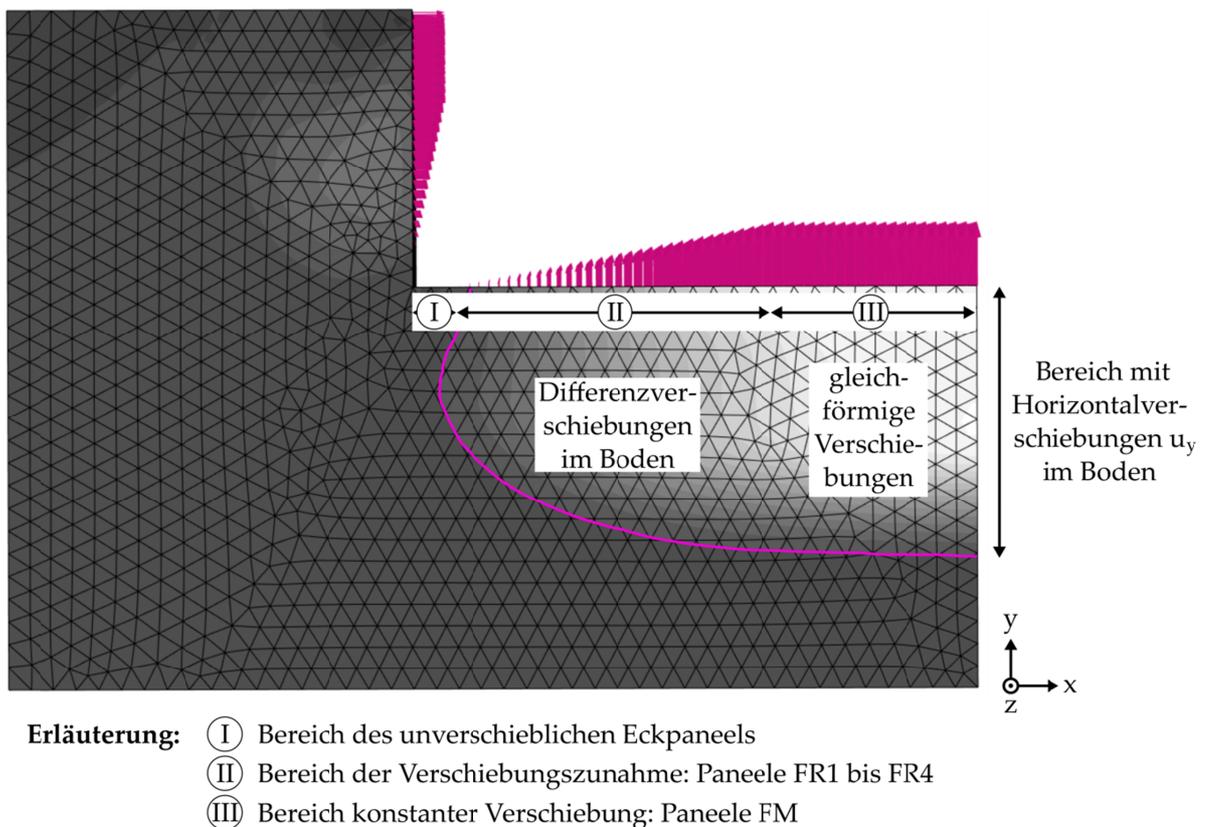


Abb. 5.12: Draufsicht auf das numerische Modell „+2“ bei Einprägung der maximalen Verschiebung - Verschiebungen  $u_y$ .

aus. Bei den experimentellen Untersuchungen sowie der im numerischen Modell abgebildeten Ausgangskonfiguration - mit einem Verhältnis von Seitenwandlänge  $L$  zu Gesamttiefe  $T$  von 2,8 - ergibt sich die größte Abminderung des räumlichen aktiven Erddrucks in Seitenwandmitte in Bereich III. Bei zunehmendem Verhältnis von  $L/T$  liegt die minimale Erddruckresultierende bei dem eingepprägten Verschiebungsverlauf demgegenüber nicht in Seitenwandmitte. Wie die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen mit längeren Seitenwänden zeigen, stellt sich die größte Abminderung des einwirkenden Erddrucks in Bereich II ein. Erläutert werden kann dies anhand der Betrachtung der sich im Boden hinter den Wandpaneelen einstellenden Verformungen. Im Bereich I ergeben sich im Boden aufgrund der Definition des unverschieblichen Eckpaneels letztlich keine Verformungen. Der Boden im Bereich III verschiebt sich infolge des konstanten Verschiebungsbetrages der Paneele nahezu gleichförmig in Richtung der verschobenen Paneele. Demgegenüber ergeben sich in Bereich II infolge der beiden Verschiebungszustände in den angrenzenden Bereichen und der Verformungszunahme entlang der Paneele ausgeprägte Differenzverformungen im Boden. Bedingt durch diese Differenzverformungen werden Scherspannungen im Boden aktiviert, welche zu der beschriebenen Verminderung des einwirkenden Erddrucks führen. Eine weitergehende Erläuterung der Modellvorstellung zur Abminderung des räumlichen aktiven Erddrucks ist in Abschnitt 5.4 enthalten.

### 5.3.2 Variation der Gesamttiefe

Nach der Variation der Seitenwandlänge wird im Folgenden die Gesamttiefe des im numerischen Modell abgebildeten Baugrubenmodells schrittweise vergrößert, während die Seitenwandlänge konstant gehalten wird. Die Gesamttiefe wird zwischen 70 cm und 430 cm variiert, so dass die betrachteten Verhältnisse von Seitenwandlänge  $L$  zu Gesamttiefe  $T$  zwischen 2,83 und 0,46 liegen. Die eingepprägten Verschiebungen an den einzelnen Paneelen entsprechen hinsichtlich Verteilung und Betrag der Ausgangskonfiguration, vergleiche Abb. 5.3. Um bei vergrößerter Gesamttiefe einen Einfluss des idealisierten Versuchsbehälters auszuschließen, wurde der Abstand zwischen der Seitenwand der Modellbaugrube und dem Modellrand fortlaufend vergrößert, was in der Folge zu erheblichen Rechenzeiten und Dateigrößen führt.

Zur Diskussion der Ergebnisse werden die an den unterschiedlichen Paneelen einwirkenden Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$  den sich aus ergänzend durchgeführten numerischen Berechnungen ergebenden Resultierenden des ebenen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{2D}$  gegenübergestellt. Die Berechnung von  $E_{ah}^{3D}$  erfolgt dabei wie bei den bisherigen Betrachtungen jeweils in der Mitte der Paneele. In Abb.

5.13 sind für das Eck-Paneel sowie die Paneele FR1 bis FR4 und FM die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  nach Einprägung der maximalen Verschiebung von 30 mm in Abhängigkeit des Verhältnisses von Seitenwandlänge zu Gesamttiefe  $L/T$  dargestellt. Ergänzend zu der Bezeichnung des jeweiligen Paneels ist die Bezeichnung des zugehörigen Messquerschnittes angegeben.

An der unverschieblichen Ecke des Baugrubenmodells (MQ 1) nehmen die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  mit zunehmender Gesamttiefe  $T$  bzw. abnehmendem Verhältnis  $L/T$  nahezu linear zu. Während  $\Lambda(E_{ah})$  bei der Ausgangskonfiguration nach Einprägung der maximalen Verschiebung einen Wert von 2,62 annimmt, ergibt sich bei einer Gesamttiefe von 430 cm ein Wert von 4,84. Demgegenüber folgt aus der Vergrößerung der Gesamttiefe  $T$  bei allen übrigen Paneelen eine Verringerung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ . An den Paneelen FR1 (MQ 2) und FR2 (MQ 3) nehmen die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  zunächst nur vergleichsweise geringfügig ab. Während an Paneel FR1 bereits ab einem Verhältnis  $L/T$  von 1,52 eine ausgeprägtere Abnahme festzustellen ist, zeigt sich dieser Effekt an Paneel FR2 erst ab einem Verhältnis  $L/T$  von 0,73. An Paneel FR1 beträgt  $\Lambda(E_{ah})$  bei der Ausgangskonfiguration 1,25 und verringert sich infolge der Vergrößerung der Gesamttiefe auf 430 cm auf 0,95. Der an Paneel FR1 einwirkende räumliche aktive Erddruck liegt damit ab einem Verhältnis  $L/T$  von 0,64 unter dem ebenen aktiven Erddruck. Im Vergleich dazu liegen an Paneel FR2 bereits ab einem Verhältnis  $L/T$  von 2,2 ebene Bedingungen vor bzw. wird der jeweilige Wert des ebenen aktiven Erddrucks  $E_{ah}^{2D}$  unterschritten. Für das geringste Verhältnis  $L/T$  von 0,46 ergibt sich an Paneel FR2 ein räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  von 0,82. Eine im Vergleich zum ebenen Fall deutlich ausgeprägtere Verringerung des einwirkenden Erddrucks stellt sich an den Paneelen FR3, FR4 (MQ 4) und FM (MQ 5) ein. Während sich an Paneel FR3 wiederum eine mit abnehmendem Verhältnis von  $L/T$  überproportional zunehmende Verringerung von  $\Lambda(E_{ah})$  zeigt, stellt sich an den Paneelen FR4 und FM ein linearer Verlauf des räumlichen Verhältnissfaktors in Abhängigkeit von  $L/T$  ein. Bei der Ausgangskonfiguration beträgt  $\Lambda(E_{ah})$  an Paneel FR3 0,93 und verringert sich auf 0,45 infolge der Vergrößerung der Gesamttiefe auf 430 cm. Während sich der räumliche Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  an Paneel FR4 von 0,79 (Ausgangskonfiguration) auf 0,23 ( $L/T = 0,46$ ) verringert, ergibt sich an Paneel FM eine Abnahme von 0,54 (Ausgangskonfiguration) auf 0,21 ( $L/T = 0,46$ ), so dass bei Betrachtung einer Gesamttiefe von 430 cm im Bereich der Paneele FR4 und FM letztlich eine vergleichbare Erddruckbelastung vorhanden ist.

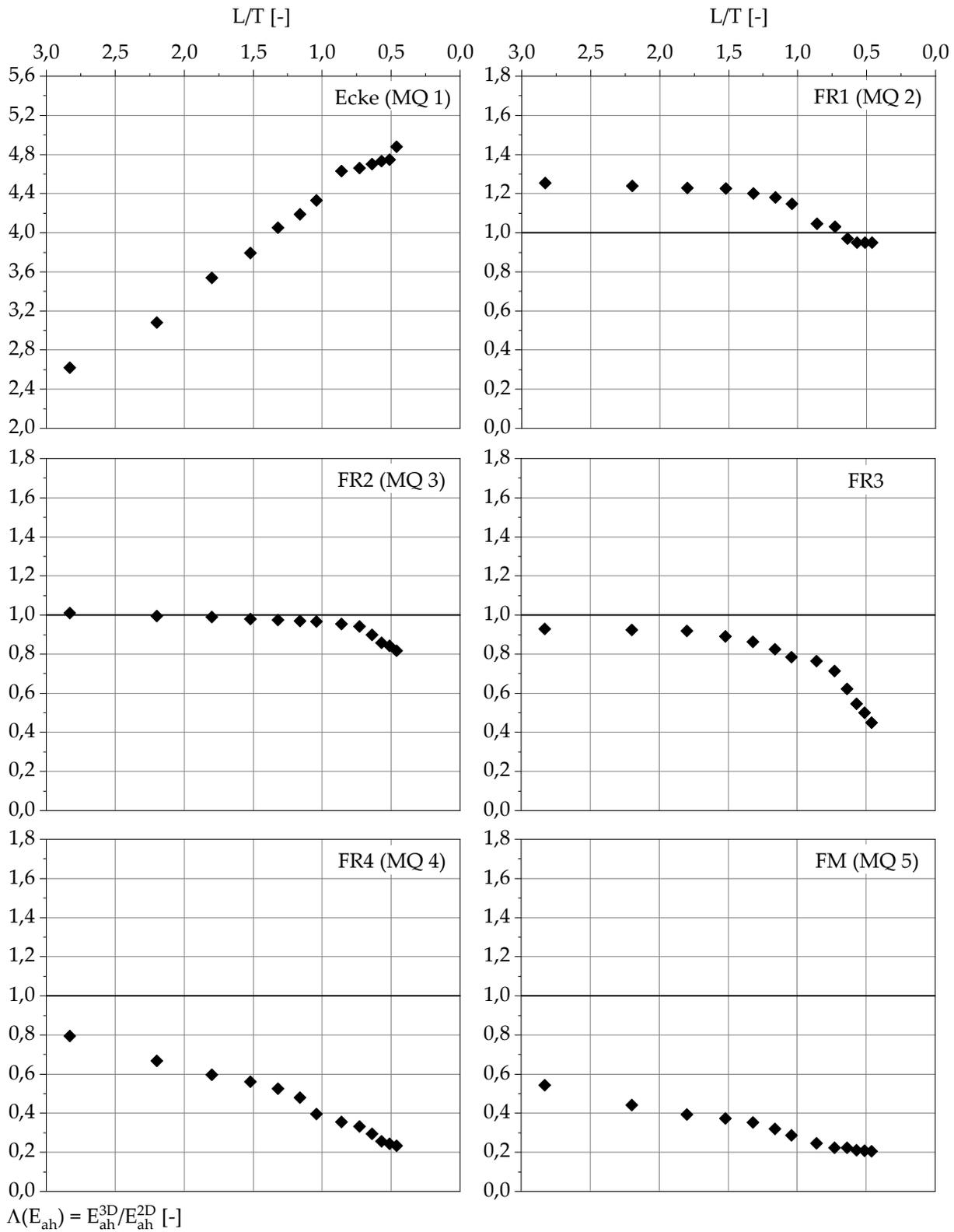


Abb. 5.13: Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  in den Messquerschnitte MQ 1 bis MQ 5 bei Variation der Gesamttiefe des Baugrubenmodells.

Die Ergebnisse der unter Variation der Gesamttiefe  $T$  des Baugrubenmodells durchgeführten Berechnungen zeigen damit, dass sich der räumliche aktive Erddruck im Vergleich zum ebenen aktiven Erddruck entlang der Seitenwände mit zunehmender Gesamttiefe verringert. Diese Abnahme zeigt sich insbesondere im Bereich der Paneele FR3, FR4 und FM. Demgegenüber resultiert eine maßgebliche Zunahme der Einwirkung im Bereich der unverschieblichen Ecke des Baugrubenmodells.

#### 5.4 Modellvorstellung zum räumlichen aktiven Erddruck

Die Untersuchungen zur Variation der Seitenwandlänge des Baugrubenmodells haben gezeigt, dass sich die größte Abminderung des einwirkenden Erddrucks in dem Bereich entlang der Seitenwand einstellt, in dem sich infolge der Zunahme der Horizontalverschiebung der Paneele ausgeprägte Differenzverschiebungen im Bodenkontinuum einstellen. Diese Differenzverschiebungen führen zu einer Aktivierung von Scherspannungen im Boden, welche die beschriebene Verminderung des einwirkenden Erddrucks bedingen. Veranschaulicht werden kann dies anhand des in Abb. 5.14 dargestellten Bruchkörpermodells. Der sich infolge des Aushubvorgangs aktiv in Richtung der Baugrube verschiebende Boden wird dabei in vertikale Lamellen konstanter Breite aufgeteilt.

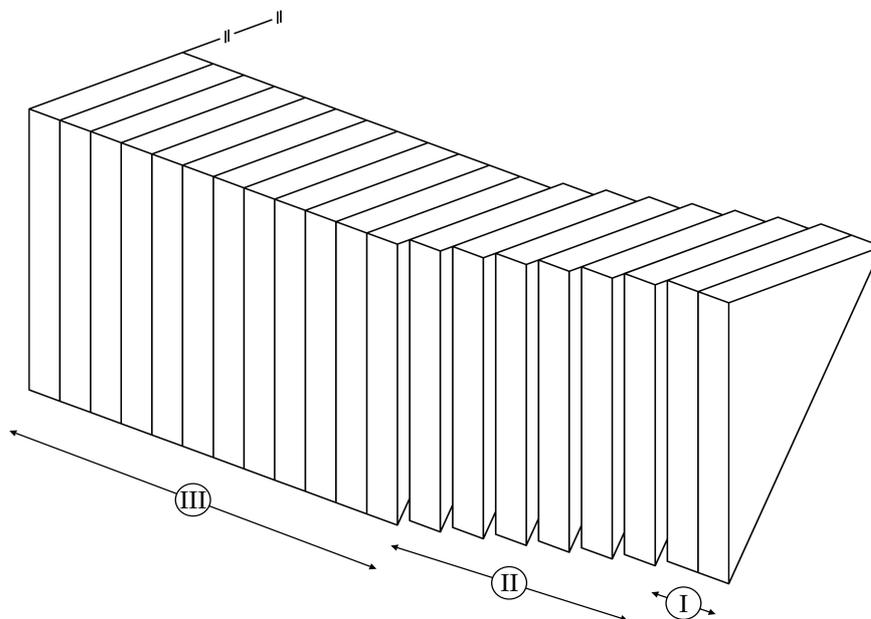


Abb. 5.14: Bruchkörpermodell.

In Bereich II ergeben sich große Differenzverschiebungen zwischen den einzelnen Lamellen, infolge derer Scherspannungen in den Flankenflächen der Lamellen aktiviert werden. Infolge dieser Scherspannungen wirkt eine verringerte Erddruckbelastung auf die in der Stirnfläche angrenzende Verbauwand. In Bereich III ergeben sich vergleichsweise gleichförmige Verschiebungen und es werden demzufolge keine Scherspannungen im Boden aktiviert, die zu einer Abminderung des Erddrucks führen könnten. Bereich I zeichnet sich durch lediglich geringfügige aushubinduzierte Verschiebungen aus, so dass hier keine Abnahme des Erddrucks festzustellen ist bzw. durch die Einleitung der Scherspannungen aus den angrenzenden Lamellen eine Erhöhung des Erddrucks resultiert.

Da das erläuterte Bruchkörpermodell lediglich als Modellvorstellung dient und nicht zu einer Quantifizierung der Abminderung des räumlichen aktiven Erddrucks bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss herangezogen werden soll, wird auf eine weitergehende Erläuterung der Größe der in den einzelnen Flankenflächen wirkenden Spannungen - wie dies beispielsweise von GERLACH (1986) oder von TSAI & CHANG (1996) im Rahmen der Diskussion des jeweiligen Bruchkörpermodells vorgenommen wurde - verzichtet.

### 5.5 Zusammenfassung der ergänzenden numerischen Berechnungen

Das erstellte numerische Modell des 3D-Erddruck-Versuchsstandes konnte durch die Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen mit der Wandbewegungsart Parallelverschiebung bei mitteldichter Lagerung erfolgreich validiert werden. Die folgenden Erkenntnisse können aus den ergänzend durchgeführten numerischen Berechnungen gezogen werden:

- Die in den experimentellen Untersuchungen gewonnen Erkenntnisse zu Verteilung und Betrag des entlang der messtechnisch ausgerüsteten Seitenwand des Baugrubenmodells einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks werden bestätigt.
- Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass der in den experimentellen Untersuchungen beim Einrieseln des Versuchsbodens resultierende, durch Siloeffekte beeinflusste Spannungszustand keinen Einfluss auf die sich infolge der aktiven Verschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells ergebenden Erddrücke hat.
- Die zusätzlich ausgeführten numerischen Berechnungen mit ebenen Randbedingungen und der vorgenommene Vergleich der räumlichen und der ebenen Größen erlaubt die Quantifizierung des sich einstellenden räumlichen Effektes. Im

mittleren Bereich der Seitenwand liegt die Erddruck-Einwirkung deutlich unter dem bei ebenen Randbedingungen herrschenden Spannungsniveau.

- Die Variation der Seitenwandlänge  $L$  bei konstanter Gesamttiefe  $T$  zeigt, dass sich die im Vergleich zum ebenen Fall betragsmäßig größte Abminderung des räumlichen aktiven Erddrucks in dem Bereich ergibt, in dem sich die größten Differenzverschiebungen im Boden einstellen, wobei ein Einfluss der Seitenwandlänge auf den Betrag der Abminderung nicht zu erkennen ist.
- Zurückzuführen ist diese Abminderung auf die in Abschnitt 5.4 vorgestellte Modellvorstellung zur Abminderung des einwirkenden Erddrucks im räumlichen Fall. Die auftretenden Differenzverschiebungen führen zu einer Aktivierung von Scherspannungen im Boden, die in der Folge die Verminderung des auf die Verbauwand einwirkenden Erddrucks bedingen.
- Die Vergrößerung der Gesamttiefe  $T$  bei konstanter Seitenwandlänge  $L$  führt im Vergleich zum ebenen Fall zu einer maßgeblichen Verringerung des räumlichen aktiven Erddrucks im mittleren Bereich der Seitenwand. An den unverschieblichen Baugrubenecken ist demgegenüber eine deutliche Zunahme der einwirkenden Horizontalspannungen festzustellen.
- Zusammengefasst verdeutlichen die Berechnungsergebnisse anschaulich, dass zur realistischen Berücksichtigung der auf Seitenwände einer Baugrube mit rechteckigem Grundriss einwirkenden Horizontalspannungen ein lokal differenzierter Ansatz des einwirkenden Erddrucks erforderlich ist.



# Kapitel 6 Numerische Detailbetrachtung von Verbauwänden

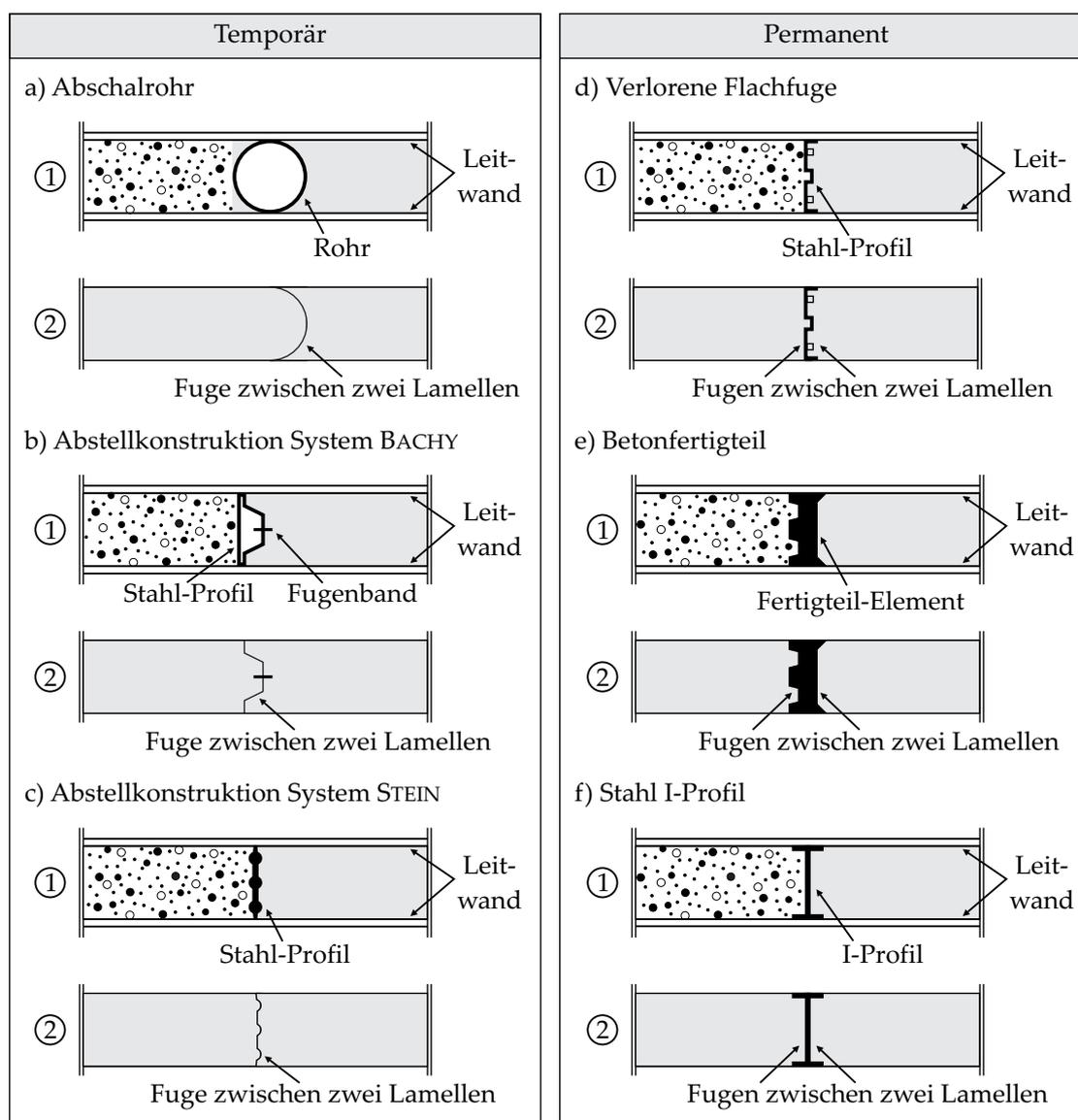
## 6.1 Einführung

Der Stand der Technik zur Abbildung von Verbauwänden in räumlichen FEM-Berechnungen wurde in Abschnitt 3.3.3 zusammenfassend vorgestellt. Da in den weiterführenden Untersuchungen zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks unterschiedliche Verbauwandarten betrachtet werden, ist im Vorfeld eine eingehende Analyse der Abbildung der Verbauwand im numerischen Modell erforderlich. Anhand von ausgewählten Fallbeispielen werden die Ansätze zur Abbildung der Verbauwand in räumlichen FEM-Berechnungen nachfolgend validiert.

Der Einfluss der bei Schlitzwänden ausführungsbedingt vorhandenen Schlitzwandfugen wird in Abschnitt 6.2 anhand einer umfangreichen Parameterstudie untersucht. Die Abbildung der Schlitzwand erfolgt dabei sowohl mit Volumen- als auch mit Schalenelementen. Die Validierung des Ansatzes zur Abbildung von Schlitzwänden in den weiteren Berechnungen wird in Abschnitt 6.3 anhand des Vergleichs der beim Aushub der Baugrube für das Gebäude der „Westdeutschen Landesbank“ in Düsseldorf gemessenen Verformungen mit den numerisch ermittelten Größen vorgenommen. Die detaillierte Abbildung der Geometrie der Spundbohlen bei einer quadratischen Baugrube und der Vergleich mit einem Modell unter Ansatz von Schalenelementen anisotroper Steifigkeit ist Gegenstand von Abschnitt 6.4. In Abschnitt 6.5 werden unterschiedliche Ansätze zur Modellierung von Trägerbohlwänden diskutiert und hinsichtlich der auftretenden Horizontalverformungen und Biegebeanspruchungen der Bohlträger untersucht. Die Validierung des favorisierten Ansatzes zur Abbildung der Bohlträger und der Ausfachung ist in Abschnitt 6.6 anhand der Betrachtung des Fallbeispiels „S-Bahn-Bahnhof Frankfurt a.M., Los 3“ enthalten.

## 6.2 Detailbetrachtung zum Einfluss von Schlitzwandfugen

Bei der Herstellung von Schlitzwänden ergeben sich aufgrund der Herstellungsabfolge der Primär- und Sekundärlamellen systemimmanente Schlitzwandfugen, welche mit temporären oder permanenten Fugenkonstruktionen ausgebildet werden können, vergleiche Abb. 6.1.



Arbeitsschritte:

- ① Aushub Primärschlitz, Installation Abstellkonstruktion bzw. Fugensystem und Bewehrungskorb, Betonage Primärschlitz
- ② Aushub Sekundärschlitz, Rückbau Abstellkonstruktion (falls erforderlich), Installation Bewehrungskorb, Betonage Sekundärschlitz, Rückbau Leitwände

Abb. 6.1: Systeme zur Ausbildung von Schlitzwandfugen.

Wie in Abschnitt 3.3.3 erläutert, stellt sich bei der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Baugruben in Schlitzwandbauweise mit räumlichen FE-Modellen die Frage, inwieweit diese Diskontinuitäten zu berücksichtigen sind. Dieser Aspekt wird nachfolgend anhand der Ergebnisse einer Parameterstudie, bei der die Schlitzwandfugen diskret abgebildet werden, diskutiert. Dabei wird der Einfluss der Schlitzwandfugen auf die Horizontalverformungen und Biegemomentenbeanspruchungen der Verbauwände, die Setzungen der Geländeoberfläche sowie die Verteilung des entlang der Verbauwände einwirkenden aktiven Erddrucks betrachtet.

### 6.2.1 Untersuchungsumfang

Im Rahmen der Parameterstudie zum Einfluss der Schlitzwandfugen auf das Trag- und Verformungsverhalten von rechteckigen Baugruben werden unterschiedliche Modellierungsansätze für die Schlitzwandfugen gewählt. Die Verbauwände werden zum einen mit Volumenelementen und zum anderen mit Schalenelementen idealisiert. Bei der Verbaukonstruktion handelt es sich um eine 20 m tiefe, vierlagig gestützte Baugrube, vergleiche MOORMANN & KLEIN (2014). Der anstehende Baugrund wird durch eine homogene, bis in eine Tiefe von 40 m unter der Geländeoberfläche anstehende Schicht Frankfurter Ton sowie einen unterlagernden Kalkstein-Horizont geprägt. Das unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften auf ein Viertel des Gesamtsystems reduzierte Modell mit den Abmessungen der Baugrube von 30 m x 30 m sowie das zu Grunde gelegte simplifizierte Baugrundmodell sind in Abb. 6.2 dargestellt. Bezüglich der angesetzten Kennwerte für die Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Böden mit dem Stoffmodell HS-small wird auf Anhang D verwiesen.

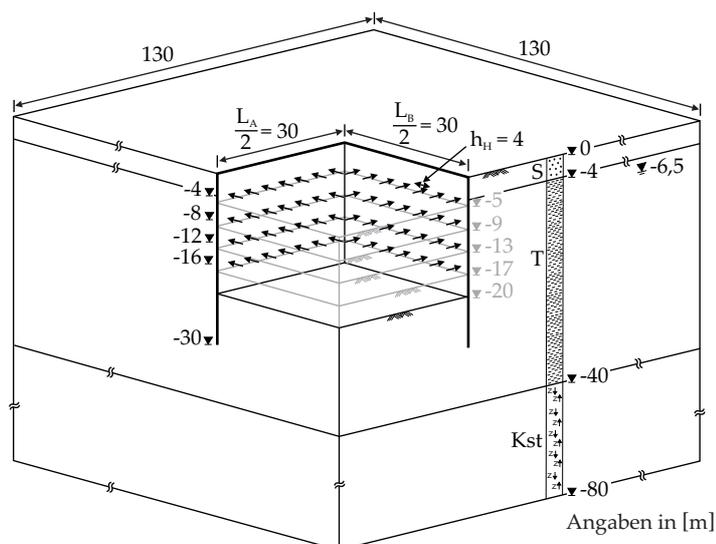


Abb. 6.2: Skizze des verwendeten numerischen Modells.

Die Schlitzwandfugen werden in den nachfolgenden Betrachtungen anhand von vier Varianten idealisiert. Bei den Varianten V1 und V2 werden zur Abbildung der Schlitzwände Volumenelemente eingesetzt, während bei den Varianten S1 und S2 Schalenelemente verwendet werden. Für die Idealisierung der Fugen kommen bei den Varianten V1 Volumenelemente und bei Variante V2 Interface-Elemente zum Einsatz. Bei den beiden Varianten mit Schalenelementen ist zwischen Variante S1, bei der die Schlitzwandfugen mit Schalenelementen geringerer Steifigkeit idealisiert werden, und Variante S2, bei der als Idealisierung Momenten-Gelenke zum Einsatz kommen, zu unterscheiden. Eine Darstellung der untersuchten Varianten enthält Abb. 6.3. Während für den Eckschlitz Stichtlängen von 3 m berücksichtigt wurden, haben die Schlitzwandlamellen in der Ausgangskonfiguration eine Länge  $l_s$  von maximal 8 m.

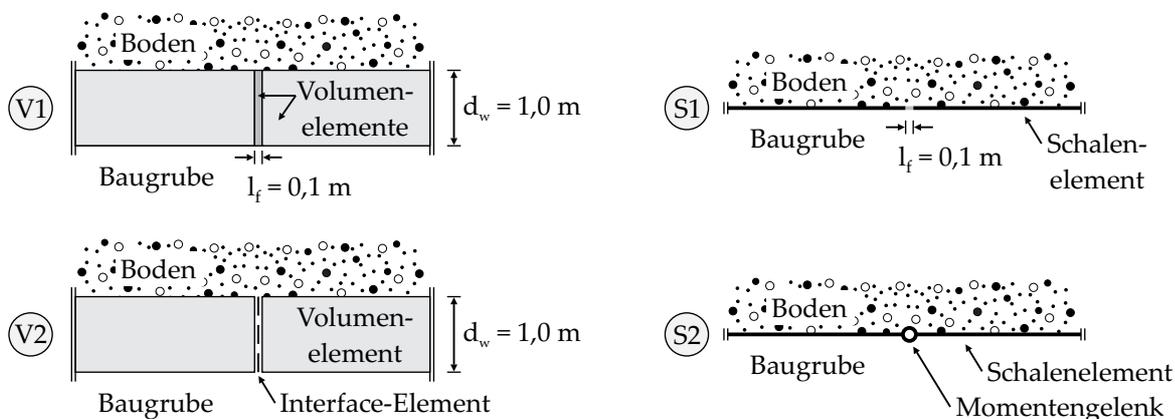


Abb. 6.3: Diskretisierung der Schlitzwandfugen in der numerischen Parameterstudie.

Die weitere Untergliederung der untersuchten Varianten ist in Abb. 6.4 anhand eines Übersichtsdiagramms dargestellt. Neben der Steifigkeit des für die Schlitzwandfugen angesetzten Materials werden der Elastizitätsmodul des Schlitzwandbetons, die Länge der Schlitzwandlamellen sowie die Seitenwandlänge variiert. Ferner wird bei den Varianten mit Schalenelementen der Einfluss der Anordnung eines Momentengelenkes an der Baugrubenecke untersucht. Detailliertere Erläuterungen zu den einzelnen Varianten sind in den nachfolgenden Abschnitten angegeben.

Die im Rahmen der durchgeführten numerischen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse zum Einfluss der Schlitzwandfugen auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten von rechteckigen Baugruben, die in den Abschnitten 6.2.2 bis 6.2.5 vorgestellt werden, sowie die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen und Empfehlungen sind in kondensierter Form auch in KLEIN & MOORMANN (2017) dargelegt.

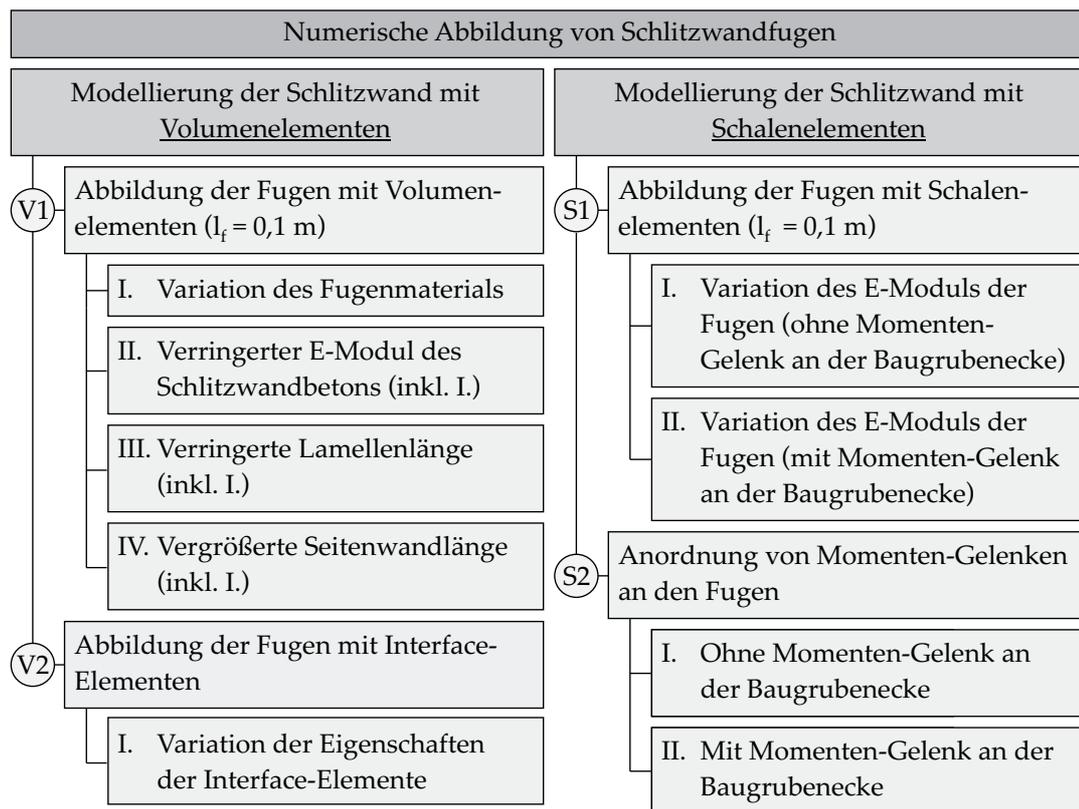


Abb. 6.4: Überblick der untersuchten Varianten.

### 6.2.2 Abbildung der Schlitzwandfugen mit Volumenelementen

Bei den Varianten V1 wird zur Diskretisierung der Schlitzwandfugen jeweils ein Volumenelement mit der Länge  $l_f$  von 0,1 m definiert. Diesem Volumenelement werden die in Tab. 6.1 aufgeführten Materialien und Parameter zugewiesen. Konfiguration A stellt grundsätzlich die Ausgangskonfiguration dar, bei der die Schlitzwand unter Vernachlässigung der Fugen als durchgehend abgebildet wird und damit jeweils als Vergleichsberechnung dient. Bei Konfiguration B werden die Schlitzwandfugen wie zuvor beschrieben idealisiert, jedoch wird ihnen das gleiche linear-elastische Material zugewiesen wie der Schlitzwand. Ziel ist es dabei, den Einfluss der aus der Definition der Fugen und der sich daraus ergebenden Veränderung des FE-Netzes zu untersuchen. Unter Ansatz des Stoffmodells von Mohr-Coulomb und der in von ARDIACA (2009) für Betonstrukturen vorgeschlagenen Materialparameter wird mit den Konfigurationen C1 bis C3 der Einfluss der Steifigkeit des den Fugenbereichen zugewiesenen Materials untersucht. In Konfiguration D wird davon ausgegangen, dass im Bereich der Fugen der anstehende Boden bei der Herstellung der Schlitzwand verblieben ist. Den Schlitzwandlamellen selbst wird in allen Konfigurationen linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen.

Tab. 6.1: Übersicht der angesetzten Materialparameter für die Schlitzwandfugen

Konfiguration	Stoffmodell	E [10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	φ [°]	Zugfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]
A	keine Diskretisierung der Fugen				
B	linear-elastisch	33	-	-	-
C1	Mohr-Coulomb	3,3	500	35	0,001
C2	Mohr-Coulomb	0,33	500	35	0,001
C3	Mohr-Coulomb	0,33	500	9	0,001
D	HS-small	Werte des Frankfurter Tons, siehe Anhang D			

Bei der Untersuchung der Variante V1-I werden das zur Abbildung der Schlitzwandfugen angesetzte Material sowie die entsprechenden Materialparameter variiert, während die geometrischen Randbedingungen der Verbauwände und die für die Schlitzwandlamellen angesetzten Materialkennwerte unverändert bleiben. Abb. 6.5 und Abb. 6.6 beinhalten die Auswertung der Ergebnisse der numerischen Berechnungen der Variante V1-I. In Abb. 6.5 a) werden die Horizontalverformungen der Verbauwand in einer Tiefe von 21 m unter der Geländeoberfläche entlang der Seitenwand dargestellt. Ergänzend werden in Abb. 6.5 b) und c) jeweils die Horizontalverformungen in einem vertikalen Schnitt durch die Verbauwand in Seitenwandmitte und an der Baugrubenecke abgebildet. Die in diesen beiden Schnitten wirkenden Biegemomente  $M_{22}$  sind in Abb. 6.5 d) und e) enthalten.

Die Untersuchungen der Variante V1-I zeigen, dass sich bei den Konfigurationen A und B in Seitenwandmitte mit 5,6 cm der gleiche Maximalbetrag der horizontalen Verbauwandverformung  $u_{h,max}$  ergibt, vergleiche Abb. 6.5 a) bzw. b). Infolge der Berücksichtigung der Schlitzwandfugen sowie der Reduzierung des Elastizitätsmoduls des „Fugenmaterials“ um den Faktor 0,1 bei Konfiguration C1 nimmt  $u_{h,max}$  um lediglich 1 % zu. Die weitere Reduzierung des Elastizitätsmoduls bei den Konfigurationen C2 und C3 führt in Seitenwandmitte lediglich zu einer Zunahme der Verformungen um 2,2 bzw. 3,1 %. Die Reduzierung des Reibungswinkels bei der Konfiguration C3 hat im Vergleich zu den Verbauwandverformungen der Konfiguration C2 damit keinen maßgeblichen Einfluss. Die Darstellung der horizontalen Verformungen der Verbauwand in Abb. 6.5 c) zeigt, dass sich an der Baugrubenecke für Konfiguration A (durchgehende Wand) Verformungen von 0,1 cm ergeben. Mit Reduzierung der Steifigkeit der Fugen bei Konfiguration C3 nehmen die horizontalen Verformungen auf 0,3 cm zu.

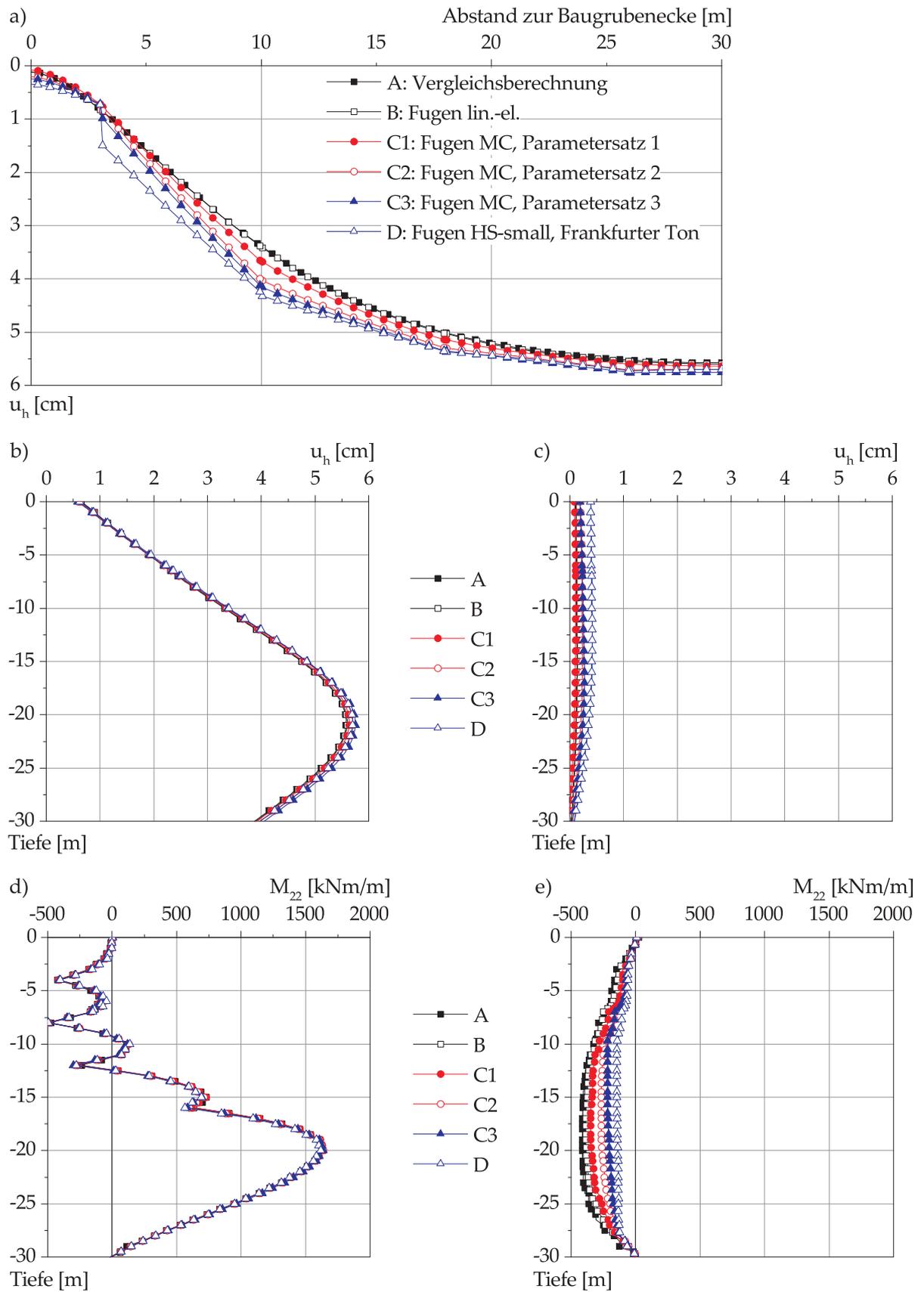


Abb. 6.5: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante V1-I.

Ferner veranschaulicht Abb. 6.5 a), dass infolge der Reduzierung der Steifigkeit der Fugen die horizontalen Verformungen der Verbauwand mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke schneller zunehmen, wobei sich – wie bereits festgestellt – in Seitenwandmitte letztlich ein vernachlässigbarer Unterschied einstellt. Bei Konfiguration D ergibt sich an der an die Baugrubenecke angrenzenden Fuge eine sprunghafte Verformungen von knapp 1 cm. Daraus resultierend verformt sich die Baugrubenecke ebenfalls stärker und es stellt sich eine Verschiebung von 0,4 cm ein. In Seitenwandmitte liegen die Horizontalverformungen hingegen lediglich um 2,2 % über den Verformungen der Konfiguration A. Die durchgeführten Berechnungen der Variante V1-I ergeben ferner, dass die Fugensteifigkeit keinen maßgeblichen Einfluss auf die Verteilung und die Maximalbeträge der wirkenden Biegemomente  $M_{22}$  in Seitenwandmitte hat. Demgegenüber nimmt die Biegemomentenbeanspruchung an der Baugrubenecke mit Verringerung der Steifigkeit der Fugen um 47 % bei Konfiguration C3 bzw. um 65 % bei Konfiguration D ab.

In Abb. 6.6 a) wird die in diskreten vertikalen Schnitten ermittelte Erddrucklast  $E_{1v}$ , die dem über die gesamte Wandhöhe integrierten Erddruck entspricht, entlang der Verbauwand dargestellt. Im Bereich der vergleichsweise unverschieblichen Baugrubenecke ergibt sich im Vergleich zum Ausgangsspannungszustand ( $E_0$ ) über eine Länge von ca. 4 m eine ausgeprägte Spannungszunahme. Der Bereich in dem der Erddruck größer ist als der mit einer ebenen numerischen Untersuchung ermittelte Erddruck ( $E_{2D}$ ) erstreckt sich über eine Länge von ca. 6 m. Es zeigt sich, dass mit abnehmender Steifigkeit der Fugen die Maximalbeträge des einwirkenden Erddrucks unmittelbar an der Baugrubenecke tendenziell abnehmen, aber deutlich über dem Erdruchdruck liegen. Darüber hinaus zeigt sich, dass der mit den räumlichen Berechnungsmodellen ermittelte Erddruck im weiteren Verlauf entlang der Verbauwand deutlich unter dem mit einem ebenen Modell ermittelten Erddruck  $E_{2D}$  liegt, wobei der Ansatz einer geringeren Steifigkeit der Fugen zu tendenziell etwas größeren Erddrücken führt. Mit ca. 2200 kN/m (A) bzw. 2400 kN/m (D) beträgt die Resultierende des Erddrucks in Seitenwandmitte im Fall des räumlichen Berechnungsmodells lediglich 72 % bzw. 79 % des ebenen Werts  $E_{2D}$ .

Die Setzungen  $u_{v,GOF}$  der an die Baugrube angrenzenden Geländeoberfläche werden für die untersuchten Konfigurationen in Abb. 6.6 b) über den Abstand zur Baugrubenecke dargestellt. Dabei wird jeweils ein zur Verbauwand paralleler Schnitt betrachtet, dessen Abstand zur Verbauwand durch den Ort der maximalen Vertikalverschiebung  $u_{v,GOF}^{max}$  definiert wird. Es zeigt sich, dass die Beeinflussung der Setzungen durch den Ansatz der Steifigkeiten der Fugen etwas ausgeprägter ist als bei den Horizontalverschiebungen der Verbauwände. Während die Konfigurationen A und B mit 3,6 cm zu

gleichen Beträgen der maximalen Setzung in Seitenwandmitte führen, nimmt beispielsweise die Vertikalverformung bei C3 um 6 % auf 3,8 cm zu. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen von 1/882 (A) auf 1/846 (C3) um lediglich 4,3 % zu.

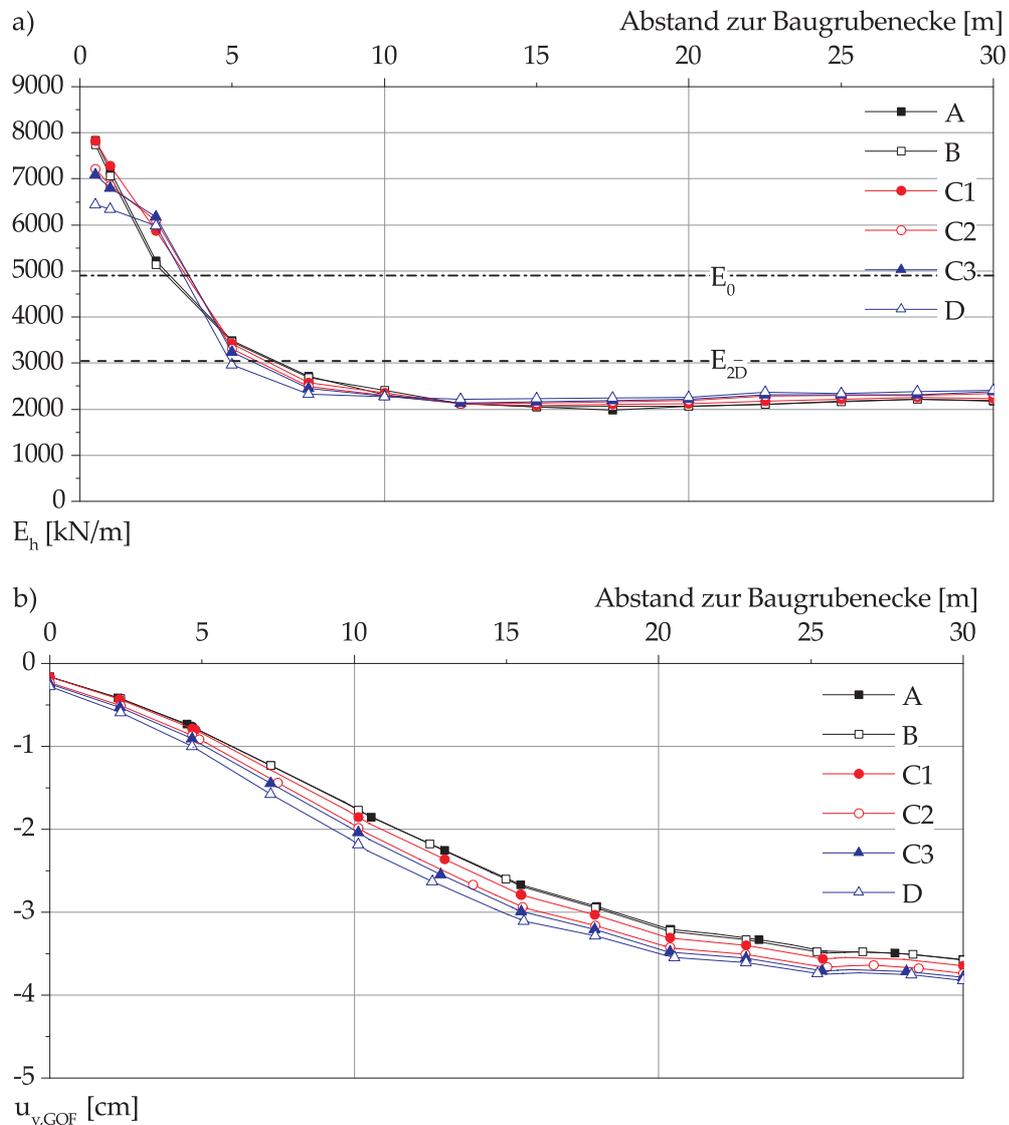


Abb. 6.6: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante V1-I.

Zur Berücksichtigung des gerissenen Zustands der Schlitzwand wurde bei den Untersuchungen der Variante V1-II der Elastizitätsmodul des Betons in Analogie zum Vorgehen in DONG (2014) um 50 % reduziert. Dies hat für die Konfiguration A eine Zunahme der maximalen horizontalen Verformung der Verbauwand um 0,7 cm im Vergleich zu V1-I (A) zur Folge. Bei den untersuchten Konfigurationen mit Schlitzwand-

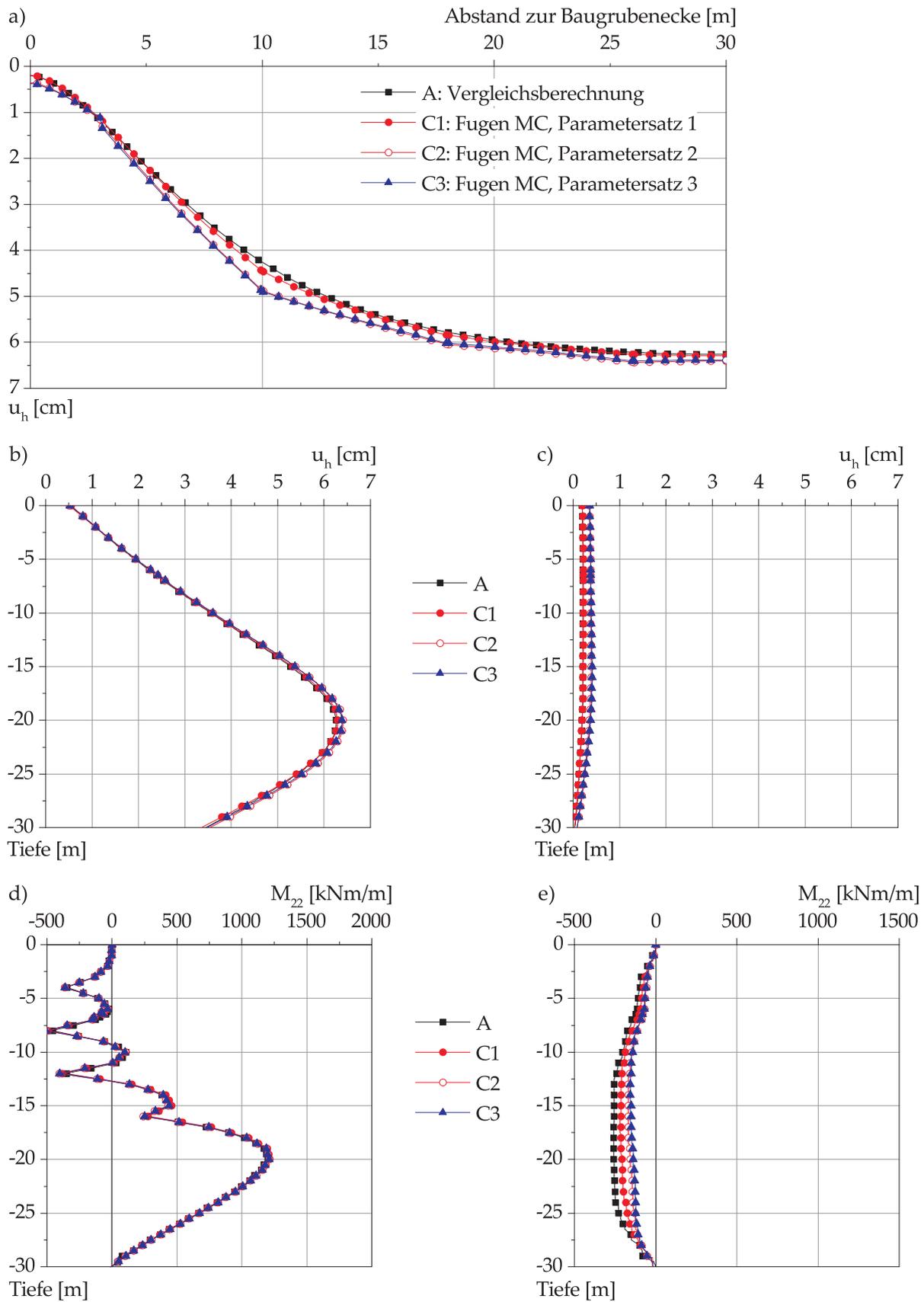


Abb. 6.7: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante V1-II.

fugen nehmen die Horizontalverformungen der Verbauwand in Seitenwandmitte um lediglich 0,5 % (C1) bzw. 2,4 % (C2 und C3) zu (Abb. 6.7). An der Baugrubenecke betragen die Horizontalverformungen der Wand bei der Konfiguration A (durchgehende Wand) 0,2 cm, während sich für C3 0,4 cm ergeben. Wie bei Variante V1-I ergibt sich bei Variante V1-II keine maßgebliche Beeinflussung der Verteilung der Biegemomente in Seitenwandmitte (Abb. 6.7 d). Im Bereich der Baugrubenecke hingegen nimmt die Beanspruchung mit Verringerung der Steifigkeit der Fugen tendenziell ab.

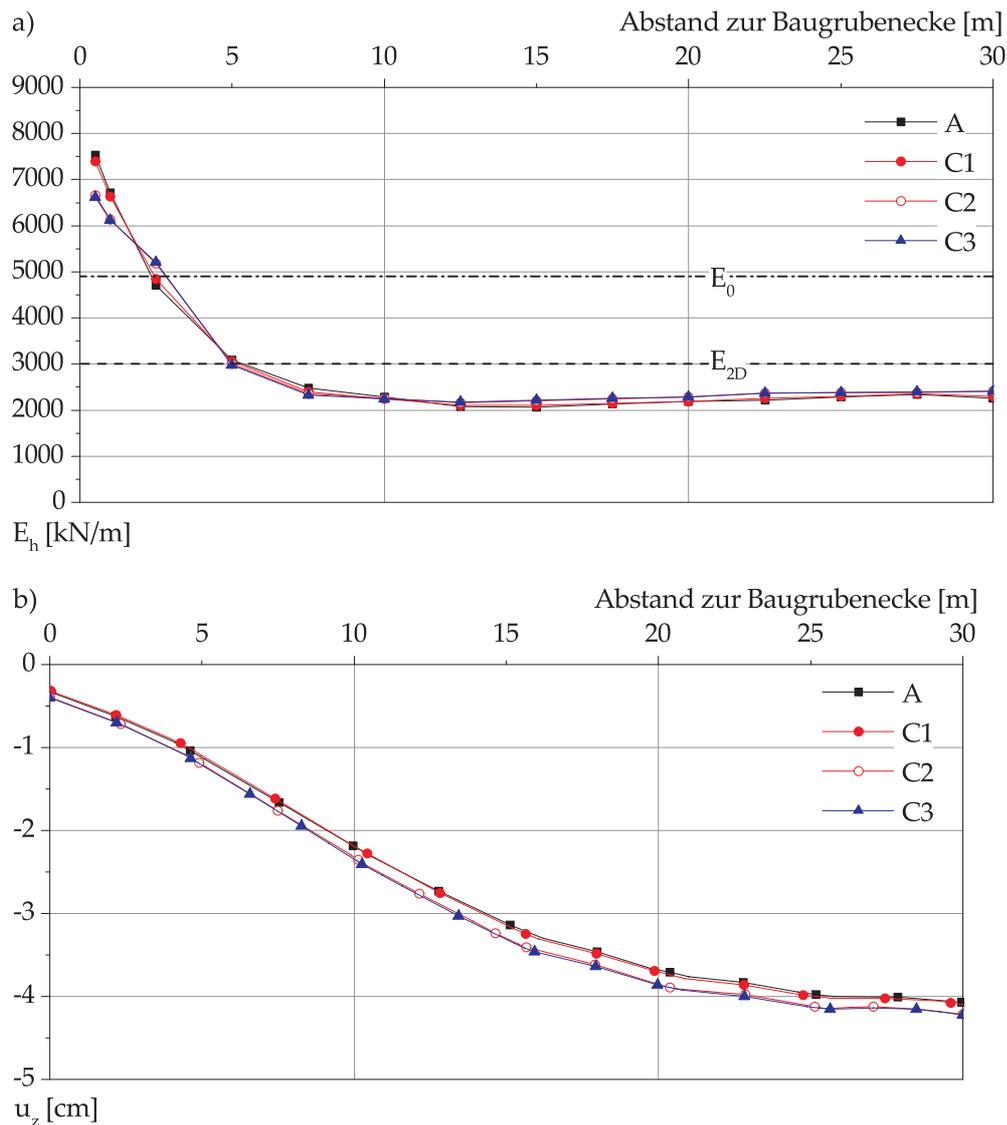


Abb. 6.8: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante V1-II.

Für Variante V1-II veranschaulicht Abb. 6.8 a), dass der Betrag des einwirkenden Erddrucks entlang der Verbauwand bei C2 und C3 infolge der Abminderung der

Steifigkeit der Fugen um 5 % größer ist als bei Konfiguration A. Im Bereich der Baugrubenecke nimmt der Betrag der Spannungskonzentration bei den Konfigurationen C2 und C3 hingegen geringfügig ab. Auch die Setzungen der Geländeoberfläche fallen infolge der geringeren Steifigkeit des Betons der Schlitzwand etwas größer aus. Im Vergleich zur Konfiguration A mit einer Setzung von maximal 4,1 cm in Seitenwandmitte ergibt sich infolge der Berücksichtigung der Schlitzwandfugen für C3 eine Zunahme um 3,8 % auf 4,2 cm. An der Baugrubenecke nehmen die Setzungen von 0,3 cm (A) auf 0,4 cm (C3) zu. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen von  $1/803$  (A) auf  $1/784$  (C3) um lediglich 2,4 % zu.

Abweichend von Variante V1-I wird bei Variante V1-III die betrachtete Schlitzlänge  $l_s$  zur Betrachtung von Einzelstich-Lamellen von 8 m auf 3,2 m verringert, wodurch sich die Anzahl der Schlitzwandfugen entlang der 60 m langen Verbauwand deutlich erhöht. Wie Abb. 6.9 a) veranschaulicht nimmt die maximale Horizontalverformung in Seitenwandmitte dadurch von 5,7 cm bei Konfiguration A infolge der Abbildung der Schlitzwandfugen auf 5,9 cm (C1) bzw. 6,0 cm (C2 & C3) zu. An der Baugrubenecke nimmt die maximale Horizontalverformung von 0,1 cm bei Konfiguration A auf maximal 0,3 cm (C3) zu. Während die Biegemomentenbeanspruchung in Seitenwandmitte durch den Ansatz der Steifigkeit des Fugenmaterials letztlich nicht beeinflusst wird (Abb. 6.9 d), nimmt diese – wie Abb. 6.9 e) zeigt – in der Baugrubenecke sehr deutlich ab. Wie bei den Varianten V1-I und V1-II nimmt die Größe der Resultierenden des einwirkenden Erddrucks im Bereich der Baugrubenecke bei Ansatz einer geringeren Steifigkeit der Fugen bei Variante V1-III ab, während in Seitenwandmitte geringfügig größere Einwirkungen die Folge sind. Ferner veranschaulicht Abb. 6.10 a), dass sich der Bereich, in dem der einwirkende Erddruck dem Betrage nach kleiner ist als der mit einem ebenen Modell ermittelte Erddruck, tendenziell geringfügig vergrößert. Bei Variante V1-III fällt die Zunahme der Setzungen bei Verringerung der Steifigkeit der Fugen im Vergleich zu den bislang betrachteten Varianten am deutlichsten aus. Für Konfiguration A beträgt die maximale Vertikalverformung 3,7 cm, während bei Konfiguration C3 eine Zunahme von 8 % auf 4,0 cm zu verzeichnen ist, vergleiche Abb. 6.10 b). Auch die Setzungen im Bereich der Baugrubenecke nehmen von 0,2 cm (A) auf 0,4 cm (C3) zu. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen von  $1/856$  (A) auf  $1/827$  (C3) um lediglich 3,6 % zu.

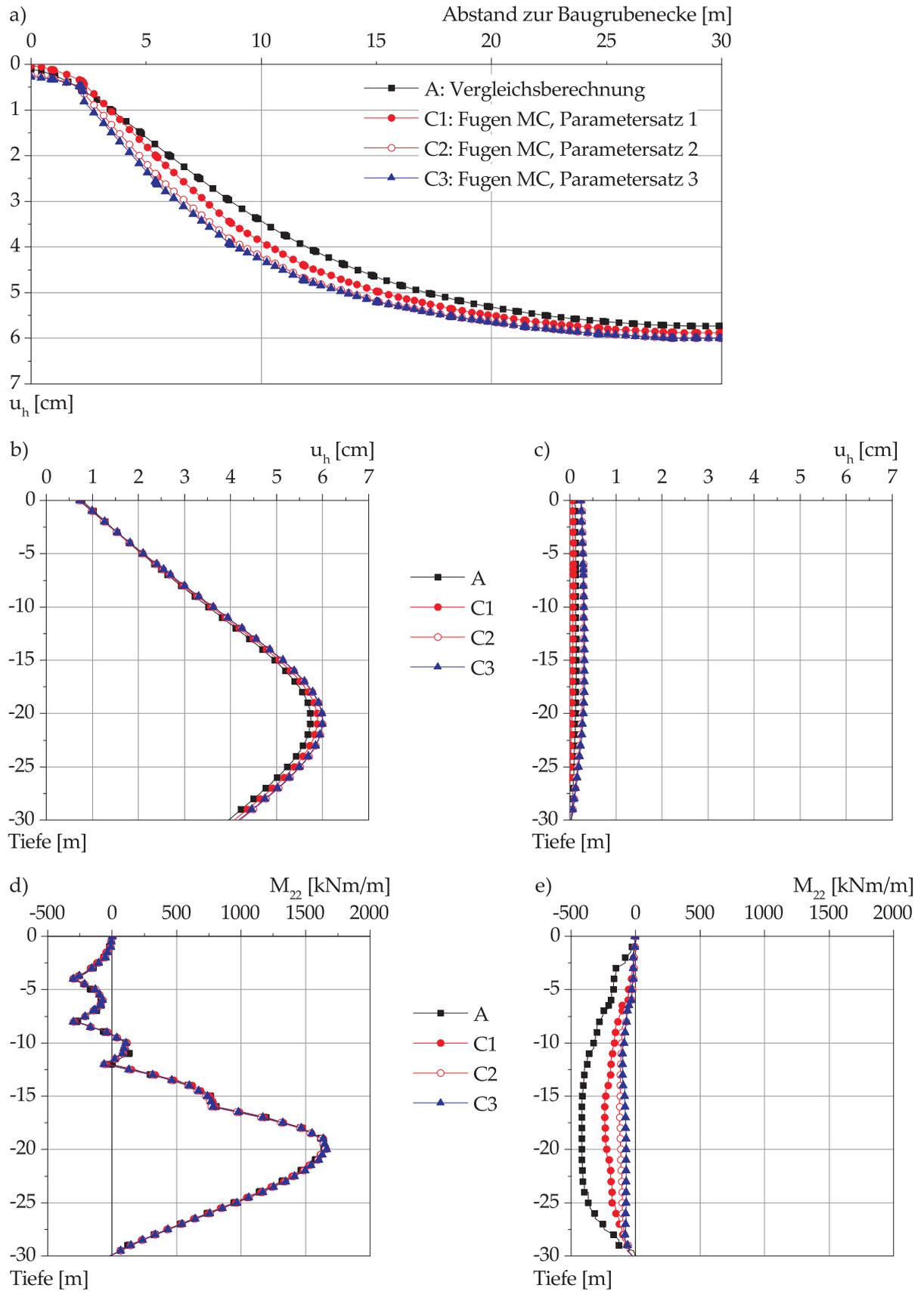


Abb. 6.9: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante V1-III.

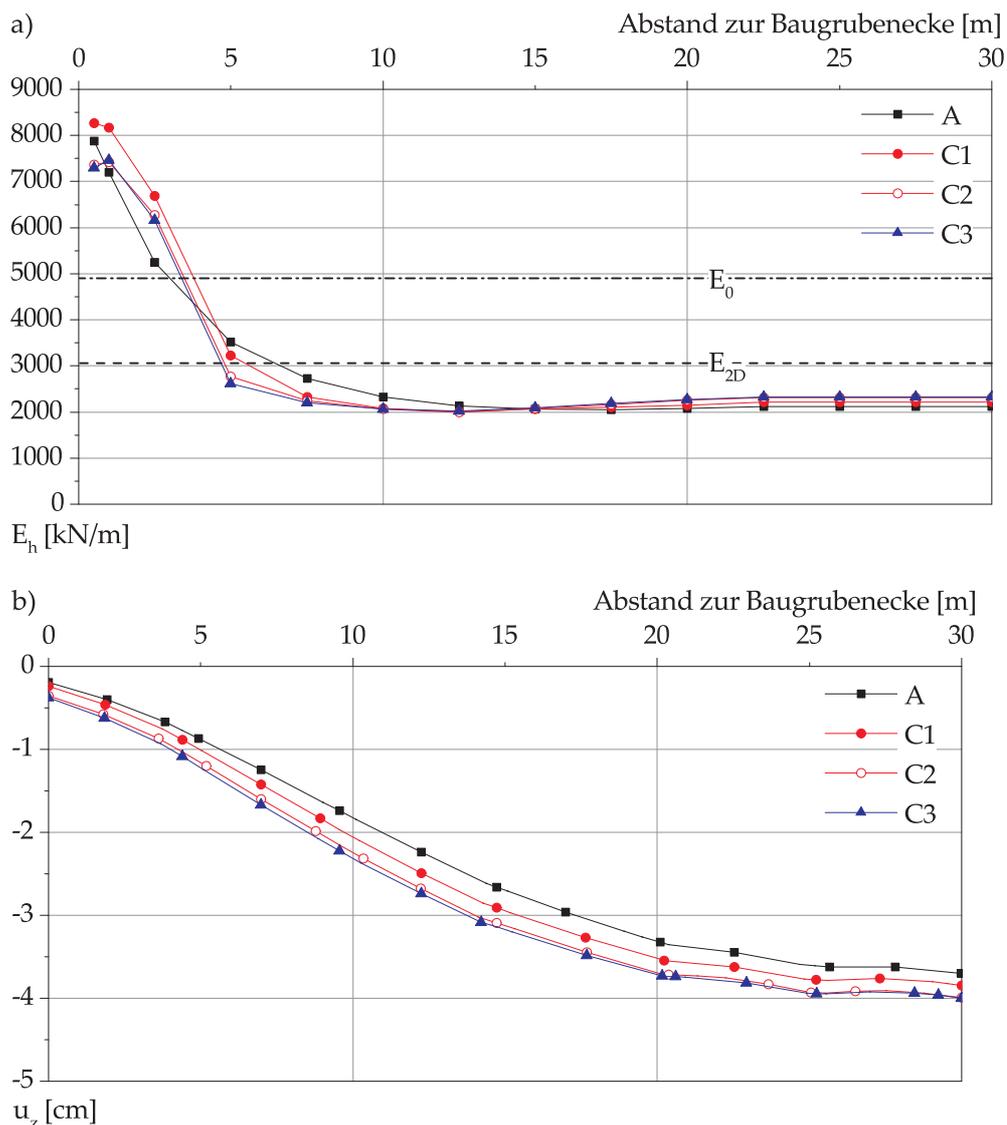


Abb. 6.10: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante V1-III.

Bei Variante V1-IV werden im Vergleich zu Variante V1-I die Abmessungen der Baugrube auf 30 x 50 m verändert, wobei die Auswertung der Berechnungsergebnisse für die längere der beiden Seitenwände erfolgt. Für Konfiguration A der Variante V1-IV ergeben sich infolge der vergrößerten Seitenwandlänge mit 6,7 cm größere Horizontalverformungen in Seitenwandmitte als bei Variante V1-I. Infolge der Verringerung der Steifigkeit der Fugen bei Konfiguration C3 nimmt die maximale Horizontalverformung lediglich um 2,5 % auf 6,8 cm zu, vergleiche Abb. 6.11 a). Im Bereich der Baugrubenecke nimmt  $u_h^{\max}$  von 0,1 cm (A) auf 0,3 cm (C3) zu. Ferner zeigt sich erneut, dass eine Beeinflussung der Biegemomentebeanspruchung in Seitenwandmitte nicht gegeben ist, während  $M_{22}$  an der Baugrubenecke infolge der Abminderung der

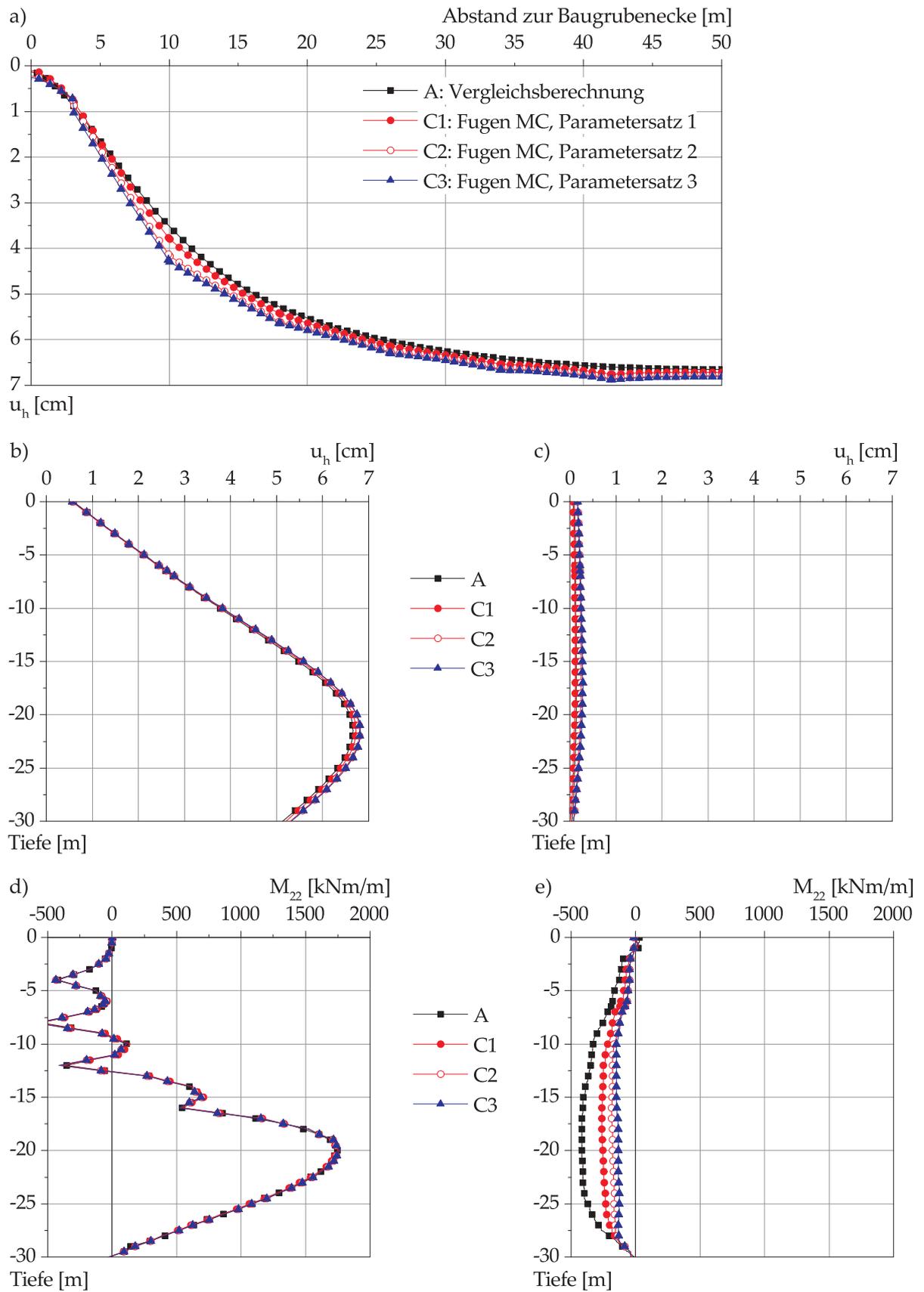


Abb. 6.11: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante V1-IV.

Steifigkeit der Fugen abnimmt. Der Bereich mit über den Erdruchdruck hinausgehenden Spannungskonzentrationen beschränkt sich bei Variante V1-IV auf eine Länge von lediglich ca. 3 m (Abb. 6.12 a). Daran anschließend nimmt die Resultierende des Erddrucks deutlich ab und liegt unabhängig von der betrachteten Konfiguration unter dem sich aus einer ebenen Berechnung ergebenden Wert der Resultierenden des Erddrucks. In Seitenwandmitte entspricht  $E_h$  bei Konfiguration D indes dem Wert von  $E_{2D}$ .

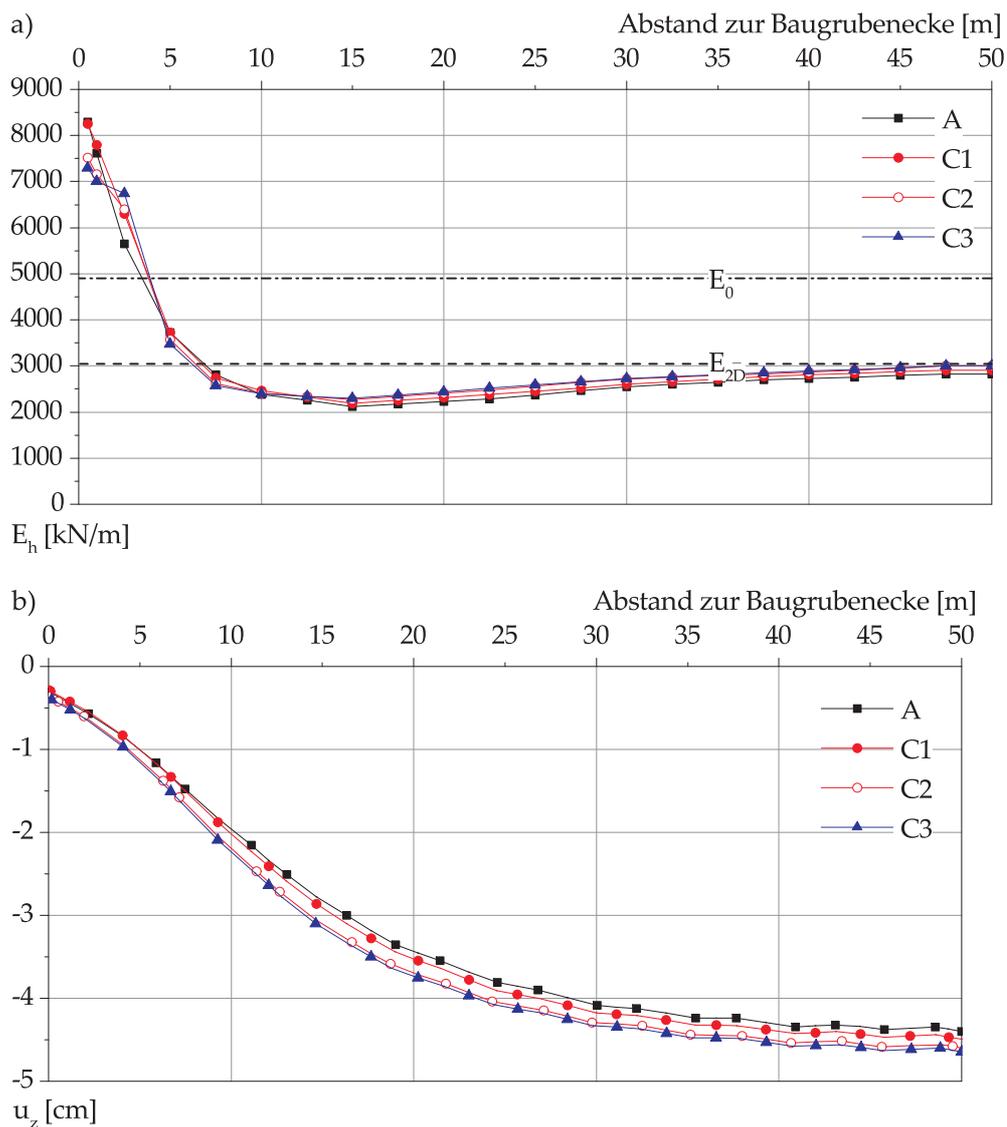


Abb. 6.12: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante V1-IV.

Die maximale Setzung der Geländeoberfläche fällt mit 4,7 cm in Seitenwandmitte bei Konfiguration C3 um 5,5 % größer aus als bei Konfiguration A mit 4,4 cm, vergleiche

Abb. 6.12 b). An der Baugrubenecke nimmt die Setzung von 0,3 cm (A) auf 0,4 cm bei Konfiguration C3 zu. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen von 1/731 (A) auf 1/703 (C3) um lediglich 4,1 % zu.

### 6.2.3 Abbildung der Schlitzwandfugen mit Interface-Elementen

Bei Variante V2-I werden die Schlitzwandfugen anhand von Interface-Elementen abgebildet, welche jeweils zwischen zwei Schlitzwandlamellen angeordnet werden. Im Zuge der Untersuchungen werden die den Interface-Elementen zugewiesenen Reibungseigenschaften durch den Ansatz unterschiedlicher Werte für  $R_{inter}$  in den Gleichungen (6.1) und (6.2) variiert.

$$c_{Interface} = R_{inter} \cdot c_{Initial} \quad [-] \quad (6.1)$$

$$\tan \varphi_{Interface} = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{Initial} \quad [-] \quad (6.2)$$

Für die Interface-Elemente werden ein Elastizitätsmodul von  $33 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup>, eine Kohäsion  $c_{Initial}$  von 1 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von  $\varphi_{Initial} = 45^\circ$  angesetzt. Die definierte Zugfestigkeit beträgt 0,001 kN/m<sup>2</sup>. Wie in Abb. 6.13 a) ersichtlich nehmen die maximalen Horizontalverformungen der Verbauwand in Seitenwandmitte mit abnehmendem Wert von  $R_{inter}$  tendenziell zu. Für die Ausgangskonfiguration mit  $R_{inter} = 1$  beträgt  $u_{h,max}$  5,47 cm, während bei Berücksichtigung der Schlitzwandfugen mit  $R_{inter} = 0,01$  eine maximale Horizontalverformung von 5,8 cm auftritt. Ferner nehmen die Horizontalverformungen entlang der Verbauwand mit abnehmendem Wert von  $R_{inter}$  schneller zu. An der Baugrubenecke ist indes keine signifikante Zunahme von  $u_h^{max}$  zu verzeichnen, vergleiche Abb. 6.13 c). Die Biegemomentenbeanspruchung der Verbauwand nimmt in Seitenwandmitte bei Verringerung von  $R_{inter}$  leicht zu (Abb. 6.13 d), wobei das Feldmoment und das Stützmoment um maximal 3,7 % bzw. 6,0 % zunehmen. An der Baugrubenecke nimmt die Biegebeanspruchung hingegen mit abnehmendem Wert von  $R_{inter}$  ab.

Die Verteilung des einwirkenden Erddrucks entlang der Verbauwand wird durch die Variation von  $R_{inter}$  nur geringfügig beeinflusst, wobei die Spannungskonzentrationen im Bereich der Baugrubenecke bei abnehmendem Wert von  $R_{inter}$  etwas geringer ausfallen (Abb. 6.14 a). Im mittleren Bereich der Seitenwand beträgt  $E_h$  ca. 73 % ( $R_{inter} = 1$ ) bzw. 80 % ( $R_{inter} = 0,01$ ) der mit einem ebenen Modell ermittelten Resultierenden des Erddrucks. Die Darstellung der Setzungen der Geländeoberfläche entlang der Verbauwand in Abb. 6.14 b) zeigt, dass diese mit abnehmendem Wert von  $R_{inter}$  sukzessive

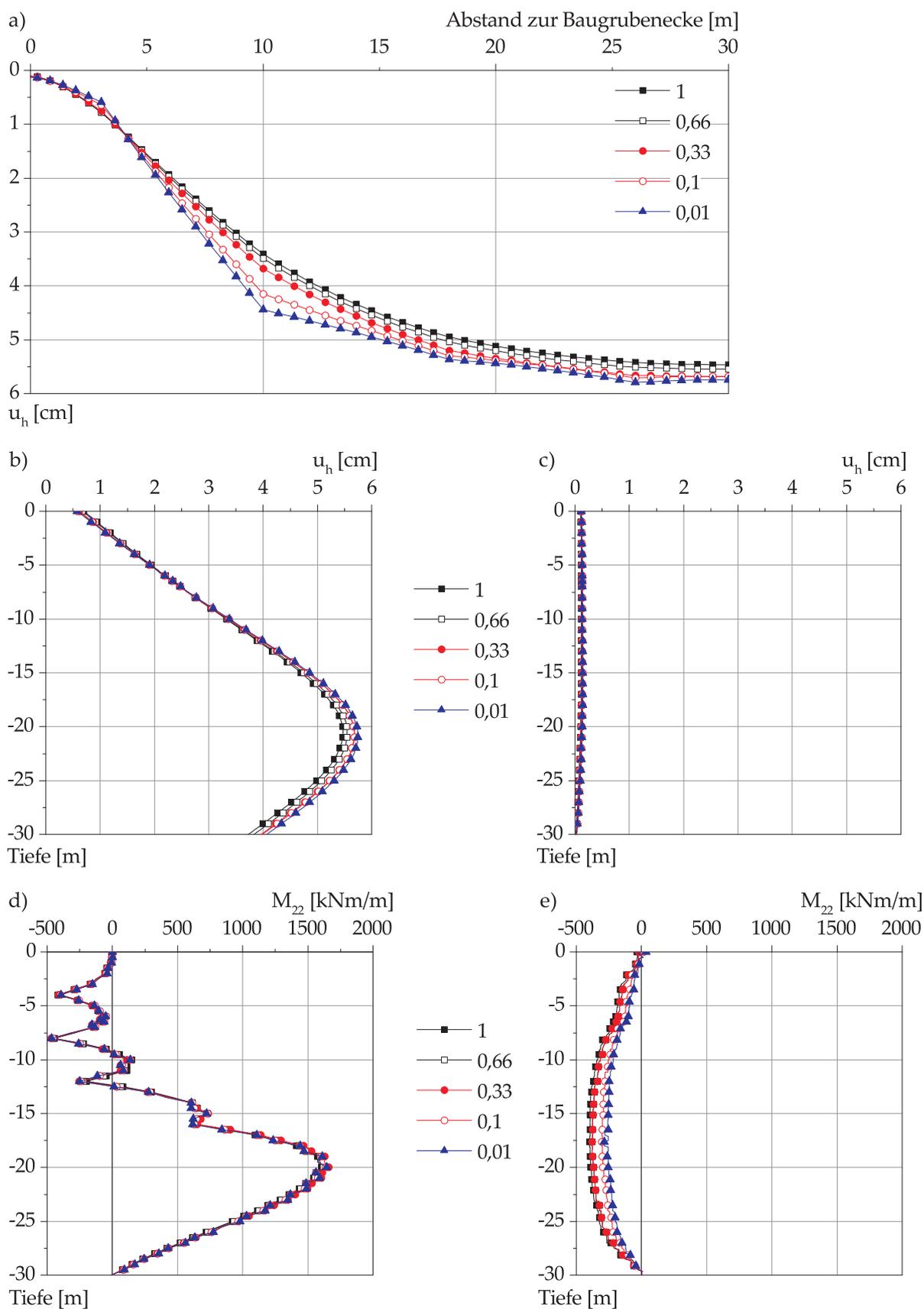


Abb. 6.13: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante V2-I.

zunehmen. Infolge  $R_{\text{inter}} = 1,0$  beträgt  $u_{v,\text{GOF,max}}$  in Seitenwandmitte 3,5 cm, während für die Konfiguration mit  $R_{\text{inter}} = 0,01$  eine maximale Setzung von 3,8 cm ermittelt wurde. Im Bereich der Baugrubenecke ist keine maßgebliche Zunahme von  $u_{v,\text{GOF}}^{\text{max}}$  festzustellen. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen von  $1/901$  ( $R_{\text{inter}} = 1$ ) auf  $1/836$  ( $R_{\text{inter}} = 0,01$ ) um 7,8 % zu.

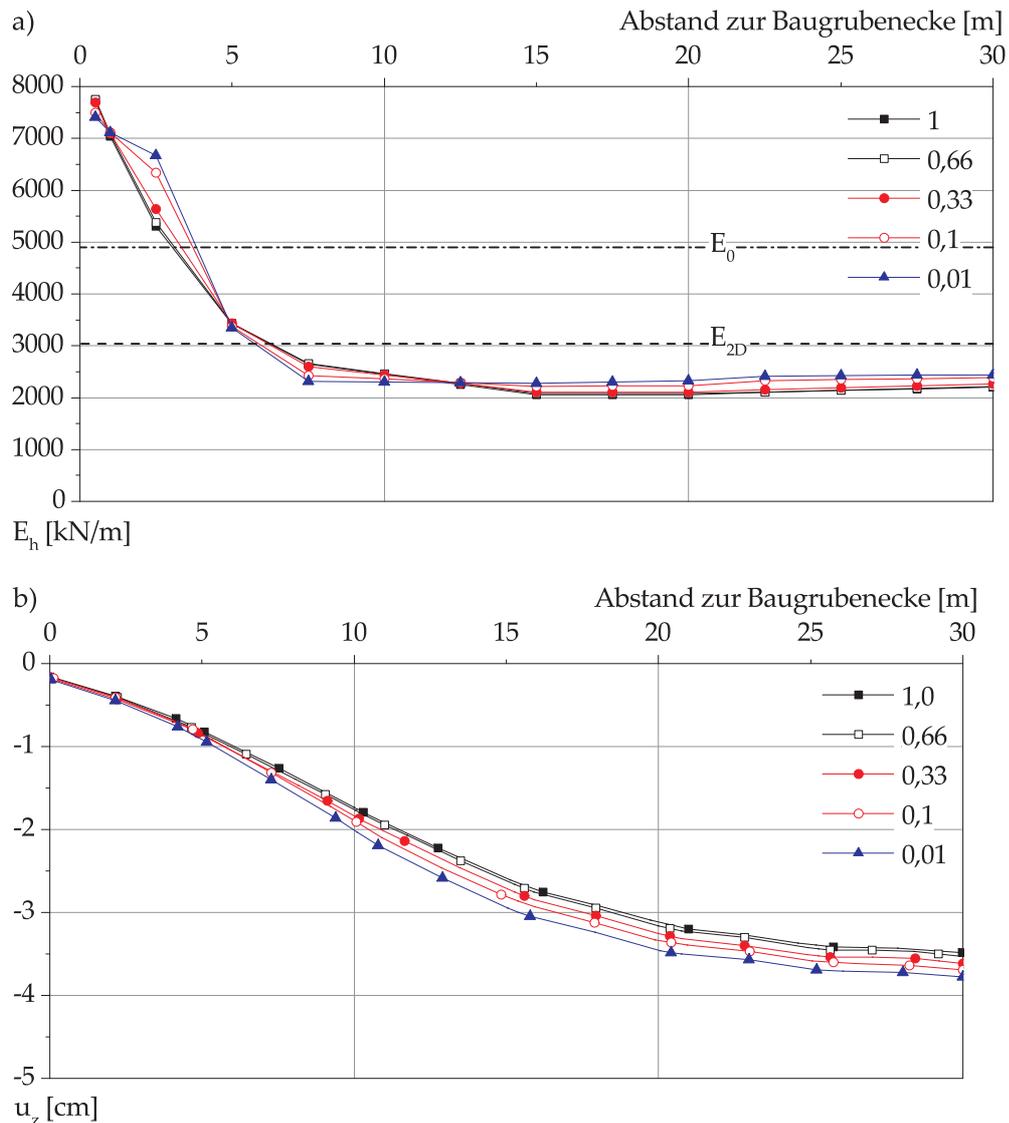


Abb. 6.14: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante V2-I.

Die Darstellung der Normalspannungen in den mit Interface-Elementen idealisierten Schlitzwandfugen in Abb. 6.15 zeigt beispielhaft für  $R_{\text{inter}} = 0,1$ , dass in dem größten Anteil der Querschnittsflächen der Fugen Druckspannungen übertragen werden.

Lediglich bei Fuge Nr. 1 und Nr. 2 in einem Abstand von 3 m bzw. 10 m zur Baugrubenecke ist der Anteil der überdrückten Fläche infolge der Verbauwandverformungen geringer.

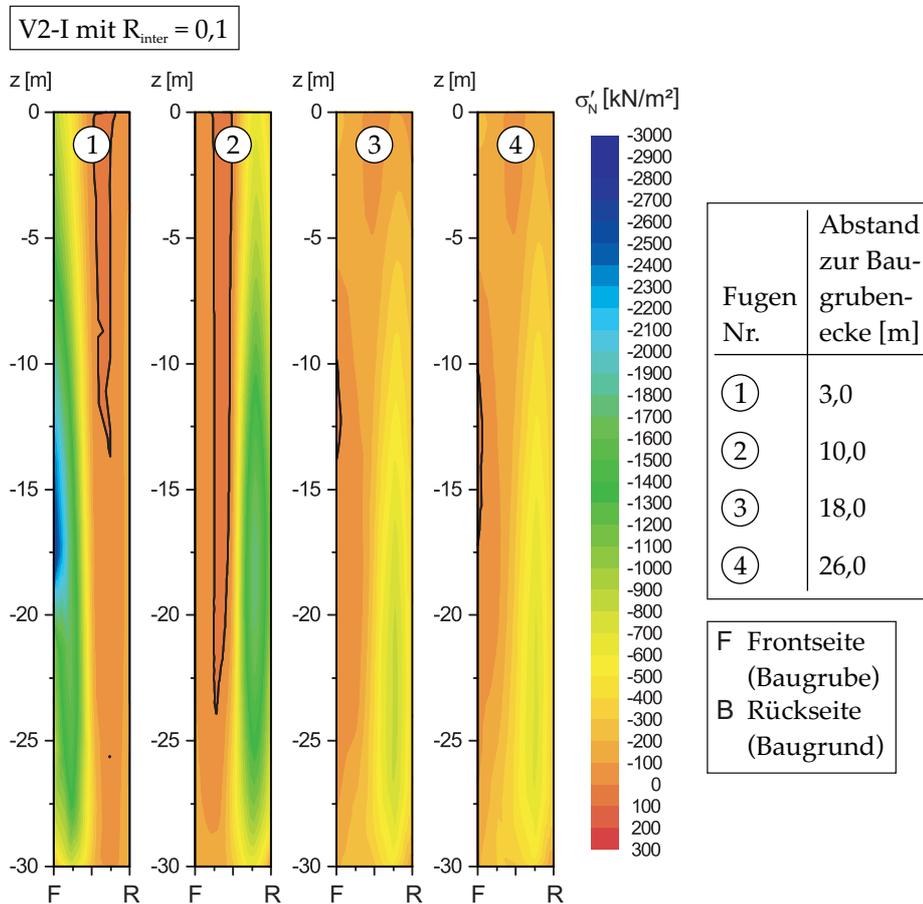


Abb. 6.15: Normalspannungsverteilung in den Schlitzwandfugen der Variante V2-I.

### 6.2.4 Abbildung der Schlitzwandfugen mit Schalenelementen

Bei den Varianten S1-I und S1-II werden die Schlitzwände und die Schlitzwandfugen durch Schalenelemente abgebildet. Den Schlitzwandfugen wird dabei eine Länge  $l_F$  von 0,1 m zugewiesen. Der für diese Schalenelemente angesetzte Elastizitätsmodul entspricht bei Konfiguration C1 10 % und bei Konfiguration C2 1 % des für die Schlitzwand angesetzten Elastizitätsmoduls von  $33 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ . Die Varianten S1-I und S1-II unterscheiden sich lediglich durch die Abbildung der Baugrubenecke im numerischen Modell. Während bei Variante S1-I die Seitenwände an der Baugrubenecke biegesteif miteinander verbunden sind, wird bei Variante S1-II ein Momentengelenk an der Baugrubenecke definiert.

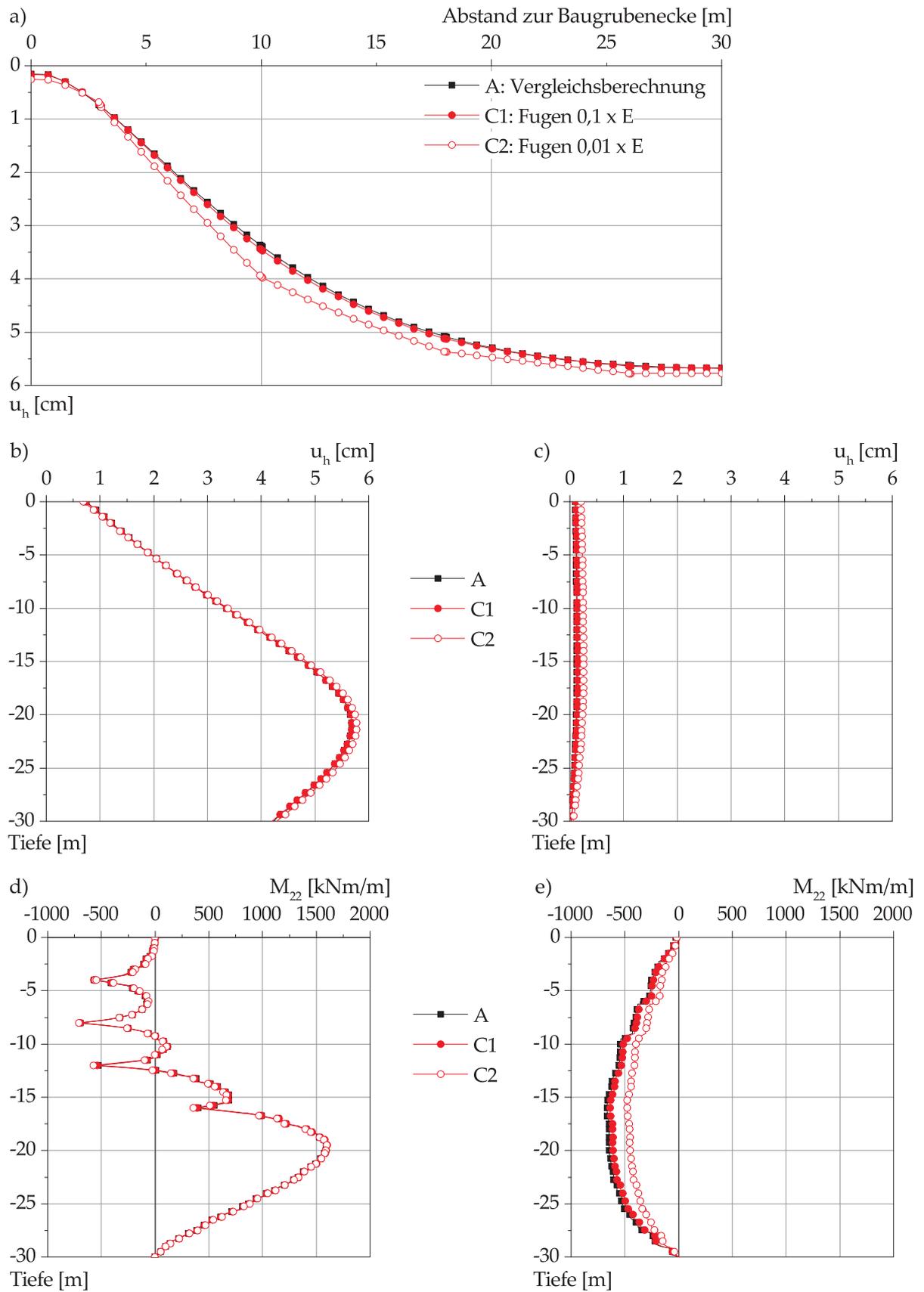


Abb. 6.16: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante S1-I.

Der qualitative Vergleich der Verteilung der Horizontalverformungen der Varianten S1-I entlang der Verbauwand in Abb. 6.16 a) mit der entsprechenden Verteilung bei Variante V1-I (hier Konfiguration A) zeigt eine zutreffende Übereinstimmung, obgleich sich unter Ansatz von Schalenelementen etwas größere Verformungen ergeben, vergleiche u.a. ZDRAVKOVIC et al. (2005). Die Horizontalverformungen in Seitenwandmitte nehmen bei Variante S1-I von 5,7 cm bei durchgehender Wand (Konfiguration A) infolge des Ansatzes der Schlitzwandfugen auf maximal 5,8 cm (C2) zu (Abb. 6.16 b). Auch in der Baugrubenecke ergibt sich eine Zunahme von 0,1 cm auf 0,3 cm bei Konfiguration C2. Während die Biegemomentenbeanspruchung in Seitenwandmitte durch die Variation der Steifigkeit der Fugen faktisch nicht beeinflusst wird (Abb. 6.16 d), nimmt die Biegemomentenbeanspruchung an der Baugrubenecke mit abnehmender Steifigkeit ab.

Die Verteilung des einwirkenden Erddrucks entlang der Verbauwand (Abb. 6.17 a) entspricht der mit den Konfigurationen V1-I, V1-II, V1-III und V2-I ermittelten Verteilung. In Seitenwandmitte beträgt  $E_h$  lediglich 72 % (A & C1) bzw. 76 % (C2) der mit einem ebenen Modell ermittelten Resultierenden des einwirkenden Erddrucks. Im Bereich der Baugrubenecke ergeben sich die bereits erläuterten Spannungskonzentrationen, die mit abnehmender Steifigkeit der Schlitzwandfugen etwas geringer ausfallen. Die entlang der betrachteten Seitenwand aufgetretenen Setzungen der Konfiguration A und C1 unterscheiden sich nur minimal, vergleiche Abb. 6.17 b). In Seitenwandmitte beträgt die maximal aufgetretene Setzung bei Konfiguration A mit durchgehender Wand 3,7 cm, während bei Konfiguration C2 infolge der Berücksichtigung der Schlitzwandfugen eine Setzung von  $u_{v,GOF}^{max} = 3,9$  cm auftritt. An der Baugrubenecke nehmen die Setzungen von 0,2 cm (A) auf 0,3 cm (C2) ebenfalls nur minimal zu. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen von 1/866 (A) auf 1/839 (C2) um 3,2 % zu.

Die Einführung eines Momenten-Gelenks im Bereich der Baugrubenecke bei Variante S1-II führt im Vergleich zu den Varianten mit Volumenelementen bzw. der Variante S1-I in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich zu einer stärkeren Zunahme der Horizontalverformungen (Abb. 6.18 a). Die Horizontalverschiebungen  $u_h^{max}$  in Seitenwandmitte unterscheiden sich hingegen nur minimal. Die gleiche Erkenntnis ergibt sich aus dem Vergleich der Biegemomentenbeanspruchung in Seitenwandmitte und an der Baugrubenecke in Abb. 6.18 d) bzw. e).

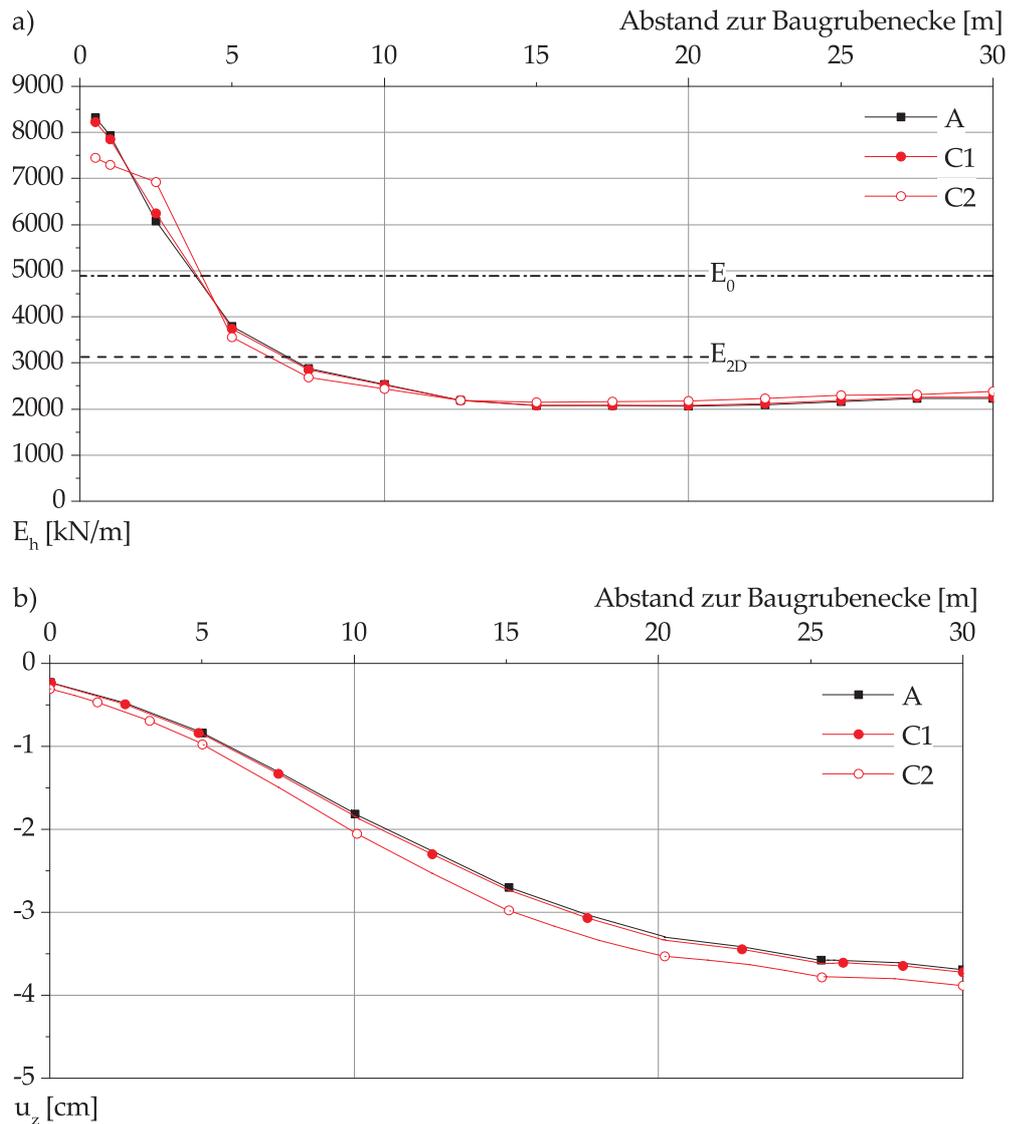


Abb. 6.17: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante S1-I.

Der Bereich an der Baugrubenecke, in dem Spannungskonzentrationen vorliegen, verkürzt sich durch den Ansatz des Momenten-Gelenks in der Baugrubenecke, insbesondere bei Konfiguration C2, siehe Abb. 6.19 a). In Seitenwandmitte beträgt der einwirkende Erddruck 80 % (A & C1) bzw. 83 % (C2) des ebenen Wertes  $E_{2D}$ . Wie im Fall der Horizontalverformungen unterscheiden sich auch die Setzungen der Geländeoberfläche entlang der Verbauwand bei den Konfigurationen A, C1 und C2 nur minimal. Bei C2 nimmt die Setzung in Verbauwandmitte im Vergleich zu A lediglich um 1,2 % zu und beträgt 4,4 cm. Im Bereich der Baugrubenecke beträgt die Setzung bei Konfiguration A 0,7 cm, während für C2 eine Verformung von 0,8 cm ermittelt wurde.

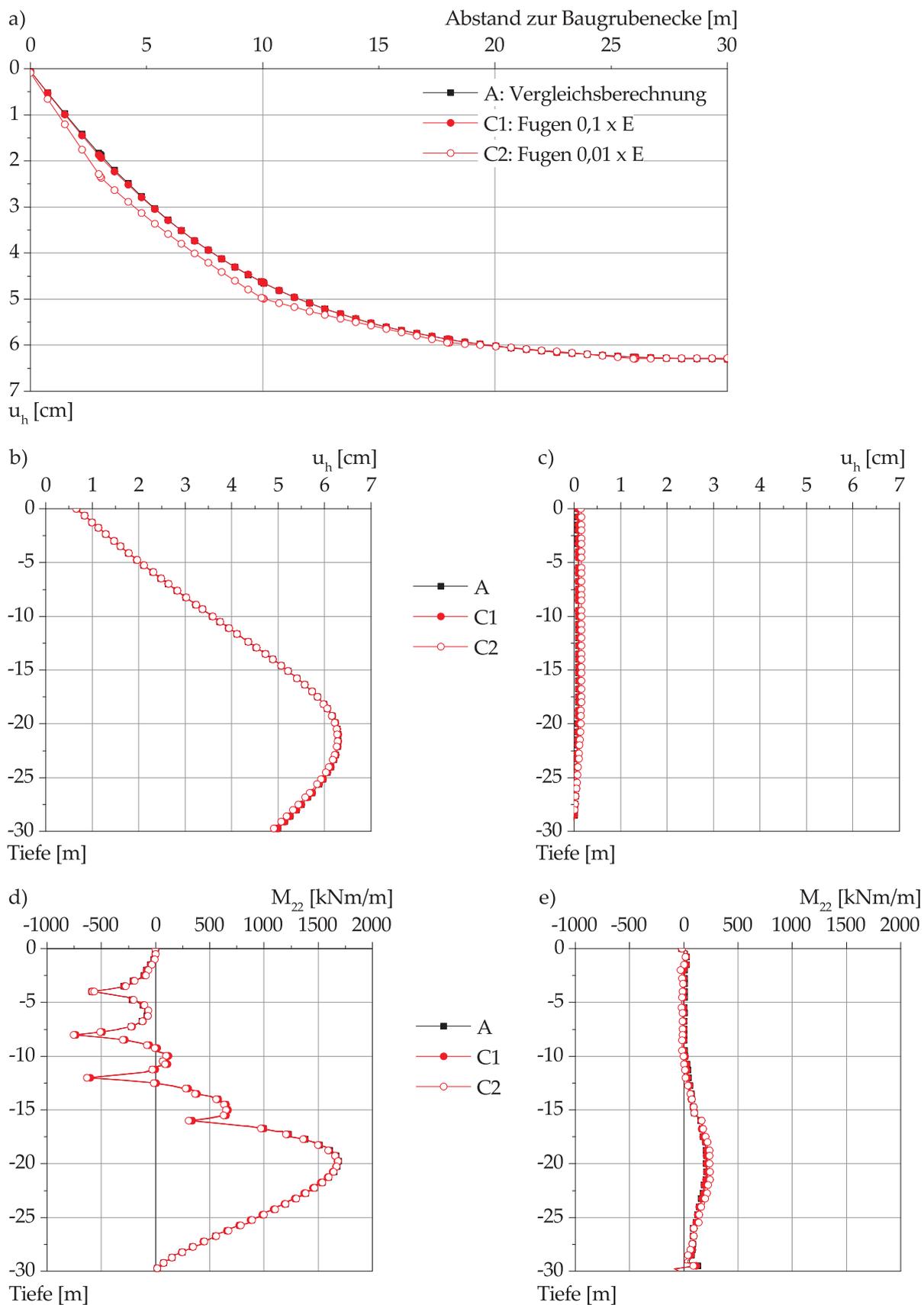


Abb. 6.18: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante S1-II.

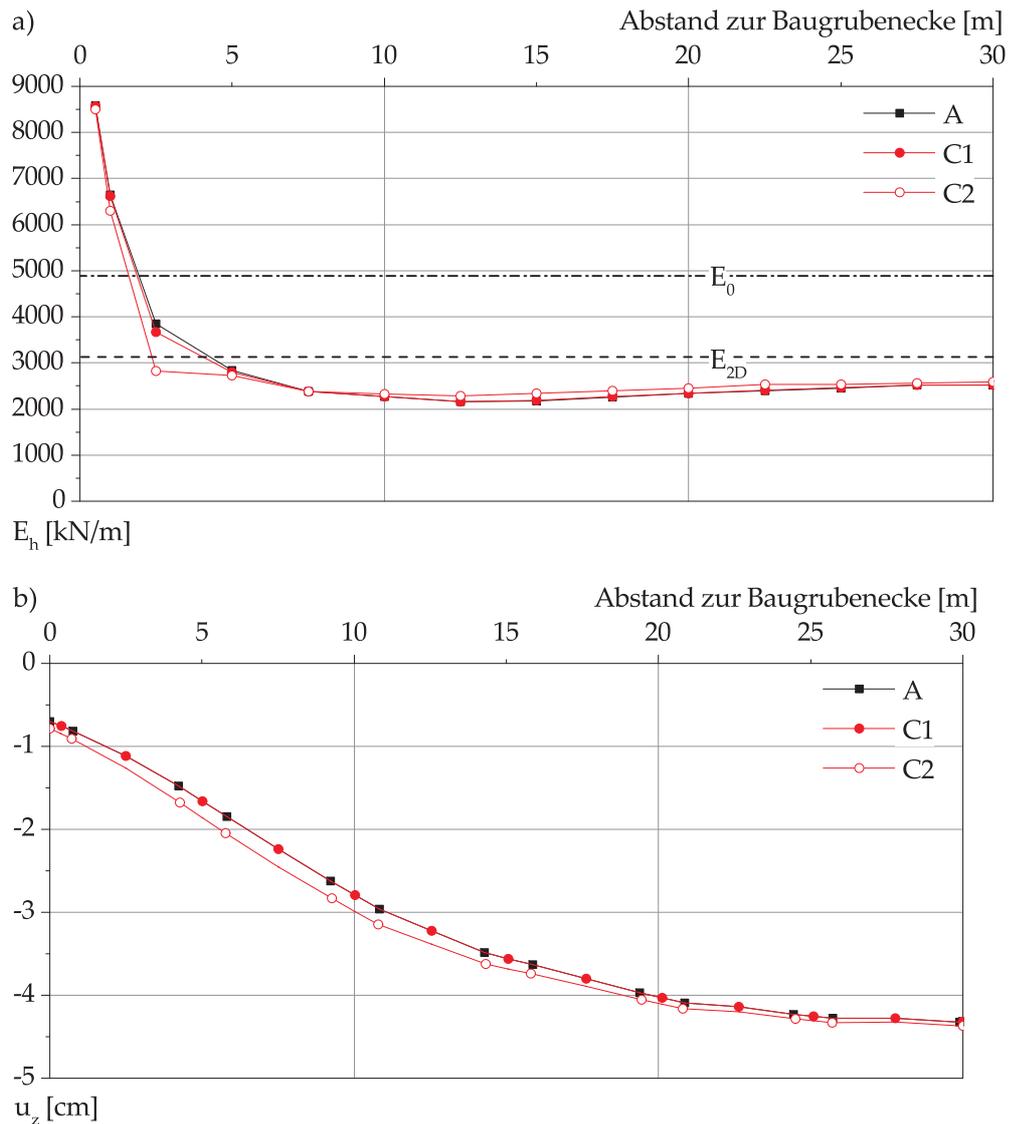


Abb. 6.19: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante S1-II.

### 6.2.5 Abbildung der Schlitzwandfugen mit Momenten-Gelenken

Bei den Varianten S2-I und S2-II werden die Schlitzwandfugen durch Momenten-Gelenke idealisiert. Die beiden Varianten unterscheiden sich durch die Abbildung der Baugrubenecke im numerischen Modell. Während bei Variante S2-I die Seitenwände an der Baugrubenecke biegesteif miteinander verbunden sind, wird bei Variante S2-II ein Momenten-Gelenk an der Baugrubenecke definiert.

Die Ergebnisse der Konfiguration S2-I werden in Abb. 6.20 und Abb. 6.21 mit den Ergebnissen der Konfiguration A der Variante S1-I verglichen. Während die Horizontalverformungen der Verbauwand an der Baugrubenecke identisch sind, nehmen die

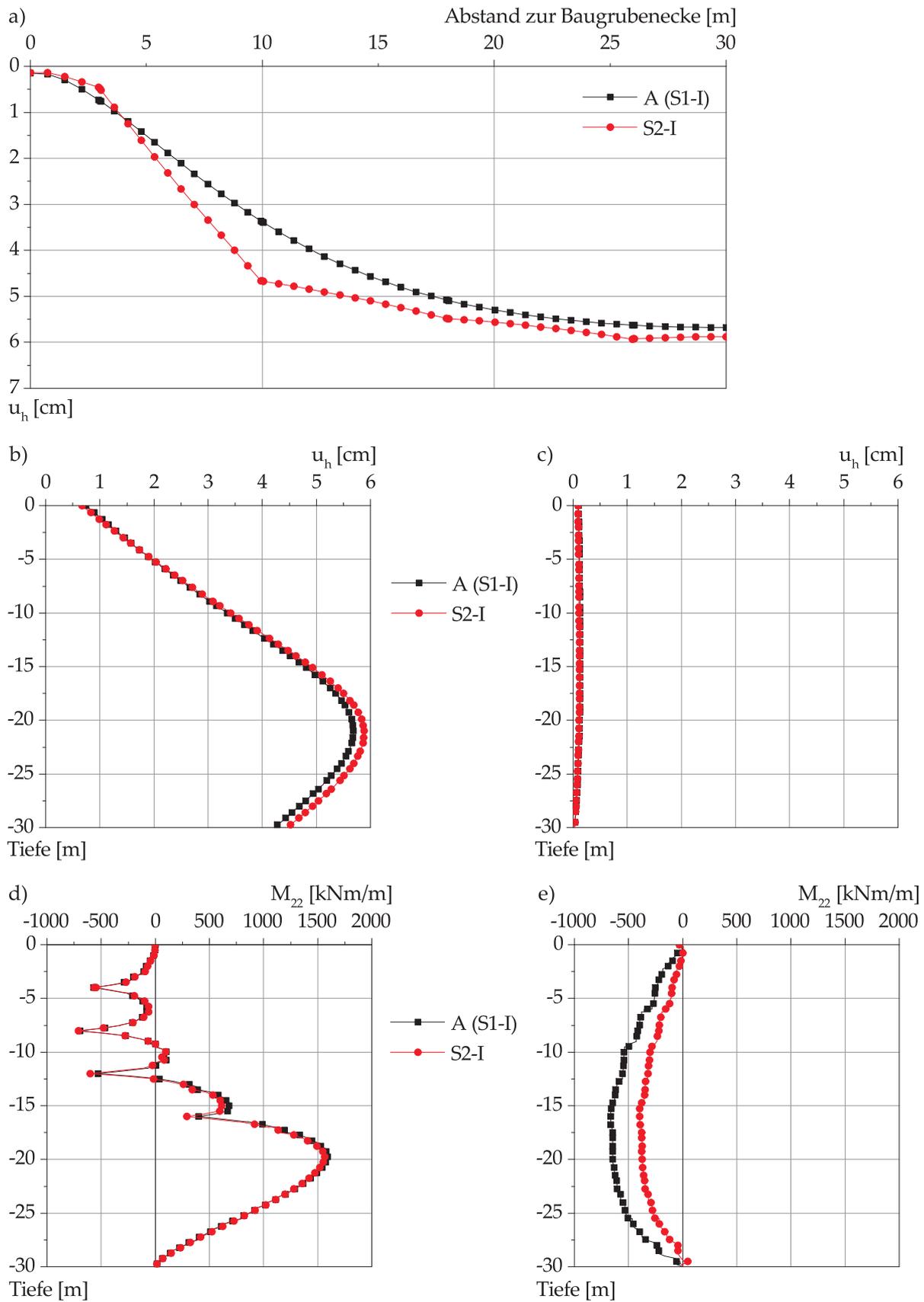


Abb. 6.20: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante S2-I.

Verschiebungen in Seitenwandmitte bei S2-I um 3,5 % auf 5,9 cm zu. Bezüglich des Verlaufs von  $u_h$  entlang der Verbauwand (Abb. 6.20 a) ergibt sich durch die Einführung der Momenten-Gelenke an den Schlitzwandfugen ein ausgeprägter Knick an der Schlitzwandfuge in einem Abstand von 10 m zur Baugrubenecke. Auch bei Variante S2-I wird die Biegemomentenbeanspruchung in Seitenwandmitte lediglich minimal durch die Berücksichtigung der Fugen beeinflusst, während an der Baugrubenecke eine deutliche Abminderung um 40 % auf maximal 396 kNm/m zu verzeichnen ist (Abb. 6.20 d) und e).

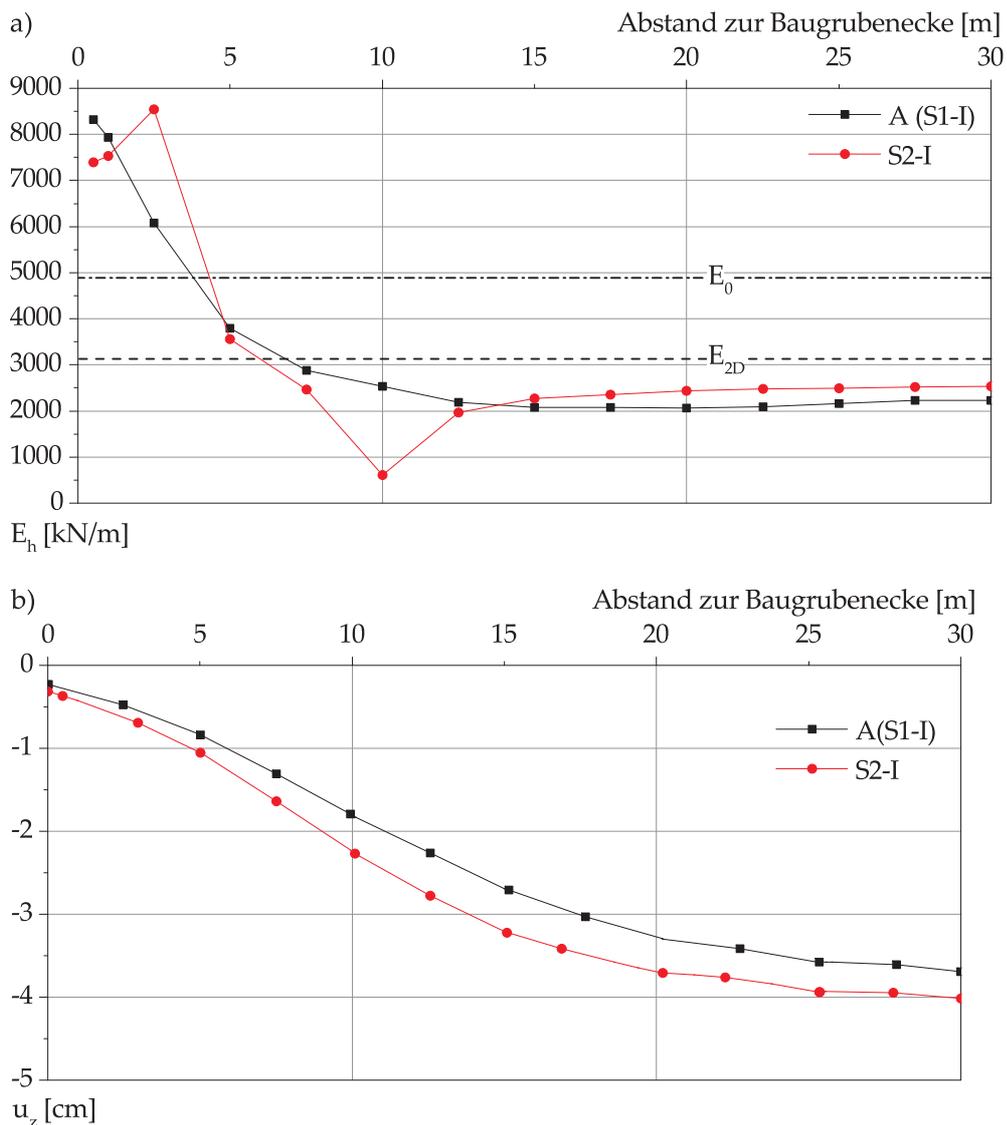


Abb. 6.21: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante S2-I.

Bezüglich der Erddruckbeanspruchung führt die Definition der Momenten-Gelenke an den Fugen und der daraus resultierende Knick in der Verbauwandverformung im Bereich der Fuge in einem Abstand von 10 m zur Baugrubenecke zu einem Spannungsgewölbe im angrenzenden Bodenkontinuum und damit zu einer unrealistischen Entlastung dieses Bereichs, vergleiche Abb. 6.21 a). Im mittleren Bereich der Verbauwand beträgt der einwirkende Erddruck bei Variante S2-II 80 % des ebenen Wertes  $E_{2D}$ . Die Darstellung der Setzungen der Geländeoberfläche in Abb. 6.21 b) zeigt, dass sich durch die Einführung der Momenten-Gelenke die maximale Setzung in Verbauwandmitte von 3,7 cm auf 4,0 cm erhöht. An der Baugrubenecke nimmt die Setzung von 0,2 cm auf 0,3 cm zu. Die unter Berücksichtigung dieser Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelte Winkelverdrehung nimmt von  $1/866$  (A) auf  $1/811$  (S2-I) um 6,8 % zu.

Bei Variante S2-II werden die Seitenwände in der Baugrubenecke zusätzlich mit Momenten-Gelenken miteinander verbunden. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse erfolgt mit den Ergebnissen der Konfiguration A der Variante S1-II. An der Baugrubenecke sind die Horizontalverformungen der betrachteten Varianten nahezu identisch. In dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich sind die Horizontalverformungen infolge der Abbildung der Schlitzwandfugen mit Momenten-Gelenken etwas größer als bei S1-II. Demgegenüber ergeben sich in Seitenwandmitte mit 6,2 cm etwas geringere Horizontalverformungen als bei S1-II (6,3 cm) (Abb. 6.22 a). Wie bei Variante S2-I führen die Momenten-Gelenke zur Ausbildung von ausgeprägten Knickpunkten an den Fugen. Abb. 6.22 d) und e) veranschaulichen, dass die Biegemomentenbeanspruchungen durch die Einführung der Momenten-Gelenke an den Schlitzwandfugen letztlich nicht maßgeblich beeinflusst werden. Im Vergleich zur Konfiguration A der Variante S1-II sind die Spannungskonzentrationen bei der Variante S2-II auf den unmittelbaren Eckbereich beschränkt (Abb. 6.23 a). Wie bereits bei S2 I wird die Verteilung der Resultierende  $E_h$  entlang der Verbauwand durch die Abbildung der Fugen mit Momenten-Gelenken - im vorliegenden Fall allerdings im Bereich der ersten Fuge - maßgeblich beeinflusst. Entlang der Verbauwand fällt die Abminderung des einwirkenden Erddrucks im Vergleich zu S1-II etwas geringer aus. Die Abbildung der Setzungen der Geländeoberfläche entlang der Verbauwand in Abb. 6.23 b) zeigt, dass in dem an die Baugrube angrenzenden Bereich die Setzungen im Vergleich zu S1-II bei S2-II etwas ausgeprägter sind. Demgegenüber sind die Setzungen in Seitenwandmitte nahezu identisch.

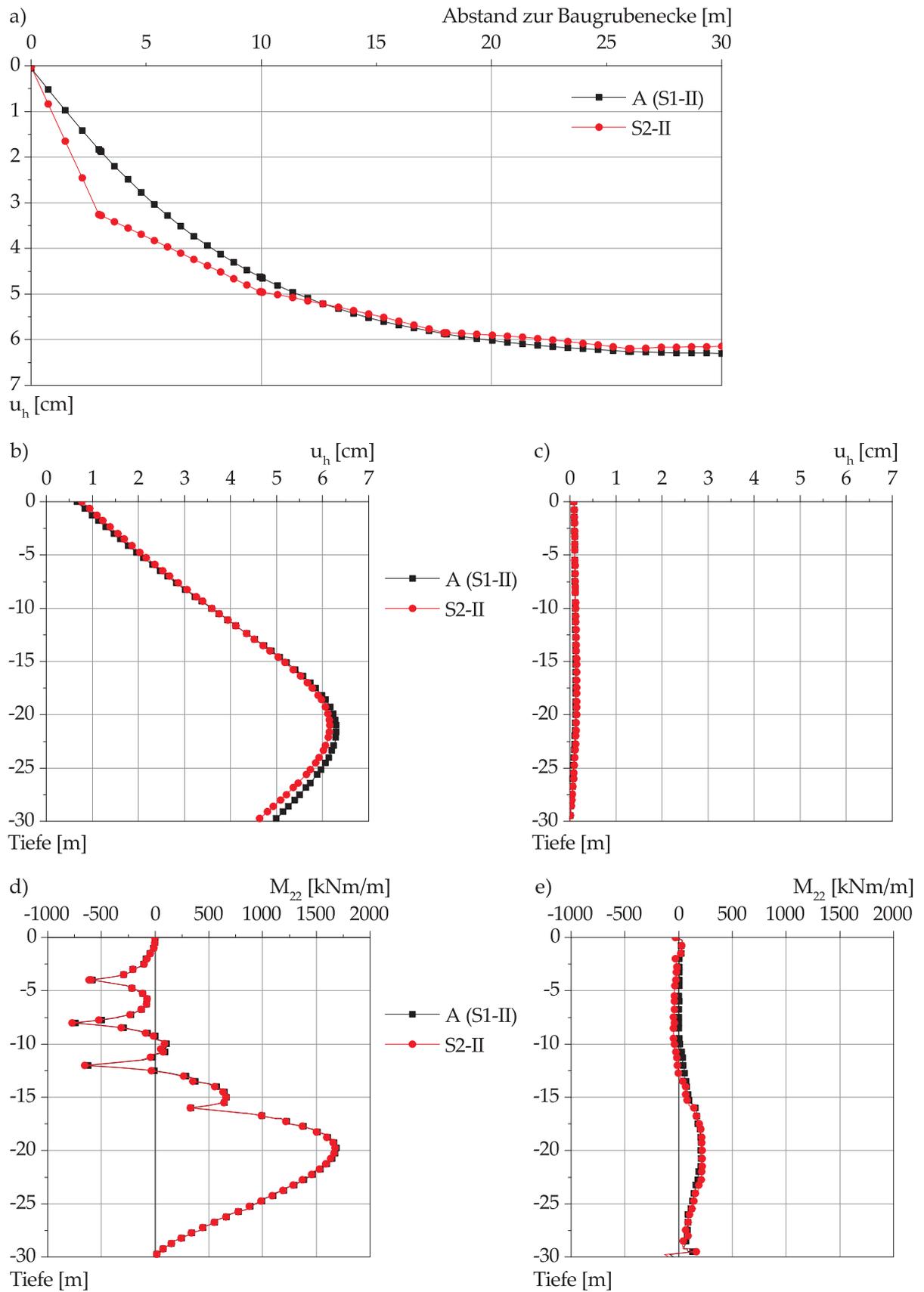


Abb. 6.22: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante S2-II.

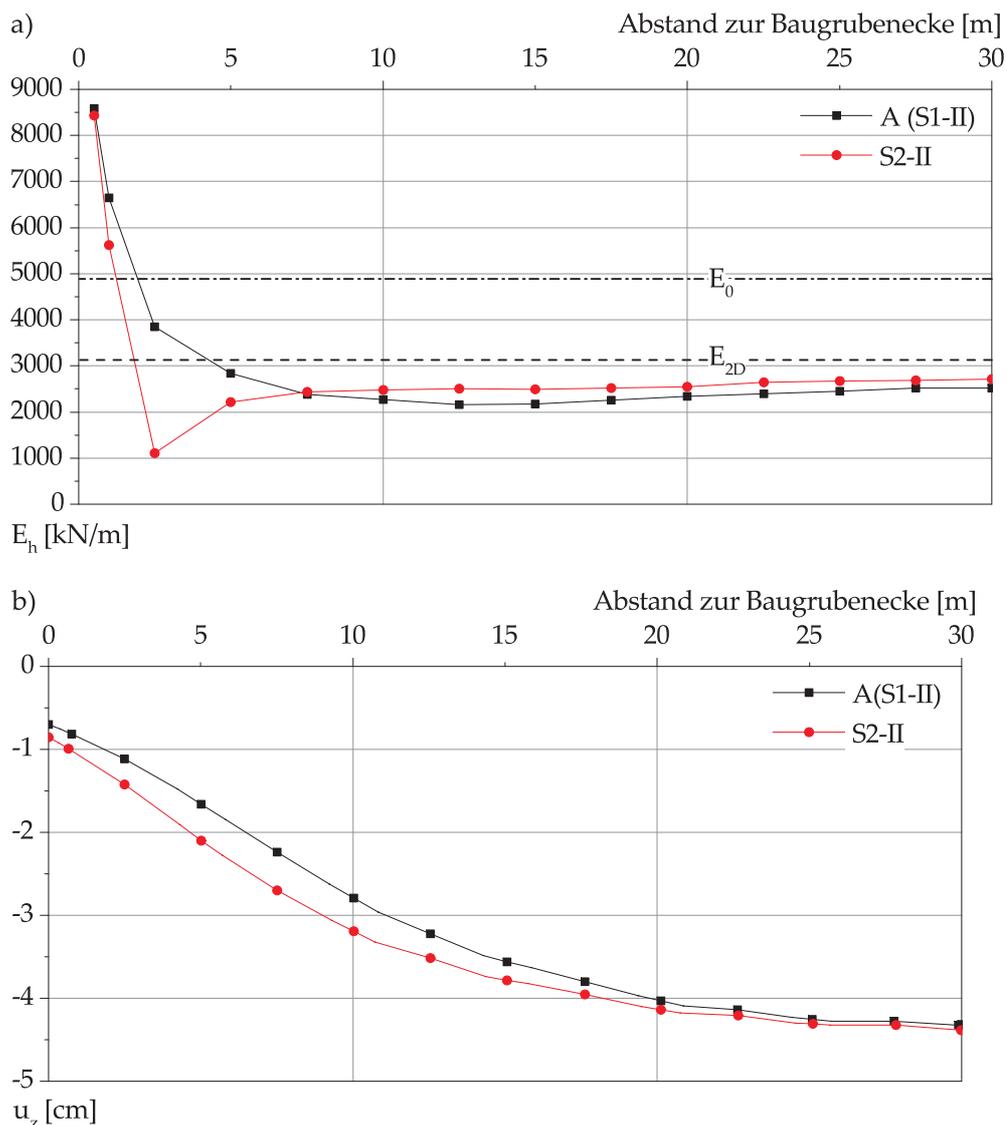


Abb. 6.23: Erddrucklast entlang der Verbauwand und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante S2-II.

Im Ergebnis ist die Betrachtung der Schlitzwandfugen anhand von Momentengelenken im Hinblick auf die sich ergebenden Verläufe der Horizontalverformungen der Verbauwände sowie insbesondere der Verteilung des Erddrucks entlang der Verbauwand als nicht zielführend anzusehen.

### 6.2.6 Schlussfolgerung

Aus den durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss der systemimmanent vorhandenen Diskontinuitäten auf das Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben in Schlitzwandbauweise ergeben sich die folgenden Erkenntnisse:

- Infolge der diskreten Abbildung der Schlitzwandfugen mit Volumenelementen ergibt sich bei den Varianten V1 eine Zunahme der Horizontalverformung der Schlitzwand in Seitenwandmitte um maximal 4,4 % (bei Variante V1-III infolge der Verringerung der angesetzten Lamellenlänge  $l_s$ ), während unter Ansatz von Interface-Elementen (V2-I) eine Zunahme um maximal 5,1 % resultiert. Bei Verwendung von Schalenelementen ist eine Zunahme von maximal 3,5 % zu verzeichnen. Im Bereich der Baugrubenecken nehmen die Horizontalverschiebungen lediglich geringfügig zu. Im Hinblick auf die auftretenden maximalen Horizontalverschiebungen in Seitenwandmitte sind die Baugrubenecken damit auch bei Berücksichtigung der Schlitzwandfugen als vergleichsweise unverschieblich anzusehen.
- Hinsichtlich der maximalen Biegemomentenbeanspruchung in Seitenwandmitte zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass aus der Berücksichtigung der Schlitzwandfugen keine maßgebliche Beeinflussung resultiert. An der Baugrubenecke ist die Biegemomentenbeanspruchung infolge der Berücksichtigung der Fugen tendenziell geringer als bei Ansatz einer durchgehenden Verbauwand.
- Der sich aus den dreidimensionalen Berechnungen ergebende Erddruck im Bereich der Baugrubenecken ist infolge der Berücksichtigung der Fugen tendenziell etwas geringer als im Fall mit durchgehender Verbauwand. Trotz dieser Abnahme liegen die Werte von  $E_h$  über dem initialen Spannungszustand (Erdruchedruck). Entlang der Verbauwand ergibt sich aus der diskreten Abbildung der Fugen indes keine maßgebliche Beeinflussung von Größe und Verteilung von  $E_h$ , wobei die Erddrücke in Seitenwandmitte tendenziell etwas zunehmen, jedoch deutlich unter dem ebenen Wert  $E_{2D}$  liegen.
- Die Setzungen der Geländeoberfläche nehmen durch die diskrete Abbildung der Schlitzwandfugen im Bereich der Seitenwandmitte und in geringerem Umfang auch an den Baugrubenecken zu. In Seitenwandmitte beträgt die maximale Zunahme der Setzungen ca. 8 % bei Betrachtung einer verringerten Lamellenlänge  $l_s$  (V1-III) bzw. bei Ansatz von  $R_{inter} = 0,01$  (V2-I). Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen nehmen infolge der Berücksichtigung der Fugen ebenfalls um maximal 8 % zu (V2-I).
- Die Untersuchungen ergeben ferner, dass in den Fugenbereichen im größten Anteil der Querschnittsfläche Druckspannungen übertragen werden.

Die Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudie zeigen damit, dass der Einfluss der Schlitzwandfugen und der daraus resultierenden Anisotropie der Verbauwand

einen gewissen, jedoch geringfügigen Einfluss auf die auftretenden Horizontalverformungen der Verbauwand sowie auf die Setzungen der Geländeoberfläche hat. Bezüglich der für die Dimensionierung der Verbauwand maßgeblichen Verteilung des einwirkenden Erddrucks sowie der Biegemomentenbeanspruchung ist der Einfluss hingegen vernachlässigbar gering, sodass bei numerischen Berechnungen zur Ermittlung dieser Größen der Ansatz durchgehender Schalen- bzw. Volumenelemente zu favorisieren bzw. gerechtfertigt ist.

### 6.2.7 Vergleichsberechnungen zum Ansatz des Abminderungsfaktors $\alpha_L$

Nach der detaillierten Betrachtung der aus den Schlitzwandfugen resultierenden Anisotropie der Verbauwand wird im Folgenden eine vergleichende Untersuchung zum Ansatz des Abminderungsfaktors  $\alpha_L$  bei Schalenelementen vorgenommen. Es werden die Varianten A-I und A-II betrachtet, die sich durch den Ansatz eines Momenten-Gelenks an der Baugrubenecke bei Variante A-II unterscheiden. Der Abminderungsfaktor  $\alpha_L$  wird bei beiden Varianten zwischen 1,0 und 0,05 variiert. Unter Berücksichtigung des jeweiligen Abminderungsfaktors werden - in Analogie zu DONG (2014) - auch die Schubmoduln  $G_{12}$  und  $G_{23}$  abgemindert. Da die in den vorangegangenen Abschnitten erläuterten Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen verdeutlicht haben, dass der Einfluss der Schlitzwandfugen geringer ist, als in ZDRAVKOVIC et al. (2005) und DONG (2014) aufgezeigt, soll im Ergebnis ein für Verformungsrechnungen geeigneter Wert für  $\alpha_L$  definiert werden.

Der prinzipielle Verlauf der Horizontalverschiebungen der Verbauwand mit der maximalen Horizontalverschiebung in Seitenwandmitte und einer deutlich geringeren Verformung an der Baugrubenecke ist bei Variante A-I für alle angesetzten Werte von  $\alpha_L$  vergleichbar. Wie in Abb. 6.24 a) bzw. b) dargestellt, vergrößern sich die maximalen Horizontalverschiebungen in Seitenwandmitte mit der Verringerung von  $\alpha_L$ . Beispielsweise nimmt  $u_{h,max}$  unter Ansatz von  $\alpha_L = 0,1$  im Vergleich zu  $\alpha_L = 1,0$  um ca. 8 % zu. An der Baugrubenecke ist die Zunahme der Horizontalverformungen hingegen ausgeprägter (Abb. 6.24 c). Die maximale Horizontalverschiebung nimmt hier von 0,1 cm ( $\alpha_L = 1,0$ ) auf 0,6 cm ( $\alpha_L = 0,1$ ) zu. Ferner zeigt sich bei geringeren Werten von  $\alpha_L$  eine ausgeprägtere Zunahme der Horizontalverschiebungen in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich der Verbauwand. Die Darstellung der Biegemomente  $M_{22}$  in Abb. 6.24 d) verdeutlicht, dass die maximalen Feld- und Stützmomente mit abnehmendem Wert von  $\alpha_L$  deutlich zunehmen und letztlich maßgeblich überschätzt werden. Im Bereich der Baugrubenecke werden die Biegemomente  $M_{22}$  infolge der Abminderung von  $\alpha_L$  ebenfalls deutlich überschätzt (Abb. 6.24 e).

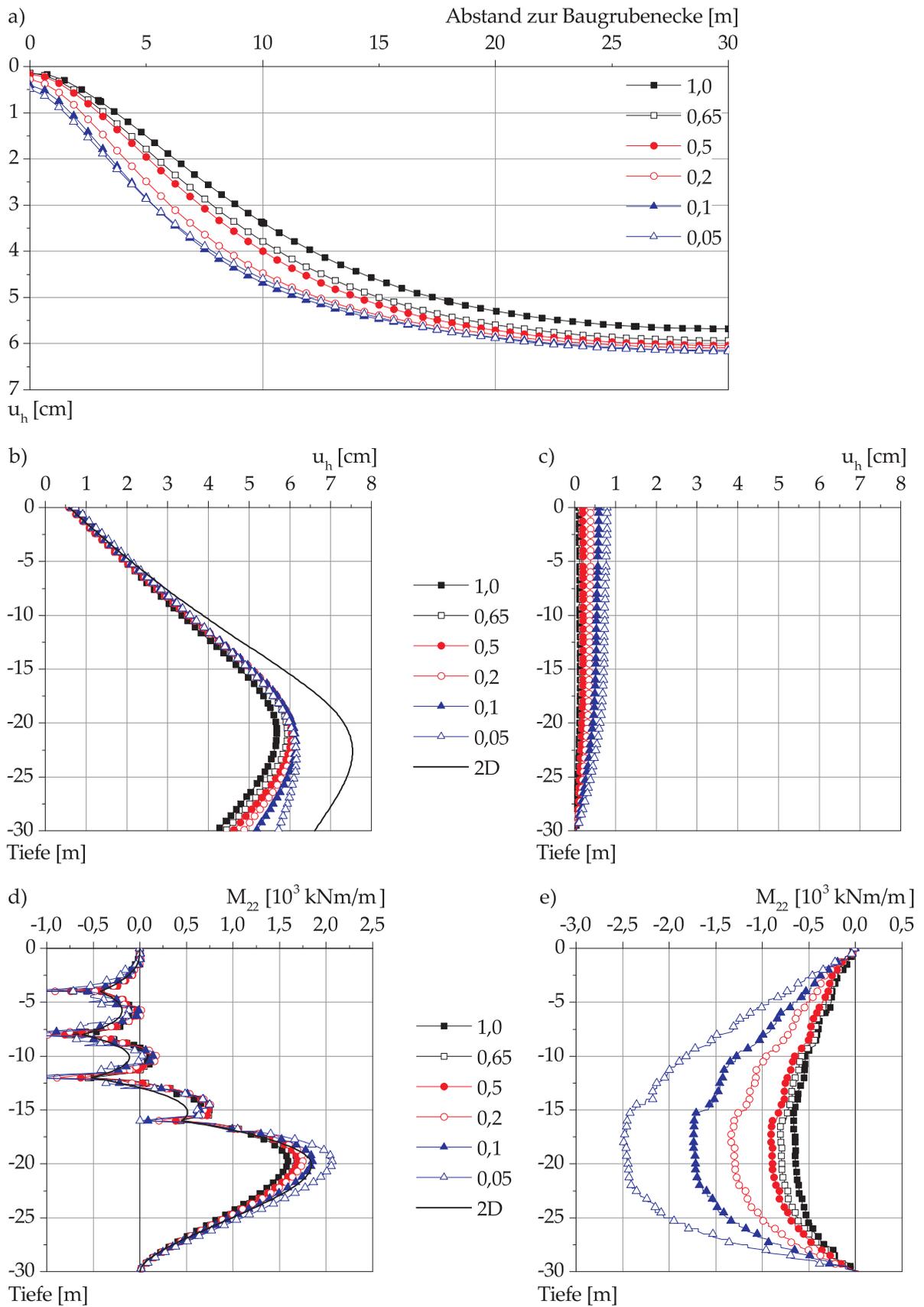


Abb. 6.24: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante A-I.

In Abb. 6.25 a) bzw. b) wird die einwirkende Erddruckverteilung für jeweils einen Quadranten der Verbauwand anhand der Linien gleichen Erddrucks für die Abminderungsfaktoren  $\alpha_L = 1,0$  und  $\alpha_L = 0,05$  dargestellt. Infolge der Abminderung der Elastizitäts- und Schubmoduln wird die Verteilung der auf die Verbauwand einwirkenden effektiven Horizontalspannungen dahingehend beeinflusst, dass sich ausgeprägte horizontale Spannungsgewölbe zwischen den Aussteifungen ausbilden. Vor dem Hintergrund der vorhandenen Dicke der Verbauwand sowie der Steifigkeit des Schlitzwandbetons werden diese kleinräumigen Spannungsumlagerungen damit ten-

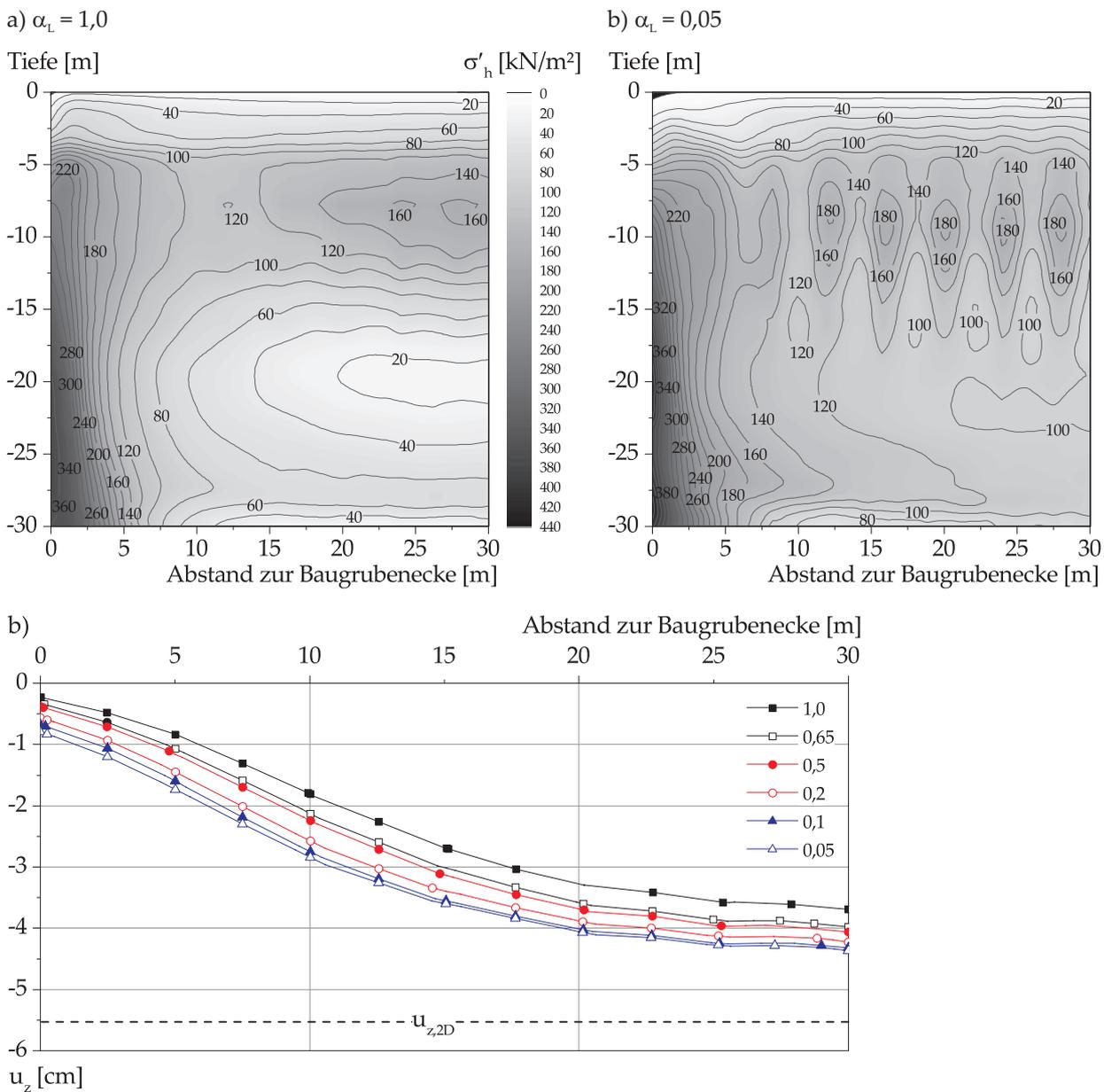


Abb. 6.25: Linien gleichen Erddrucks hinter der Wand für einen Quadranten und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante A-I.

denziell überschätzt. Die Spannungskonzentrationen an der Baugrubenecke werden durch den Ansatz unterschiedlicher Werte von  $\alpha_L$  indes nicht maßgeblich beeinflusst. Wie bei den Horizontalverschiebungen nehmen auch die Setzungen der Geländeoberfläche mit Verringerung von  $\alpha_L$  zu (Abb. 6.25 c). Bei Ansatz eines Wertes von  $\alpha_L = 0,1$  nehmen die Vertikalverschiebungen in Seitenwandmitte um 17 % von 3,7 cm ( $\alpha_L = 1,0$ ) auf 4,3 cm zu. An der Baugrubenecke nehmen die Setzungen von 0,2 cm ( $\alpha_L = 1,0$ ) auf 0,7 cm ( $\alpha_L = 0,1$ ) deutlich zu. Die unter Berücksichtigung der Setzungen an der Baugrubenecke und in Seitenwandmitte ermittelten Winkelverdrehungen werden durch die Variation von  $\alpha_L$  in geringem Maße beeinflusst. Die Winkelverdrehung nimmt von  $1/866$  ( $\alpha_L = 1,0$ ) auf  $1/823$  ( $\alpha_L = 0,1$ ) um 5 % zu.

Im Vergleich zu Variante A-I zeigt sich bei Variante A-II, bei der die Schalenelemente in der Baugrubenecke mit Momenten-Gelenken miteinander verbunden werden, eine deutlich geringere Abhängigkeit der Horizontalverschiebungen der Verbauwand in Seitenwandmitte (Abb. 6.26 a) sowie der Setzungen der Geländeoberfläche (Abb. 6.27 c) von dem angesetzten Wert des Abminderungsfaktors  $\alpha_L$ . Im Bereich der Baugrubenecke nehmen die Horizontalverschiebungen der Verbauwand indes mit der Verringerung von  $\alpha_L$  deutlich zu (Abb. 6.26 c). Die Biegebeanspruchung der Verbauwand wird wie bei Variante A-I infolge der Verringerung von  $\alpha_L$  deutlich überschätzt, vergleiche Abb. 6.26 d) und e). Bedingt durch die Definition des Momenten-Gelenks ist der Bereich an der Baugrubenecke, in dem Spannungskonzentrationen vorliegen (Abb. 6.27 a) und b), bei Variante A-II deutlich kürzer als bei Variante A-I. Infolge der Abminderung der Elastizitäts- und Schubmoduln durch den Ansatz von  $\alpha_L$  bilden sich auch bei Variante A-II ausgeprägte horizontale Spannungsgewölbe zwischen den Aussteifungen aus.

Im Abgleich zu den vorangegangenen Untersuchungen mit diskreter Abbildung der Schlitzwandfugen führt der Ansatz der in der Literatur dokumentierten Abminderungsfaktoren  $\alpha_L$  bei Variante A-I tendenziell zu einer Überschätzung der Horizontalverformungen der Verbauwände sowie der Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche, während sich bei Variante A-II eine geringere Abhängigkeit dieser Größen von  $\alpha_L$  zeigt. Für eine zutreffende Beschreibung des Verlaufs der Horizontalverformungen der Verbauwände in den an die Baugrubenecke angrenzenden Bereichen ist eine biegesteife Verbindung der Schalenelemente (Variante A-I) einer Verbindung mit Momenten-Gelenken vorzuziehen. Eine Verwendung der unter Ansatz von geringen Werten von  $\alpha_L$  ermittelten Erddruckverteilung bzw. der Verteilung der Biegemomente für eine Dimensionierung der Verbauwand ist nicht zu empfehlen, da die Einwirkung auf die Verbauwand nicht zutreffend beschrieben wird bzw. die Biegebeanspruchung der Verbauwand tendenziell überschätzt wird.

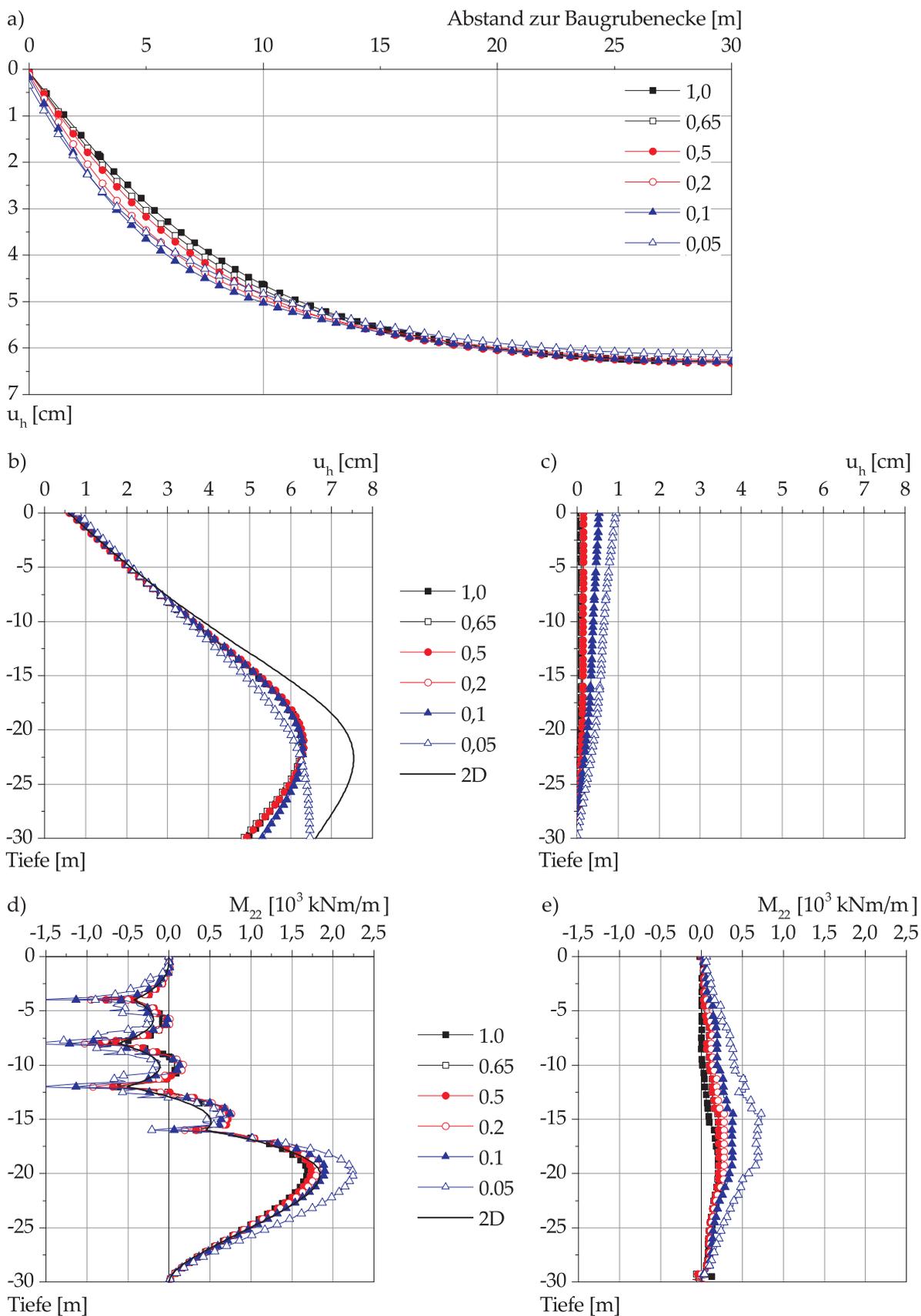


Abb. 6.26: Vergleich der Horizontalverformungen der Verbauwände und der Biegemomente für Variante A-II.

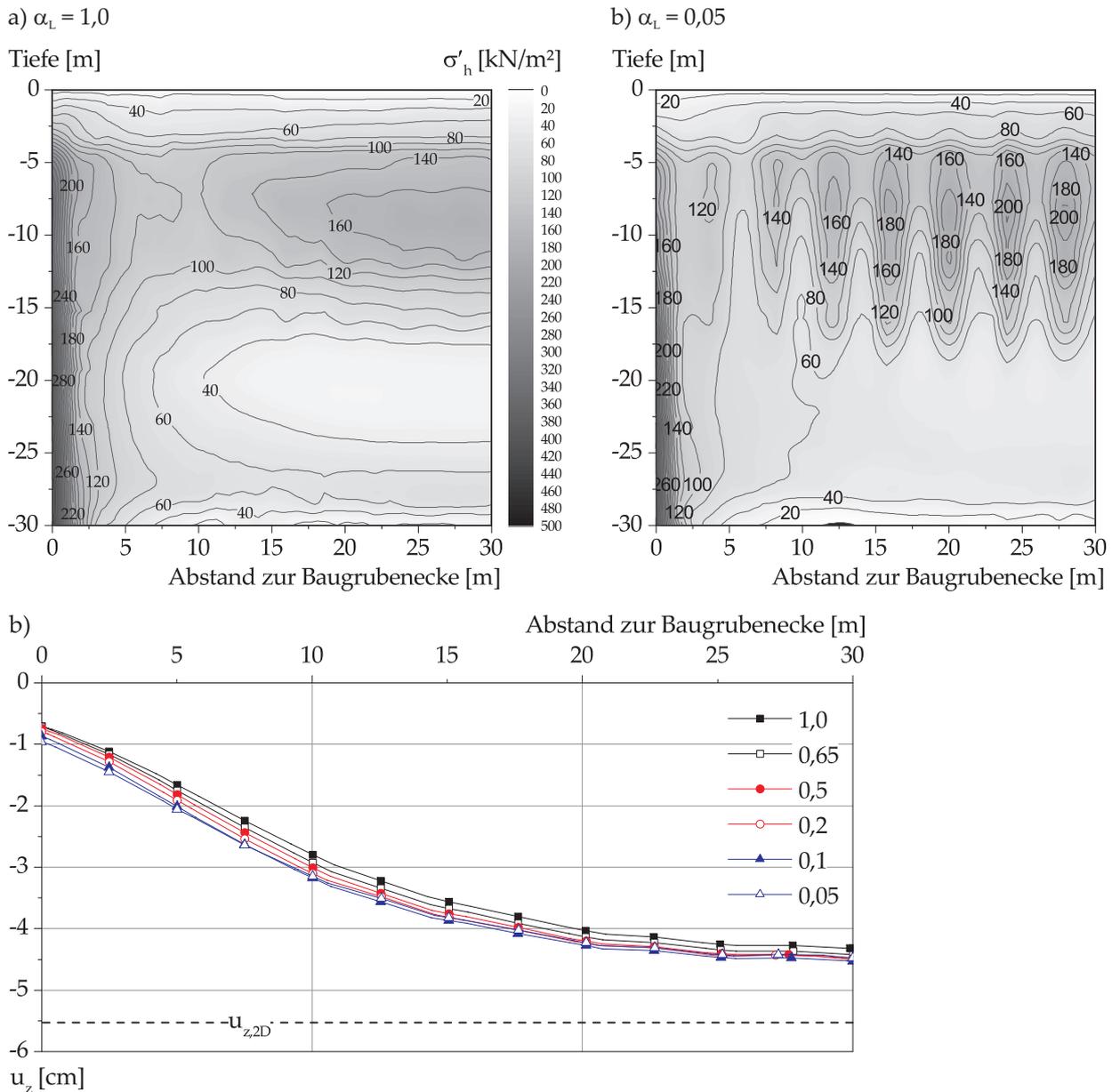


Abb. 6.27: Linien gleichen Erddrucks hinter der Wand für einen Quadranten und Setzungen der Geländeoberfläche für Variante A-II.

### 6.2.8 Ansatz der Schlitzwandfugen bei Verformungsberechnungen

Bei Verwendung der in der Literatur dokumentierten Abminderungsfaktoren  $\alpha_L$  zur Berücksichtigung der durch die Schlitzwandfugen hervorgerufenen Anisotropie der Verbauwand werden im Vergleich zu den durchgeführten Detailuntersuchungen die Horizontalverformungen der Verbauwand sowie die Setzungen der angrenzenden Geländeoberfläche zum Teil überschätzt. Ferner können die sich unter Ansatz von geringen Werten von  $\alpha_L$  ergebenden Verteilungen der Biegemomente nicht uneinge-

schränkt für eine Dimensionierung der Verbauwand verwendet werden, da die Beanspruchung der Verbauwand damit tendenziell überschätzt wird.

Die durchgeführten Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Werten von  $\alpha_L$  führen zu dem Ergebnis, dass die Zunahme der Verschiebungen der Verbauwände und der Geländeoberfläche für einen Abminderungsfaktor  $\alpha_L$  von 0,65 in der Größenordnung der mit den Detailuntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse (vergleiche Abschnitt 6.2.6) liegt. Bei Verformungsberechnungen von Baugruben in Schlitzwandbauweise unter Verwendung von Schalenelementen kann unter Ansatz dieses Abminderungsfaktors der Einfluss von Schlitzwandfugen zutreffend berücksichtigt werden. Insbesondere für lange Schlitzwände mit sehr vielen Einzelstichlamellen ist dies zur Abbildung des sich einstellenden Verformungsverhaltens zu empfehlen. Ferner sind die unter Ansatz dieses Abminderungsfaktors ermittelten Verteilungen des Erddrucks (Abb. 6.28) sowie der Biegemomente - vor dem Hintergrund der nur geringfügigen Überschätzung der maximalen Biegebeanspruchung - für eine Bemessung der Verbauwand verwendbar. Im Hinblick auf eine zutreffenden Ermittlung des Verlaufs der Horizontalverformungen der Schlitzwand von der Baugrubenecke zur Seitenwandmitte hin ist eine biegesteife Verbindung der Schalenelemente zu favorisieren.

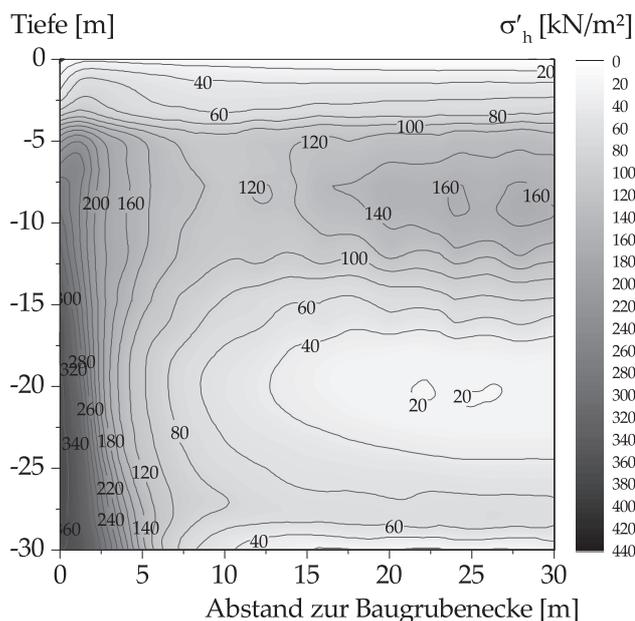


Abb. 6.28: Linien gleichen Erddrucks hinter der Wand für einen Quadranten (Variante A-I,  $\alpha_L = 0,65$ ).



(1980) verwiesen. Die Simulation des Aushubvorgangs der Baugrube „Westdeutsche Landesbank“ umfasst insgesamt vier Phasen zur Absenkung des Innenwasserspiegels, sieben Aushubphasen sowie sechs Phasen zur Aktivierung und Vorspannung der Verpressanker. Die Abmessungen des erstellten räumlichen FE Modells betragen 260 m x 170 m und die Modellierung des Baugrundes erfolgt bis in eine Tiefe von 105 m. In Abb. 6.30 ist der Schnitt der östlichen Verbauwand einschließlich des simplifizierten Baugrundmodells dargestellt.

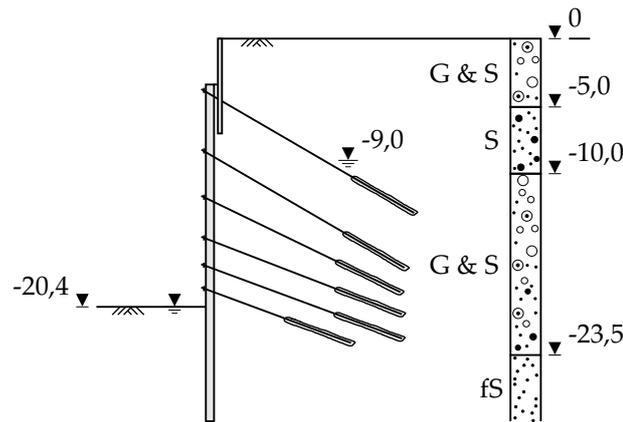


Abb. 6.30: Schnitt - Östliche Verbauwand.

Zusätzlich zu dem räumlichen Berechnungsmodell werden zwei Schnitte (i.e. für die östliche Seitenwand der Bereich von Inklinometer I1 und für die südliche Seitenwand der Bereich von Inklinometer I2 (Abb. 6.29) mit ebenen FE Modellen abgebildet. Diese werden ebenfalls mit Plaxis 3D als sogenannte Scheibenmodelle erstellt.

### 6.3.2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Nachrechnung des Fallbeispiels der Baugrube „Westdeutsche Landesbank“ mit dem räumlichen FE Modell bestätigen, dass die aushubinduzierten Verformungen der Schlitzwände maßgeblich durch die Geometrie der Baugrube beeinflusst werden. In Abb. 6.31 sind die Horizontalverschiebungen  $u_h$  der östlichen Schlitzwand in Form einer Isolinien-Darstellung für den Endaushubzustand abgebildet. Im Bereich der Baugrubenecken stellen sich im Vergleich zur Seitenwandmitte, in der eine maximale Horizontalverschiebung  $u_h^{\max}$  von 4,7 cm auftritt, lediglich sehr geringe Verschiebungen ein. Bis in einen Abstand von 7 m zur Baugrubenecke liegen die Horizontalverschiebungen unter 2,0 cm, wobei die Verschiebungszunahme entlang der Wand in diesem Bereich sehr groß ist. Mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke nehmen die Horizontalverschiebungen sukzessive zu. Im

mittleren Bereich der östlichen Seitenwand ergibt sich ein Bereich mit einer Länge von über 20 m, in dem die Horizontalverschiebungen der Schlitzwand über 4,5 cm betragen. Die maximale Horizontalverschiebung  $u_h^{\max}$  tritt in einer Tiefe von 9,6 m unter der Oberkante der Schlitzwand auf.

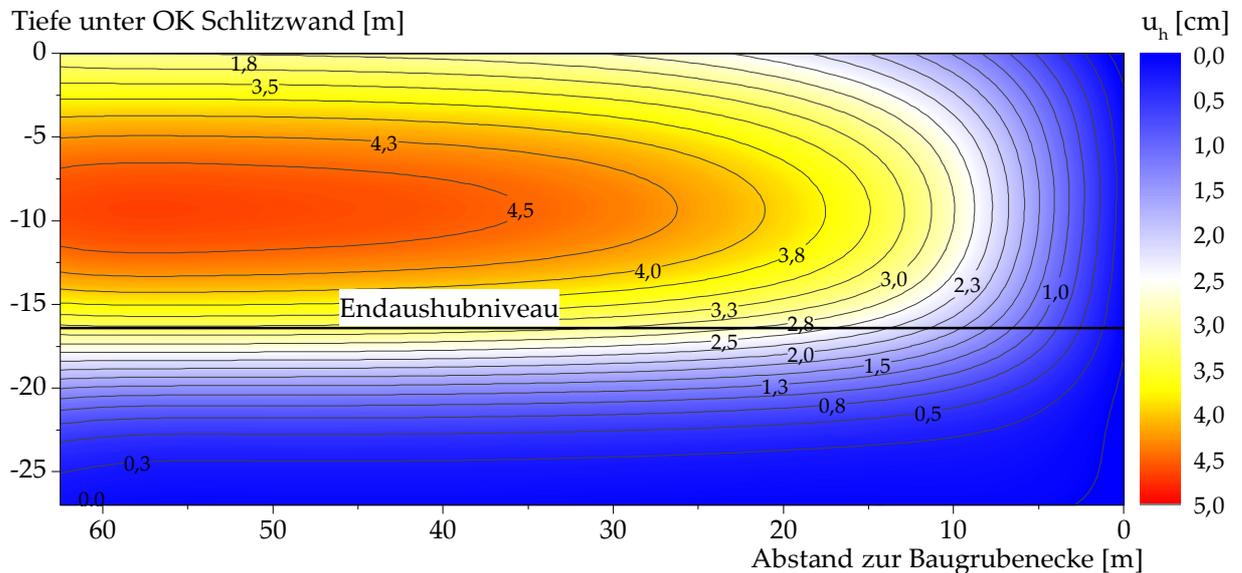


Abb. 6.31: Isolinien-Darstellung der berechneten Horizontalverschiebungen der östlichen Verbauwand im Endaushubzustand.

Für den Endaushubzustand werden in Abb. 6.32 die an den Inklinometern I1 und I2 messtechnisch erfassten Horizontalverformungen der Schlitzwände (ULRICHS, 1980) den Ergebnissen der durchgeführten räumlichen und ebenen Nachrechnungen gegenübergestellt. Der Vergleich der gemessenen und der berechneten Verschiebungen zeigt, dass mit dem räumlichen FE Modell das Verformungsverhalten der Schlitzwände sehr zutreffend beschrieben wird. Für Inklinometer I1 zeigt Abb. 6.32 a), dass die Horizontalverschiebungen im Bereich der Unterkante der Schlitzwand mit der räumlichen Nachrechnung etwas unterschätzt werden, während für Inklinometer I2 die Horizontalverschiebungen am Schlitzwandkopf etwas zu gering sind. Die mit den ebenen Berechnungen ermittelten Horizontalverschiebungen liegen an beiden betrachteten Messquerschnitten über den gemessenen bzw. den mit der räumlichen Berechnung ermittelten Horizontalverschiebungen. Für Inklinometer I1 liegt der mit dem ebenen Modell berechnete Maximalwert mit 5,2 cm um 16 % über dem Ergebnis der räumlichen Berechnung. Bei dem an der kürzeren Seitenwand gelegenen Inklinometer I2 zeigt sich dieser Effekt noch ausgeprägter. Die mit dem ebenen Modell ermittelte maximale Horizontalverschiebung von 3,1 cm liegt um 59 % über der mit dem räumlichen FE Modell ermittelten Horizontalverschiebung.

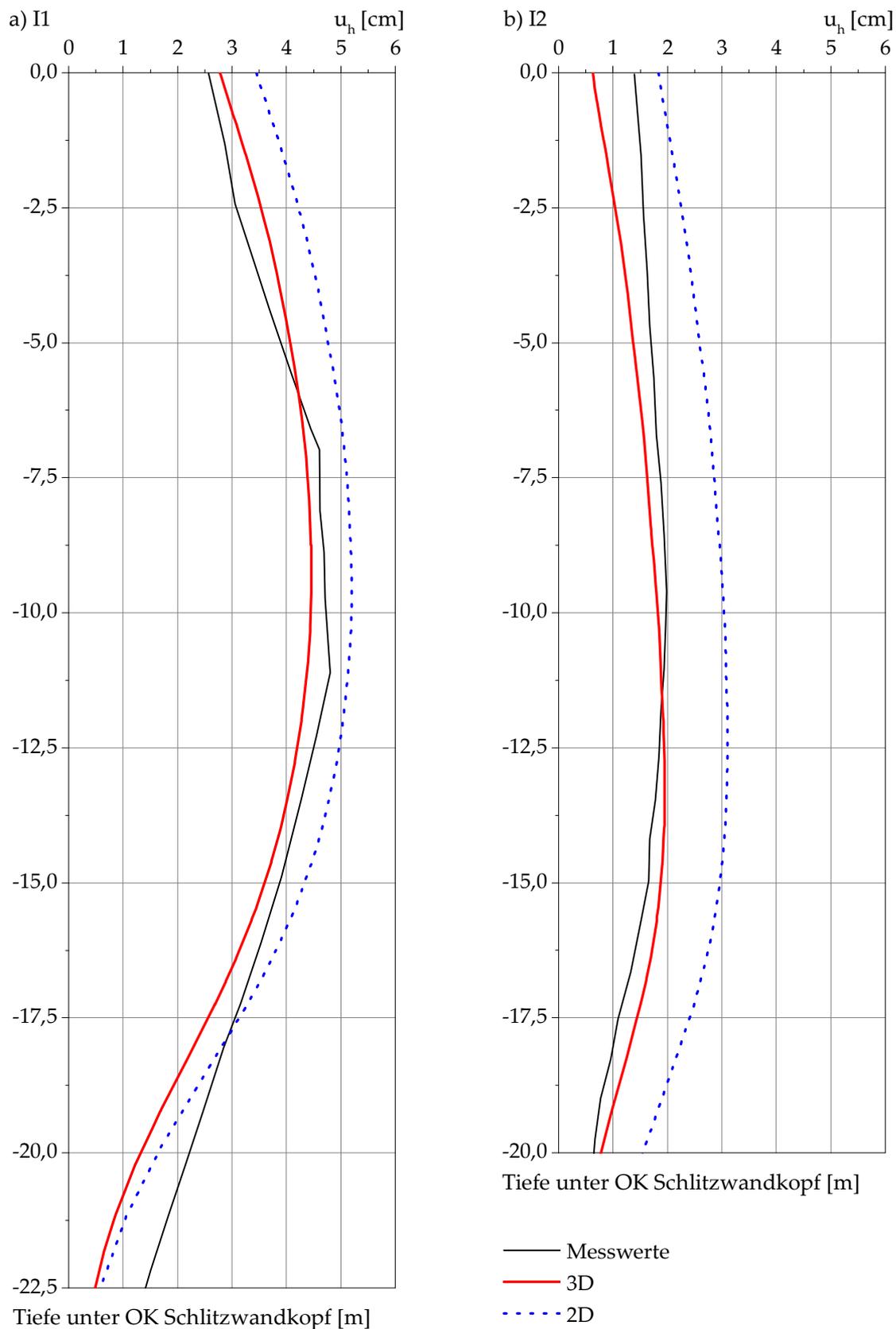


Abb. 6.32: Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalverschiebungen der Schlitzwand für die Messquerschnitte I1 und I2.

Ergänzend werden in Abb. 6.33 die - an dem entlang der Talstrasse stehenden fünfgeschossigen Gebäude - gemessenen Setzungen (ULRICHS, 1980) mit den berechneten Vertikalverschiebungen der Geländeoberfläche in dem entsprechenden Schnitt verglichen. Die berechneten aushubbedingte Setzungen sind im Bereich der Baugrubenecke geringer als 3 mm und nehmen mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke sukzessive zu. In Seitenwandmitte ergibt sich eine maximal Vertikalverschiebung von 35 mm. Mit dem räumlichen FE Modell werden die Setzungen - bei Verwendung des Stoffmodells HS-small zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Sande und Kiese - damit hinsichtlich Verlauf und Betrag sehr zutreffend prognostiziert. Ergänzend ist in Abb. 6.33 die mit dem ebenen Berechnungsmodell ermittelte Setzung  $u_{v,2D}$  dargestellt. Diese beträgt 39 mm und liegt damit um 11 % über der mit dem räumlichen FE Modell ermittelten maximalen Setzung in Seitenwandmitte.

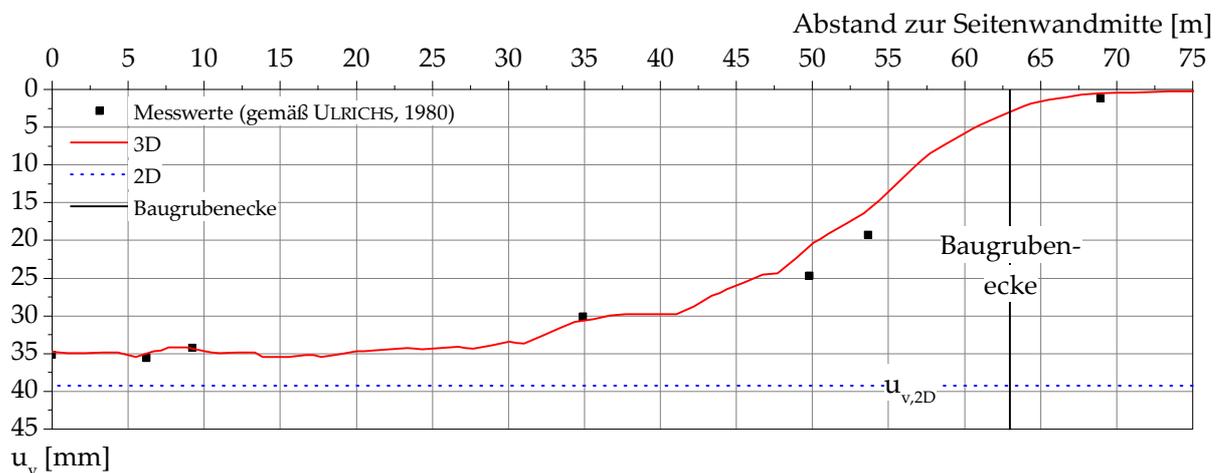


Abb. 6.33: Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungen des an die östliche Schlitzwand angrenzenden Gebäudes.

Nach der Betrachtung des Verformungsverhaltens der Schlitzwände und der angrenzenden Geländeoberfläche werden im Folgenden die Einwirkungen infolge Erddruck betrachtet. In Abb. 6.34 sind die entlang der östlichen Schlitzwand einwirkenden effektiven Horizontalspannungen in Form einer Isolinien-Darstellung aufgetragen. Im Bereich der vergleichsweise unverschieblichen Baugrubenecke stellt sich eine im Vergleich zum restlichen Bereich der Seitenwand erhöhte Erddruckbeanspruchung ein. Ferner sind auf Höhe der Ankerlagen kleinräumige Spannungskonzentrationen ersichtlich.

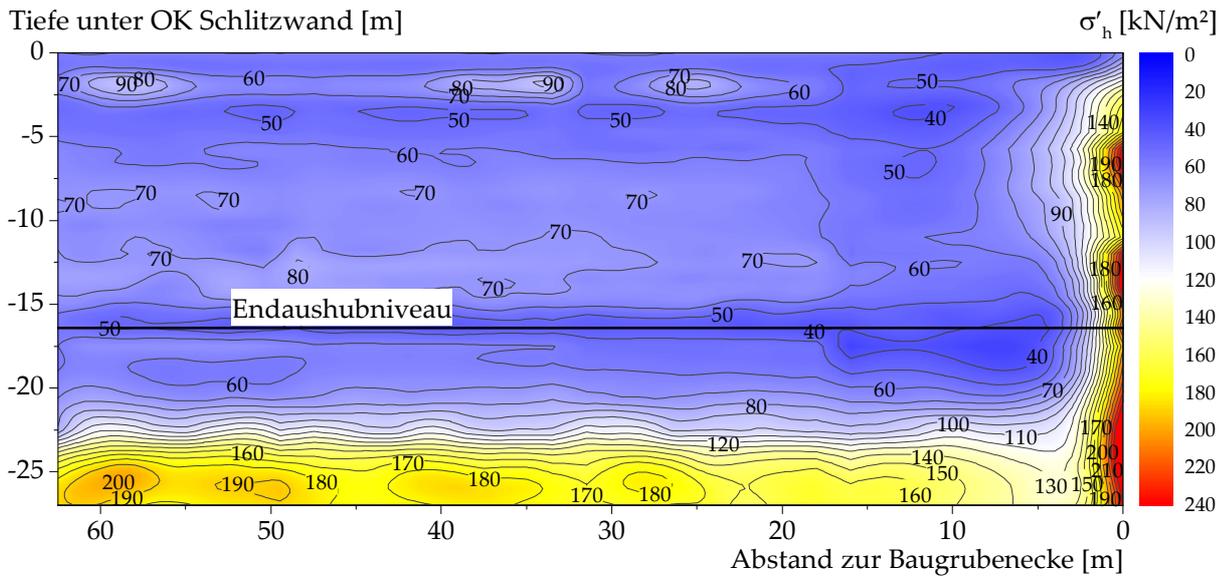


Abb. 6.34: Einwirkende Spannungen – östliche Seitenwand.

Aus den in Abb. 6.34 dargestellten einwirkenden Horizontalspannungen wird in diskreten vertikalen Schnitten die Erddrucklast  $E_h$  ermittelt, die dem über die gesamte Wandhöhe integrierten Erddruck entspricht. Das Ergebnis dieser Berechnung ist in Abb. 6.35 für die östliche Seitenwand dargestellt. Im Bereich der vergleichsweise unverschieblichen Baugrubenecke ergibt sich im Vergleich zum Ausgangsspannungszustand ( $E_0$ ) für den Endaushubzustand eine Spannungszunahme. In dem unmittelbar angrenzenden Bereich kommt es hingegen mit einer minimal einwirkenden Erddrucklast von 1841 kN/m zu einer ausgeprägten Spannungsabnahme. Diese Einwirkung

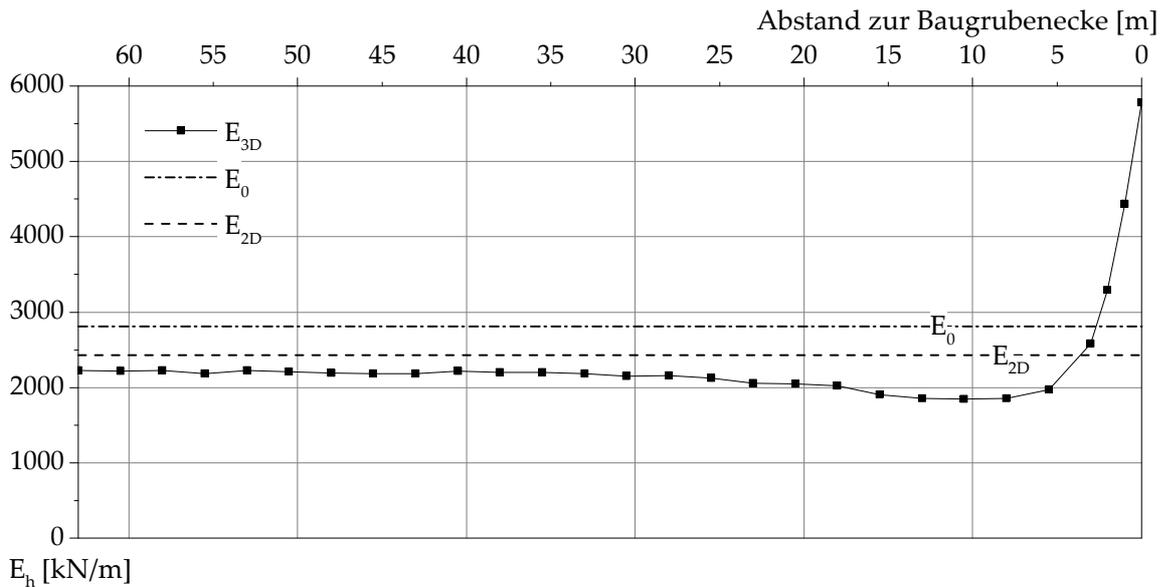


Abb. 6.35: Einwirkende Spannungen – östliche Seitenwand.

entspricht dabei lediglich 76 % des mit dem ebenen numerischen Modell ermittelten Erddrucks  $E_{2D}$ . Im Anschluss nimmt die Erddrucklast mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke in gewissem Maße zu, wobei die mit dem räumlichen Berechnungsmodell ermittelte Einwirkung auch in Seitenwandmitte maximal 91 % des Wertes  $E_{2D}$  entspricht.

Für zwei Schnitte entlang der östlichen Seitenwand sind in Abb. 6.36 die Beanspruchungen durch Biegemomente dargestellt. Abb. 6.36 a) enthält die Verteilung der Biegemomente über die Tiefe der Schlitzwand in einem Schnitt mit einem Abstand von 1,5 m zur Seitenwandmitte. Ergänzend sind die Ergebnisse der durchgeführten ebenen Berechnung dargestellt. Das maximale Einspannmoment ergibt sich im räumlichen Fall zu 527 kNm/m und beträgt damit 87 % des im ebenen Fall ermittelten Einspannmomentes. Das maximale Feldmoment beträgt mit 424 kNm/m 86 % des entsprechenden ebenen Wertes. In Abb. 6.36 b) ist die Biegebeanspruchung in einem Abstand von 58,5 m zur Seitenwandmitte - und damit in einem Abstand von 4,5 m zur Baugrubenecke - abgebildet. Das maximale Einspannmoment beträgt in diesem Schnitt mit 168 kNm/m 28 % des mit dem ebenen Modell ermittelten Einspannmomentes. Für das maximale Feldmoment ergibt sich ein Wert von 154 kNm/m, womit lediglich 31 % des für den ebenen Fall maßgebenden Wertes erreicht werden.

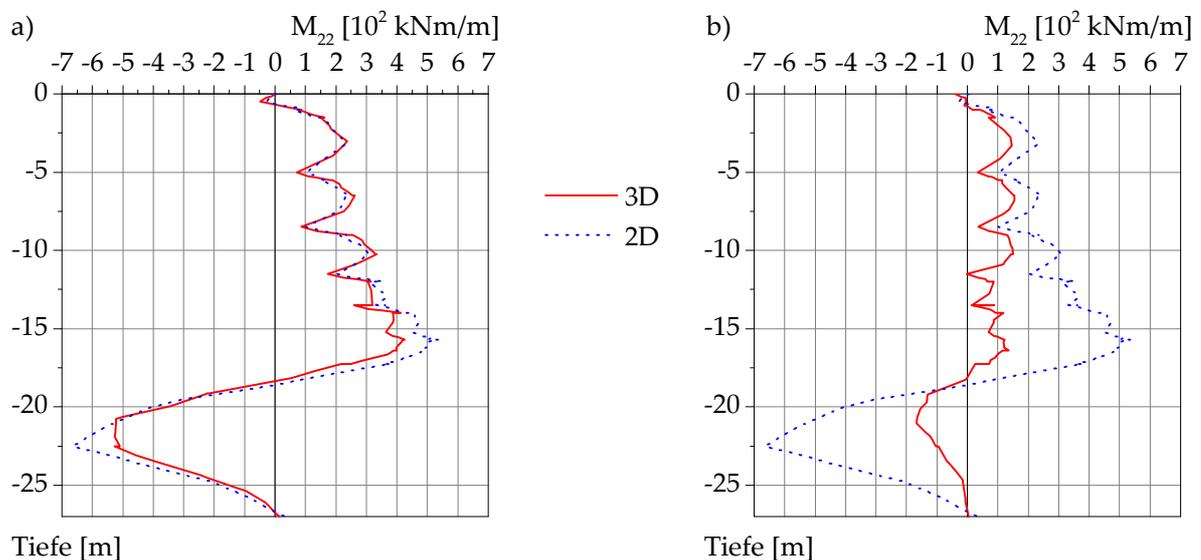


Abb. 6.36: Biegemomenten-Belastung der östlichen Seitenwand - Abstand zur Seitenwandmitte: a) 1,5 m, b) 58,5 m.

Neben der Erddruck-Einwirkung und der Biege-Beanspruchung der Schlitzwände sind auch die Ankerkräfte von der Lage des betrachteten Schnittes entlang der Seitenwand abhängig. In Tab. 6.2 werden die Summen der Ankerkräfte  $\Sigma A$  für die beiden

Tab. 6.2: Vergleich der Ankerkräfte für den räumlichen und den ebenen Fall

Abstand zur Seitenwandmitte	3D		2D
	1,5 m	58,5 m	
Summe der Ankerkräfte [kN]	5228,3	3764,2	5370,1

bereits in Abb. 6.36 betrachteten Schnitte entlang der längeren Seitenwand zusammengefasst und dem Ergebnis der entsprechenden ebenen Berechnung gegenübergestellt. In einem Abstand von 1,5 m zur Seitenwandmitte beträgt  $\Sigma A$  mit 5228,3 kN 97 % der mit dem ebenen Modell ermittelten Summe der Ankerkräfte. Demgegenüber beträgt  $\Sigma A$  in einem Abstand von 4,5 m zur Baugrubenecke lediglich 70 % der für den ebenen Fall ermittelten Summe der Ankerkräfte. Ergänzend werden in Tab. 6.3 die im Bereich des Messquerschnitts I1 gemessenen Ankerkräfte (vergleiche ULRICHS, 1980) den für diesen Bereich berechneten Ankerkräften gegenübergestellt. Die Ankerkräfte können mit dem räumlichen Berechnungsmodell mit einer prozentualen Abweichung von maximal 15,5 % ermittelt werden.

Tab. 6.3: Berechnete und gemessene Ankerkräfte - Messquerschnitt I1

Ankerlage	Gemessene Ankerkräfte [kN/m]	Berechnete Ankerkräfte [kN/m]	Abweichung der berechneten von den gemessenen Werten [%]
1.	712,5	706,5	0,8
2.	720,0	831,4	15,5
3.	945,0	1002,3	6,1
4.	907,5	1035,4	14,1
5.	870,0	907,7	4,3
6.	577,5	602,7	4,4

### 6.3.3 Schlussfolgerung

Die von ULRICHS (1980) für die Baugrube „Westdeutsche Landesbank“ dokumentierten Verformungen der Schlitzwände und der angrenzenden Geländeoberfläche sowie die gemessenen Ankerkräfte können mit dem erstellten räumlichen Berechnungsmodell in zutreffender Weise prognostiziert werden. Die Betrachtung dieses Fallbeispiels zeigt damit beispielhaft, dass mit räumlichen FE Modellen qualitativ hochwertige Ergebnisse generiert werden und damit belastbare Aussagen zum Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in Schlitzwandbauweise mit rechteckigem Grundriss getroffen werden können.

## 6.4 Detailbetrachtung zur Systemabbildung von Spundwänden

Neben Schlitz- und Bohrpfahlwänden werden auch sehr häufig Spundwandprofile zur Ausführung von Baugruben eingesetzt. Bei der Untersuchung dieser Verbaukonstruktionen in räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen stellt sich die Frage inwieweit die simplifizierte Abbildung der Geometrie der Spundwand (U- bzw. Z-Profile) mit Schalen-Elementen äquivalenter Steifigkeit hinsichtlich der auftretenden Verformungen des Verbausystems sowie der Verteilung des einwirkenden Erddrucks zutreffend ist. Zur Klärung dieses Sachverhaltes werden am Beispiel einer 12 m tiefen, ausgesteiften Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen die Ergebnisse eines Modells, bei dem die Geometrie der Spundbohlen detailliert abgebildet wird, mit den Ergebnissen eines Modells unter Ansatz von Schalen-Elementen äquivalenter Steifigkeit miteinander verglichen.

### 6.4.1 Modellbeschreibung

Betrachtet wird eine quadratische Baugrube mit Abmessungen von 40 m x 40 m, die mit dreilagig ausgesteiften Spundwänden (Profil: AU 23) gesichert wird, vergleiche Abb. 6.37. In den räumlichen numerischen Modellen wird ein Quadrant der zu betrachtenden Baugrube abgebildet.

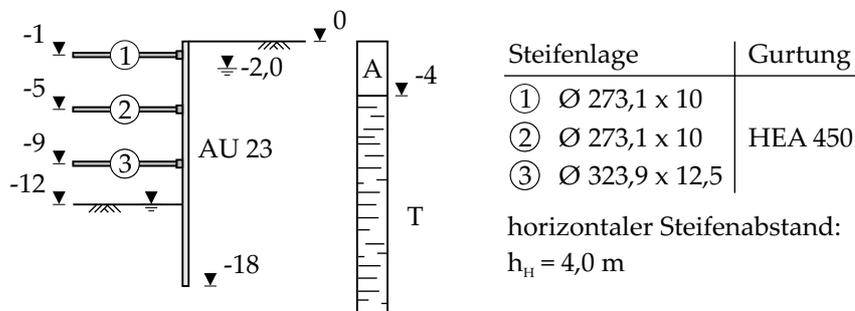
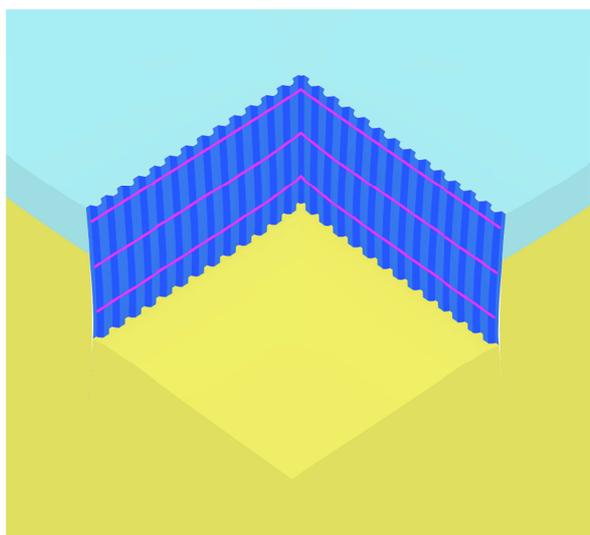


Abb. 6.37: Untersuchte Verbaukonstruktion mit Angaben zu den verwendeten konstruktiven Elementen.

Bei Modell A werden die Spundwände in der räumlichen Finite-Elemente-Berechnung mit ihrer entsprechenden Geometrie abgebildet (Abb. 6.38 a), wobei die Stege und Flansche der Spundwände mit Schalen-Elementen isotroper Steifigkeit und den in Abb. 6.38 b) dargestellten Materialstärken modelliert werden. Demgegenüber werden bei Modell B die Spundwände durch ein Schalen-Element je Seitenwand idealisiert, welche in der Baugrubenecke mit einem Momenten-Gelenk gekoppelt sind. Diesen

Schalen-Elementen werden die in Tab. 6.4 zusammengefassten, mit den Gleichungen (6.3) bis (6.9) ermittelten Parameter zugewiesen (vergleiche u.a. TORGERSRUD et al., 2015). Bezüglich der statischen Höhe  $h$ , des Flächenträgheitsmomentes  $I_1$  und der Fläche  $A$  der Spundwand werden die tabellierten Werte je laufenden Meter Wand in Ansatz gebracht. Das System wird hinsichtlich der zu führenden geotechnischen und konstruktiven Nachweise im Rahmen einer Voruntersuchung mit dem Programm GGU-RETAIN (Version 8.53) betrachtet. Auf eine Darlegung der Ergebnisprotokolle dieser Voruntersuchung wird verzichtet.

a) Blick in die ausgehobene Baugrube



b) Detailansicht der Spundwand

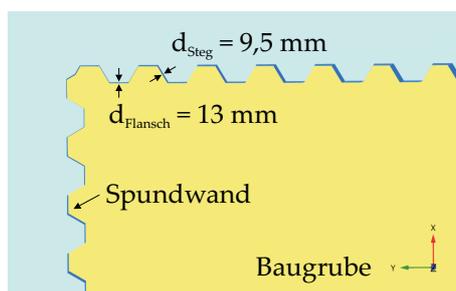


Abb. 6.38: Modell A (Aussteifungen ausgeblendet).

Tab. 6.4: Übersicht der angesetzten Parameter für die Schalen-Elemente

Parameter	Einheit	Größe
$d$	m	0,447
$E_1$	kN/m <sup>2</sup>	$14,305 \cdot 10^6$
$E_2$	kN/m <sup>2</sup>	$0,715 \cdot 10^6$
$G_{12}$	kN/m <sup>2</sup>	$0,715 \cdot 10^6$
$G_{13}$	kN/m <sup>2</sup>	$1,358 \cdot 10^6$
$G_{23}$	kN/m <sup>2</sup>	$0,407 \cdot 10^6$
$\gamma_{Pl}$	kN/m <sup>3</sup>	3,045

$$d = h \quad (6.3)$$

$$E_1 = 12 \cdot E_{\text{Stahl}} \cdot \frac{I_1}{d^3} \quad (6.4)$$

$$E_2 = E_1/20 \quad (6.5)$$

$$G_{12} = 6 \cdot E_{\text{Stahl}} \cdot \frac{I_1}{10 \cdot d^3} \quad (6.6)$$

$$G_{13} = E_{\text{Stahl}} \cdot \frac{A}{6 \cdot d} \quad (6.7)$$

$$G_{23} = E_{\text{Stahl}} \cdot \frac{A}{20 \cdot d} \quad (6.8)$$

$$\gamma_{\text{Pl}} = \frac{A \cdot \gamma_{\text{Stahl}}}{d} \quad (6.9)$$

Hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der horizontal verlaufenden Gurtungen im Bereich der Baugrubenecke werden zwei Varianten betrachtet. Bei Variante I werden die Gurtungen miteinander verbunden, während die Gurtungen bei Variante II ca. 0,7 m vor der Baugrubenecke enden.

#### 6.4.2 Vergleich der Berechnungsergebnisse

Die aushubinduzierten Horizontalverformungen der Verbauwände der Modelle A-I und B-I werden in Abb. 6.39 anhand einer Isolinien-Darstellung miteinander verglichen. Unabhängig von der Modellierung der Spundwände fällt auf, dass im Bereich der Baugrubenecken mit ca. 0,5 cm lediglich sehr geringe Horizontalverschiebungen auftreten. Die Zunahme der Horizontalverschiebungen mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken ist bei beiden Modellen in etwa gleich. Die auftretenden maximalen Verformungen in Seitenwandmitte liegen bei Modell B-I etwas über den für Modell A-I ermittelten Werten. Die Überschreitung fällt mit 0,5 cm indes vergleichsweise gering aus.

Hinsichtlich der auf die Spundwand einwirkenden Spannungen verdeutlicht Abb. 6.40, dass bei Variante I bei beiden Modellierungsansätzen im Bereich der Baugrubenecken sowie im Bereich der Aussteifungen Spannungskonzentrationen zu verzeichnen sind. Bei Modell B-I ist im Vergleich zu Modell A-I eine gewisse Vergleichmäßigung zu erkennen, wobei die auftretenden Spannungskonzentrationen betragsmäßig gut übereinstimmen. Die Darstellung der Resultierenden des einwirkenden Erddrucks  $E_{\text{ah}}^{3D}$  entlang der Seitenwand in Abb. 6.41 bestätigt diese Erkenntnis. In dem an die Baugru-

benecke (Spannungskonzentrationen) angrenzenden Bereich liegen die Werte von  $E_{ah}^{3D}$  bei Modell B-I etwas unter den für das detaillierte Modell A-I ermittelten Werten.

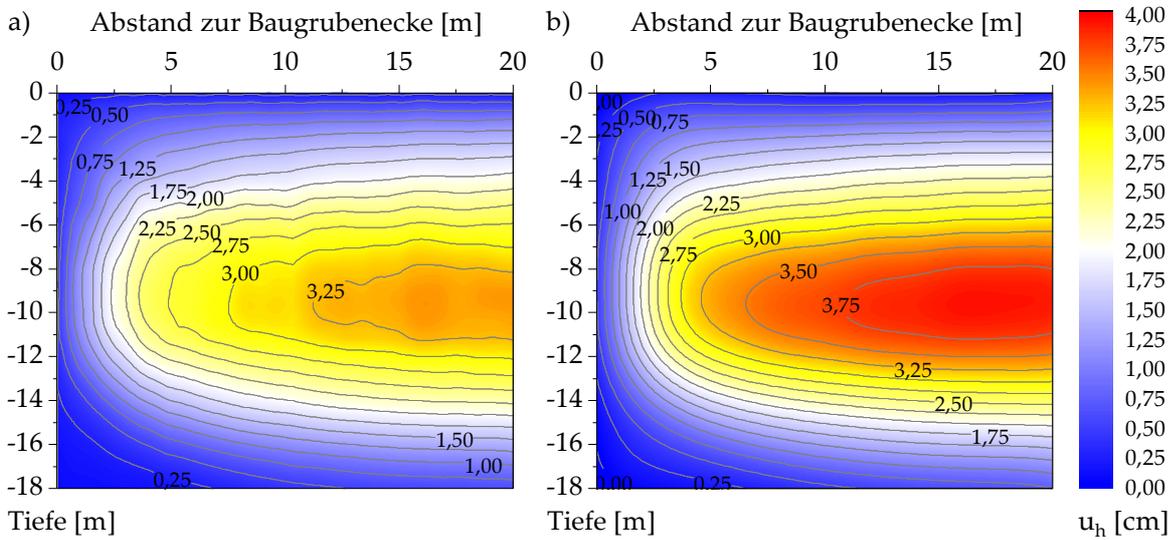


Abb. 6.39: Gegenüberstellung der Horizontalverschiebungen der Verbauwände für a) Modell A-I und b) Modell B-I.

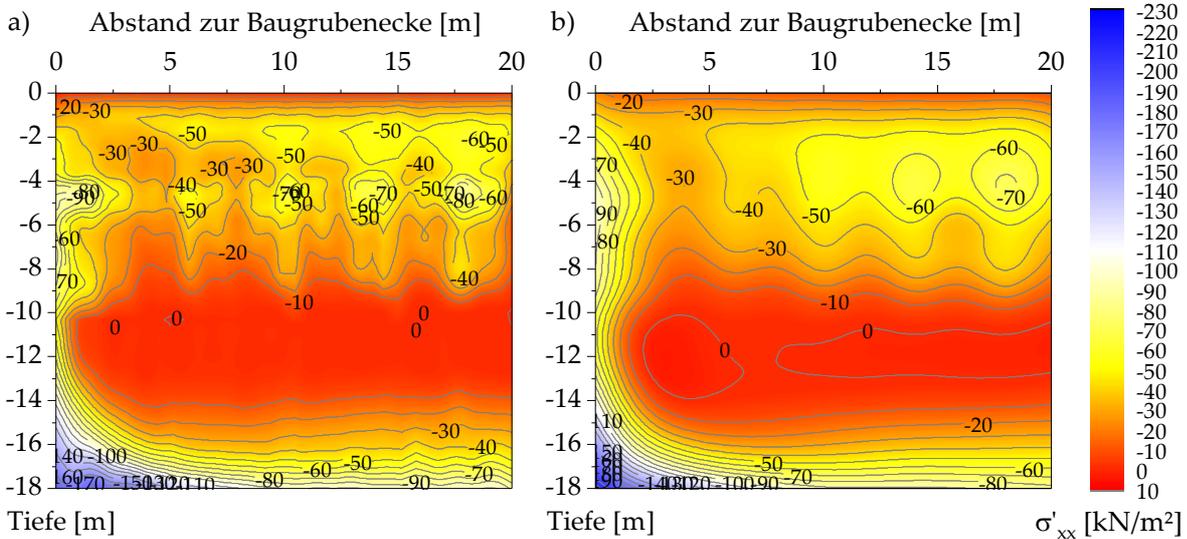


Abb. 6.40: Vergleich der einwirkenden Spannungen für a) Modell A-I und b) Modell B-I.

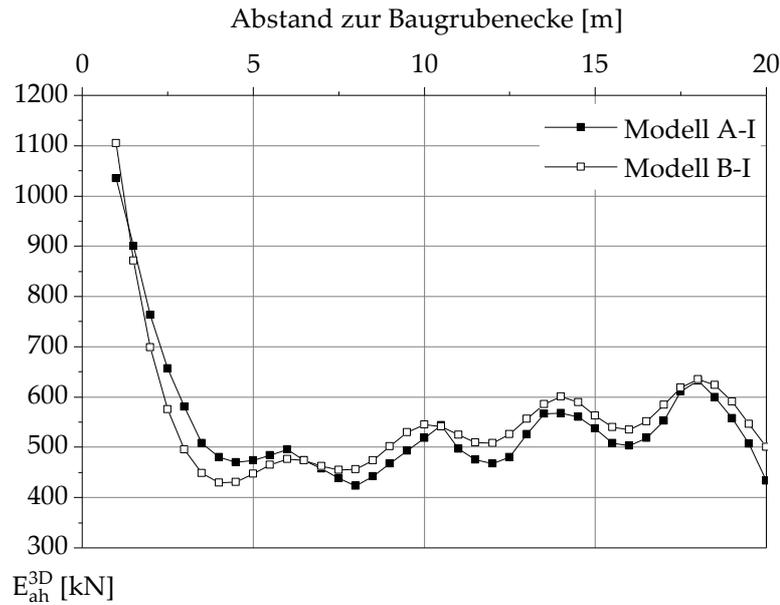


Abb. 6.41: Vergleich der Erddruck-Resultierenden: a) Modell A-I und b) Modell B-I.

Werden die Gurtungen im Bereich der Baugrubenecken nicht miteinander verbunden, so ergeben sich bei der detaillierten Modellierung der Spundwände (Modell A-II) unmittelbar an der Baugrubenecke mit 1,2 cm größere Horizontalverschiebungen als bei Modell A-I, vergleiche Abb. 6.42. Diese lokale Verformungszunahme lässt sich mit Modell B-II nicht wiedergeben. Hinsichtlich des Verlaufs der Horizontalverschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung sowie der auftretenden Maximalbeträge ergeben sich bei den betrachteten Varianten I und II keine Unterschiede.

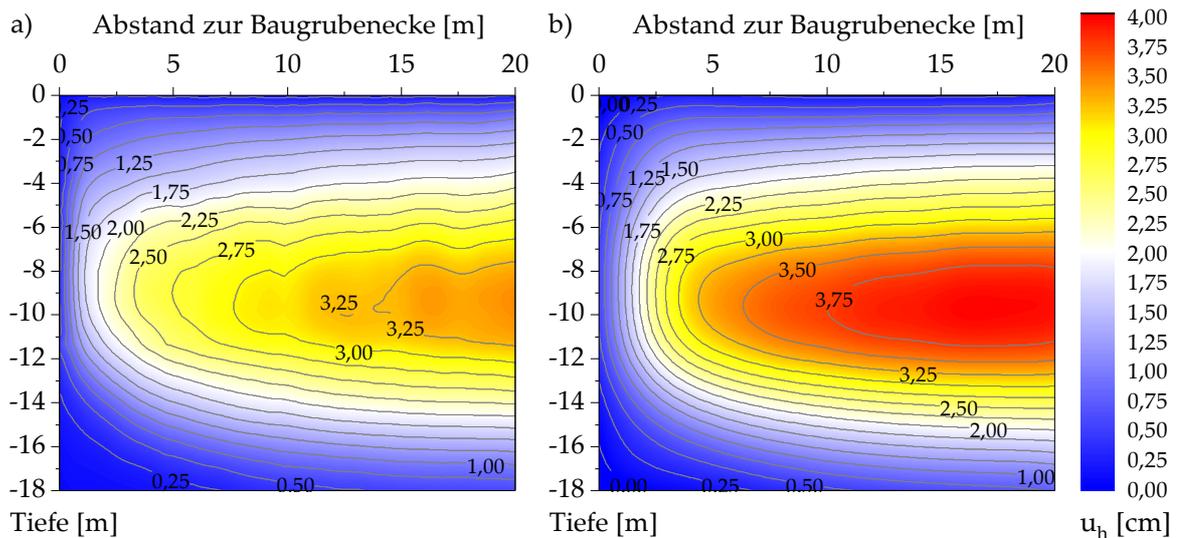


Abb. 6.42: Gegenüberstellung der Horizontalverschiebungen der Verbauwände für a) Modell A-II und b) Modell B-II.

Die Darstellung der einwirkenden Spannungen in Abb. 6.43 und insbesondere der Resultierenden des einwirkenden Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$  entlang der Seitenwand in Abb. 6.44 verdeutlicht, dass die sich an der Baugrubenecke einstellende Spannungskonzentration bei Modell A-II im Vergleich zu Modell B-II bzw. den Modellen der Variante I deutlich geringer ausfällt.

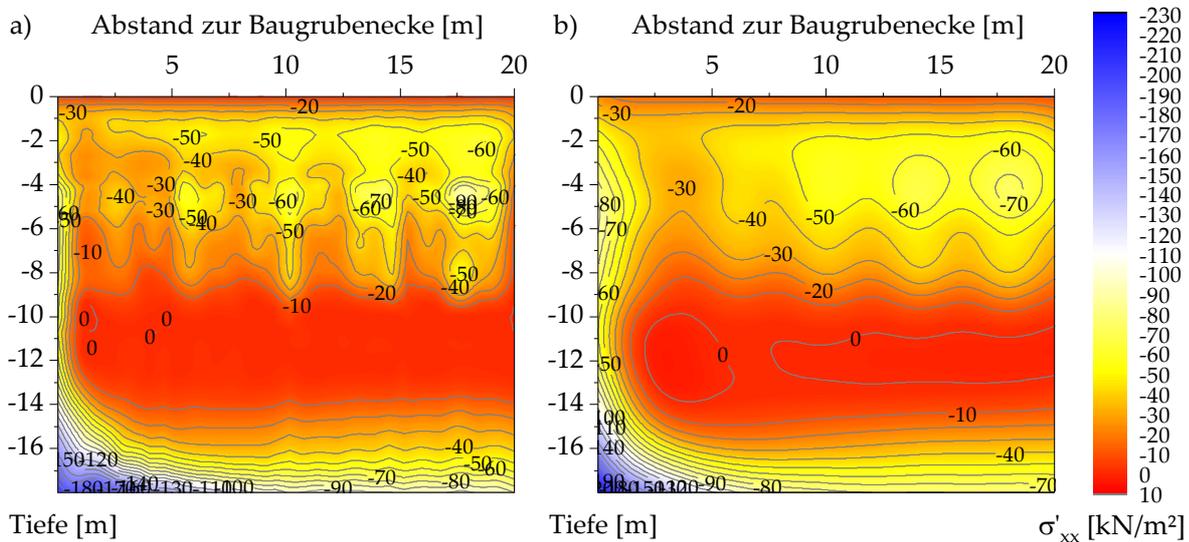


Abb. 6.43: Vergleich der einwirkenden Spannungen für a) Modell A-II und b) Modell B-II.

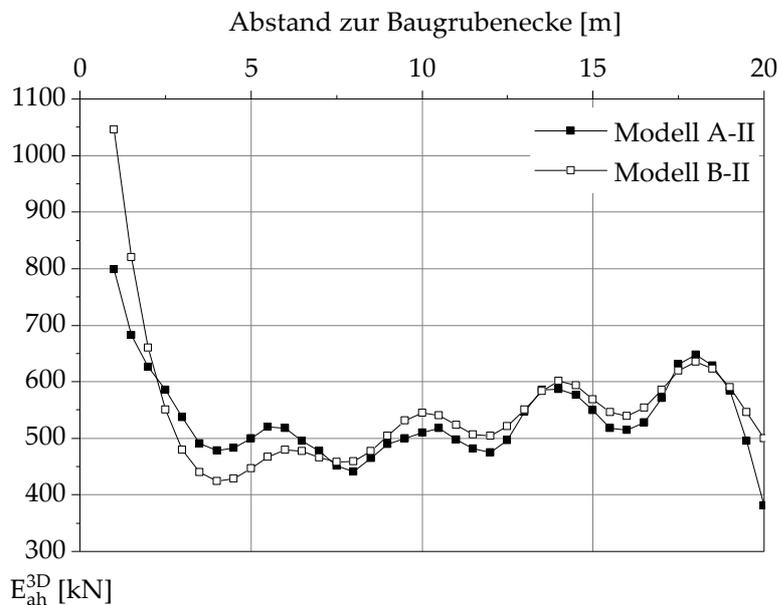


Abb. 6.44: Vergleich der Erddruck-Resultierenden: a) Modell A-II und b) Modell B-II.

Zurückzuführen ist dies auf die erläuterte Verformungszunahme an der Baugrubenecke, infolge des Verzichts auf die Verbindung der Gurtungen. Entlang der Seitenwand ergibt sich bei Modell A-II eine mit der Verteilung bei Modell A-I weitestgehend identische Verteilung der einwirkenden Spannungen. Lediglich im Bereich der Aussteifungen ergeben sich Spannungen, die minimal über den für Modell A-I ermittelten Werten liegen, vergleiche Abb. 6.44. Die sich für Modell B-II ergebende Verteilung der einwirkenden Spannungen bzw. der Resultierenden des einwirkenden Erddrucks  $E_{ah}^{3D}$  entlang der Seitenwand entspricht den Ergebnissen des Modells B-I.

### 6.4.3 Schlussfolgerung

Die durchgeführte Untersuchung zur Modellierung von Spundwänden in räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen zeigt, dass mit dem vereinfachten Ansatz zur Modellierung der Spundwände (Modell B) das Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben in Spundwandbauweise zutreffend beschrieben werden kann. Die aushubinduzierten Horizontalverschiebungen der Spundwände werden - auf der sicheren Seite liegend - etwas überschätzt. Die Verteilung des einwirkenden Erddrucks kann zutreffend ermittelt werden. Insofern die Gurtungen in den Baugrubenecken nicht miteinander verbunden sind, ergeben sich in diesem Bereich etwas größere Horizontalverschiebungen der Spundwände. In der Folge sind die sich dort einstellenden Spannungskonzentrationen etwas geringer ausgeprägt, während sich entlang der Seitenwände keine Beeinflussung ergibt.

## 6.5 Detailbetrachtung zur Systemabbildung von Trägerbohlwänden

In der Literatur findet sich lediglich eine äußerst begrenzte Anzahl an Veröffentlichungen, die sich mit der Abbildung von Trägerbohlwänden in räumlichen Finite Elemente Berechnungen auseinandersetzen. Bedingt wird dies durch den Einsatz dieses Verbausystems bei Randbedingungen, die lediglich untergeordnete Anforderungen an die eintretenden Verformungen der Verbauwand und der angrenzenden Geländeoberfläche aufweisen. Demzufolge ist auch die Ermittlung dieser durch den Aushubvorgang bedingt auftretenden Verformungen anhand höherwertiger numerischer Untersuchungen eher die Ausnahme.

### 6.5.1 Untersuchungsumfang

Wie in Abschnitt 6.2 für Schlitzwände und in Abschnitt 6.4 für Spundwände erfolgt auch für Trägerbohlwände eine grundsätzliche Betrachtung der Abbildung des Verbausystems in räumlichen Finite Elemente Berechnungen. Die betrachteten Varianten zur Abbildung der Bohlträger und der Ausfachung sind in Abb. 6.45 dargestellt und werden nachfolgend erläutert.

Bei Variante B1 werden die Bohlträger mit Balkenelementen und die Holzausfachung zwischen den Bohlträgern mit Schalenelementen abgebildet. Demgegenüber werden bei Variante S1 sowohl die Ausfachung als auch die Bohlträger mit Schalenelementen modelliert. Für die Konfiguration S1-I werden die Schalenelemente biegesteif miteinander verbunden, während für S1-II Momenten-Gelenke zwischen den unterschiedlichen Schalenelementen angeordnet werden. Eine detaillierte Abbildung der Geometrie des Bohlträgers mit einem Volumenelement wird bei den Varianten V1 und V2 vorgenommen. Bei Variante V1 wird die Ausfachung mit Schalenelementen und bei Variante V2 mit Volumenelementen idealisiert. Durch die Anordnung von Momenten-Gelenken zwischen den Schalenelementen und den mit Volumenelementen abgebildeten Bohlträgern erfolgt eine weitere Differenzierung zwischen den Konfigurationen V1-I und V1-II. Bei Variante V3 wird der Bohlträger durch ein rechteckiges Volumenelement abgebildet, dessen Abmessungen den äußeren Abmessungen des Bohlträgers entsprechen und dessen Steifigkeit der Biegesteifigkeit des Bohlträgers entspricht. Bis auf Variante V2-I wird bei allen Varianten die Ausfachung zwischen den Bohlträgern anhand von Schalenelementen idealisiert, denen ein anisotropes Materialverhalten zugewiesen wird. Demgegenüber kann der mit Volumenelementen abgebildeten Ausfachung bei Variante V2-I nur ein isotropes Materialverhalten zugewiesen werden.

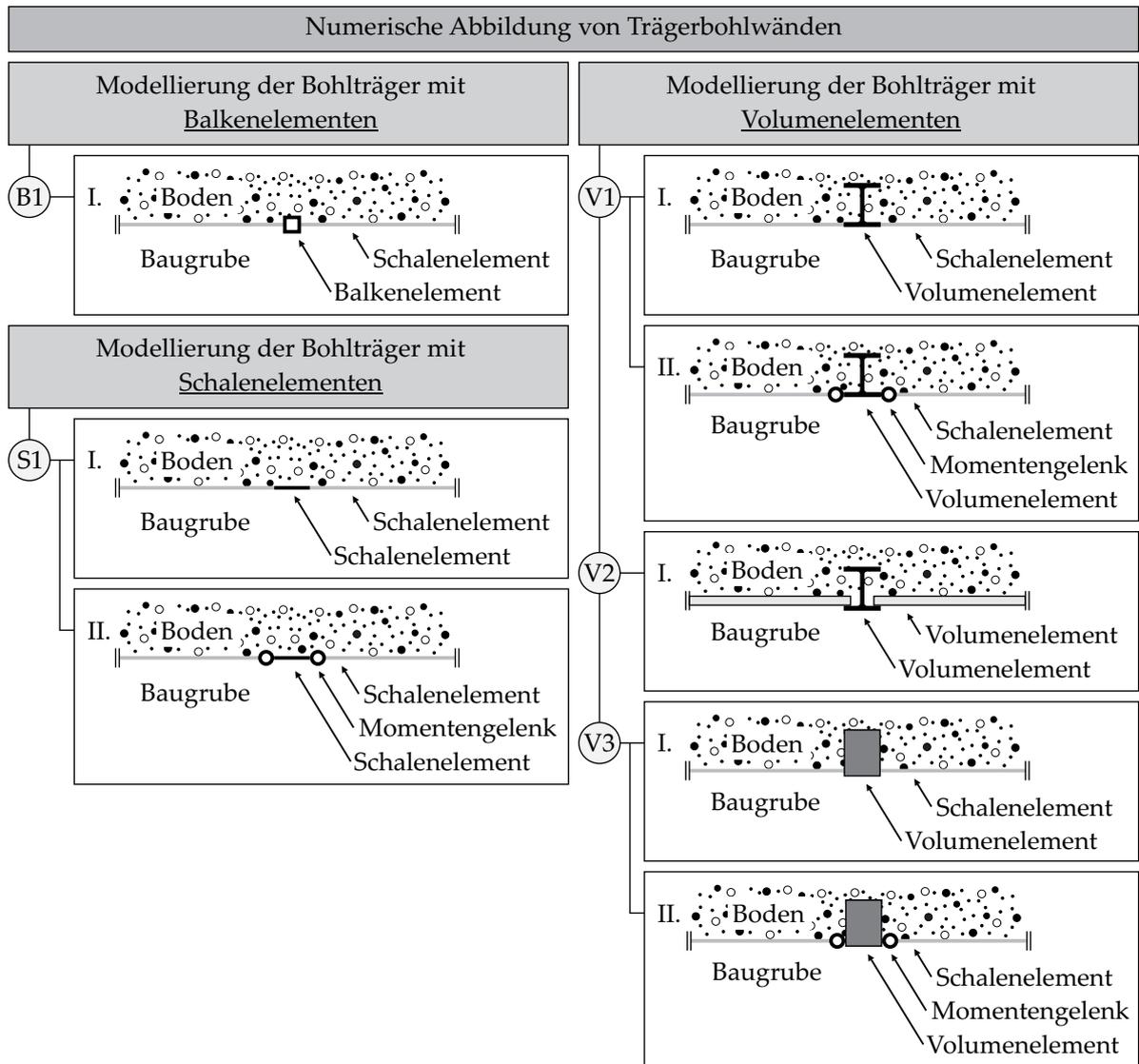


Abb. 6.45: Diskretisierung des Verbausystems „Trägerbohlwand“.

Die grundsätzliche Überprüfung der Eignung der unterschiedlichen Ansätze zur Modellierung der Bohlträger erfolgt in MITLMEIER (2017) anhand der Modellierung eines eingespannten lotrechten Stabes, der mit einer horizontalen Einzellast beansprucht wird, und dem Vergleich der Berechnungsergebnisse mit der baustatisch korrekten Lösung.

Nachfolgend wird eine eingehende, auf die geotechnischen Randbedingungen abgestimmte Untersuchung der erläuterten Varianten durch die Betrachtung eines in der Literatur dokumentierten Fallbeispiels einer messtechnisch begleiteten Linienbaugrube in Trägerbohlwand-Bauweise vorgenommen.

### 6.5.2 Modellbeschreibung

Bei dem in BRISKE & PIRLET (1968) dokumentierten Fallbeispiel „Neue Friesenstraße“ handelt es sich um eine 9,1 m tiefe und 10,4 m breite Linienbaugrube, welche im Zuge des Ausbaus des Streckennetzes der U-Bahn in Köln errichtet wurde. Der messtechnisch begleitete Abschnitt der einfach ausgesteiften Trägerbohlwand befand sich in Block 13 zwischen dem Friesenplatz und der Zeughausstraße. In Abb. 6.46 ist ein Schnitt des Verbausystems einschließlich des simplifizierten Baugrundmodells dargestellt. Der anstehende Baugrund setzt sich aus einer 4,8 m mächtigen schluffigen Auffüllung und den unterlagernden, bis in große Tiefen anstehenden Kies-Sanden zusammen, die für das Niederrheingebiet typisch sind. Von BRISKE & PIRLET (1968) werden die im Zuge des Aushubs der Baugrube erfassten Steifenkräfte sowie die Biegebeanspruchungen der Bohlträger dokumentiert, welche den Berechnungsergebnissen der nachfolgenden Untersuchungen gegenübergestellt werden. Eine Dokumentation der aufgetretenen Horizontalverformungen der Bohlträger liegt leider nicht vor.

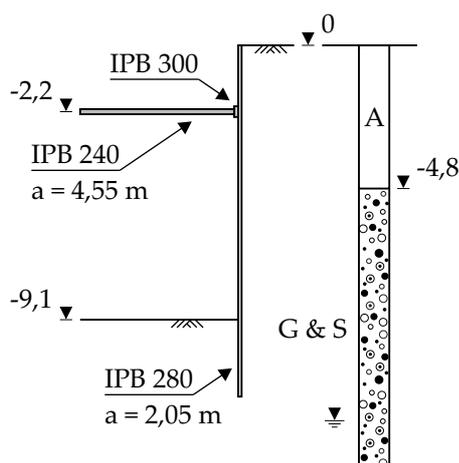


Abb. 6.46: Trägerbohlwand mit Holzausfachung, gemäß BRISKE & PIRLET (1968).

Zur vergleichenden Untersuchung der einleitend erläuterten Varianten wird ein räumliches Scheibenmodell erstellt. Dabei wird jeweils ein Bohlträger sowie seitlich angrenzend die Holzausfachung bis zu ihrer Symmetrielinie modelliert. Die Aussteifungen werden vereinfachend mit sogenannten „fixed-end“-Ankern modelliert. Bezüglich der angesetzten Kennwerte für die Abbildung des Spannungs-Dehnungsverhaltens der Böden mit dem Stoffmodell HS-small wird auf Anhang D verwiesen. Da bei dem von BRISKE & PIRLET (1968) dokumentierten Fallbeispiel in den Baugrund eingerammte Bohlträger zur Anwendung kamen, wurde zur Berücksichtigung der

Verspannungseffekte im Fußbereich der Bohlträger hier ein zylindrisches Volumenelement angeordnet, dem gesonderte Bodenparameter zugeordnet wurden.

Bereits in Scheffler (1975) wurde das Fallbeispiel „Neue Friesenstraße“ verwendet, um ein ebenes numerisches Berechnungsmodell zu validieren, wobei dabei gewisse Simplifikationen hinsichtlich der konstruktiven und geotechnischen Randbedingungen getroffen wurden. Auf eine vergleichende Darstellung der in Scheffler (1975) dokumentierten Ergebnisse wird demzufolge verzichtet.

### 6.5.3 Berechnungsergebnisse

Die folgenden Darlegungen basieren auf den in einer Masterarbeit ausgearbeiteten Erkenntnissen zur Abbildung von Trägerbohlwänden in räumlichen Finite Elemente Berechnungen, die am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart im Rahmen dieser Dissertation betreut wurde. Die in MITLMEIER (2017) dokumentierten Ergebnisse werden nachfolgend zusammenfassend vorgestellt und diskutiert.

In Abb. 6.47 a) sowie Abb. 6.48 a) sind die mit den in Abb. 6.45 vorgestellten Varianten berechneten Biegemomenten-Verläufe aufgetragen und den in BRISKE & PIRLET (1968) dokumentierten, an den Bohlträgern gemessenen Biegemomenten anhand der aufgetretenen Bandbreite der Messwerte gegenübergestellt. Unter Verwendung von Strukturelementen, i.e. Balken- bzw. Schalenelemente, zur Abbildung der Trägerbohlwände werden die Feldmomente in einer Tiefe von ca. 6 m bis 9 m im Vergleich zu den Ergebnissen der Feldmessungen tendenziell etwas überschätzt. Das maximale Feldmoment beträgt bei den Varianten B1-I, S1-I und S1-II ca. 70 kNm. Demgegenüber führen die Varianten, bei denen Volumenelemente zur Abbildung der Bohlträger eingesetzt werden, zu maximalen Feldmomenten, die mit maximal ca. 55 kNm in dem entsprechenden Tiefenbereich in der Größenordnung der oberen Bandbreite der in BRISKE & PIRLET (1968) dokumentierten Biegemomente liegen, obgleich die gemessenen Maximalwerte mit diesen Varianten nicht erreicht werden. Bei allen untersuchten Varianten liegt die maximale berechnete Beanspruchung im Feldbereich etwas tiefer als in den Feldmessungen festgestellt. Da für die aufgetretenen Stützmomente keine Messwerte dokumentiert sind, erfolgt der Vergleich lediglich zwischen den Berechnungsergebnissen der verschiedenen Varianten. Unter Einsatz von Strukturelementen werden die Stützmomente im Vergleich zu den Varianten mit Volumenelementen maßgeblich überschätzt. Bei den Varianten B1-I, S1-I und S1-II beträgt das Stützmoment in etwa -130 kNm, während bei den Varianten mit Volumenelementen mit ca. -90 kNm deutlich geringere Beanspruchungen herrschen. Hinsichtlich des Einspannmoments ergeben sich bei allen betrachteten Varianten vergleichbare Ergebnisse in der Größen-

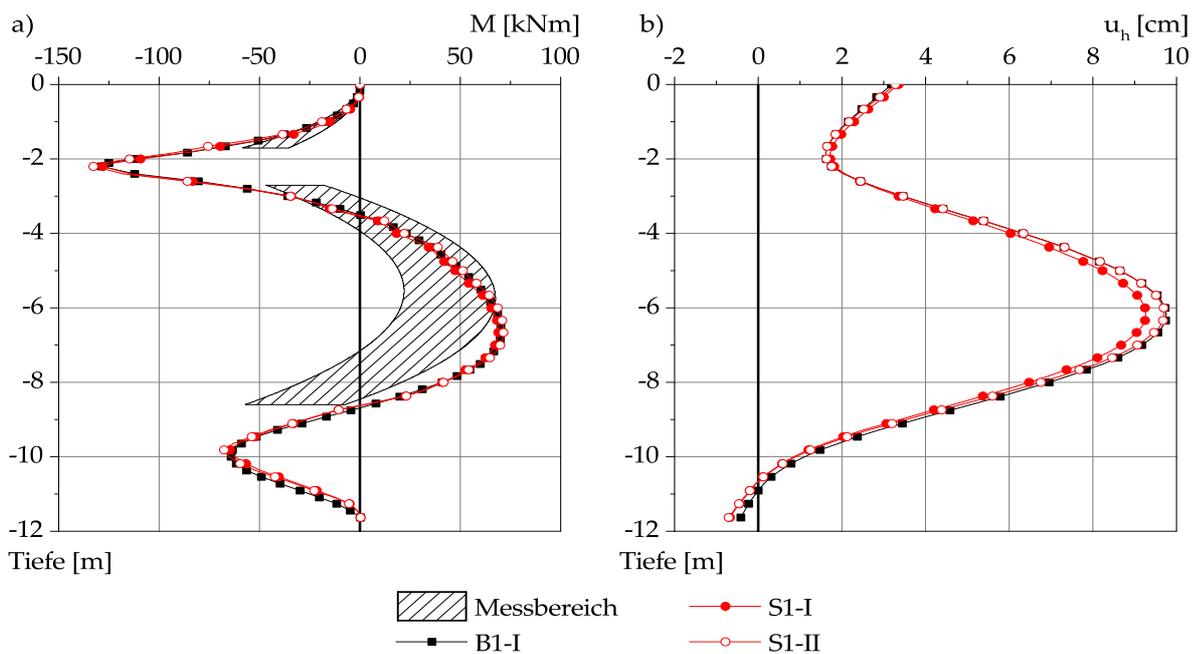


Abb. 6.47: Vergleich der Berechnungsergebnisse – Biegemomente und Horizontalverschiebungen bei den Varianten mit Balken- bzw. Schalenelementen.

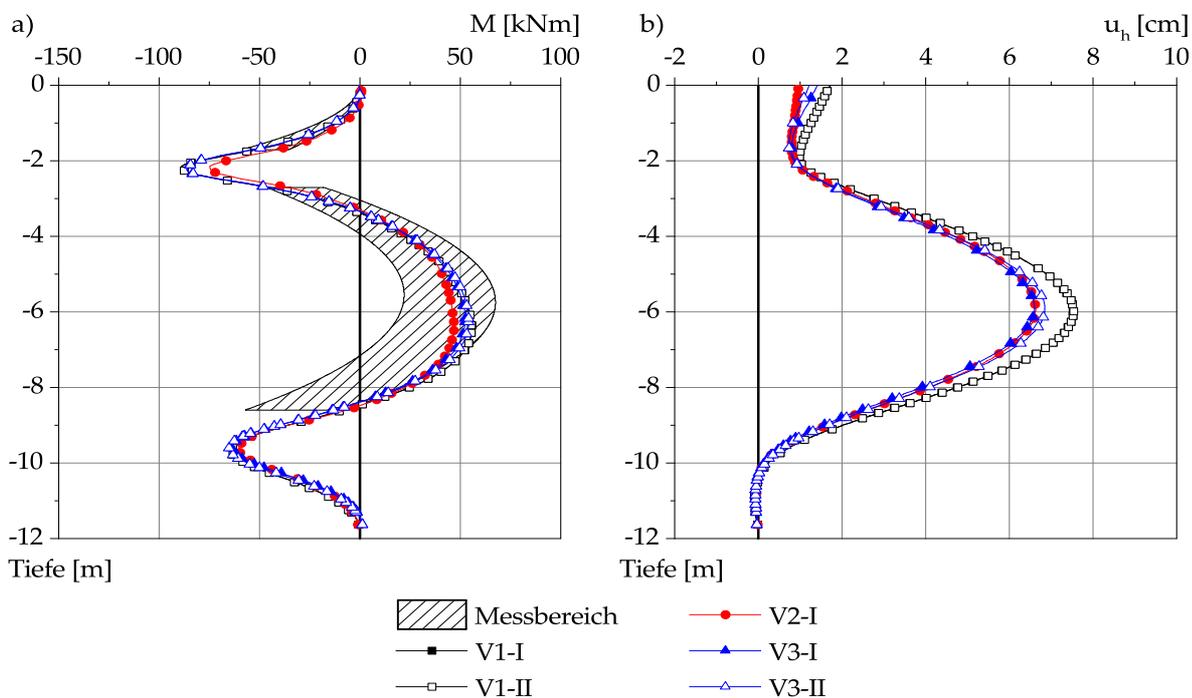


Abb. 6.48: Vergleich der Berechnungsergebnisse – Biegemomente und Horizontalverschiebungen bei den Varianten mit Volumenelementen.

ordnung von ca. -65 kNm, wobei das Maximum bei den Varianten mit Strukturelementen geringfügig tiefer liegt als bei den Varianten mit Volumenelementen. Die geringsten Biegebeanspruchungen ergeben sich für die Variante V2-I, bei der durch den Ansatz eines isotropen Materialverhaltens der Ausfachung, deren Anteil am Lastabtrag überschätzt wird.

Die infolge des Aushubs auftretenden Horizontalverschiebungen des Bohlträgers sind für die betrachteten Varianten in Abb. 6.47 b) sowie Abb. 6.48 b) zusammengefasst. Die sich ergebenden Verformungsfiguren sind qualitativ grundsätzlich vergleichbar, wobei sich die auftretenden Maximalbeträge in Abhängigkeit der Abbildung der Bohlträger unterscheiden. Die maximalen Verschiebungen treten in etwa in einer Tiefe von 6,3 m auf. Bei den Varianten B1-I und S1-II ergeben sich im Feldbereich maximal 9,8 mm. Eine geringfügige Verringerung der maximalen Horizontalverformung zeigt sich infolge der biegeeseifigen Verbindung zwischen den modellierten Schalenelementen bei Variante S1-I. Im Bereich der Fußeinspannung ist bei diesen Varianten ferner eine gewisse, wenn auch geringe Rückdrehung ersichtlich. Infolge der detailgetreuen Abbildung der Bohlträger und der Abbildung der Ausfachung mit Schalenelementen bei den Varianten V1-I und V1-II liegen die maximalen Horizontalverformungen bei 7,5 mm. Die Biegelinien der Bohlträger sind bei diesen beiden Varianten als deckungsgleich zu bezeichnen. Damit haben die definierten Momenten-Gelenke hier keinen Einfluss auf die Verformungen der Bohlträger. Mit 6,8 mm führen die Varianten V2-I, V3-I und V3-II zu den geringsten Horizontalverformungen im Feldbereich.

Der Mittelwert der in BRISKE & PIRLET (1968) dokumentierten, in Block 13 gemessenen Steifenkräfte wird den Ergebnissen der unter Ansatz der diversen Varianten durchgeführten Berechnungen in Tab. 6.5 gegenübergestellt. Die sich infolge des Aushubs der Baugrube einstellende Beanspruchung der messtechnisch überwachten Steifen betrug im Mittel 244 kN. Die Varianten unter Ansatz von Volumenelementen zur Abbildung der Bohlträger führen zu mit den Messgrößen vergleichbaren Werten. Demgegenüber resultiert bei Ansatz von Strukturelementen zur Idealisierung der Bohlträger (i.e. B1-I, S1-I und S1-II) eine Überschätzung der Steifenkräfte um ca. 40 %.

Tab. 6.5: Vergleich der gemessenen und der berechneten Steifenkräfte

Variante	Messung	B1-I	S1-I	S1-II	V1-I	V1-II	V2-I	V3-I	V3-II
Steifenkraft [kN]	i. M. 244	339	348	341	261	261	253	259	257

In Hinblick auf die weiterführenden Untersuchungen zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks werden nachfolgend die bei den unterschiedlichen Varianten ein-

wirkenden Horizontalspannungen hinter dem Bohlträger analysiert. Die Ergebnisse der Varianten B1-I, S1-I und S1-II sind in Abb. 6.49 a) zusammengestellt, während Abb. 6.49 b) die Ergebnisse der Varianten unter Einsatz von Volumenelementen enthält. In den beiden Diagrammen werden die einwirkenden Spannungen von der Geländeoberfläche bis zum Niveau der Baugrubensohle dargestellt.

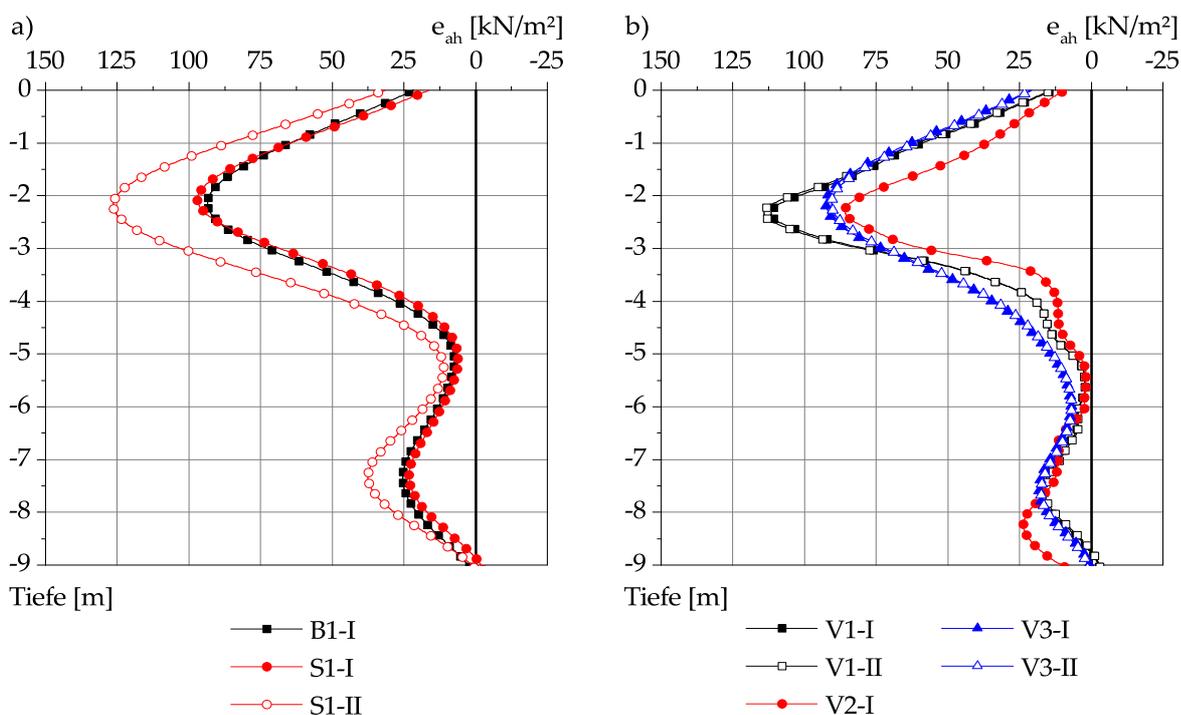


Abb. 6.49: Vergleich der Berechnungsergebnisse – Aktiver Erddruck.

Für alle untersuchten Varianten zeigt sich eine deutliche Spannungskonzentration auf Höhe der Steifenlage. Die Horizontalspannungen betragen in diesem Bereich zwischen 125 kN/m<sup>2</sup> bei Variante S1-II und 85 kN/m<sup>2</sup> bei Variante V2-I. Im Vergleich zu den übrigen Varianten führt S1-II mit dem Ansatz von Momenten-Gelenken zwischen den mit Schalenelementen idealisierten Bohlträgern und Ausfachungen damit zu einer Überschätzung der einwirkenden Spannungen im Bereich der Bohlträger. Bei den Varianten V1-I und V1-II bzw. V3-I und V3-II ist demgegenüber kein Einfluss des Anschlusses der Ausfachung an den Bohlträger zu identifizieren. Dies ist auf eine Vergleichmäßigung der einwirkenden Spannungen bei Ansatz von Volumenelementen zurückzuführen. In Analogie zu den Biegemomenten ergibt sich bei Variante V2-1 eine Unterschätzung der einwirkenden Spannungen, da sich die Abbildung der Ausfachung mit Volumenelementen isotroper Steifigkeit entsprechend auswirkt. Die lokal erhöhten Einwirkungen bei den Varianten V1-I und V1-II ergeben sich infolge der

detaillierten Diskretisierung der Bohlträger und der entsprechenden Lasteinleitung in den Stegbereich des Bohlträgers auf Höhe der Steifenlage. Bei Ansatz des Ersatzquerschnittes mit geringerer Steifigkeit bei den Varianten V3-I und V3-II zeigt sich dieser Effekt erwartungsgemäß nicht. Die bei den Varianten B1-I und S1-I resultierenden Spannungen in Höhe der Steifenlage entsprechen den mit den Varianten V3-I und V3-II ermittelten Werten. Unterhalb der Steifenlage nehmen die Horizontalspannungen bei allen Varianten ab, wobei sich mit zunehmender Tiefe bei ca. -7 m eine erneute Zunahme einstellt. Die sich anschließende Abnahme der auf die Bohlträger einwirkenden Horizontalspannungen lässt sich auf Spannungsumlagerungen infolge der Einspannung der Bohlträger unterhalb der Baugrubensohle zurückführen. Zwischen den mit den Varianten B1-I bzw. S1-I und den Varianten V1-I bzw. V1-II ermittelten Verläufen der einwirkenden Horizontalspannungen ergeben sich lediglich geringfügige Abweichungen, sich in Bezug auf die Ermittlung der einwirkenden Resultierenden egalalisieren.

### 6.5.4 Schlussfolgerung

Obgleich die Abbildung der Bohlträger mit Balkenelementen (Variante B1-I) im Vergleich zu den Varianten V1-I bzw. V1-II zu einer Überschätzung der Biegebeanspruchungen, der Steifenkräfte und der auftretenden Horizontalverformungen führt, ist diese Modellierungsvariante im Hinblick auf die Ermittlung des einwirkenden Erddrucks sowie den Einsatz bei räumlichen Berechnungsmodellen mit entsprechend großen Abmessungen unter Berücksichtigung der in Abschnitt 6.5.3 erläuterten Erkenntnisse als grundsätzlich sehr gut geeignet anzusehen. Dementsprechend werden für die weiterführenden Untersuchungen zur Abbildung der Bohlträger Balkenelemente eingesetzt, zumal sich der vorgenannte Effekt der Überschätzung bei der Betrachtung von räumlichen Verhältnisfaktoren egalisiert, da die entsprechenden ebenen Eingangsparameter mit Scheibenmodellen ermittelt werden.

## 6.6 Fallbeispiel einer Baugrube mit Trägerbohlwänden

Aufbauend auf den in Abschnitt 6.5 gewonnenen Erkenntnissen folgt im vorliegenden Abschnitt die Betrachtung einer der wenigen mit Trägerbohlwänden gesicherten Baugruben, für die in der Literatur räumliche Effekte dokumentiert sind.

### 6.6.1 Modellbeschreibung

Bei dem betrachteten, in ROMBERG (1973) dokumentierten Fallbeispiel handelt es sich um einen messtechnisch begleiteten Abschnitt einer Linienbaugrube zur Errichtung des S-Bahn-Bahnhofs in Frankfurt am Main. Wie bereits in Abschnitt 2.1 erläutert, wurden bei dieser Baugrube in größeren Abständen massive, mehrlagige Aussteifungen angeordnet. In der Folge ergab sich ein räumliches Verformungsverhalten der zwischen diesen Aussteifungen liegenden Trägerbohlwände. In der gegenständlichen Betrachtung werden die Festpunktaussteifungen von Block 11 (vergleiche Abb. 2.18) sowie der daran angrenzende Abschnitt mit einer Länge von ca. 23 m mit einem räumlichen numerischen Modell abgebildet. In Abb. 6.50 ist ein Schnitt des zwischen den Festpunktaussteifungen ausgeführten Verbausystems dargestellt. Der nachfolgend als Vergleichsgrundlage herangezogene Messquerschnitt befand sich in einem Abstand von ca. 23 m zu den Aussteifungen des Blocks 11. Damit stellt der Rand des erstellten numerischen Modells diesen Messquerschnitt dar.

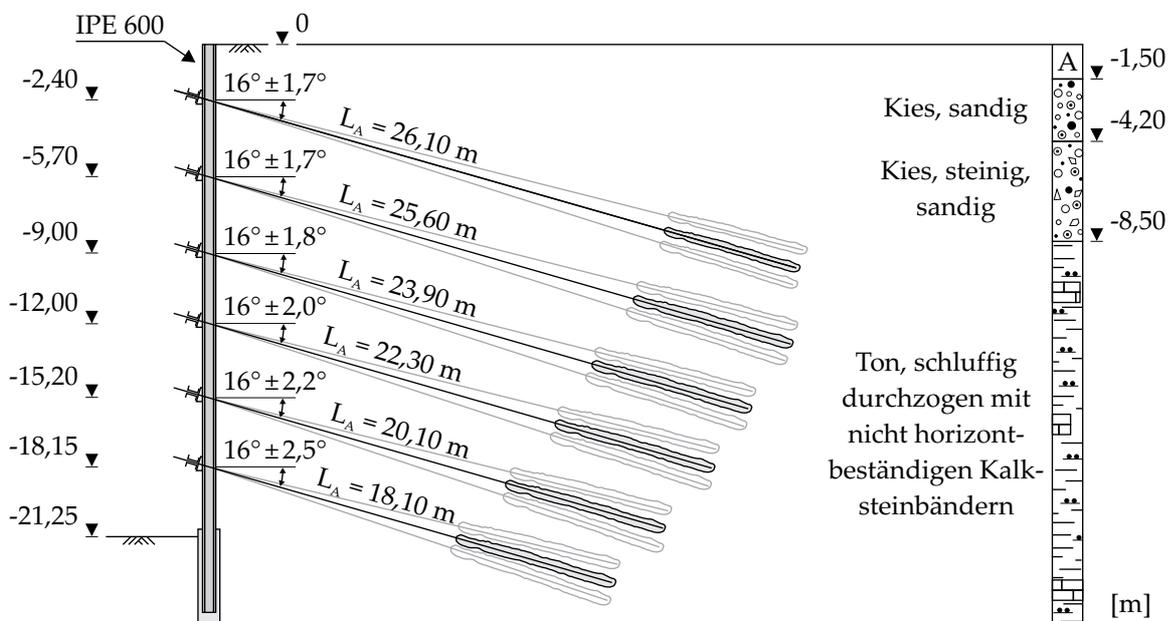


Abb. 6.50: Verbausystem zwischen den Festpunktaussteifungen, gemäß ROMBERG (1973).

### 6.6.2 Berechnungsergebnisse

Der Vergleich zwischen den in ROMBERG (1973) für den Messquerschnitt dokumentierten, gemessenen Biegebeanspruchungen der Bohlträger und den mit dem numerischen Modell ermittelten Beanspruchungen ist in Abb. 6.51 a) enthalten. Das Stützmoment im Bereich der obersten Ankerlage, das Feldmoment in einer Tiefe von ca. 13,7 m sowie das Einspannmoment im Bereich des Trägerfußes ausgenommen, können die gemessenen Biegemomente mit den Ergebnissen der durchgeführten Berechnung grundsätzlich bestätigt werden. Im Bereich der Fußeinbindung des Bohlträgers kann dies durch den unklaren Verlauf der Kalksteinbänke bedingt sein. Auch die berechneten Horizontalverformungen des Bohlträgers im Bereich des Messquerschnitts weisen hinsichtlich Betrag und Verlauf eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Verformungen auf, vergleiche Abb. 6.51 b).

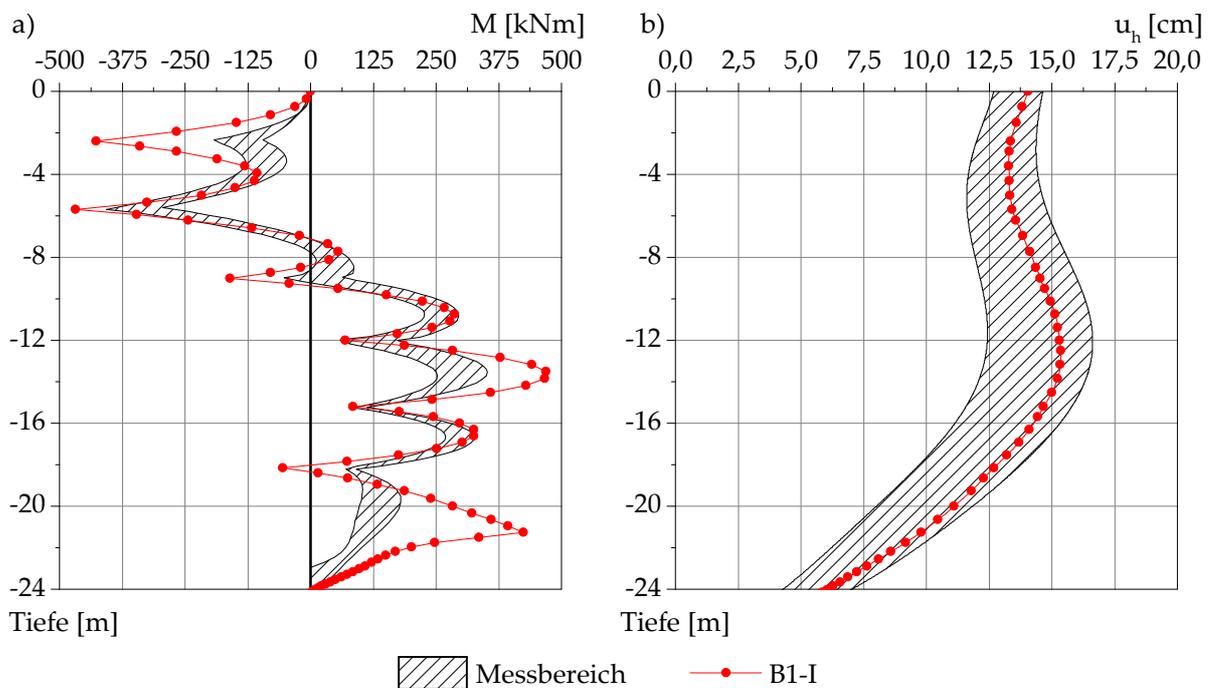


Abb. 6.51: Vergleich von Biegemomenten und Horizontalverformungen.

Nach Betrachtung der Berechnungsergebnisse im Bereich des Messquerschnittes erfolgt in Abb. 6.52 der Vergleich der berechneten Horizontalverformungen des Verbauwandkopfes mit den in ROMBERG (1973) dokumentierten Ergebnissen der durchgeführten Messungen. Dieser verdeutlicht, dass die Zunahme der Verformungen des Verbauwandkopfes mit zunehmendem Abstand zu den Festpunktaussteifungen in Block 11 (grau hinterlegter Bereich) mit dem numerischen Modell in geeigneter Weise

abgebildet werden kann. Der sich einstellende Verlauf ist durch eine ausgeprägte Zunahme der Horizontalverformungen in dem sich an die Festpunktaussteifungen anschließenden Bereich gekennzeichnet. Auch die maximal auftretende Verschiebung des Verbauwandkopfes von 13,5 cm wird mit dem Berechnungsmodell dem Betrage nach bestätigt. Ergänzend zu der räumlichen Berechnung wurde mit einem Scheibenmodell der ebene Zustand abgebildet. In Abb. 6.52 ist der aus dieser Berechnung resultierende Wert der Horizontalverschiebung des Verbauwandkopfes  $u_{h,2D}$  von 14 cm dargestellt. Dieser Vergleich zeigt, dass im Bereich des Messquerschnittes nahezu der ebene Verformungszustand erreicht wird.

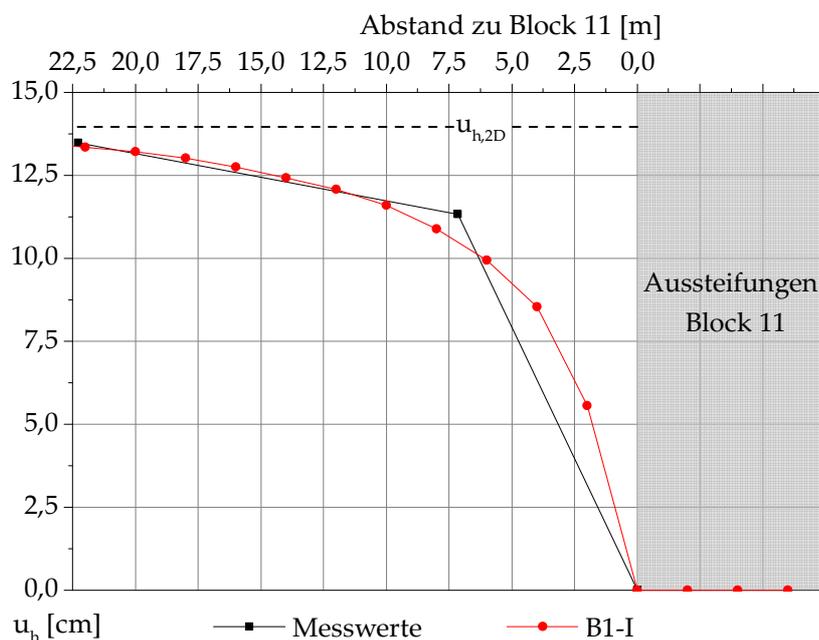


Abb. 6.52: Horizontalverformungen des Verbauwandkopfs entlang des abgebildeten Wandabschnittes.

Im Bereich der Festpunktaussteifungen ergeben sich - infolge der „Einführung“ der konstruktiven Verformungsrandbedingung und der deutlich höheren Steifigkeit der Aussteifungen - erwartungsgemäß maßgebliche Spannungskonzentrationen. In Abb. 6.53 sind die auf die Bohlträger einwirkenden Resultierenden des Erddrucks entlang der betrachteten Trägerbohlwand dargestellt. Im Bereich der Festpunktaussteifungen liegen die Beträge der auf die Bohlträger einwirkenden Erddruckresultierenden zwischen 5600 kN und 8600 kN. Damit liegen die Erddruckresultierenden hier deutlich über den Werten, die sich im Bereich des Messquerschnittes ergeben. Dort betragen die Erddruckresultierenden im Mittel ca. 3800 kN und liegen damit um ca. 30 % unter dem geringsten an den Aussteifungen berechneten Wert. In Abb. 6.53 ist zudem die

aus der ebenen Berechnung abgeleitete Erddruckresultierende mit einem Betrag von 3950 kN dargestellt. Es zeigt sich, dass in einem an die Festpunktaussteifungen angrenzenden Bereich mit einer Länge von ca. 5 m die Erddruckresultierenden ca. 80 % des ebenen Wertes betragen. Daran anschließend steigen die Beträge der Erddruckresultierenden sukzessive an, um im Bereich des Messquerschnittes - in einem Abstand von 22,5 m von den Festpunktaussteifungen - nahezu dem ebenen Wert zu entsprechen.

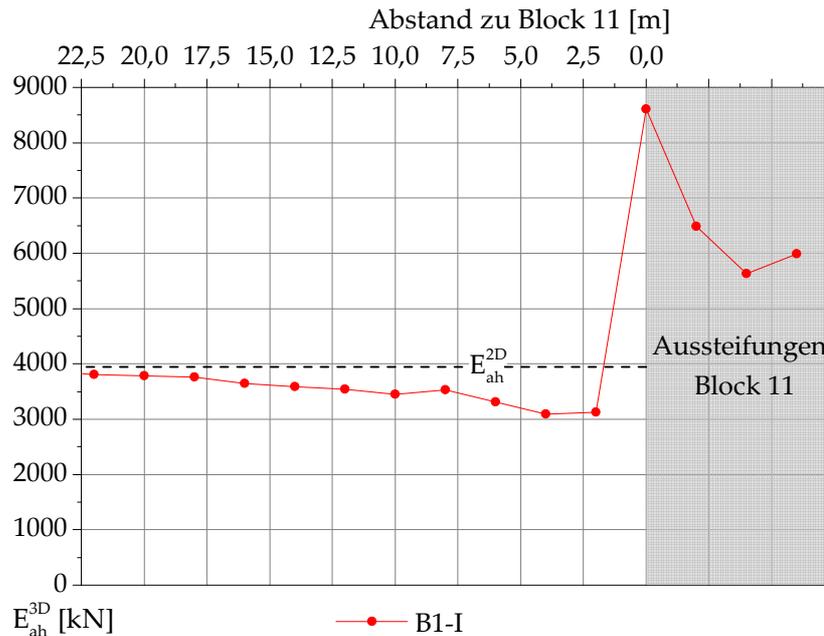


Abb. 6.53: Einwirkender Erddruck im Bereich des abgebildeten Wandabschnittes.

### 6.6.3 Schlussfolgerung

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Größen für das Fallbeispiel „S-Bahn-Bahnhof, Frankfurt am Main“ zeigt, dass die in ROMBERG (1973) dokumentierten räumlichen Effekte mit dem erstellten numerischen Modell in geeigneter Weise wiedergegeben werden können. Ferner belegen die dargelegten Ergebnisse, dass sich eine durch räumliche Effekte beeinflusste Verteilung des einwirkenden aktiven Erddrucks ergibt. Damit ist die Grundlage geschaffen, um das Trag- und Verformungsverhalten von mit Trägerbohlwänden gesicherten Baugruben mit rechteckigem Grundriss systematisch zu untersuchen und die vorherrschenden räumlichen Effekte zu quantifizieren.



# Kapitel 7 Parameterstudie zu räumlichen Effekten bei rechteckigen Baugruben

## 7.1 Einführung

Die in dem vorangegangenen Kapitel enthaltenen Diskussionen zur Abbildung der Verbauwandarten und die gewonnenen Erkenntnisse bilden die Grundlage zur Anwendung räumlicher Finite Elemente Berechnungen zur strukturierten Untersuchung räumlicher Effekte bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss. Es werden dabei Baugruben mit baupraktisch relevanten Abmessungen in numerischen Modellen abgebildet und der Aushubvorgang wird simuliert. Insbesondere die Betrachtung der auf die Verbauwände einwirkenden aktiven Erddrücke steht im Fokus der Untersuchung.

Die im vorliegenden Kapitel betrachteten Verbauwandarten sind in Abb. 7.1 zusammengefasst und in Hinblick auf deren strukturelle Eigenschaften differenziert. Es erfolgt eine Untergliederung der Verbauwandarten in drei Kategorien. Der Kategorie A werden Verbauwände zugeordnet, die eine hohe Biege- und Dehnsteifigkeit in Wandtiefen- und in Wandlängsrichtung aufweisen, wie dies zum Beispiel bei Schlitzwänden oder überschnittenen Bohrpfahlwänden der Fall ist. Bei Verbauwänden der Kategorie B liegt die Biegesteifigkeit in Wandtiefenrichtung unter der Biegesteifigkeit von Kategorie A und es ist eine nennenswerte Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung vorhanden. Der Kategorie B sind Spundwände zuzuordnen. Eine ebenfalls geringere Biegesteifigkeit als die Kategorie A weist die Kategorie C auf, wobei hier keine nennenswerte Dehnsteifigkeit in Wandlängsrichtung vorhanden ist. Beispielsweise sind Trägerbohlwände der Kategorie C zuzuordnen.

Im Rahmen der gegenständlichen Parameterstudie wird eine umfangreiche Variation der geometrischen, der geotechnischen und der konstruktiven Randbedingungen vorgenommen. Die Abmessungen der Baugruben werden durch den Ansatz unterschiedlicher Seitenwandlängen der Primärwand  $L_A$ , entlang derer grundsätzlich die Auswertung der betrachteten Größen erfolgt, sowie der Komplementärwand  $L_B$  variiert. Zudem werden unterschiedliche Baugrubentiefen  $H$  in Ansatz gebracht. Neben dem Ansatz unterschiedlicher Baugrundmodelle werden die bodenmechanischen

Kennwerte der betrachteten Böden in gewissen Grenzen variiert. Ferner wird eine Variation der strukturellen Eigenschaften der Verbauwände vorgenommen und es werden unterschiedliche Arten der Stützung des Baugrubenverbaus betrachtet.

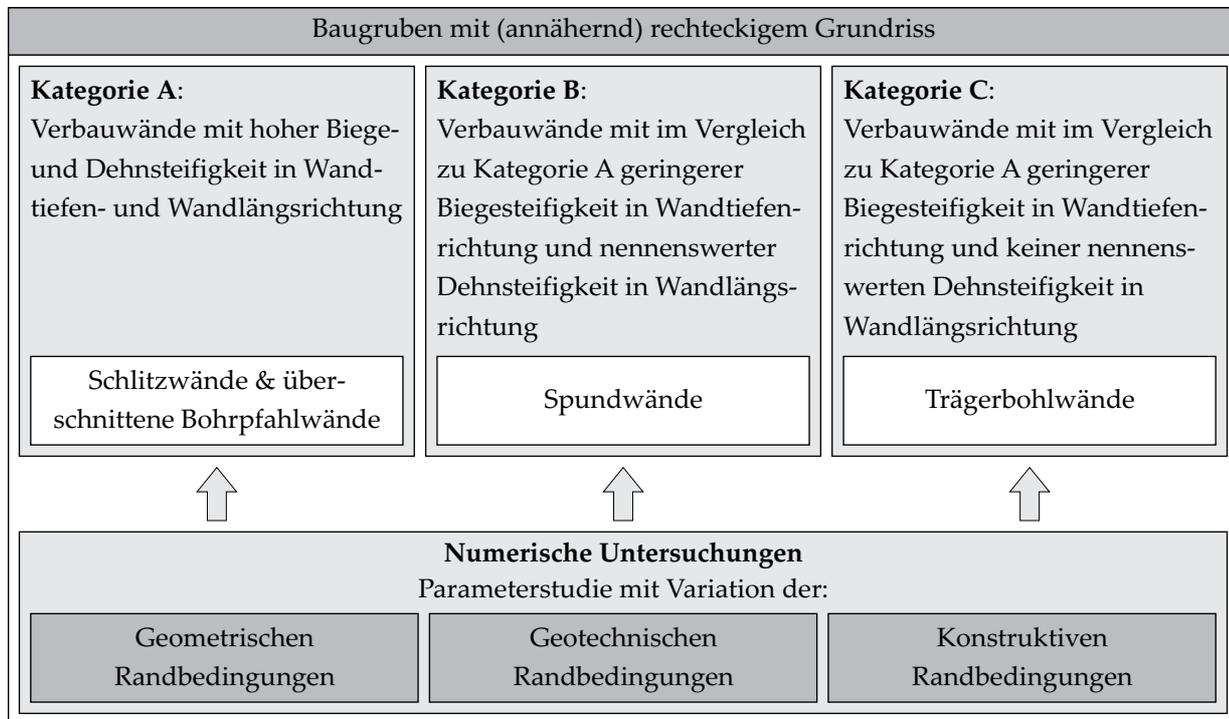


Abb. 7.1: Übersicht zum Untersuchungsumfang im Rahmen der Parameterstudie.

In Abschnitt 7.2 werden die vorgenannten Randbedingungen für Baugruben in Schlitzwandbauweise variiert. Die Betrachtung von Baugruben, die mit Spundwänden gesichert sind, schließt sich in Abschnitt 7.3 an. Abschließend werden in Abschnitt 7.4 die räumlichen Effekte bei Baugruben mit Trägerbohlwänden betrachtet.

Das Ziel der Parameterstudien ist es, die Einflüsse der geometrischen, der geotechnischen und der konstruktiven Randbedingungen auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbauwände sowie die Verteilung des auf die Verbauwände einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks zu untersuchen. Die maßgeblichen Einflussfaktoren werden identifiziert, um eine Grundlage für eine Fortschreibung der bestehenden Ansätze des räumlichen aktiven Erddrucks zu schaffen.

## 7.2 Numerische Untersuchung von Baugruben mit Schlitzwänden

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen zum räumlichen Trag- und Verformungsverhaltens von Baugruben in Schlitzwandbauweise werden die in Abb. 7.2 dargestellten Systeme betrachtet. Zur Identifikation des Einflusses der geometrischen, konstruktiven und geotechnischen Randbedingungen auf die Einwirkungen auf das Verbausystem sowie die resultierende Beanspruchungen und Verformungen wird eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt.

Konstruktive Ausbildung der Verbaukonstruktionen mit Schlitzwänden [SW]		
System Steifen [S]	System Anker [A]	System Deckenscheiben [D]
<p>Steifen</p> <p><math>EA = 4,2 \cdot 10^6 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 4 \text{ m}</math></p>	<p>Anker</p> <p><b>1. - 5. Lage:</b>  <math>EA = 1,6 \cdot 10^5 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 2 \text{ m}</math>  <math>P_{\text{Anker}} = 325 \text{ bis } 405 \text{ kN}</math>            je nach Baugrundmodell            freie Länge = 20 m            Verpresskörper = 10 m</p> <p><b>6. - 7. Lage:</b>  <math>EA = 3,3 \cdot 10^5 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 1,3 \text{ m}</math>  <math>P_{\text{Anker}} = 440 \text{ bis } 785 \text{ kN}</math>            je nach Baugrundmodell            freie Länge = 25 m            Verpresskörper = 12 m</p>	<p>Deckenscheiben</p> <p><math>E = 25 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2</math>  <math>d = 0,8 \text{ m}</math></p>

Abb. 7.2: Übersicht der untersuchten Verbaussysteme.

Hinsichtlich des Stützsystems umfassen die numerischen Berechnungen damit neben ausgesteiften und rückverankerten Verbauwänden auch Baugruben in Deckelbauweise. Die Schlitzwände werden in allen Berechnungen mit Schalenelementen idealisiert. Die Dicke der Schlitzwände beträgt 1 m. Zur Diskretisierung der Aussteifungen werden sogenannte „fixed-end“-Anker und für die Gurtungen „beam“-Elemente verwendet, während für die Verankerungen „node-to-node“-Anker und „embedded-pile“-Elemente eingesetzt werden. Die Deckenscheiben werden wie die Schlitzwände mit Schalenelementen abgebildet. Die den konstruktiven Elementen zugewiesenen Kennwerte sind in Anhang D aufgeführt. Die Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  werden zwischen 20 m und 100 m in Schritten von 20 m variiert. Ferner werden drei unterschiedliche Aushubtiefen  $H$  untersucht. Die betrachteten Aushubtiefen betragen 12 m, 20 m und 28 m. Die Gesamttiefe  $T$  der Schlitzwand bei den vorgenannten Aushubtiefen beträgt 20 m, 35 m bzw. 50 m.

Die Variation der geotechnischen Randbedingungen beinhaltet den Ansatz von drei verschiedenen Baugrundmodellen, vergleiche Abb. 7.3. Während bei Baugrundmodell 1 bindiger Boden ansteht und bei Baugrundmodell 2 eine mächtige nichtbindige Schicht von einem bindigen Horizont unterlagert wird, zeichnet sich das Baugrundmodell 3 durch eine Wechsellagerung bindiger und nichtbindiger Schichten aus.

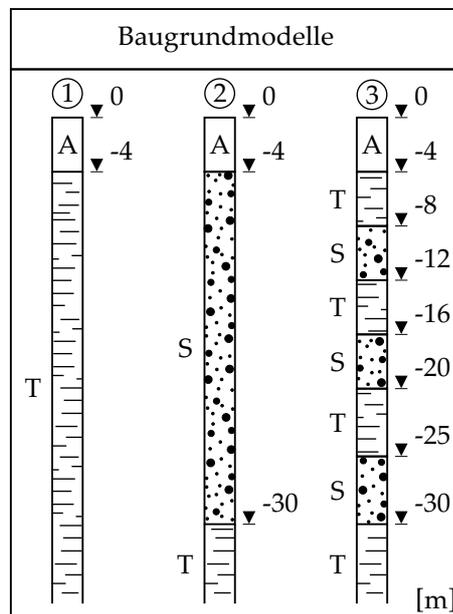


Abb. 7.3: Betrachtete Baugrundmodelle.

Bezüglich der angesetzten Kennwerte für die Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Böden mit dem Stoffmodell HS-small wird auf Anhang D verwiesen.

Neben den unterschiedlichen Baugrundmodellen werden auch der Einfluss des Reibungswinkels, der Kohäsion sowie der Steifigkeit der Böden auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten durch eine ergänzende Parametervariation untersucht.

Die Bezeichnung des jeweiligen Parametersatzes erfolgt mit Kurzzeichen unter Berücksichtigung der Verbauwandart, in den vorliegenden Fällen dementsprechend Schlitzwände (SW), des Aussteifungssystems (S, D bzw. A), des betrachteten Baugrundmodells sowie der Aushubtiefe. Alle Systeme werden hinsichtlich der zu führenden geotechnischen und konstruktiven Nachweise im Rahmen von Voruntersuchungen mit dem Programm GGU-RETAIN (Version 8.53) betrachtet.

Die Betrachtung der Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudie wird - neben der Diskussion der berechneten Größen selbst - anhand der in Abschnitt 3.1 definierten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  vorgenommen. Die entsprechenden Werte für den ebenen Fall werden mit numerischen Berechnungen ermittelt, in denen der jeweilige ebene Schnitt mit dem Programm Plaxis 3D mit einem Scheibenmodell abgebildet wird.

Aufgrund der im numerischen Modell gewählten Abbildung der Schlitzwände mit Schalenelementen isotroper Steifigkeit sind die nachfolgenden Erkenntnisse sowohl für Schlitzwände als auch für überschnittene Bohrpfahlwände gültig.

### 7.2.1 Variation der geometrischen Randbedingungen

Hinsichtlich der Ermittlung des Einflusses der geometrischen Randbedingungen auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten werden zunächst die Ergebnisse der Untersuchungen für ausgesteifte Schlitzwände in bindigen Baugrundverhältnissen vorgestellt. In Tab. 7.1 sind die in Seitenwandmitte ermittelten Resultierenden des aktiven Erddrucks für die räumlichen Fälle sowie für den ebenen Fall bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  ( $L_B$  entspricht im ebenen Fall der Baugrubenbreite) bei einer Aushubtiefe  $H$  von 20 m zusammengefasst. Im Fall des ebenen Systems nimmt die Belastung aus aktivem Erddruck mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_B$  (Komplementärwandlänge bzw. Baugrubenbreite) ab. Bei den räumlichen Fällen zeigt sich, dass bei konstanter Primärwandlänge - mit Ausnahme von  $L_A = 20$  m - die Einwirkung aus Erddruck mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_B$  ebenfalls abnimmt. Für eine Seitenwandlänge  $L_A = 20$  m ist demgegenüber eine Zunahme der Einwirkung festzustellen. Je größer die Seitenwandlänge  $L_A$  ist, umso größer ist die Resultierende des aktiven Erddrucks in Seitenwandmitte.

Tab. 7.1: Übersicht der Resultierenden des aktiven Erddrucks in Seitenwandmitte

	$L_B$ [m]	20	40	60	80	100
2D		$E_{ah,2D}$ [kN]				
		3874	3782	3773	3743	3700
3D	$L_A$ [m]	$E_{ah,3D}$ [kN]				
	20	2201	2248	2342	2376	2353
	40	2596	2294	2171	2072	1974
	60	3326	3092	2985	2893	2838
	80	3615	3440	3337	3254	3191
	100	3786	3613	3513	3451	3376

In Abb. 7.4 sind die aus den Berechnungsergebnissen abgeleiteten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  für den aktiven Erddruck in Abhängigkeit der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  bei einer Aushubtiefe  $H$  von 20 m dargestellt. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgt jeweils entlang der Primärwand mit der Länge  $L_A$ . Unabhängig von der betrachteten Primärwandlänge  $L_A$  ergeben sich an den Baugrubenecken Spannungskonzentrationen, während in den mittleren Bereichen bzw. entlang der Seitenwände die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  kleiner als 1,0 sind. Mit zunehmender Primärwandlänge  $L_A$  ergibt sich eine Zunahme von  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte. Bei einer Primärwandlänge von 20 m beträgt  $\Lambda(E_{ah})$  zwischen 0,57 ( $L_B = 20$  m) und 0,64 ( $L_B = 100$  m). Für Primärwandlängen  $L_A > 20$  m nehmen die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte mit zunehmender Wandlänge  $L_B$  ab. Für 40 m lange Primärwände liegt  $\Lambda(E_{ah})$  zwischen 0,67 ( $L_B = 20$  m) und 0,53 ( $L_B = 100$  m), während bei 60 m langen Primärwänden die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  zwischen 0,86 ( $L_B = 20$  m) und 0,77 ( $L_B = 100$  m) liegen. Damit liegt die Einwirkung aus Erddruck für Baugruben mit Seitenwandlängen  $< 60$  m deutlich unter den für den ebenen Fall maßgebenden Einwirkungen. Bei Primärwandlängen von  $L_A = 80$  m bzw. 100 m betragen die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  im Mittel 0,89 bzw. 0,94, so dass für diese Primärwandlängen in Seitenwandmitte nahezu ebene Verhältnisse vorliegen. Die Länge des Bereiches an den Baugrubenecken, in dem Spannungskonzentrationen vorliegen, ist als nahezu unabhängig von der Primärwandlänge anzusehen und beträgt zwischen 5 m ( $L_B = 20$  m) und 8 m (ab  $L_B = 40$  m).

Das Verformungsverhalten der Verbauwände wird von den Abmessungen der Baugrube maßgeblich beeinflusst. Die Baugrubenecken sind dabei unabhängig von den vorliegenden Seitenwandlängen als nahezu unverschieblich anzusehen, vergleiche Abb. 7.5. Mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken nehmen die Horizon-

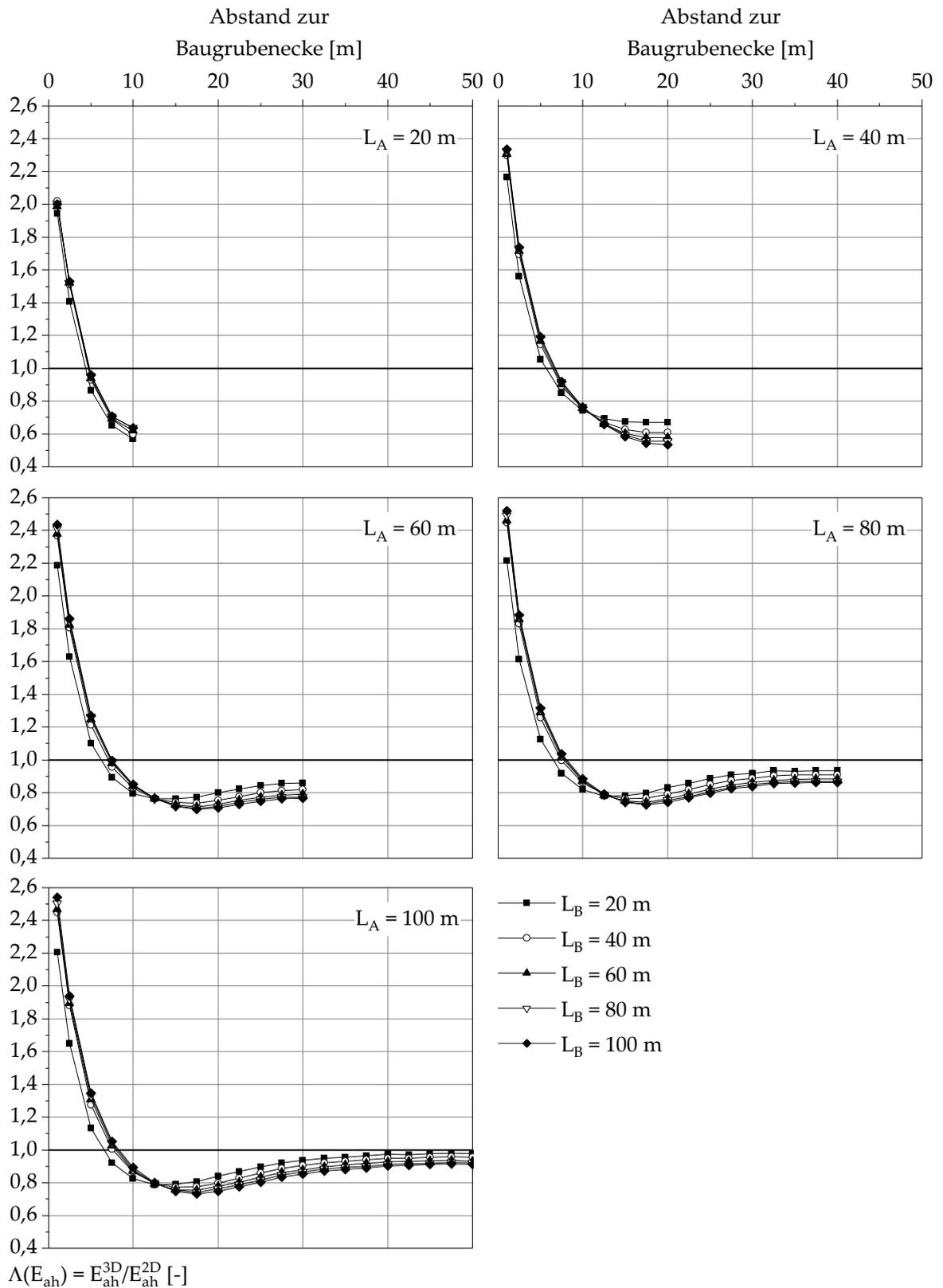


Abb. 7.4: „SW-S-1-20“:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

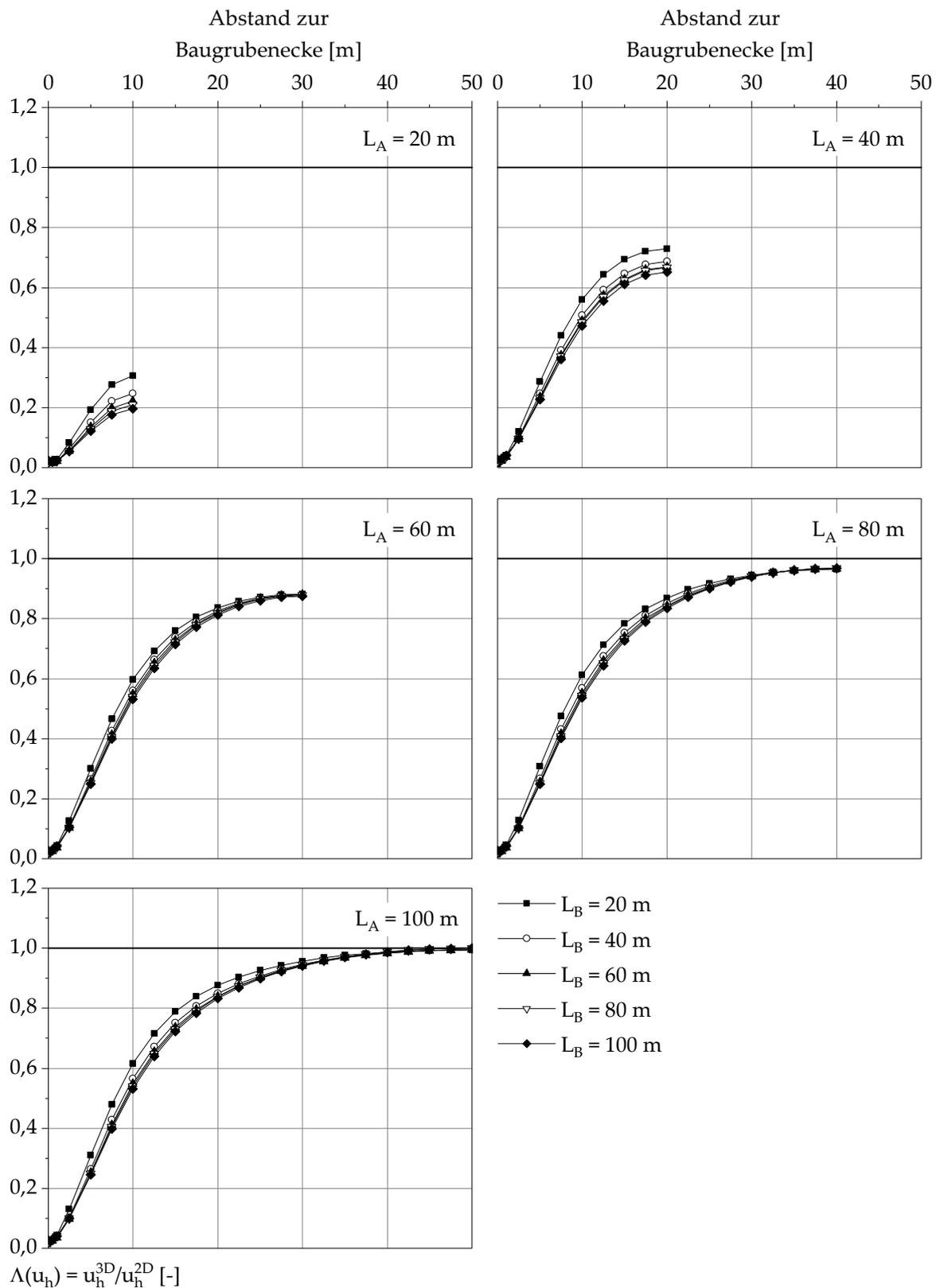


Abb. 7.5: „SW-S-1-20“:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

talverschiebungen sukzessive zu. In Seitenwandmitte treten jeweils die maximalen Horizontalverschiebungen auf, welche in Tab. 7.2 zusammengefasst sind. Im ebenen Fall nimmt die maximale Horizontalverschiebung mit zunehmender Baugrubenbreite  $L_B$  zu. Im räumlichen Fall nehmen die Werte von  $u_{h,max}$  mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_B$  und insbesondere mit zunehmender Primärwandlänge  $L_A$  ebenfalls zu. Für Baugruben mit Primärwandlängen  $L_A > 80$  m ergeben sich in Seitenwandmitte unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_B$  letztlich ebene Verhältnisse. Bei Seitenwandlängen  $L_A$  von 60 m beträgt die maximale Horizontalverschiebung unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_B$  88 % des entsprechenden ebenen Wertes. Für kürzere Primärwandlängen ergeben sich indes deutlich geringere Werte von  $\Lambda(u_h)$ , wobei sich eine gewisse, jedoch geringe Abhängigkeit von der Seitenwandlänge  $L_B$  zeigt. Je kürzer  $L_B$ , umso größer sind die Werte von  $\Lambda(u_h)$ , vergleiche Abb. 7.5. Für eine Seitenwandlänge  $L_B$  von beispielsweise 20 m ergibt sich  $\Lambda(u_h)$  zu 0,73 ( $L_A = 40$  m) bzw. 0,31 ( $L_A = 20$  m).

Tab. 7.2: Übersicht der maximalen Horizontalverschiebungen  $u_{h,max}$  der Schlitzwand in Seitenwandmitte

		$L_B$ [m]	20	40	60	80	100
2D	$u_{h,2D}$ [cm]						
			3,8	4,8	5,6	6,2	6,8
3D	$L_A$ [m]	$u_{h,3D}$ [cm]					
	20	1,2	1,2	1,2	1,3	1,3	
	40	2,8	3,3	3,7	4,1	4,4	
	60	3,3	4,2	4,9	5,4	5,9	
	80	3,7	4,7	5,4	6,0	6,6	
	100	3,8	4,8	5,6	6,2	6,8	

Die Darstellung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  für die Biegebeanspruchung  $M_{22}$  der Schlitzwände in Abb. 7.6 zeigt, dass in den an die Baugrubenecken angrenzenden Bereichen deutlich geringere Biegemomente wirken als im ebenen Fall. Für Seitenwandlängen von  $L_A > 40$  m ist die Beanspruchung bis in einen Abstand von den Baugrubenecken von ca. 12,5 m kleiner als 80 % der Beanspruchung im ebenen Fall. Die Größe der Biegebeanspruchung in Seitenwandmitte nimmt mit zunehmender Primärwandlänge  $L_A$  zu. Bei konstanter Primärwandlänge  $L_A = 20$  m lange Primärwände ausgenommen - führt eine Vergrößerung der Seitenwandlänge  $L_B$  zu einer Zunahme von  $M_{22}$ . Infolge der geringeren Verschiebungen sowie der geringeren Belas-

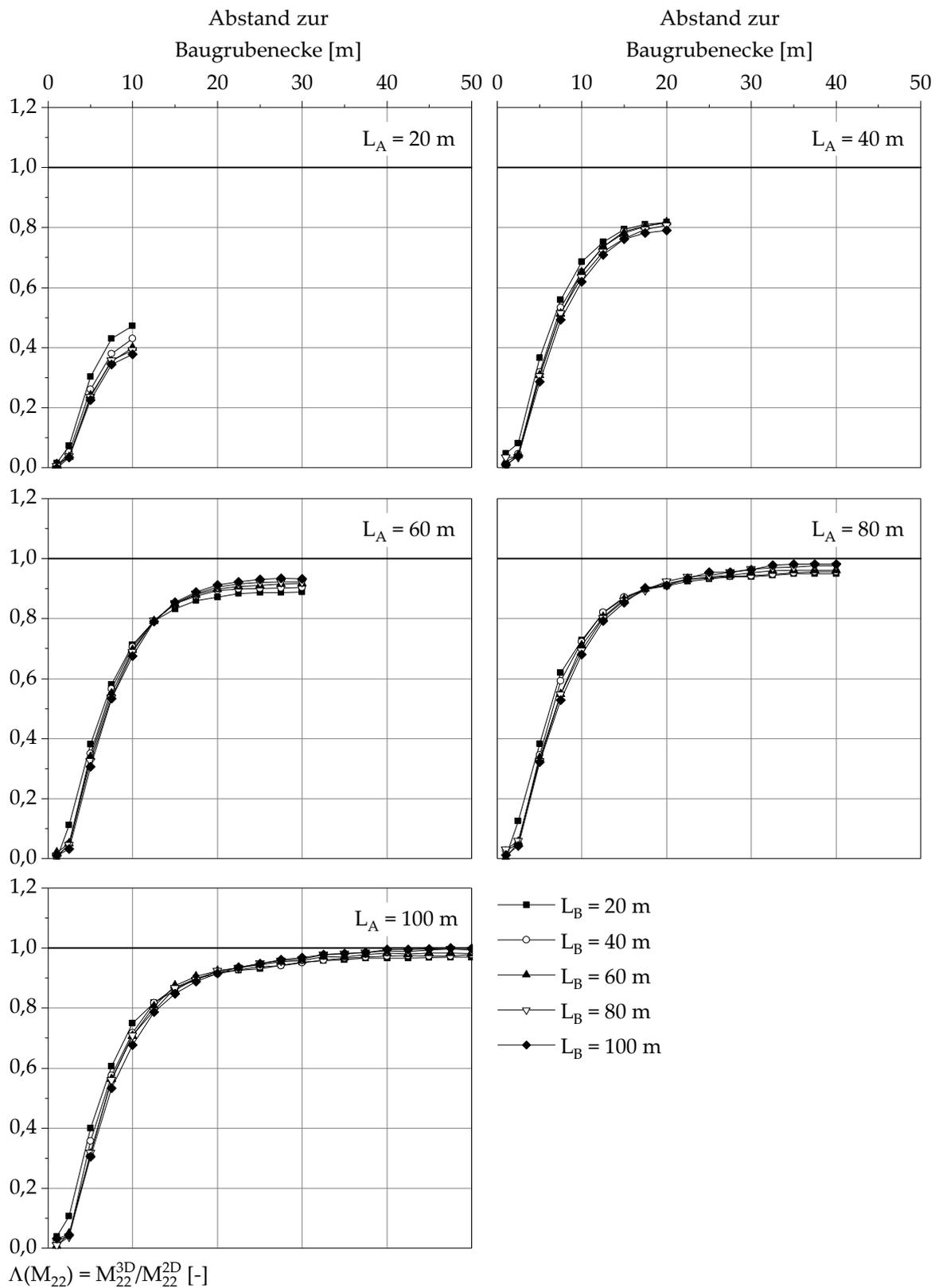


Abb. 7.6: „SW-S-1-20“:  $\Lambda(M_{22})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

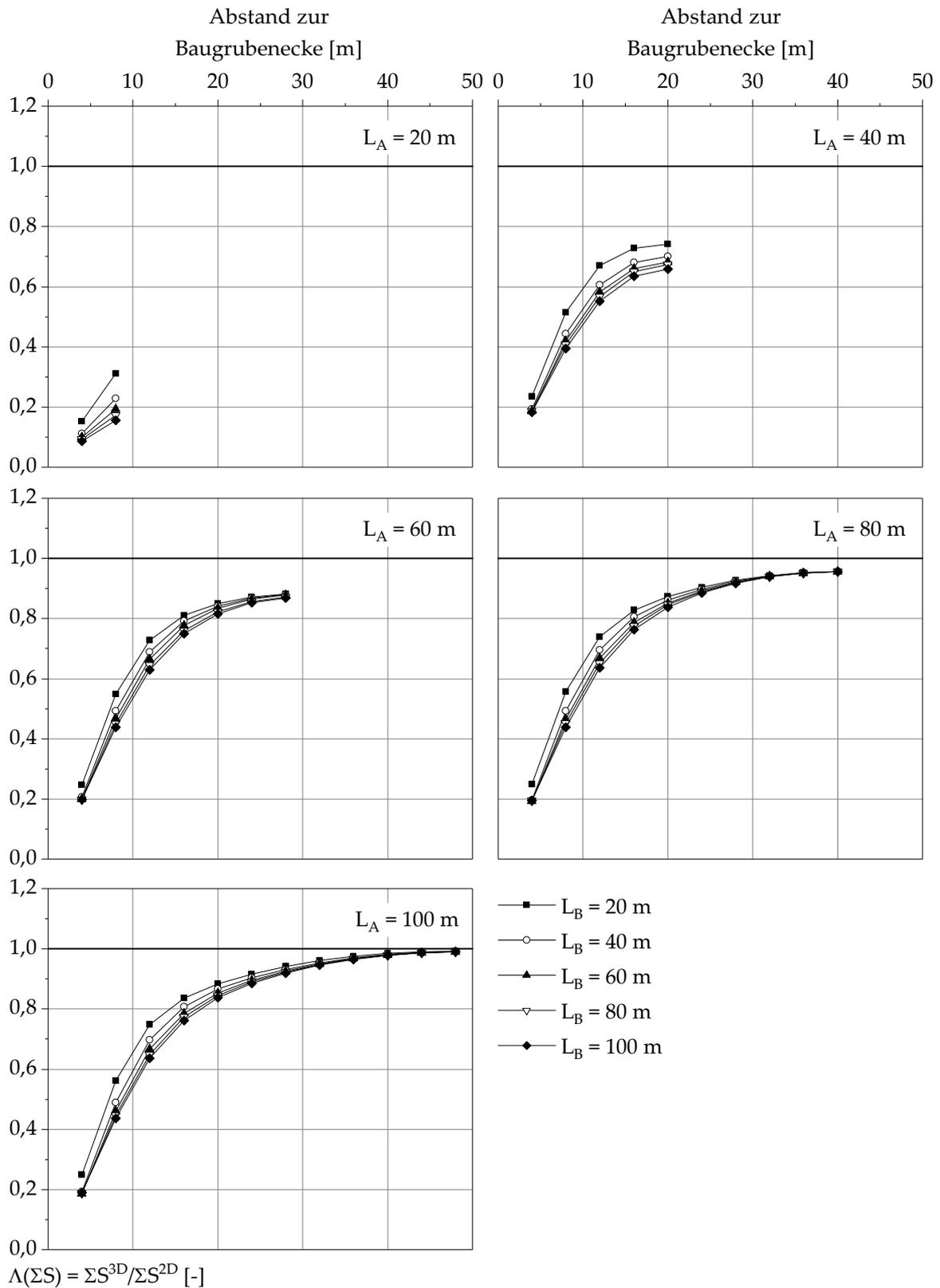


Abb. 7.7: „SW-S-1-20“:  $\Lambda(\Sigma S)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

tung durch den einwirkenden aktiven Erddruck ergibt sich bei Seitenwandlängen  $L_A \leq 60$  m eine deutlich verminderte Biegebeanspruchung der Schlitzwände. Für  $L_A = 20$  m beträgt  $M_{22}$  in Seitenwandmitte unabhängig von  $L_B$  ca. 720 kNm und damit maximal 47 % der für den ebenen Fall maßgeblichen Werte. Für 40 m bzw. 60 m lange Primärwände liegt die maximale Biegebeanspruchung in der Größenordnung von ca. 80 % bzw. 90 % des ebenen Falls. Bei größeren Primärwandlängen werden nahezu ebene Bedingungen erreicht.

Auch die berechneten Steifenkräfte werden maßgeblich durch die Baugrubenecken und die Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  beeinflusst. In Abb. 7.7 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(\Sigma S)$  für das System „SW-S-1-20“ zusammengefasst. An den beiden an die Baugrubenecken angrenzenden vertikalen Aussteifungsebenen liegen die Steifenkräfte mit Werten von  $\Lambda(\Sigma S) < 0,6$  deutlich unter den Werten für den ebenen Fall. Mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken werden die Werte von  $\Lambda(\Sigma S)$  sukzessive größer. In Seitenwandmitte nehmen die Werte von  $\Lambda(\Sigma S)$  mit zunehmender Primärwandlänge  $L_A$  - wie bei den Biegebeanspruchungen - zu. Bei konstanter Primärwandlänge führt eine Vergrößerung der Seitenwandlänge  $L_B$  - in Analogie zur Erddruck-Einwirkung - zu einer Abnahme der Steifenkräfte je vertikaler Aussteifungsebene. Für Primärwandlängen  $L_A > 60$  m führt die gleichzeitige Abnahme der ebenen Werte allerdings dazu, dass eine Abhängigkeit von  $\Lambda(\Sigma S)$  von  $L_B$  nicht vorhanden ist.

Nach der Untersuchung des Einflusses der Abmessungen einer ausgesteiften, 20 m tiefen Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen auf das Trag- und Verformungsverhalten werden im Folgenden verschiedene Baugrubentiefen  $H$  betrachtet. Bei der Baugrubentiefe von 12 m sind lediglich zwei Steifenlagen zur Stützung der Schlitzwand erforderlich, während sich deren Anzahl bei der Baugrubentiefe von 28 m auf sechs erhöht. Unter Berücksichtigung der bislang gewonnenen Erkenntnisse wird dabei eine konstante Seitenwandlänge  $L_B$  von 20 m in Ansatz gebracht, während die Primärwandlänge  $L_A$  wie zuvor variiert wird. Dieses Vorgehen wird gewählt, da für diese Seitenwandlänge  $L_B$  die betragsmäßig größten räumlichen Verhältnisfaktoren resultieren und damit die Ergebnisse als auf der sicheren Seite liegend anzusehen sind. Hinsichtlich des auf die Schlitzwände einwirkenden aktiven Erddrucks zeigt die Darstellung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 7.8, dass sich die Spannungskonzentrationen an den Baugrubenecken unabhängig von der Baugrubentiefe  $H$  einstellen. Entlang der Seitenwände zeigt sich indes eine Abhängigkeit der Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  von der Baugrubentiefe  $H$ . Je größer die Baugrubentiefe  $H$  ist, umso ausgeprägter zeigt sich die Verringerung des aktiven Erddrucks entlang der Seitenwände im Vergleich zu den Werten für den entsprechenden ebenen Fall. Der Einfluss der

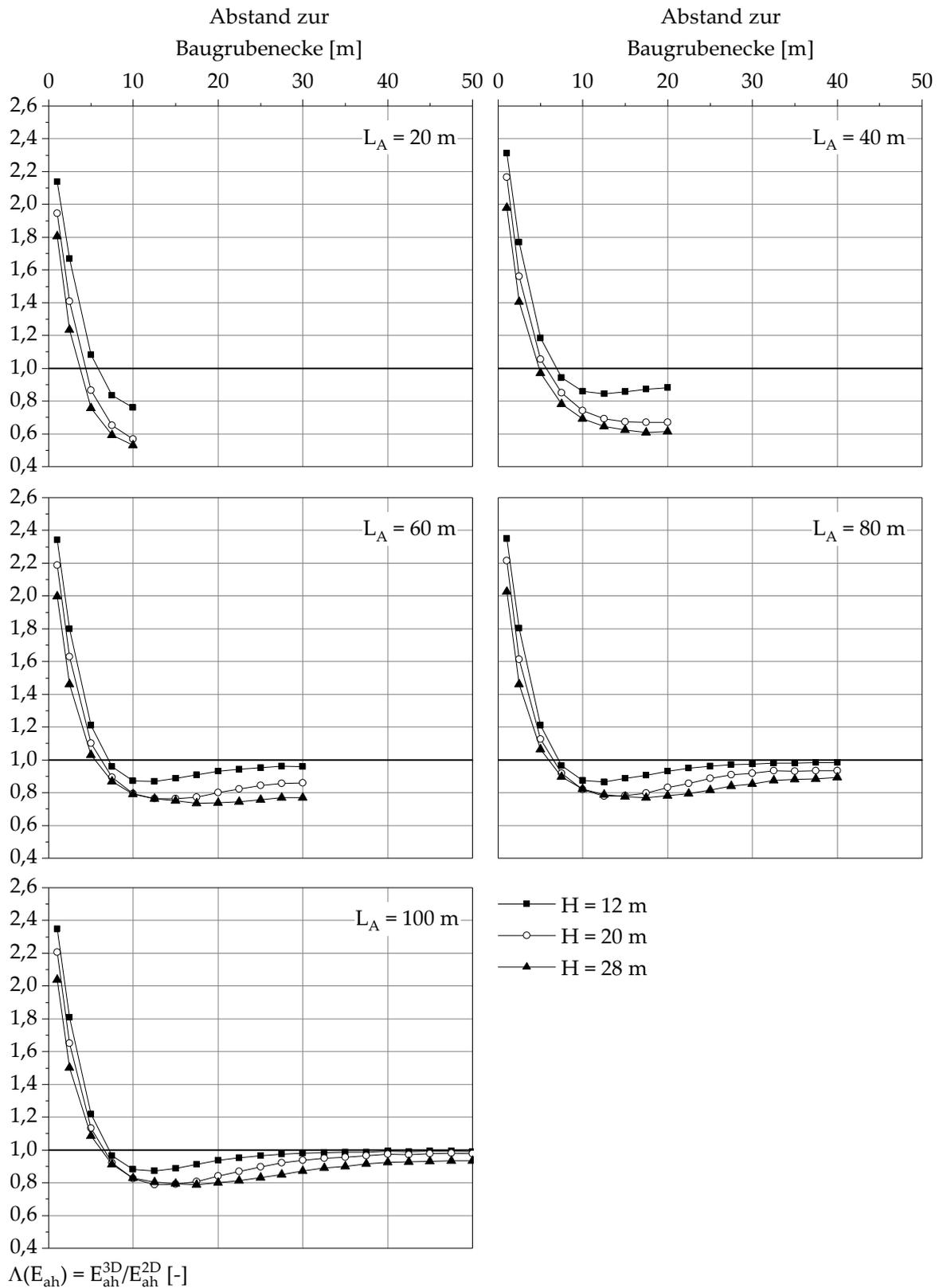


Abb. 7.8:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Baugrubentiefe  $H$  für ausgesteifte Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

Primärwandlänge  $L_A$  bei den unterschiedlichen Baugrubentiefen entspricht den bei einer Baugrubentiefe von 20 m gewonnenen Erkenntnissen. Die in Seitenwandmitte für die unterschiedlichen Primärwandlängen resultierenden Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  sind in Tab. 7.3 zusammengefasst.

Tab. 7.3: Räumlicher Verhältnissfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte in Abhängigkeit der Baugrubentiefe H

$L_A$ [m]	20	40	60	80	100
H [m]	$\Lambda(E_{ah})$				
12	0,76	0,88	0,96	0,98	0,99
20	0,57	0,67	0,86	0,93	0,98
28	0,53	0,62	0,77	0,89	0,93

Für die auftretenden Horizontalverschiebungen der Schlitzwände verdeutlicht Abb. 7.9, dass mit zunehmender Baugrubentiefe H der räumliche Effekt zunimmt. Für Primärwandlängen von  $L_A < 60$  m zeigt sich eine ausgeprägte Abhängigkeit der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  in Seitenwandmitte von der Baugrubentiefe H, während sich die Werte von  $\Lambda(u_h)$  bei längeren Primärwänden einander bzw. dem Wert von 1,0 annähern. Beispielsweise beträgt bei einer 40 m langen Primärwand und einer Baugrubentiefe von 12 m die maximale Horizontalverschiebung 88 % des ebenen Wertes, während bei einer Baugrubentiefe von 28 m lediglich 63 % der entsprechenden ebenen Verformung erreicht werden. Sowohl für die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  als auch für  $\Lambda(u_h)$  ergeben sich bei Primärwandlängen  $\geq 60$  m bei einer Baugrubentiefe von 12 m in Seitenwandmitte längere Bereiche, in denen die Werte von  $\Lambda$  vergleichsweise konstant sind. Für die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  und  $\Lambda(\Sigma S)$  ergeben sich vergleichbare Erkenntnisse bezüglich der Baugrubentiefe H wie für die einwirkenden Erddrücke und die Horizontalverschiebungen der Schlitzwände, wobei sich die Ergebnisse für die Baugrubentiefe H von 28 m ab einer Seitenwandlänge  $L_A$  von 60 m nicht maßgeblich von den Ergebnissen bei einer Baugrubentiefe von 20 m unterscheiden.

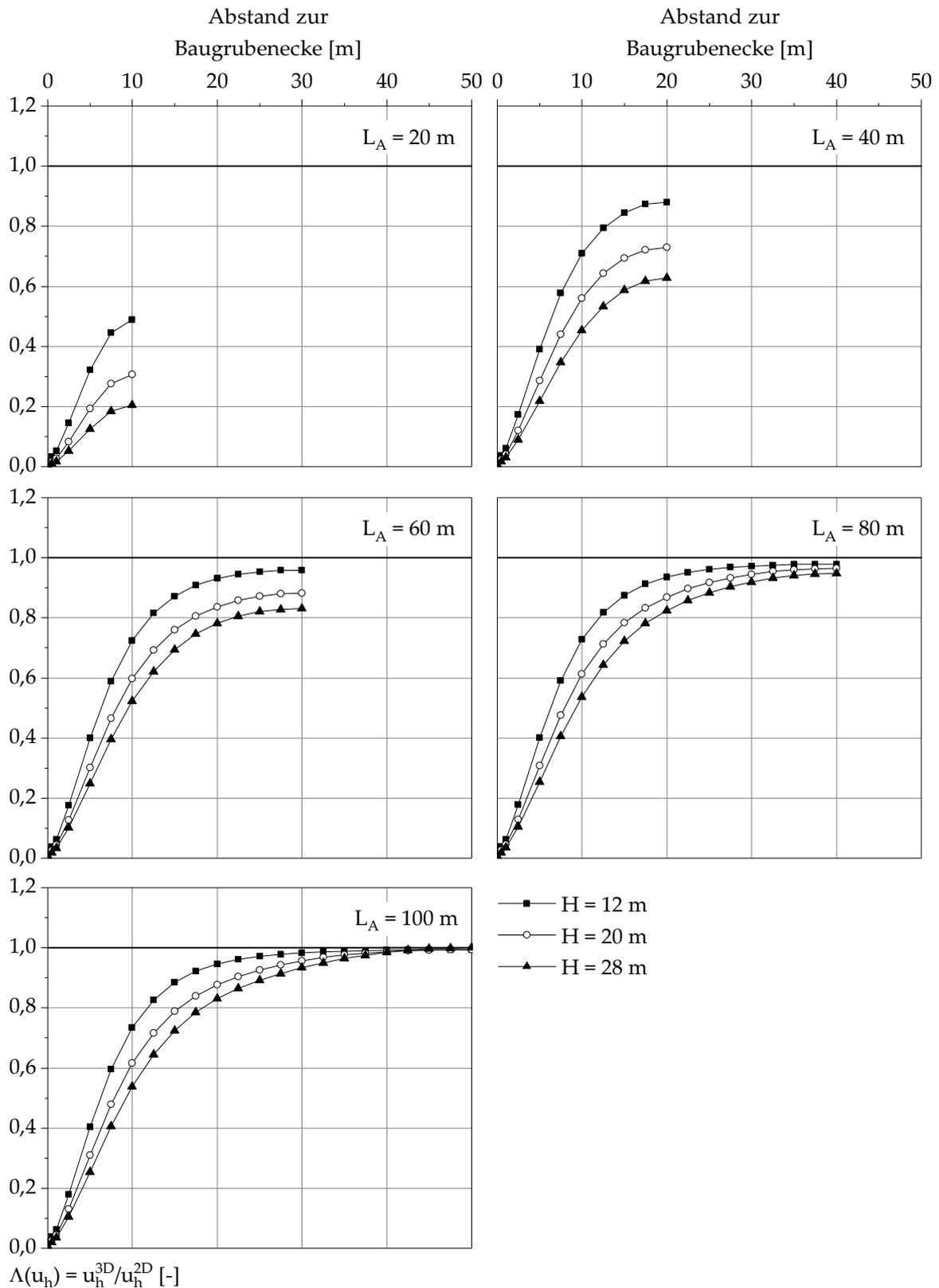


Abb. 7.9:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Baugrubentiefe  $H$  für ausgesteifte Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

### 7.2.2 Variation der geotechnischen Randbedingungen

Nach der Betrachtung einer ausgesteiften Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen in Abschnitt 7.2.1 wird im Folgenden zunächst das Baugrundmodell 2 zu Grunde gelegt, welches sich durch eine mächtige nichtbindige Schicht auszeichnet, die von einem bindigen Horizont unterlagert wird (Abb. 7.3). Die konstruktive Ausbildung des Verbausystems der 20 m tiefen Baugrube bleibt dabei unverändert.

In Abb. 7.10 bis Abb. 7.13 werden die ermittelten räumlichen Verhältnisfaktoren für die Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  für den Parametersatz „SW-S-2-20“ dargestellt. Auch bei diesem Baugrundmodell ergeben sich an den Baugrubenecken und den daran angrenzenden Bereichen Spannungskonzentrationen, wobei im Vergleich zu den bindigen Baugrundverhältnissen die Länge dieser Bereiche etwas kürzer ist und die Beträge von  $\Lambda(E_{ah})$  etwas geringer ausfallen (Abb. 7.10). Eine im Vergleich zum ebenen Fall verminderte Erddruck-Einwirkung in Seitenwandmitte zeigt sich nur für Primärwandlängen von  $L_A < 60$  m (Tab. 7.4). Bei größeren Seitenwandlängen werden unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_B$  Werte von  $\Lambda(E_{ah}) = 1,0$  erreicht. Im Vergleich zu Baugrundmodell 1 ist die Abminderung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  infolge räumlicher Effekte bei Baugrundmodell 3 damit weniger stark ausgeprägt.

Tab. 7.4: „SW-S-2-20“: Räumlicher Verhältnisfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte

$L_B$ [m]	20	40	60	80	100
$L_A$ [m]	$\Lambda(E_{ah})$				
20	0,73	0,74	0,74	0,74	0,75
40	0,92	0,91	0,86	0,85	0,83
60	0,99	0,99	0,98	0,97	0,97

Bezüglich der auftretenden Horizontalverschiebungen der Schlitzwände verdeutlicht Abb. 7.11, dass die Maximalwerte von  $u_h$  in Seitenwandmitte bei  $L_A \leq 60$  m tendenziell näher an den entsprechenden ebenen Werten liegen als bei Baugrundmodell 1. Erwartungsgemäß wird das prinzipielle Verformungshalten mit unverschieblichen Baugrubenecken und der sukzessiven Zunahme der Verschiebungen zur Seitenwandmitte hin nicht beeinflusst. Für Seitenwandlängen  $> 60$  m tendieren die Werte von  $\Lambda(u_h)$  gegen 1,0, wobei sich eine deutliche Abhängigkeit von der Seitenwandlänge  $L_B$  zeigt. Die Biegebeanspruchungen der Schlitzwände und die Steifenkräfte liegen im Eckbereich auch bei Ansatz des Baugrundmodells 2 deutlich unter den für den ebenen Fall

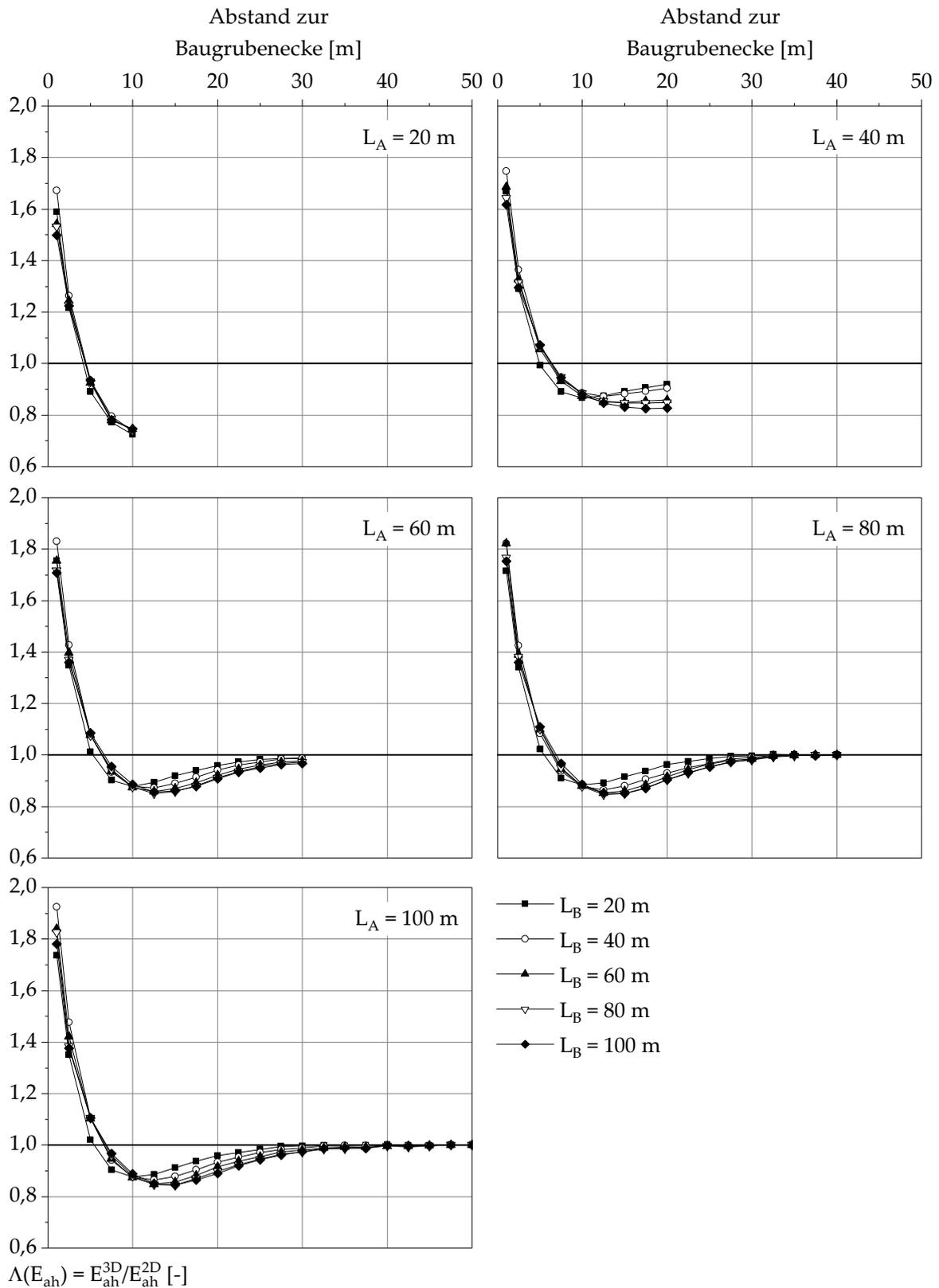


Abb. 7.10: „SW-S-2-20“:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

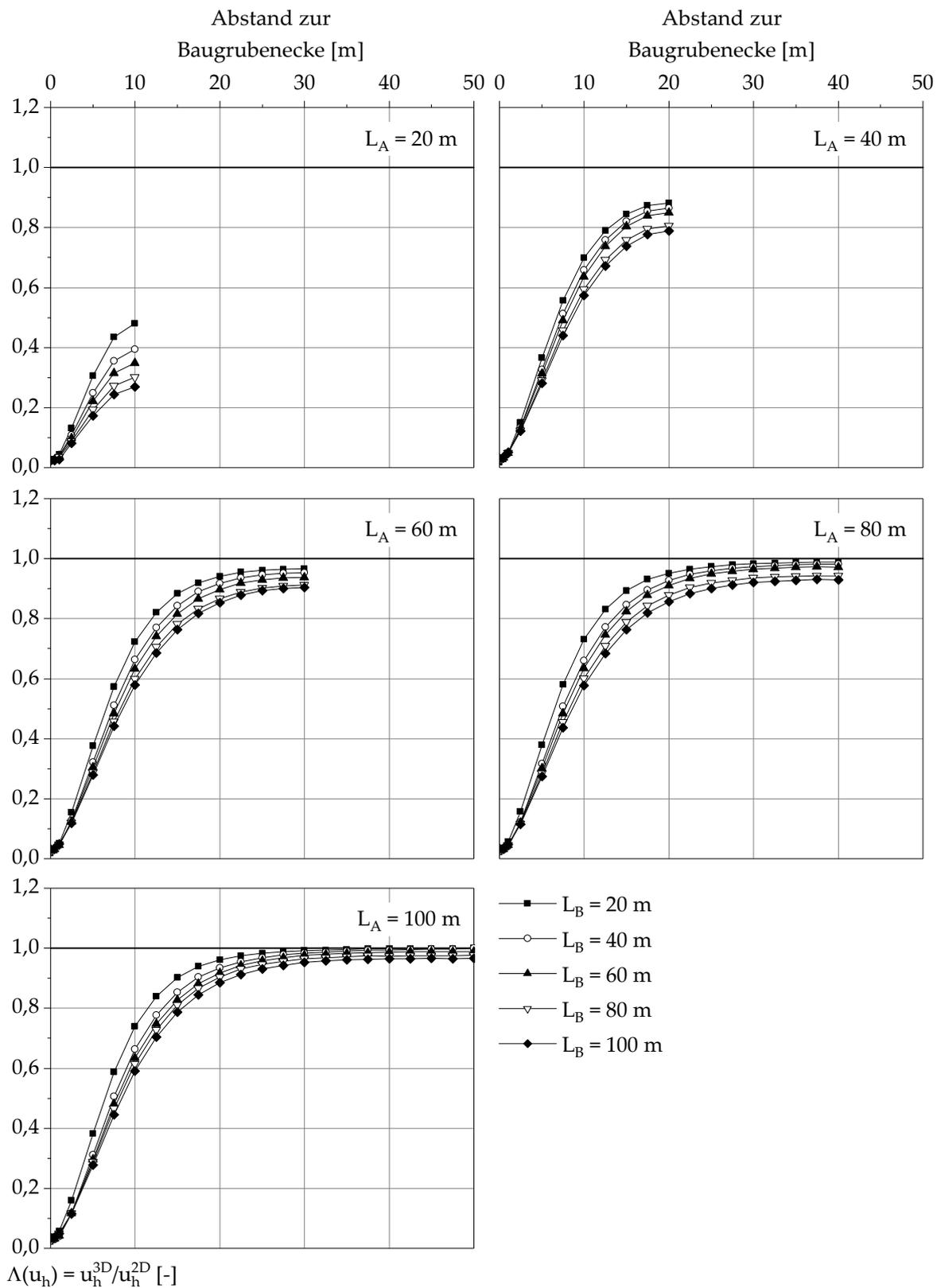


Abb. 7.11: „SW-S-2-20“:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

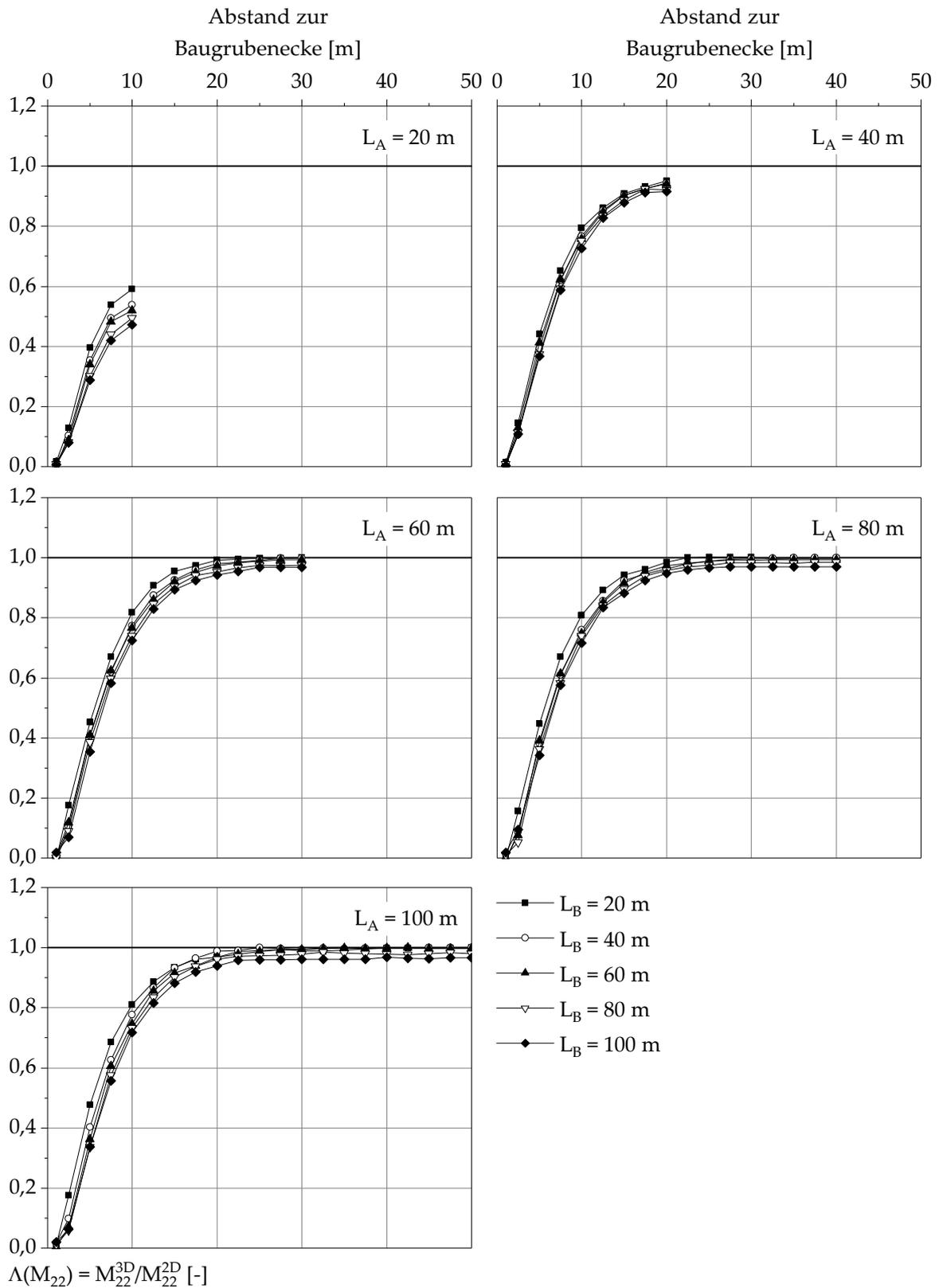


Abb. 7.12: „SW-S-2-20“:  $\Lambda(M_{22})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

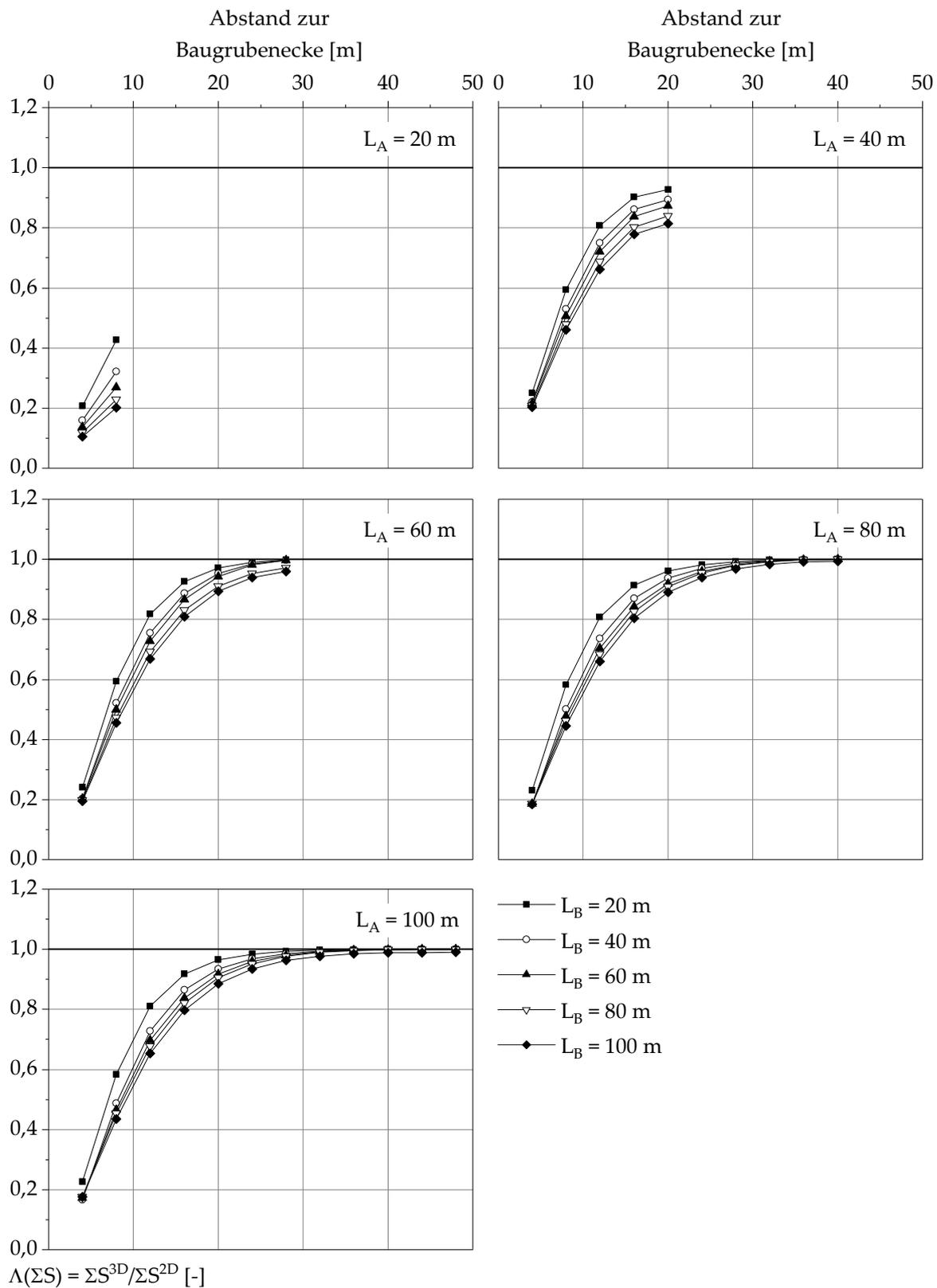


Abb. 7.13: „SW-S-2-20“:  $\Lambda(\Sigma S)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

maßgebenden Werten, siehe Abb. 7.12 und Abb. 7.13. Wie bei Baugrundmodell 1 vergrößern sich die Maximalbeträge von  $M_{22}$  mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_B$ , während die Steifenkräfte abnehmen. In Analogie zu den räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  liegen die Werte von  $\Lambda(M_{22})$  und  $\Lambda(\Sigma S)$  - insbesondere bei Seitenwandlängen von  $L_A > 40$  m - näher und über einen längeren Bereich an dem Wert von 1,0. Bei Baugrundmodell 2 führt die Vergrößerung der Aushubtiefe  $H$  von 20 m auf 28 m lediglich bei Seitenwandlängen  $L_A \leq 40$  m zu einer Verringerung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  in Seitenwandmitte, vergleiche Abb. C.1 bis Abb. C.4 in Anhang C. Für geringere Aushubtiefen und längere Seitenwände liegen die entsprechenden Werte für den räumlichen Fall näher an den ebenen Werten bzw. entsprechen diesen.

Das Baugrundmodell 3 zeichnet sich, wie in Abb. 7.3 dargestellt, durch eine Wechsellagerung nichtbindiger und bindiger Schichten aus. In Abb. 7.14 und Abb. 7.15 werden die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für die Baugrundmodelle 1, 2 und 3 für eine ausgesteifte, 20 m tiefe Baugrube bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und konstanter Komplementärwandlänge  $L_B$  von 20 m mit einander verglichen. Infolge der gleichmäßigen Verteilung der Schichten über die Tiefe liegen die Werte der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  für das Baugrundmodell 3 unabhängig von der Primärwandlänge  $L_A$  zwischen den Werten für die Modelle mit homogenem Baugrundaufbau. Dies lässt den Schluss zu, dass bei einer Wechsellagerung von nichtbindigen und bindigen Schichten vereinfachend die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  derjenigen Baugrundart (homogener Fall) in Ansatz gebracht werden können, die den Baugrundaufbau der Wechsellagerung dominieren. Voraussetzung dafür ist allerdings, dass die Schereigenschaften dieser Schichten in etwa in der gleichen Größenordnung liegen.

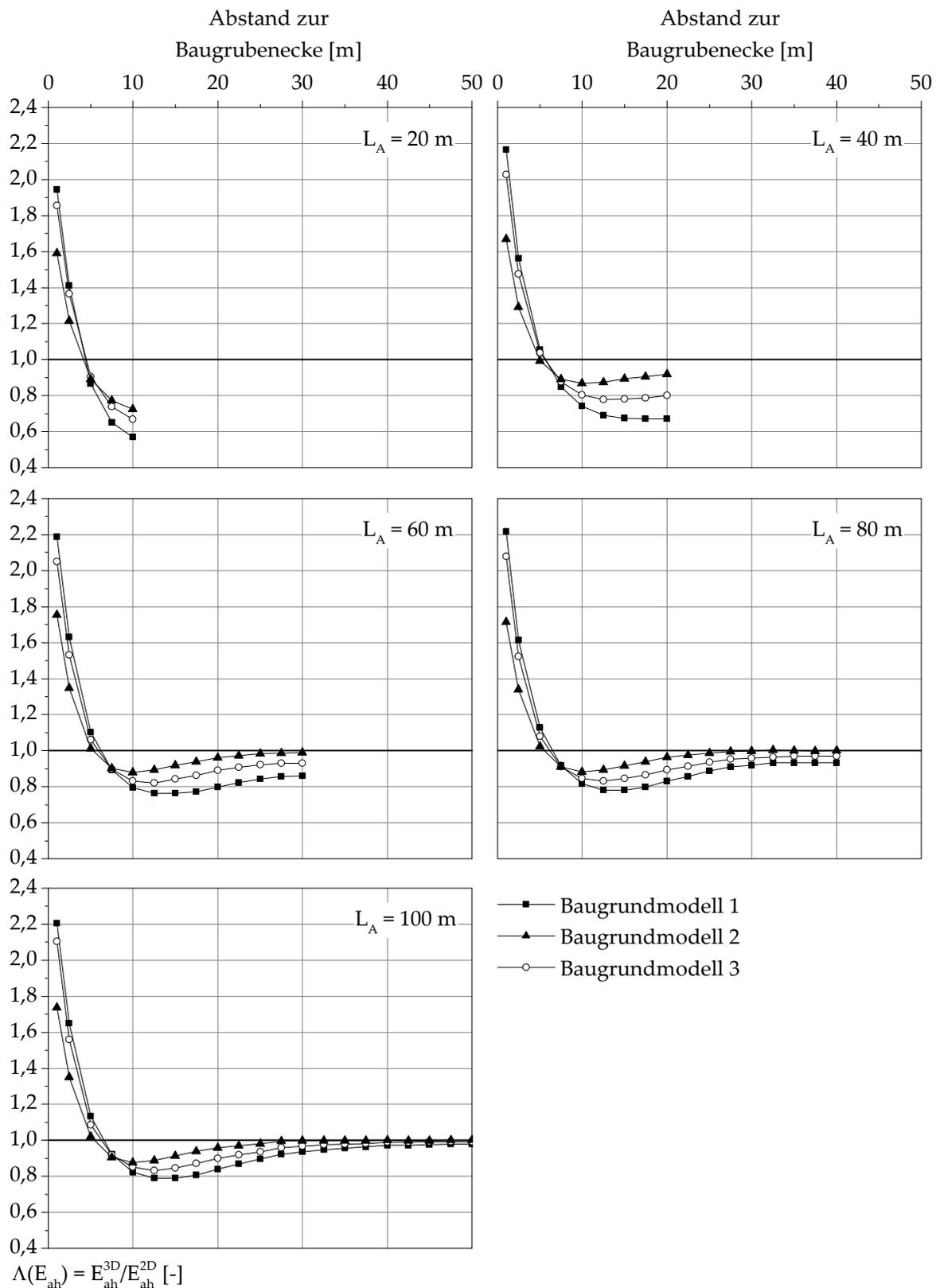


Abb. 7.14:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  einer ausgesteiften Baugrube für verschiedene Baugrundmodelle.

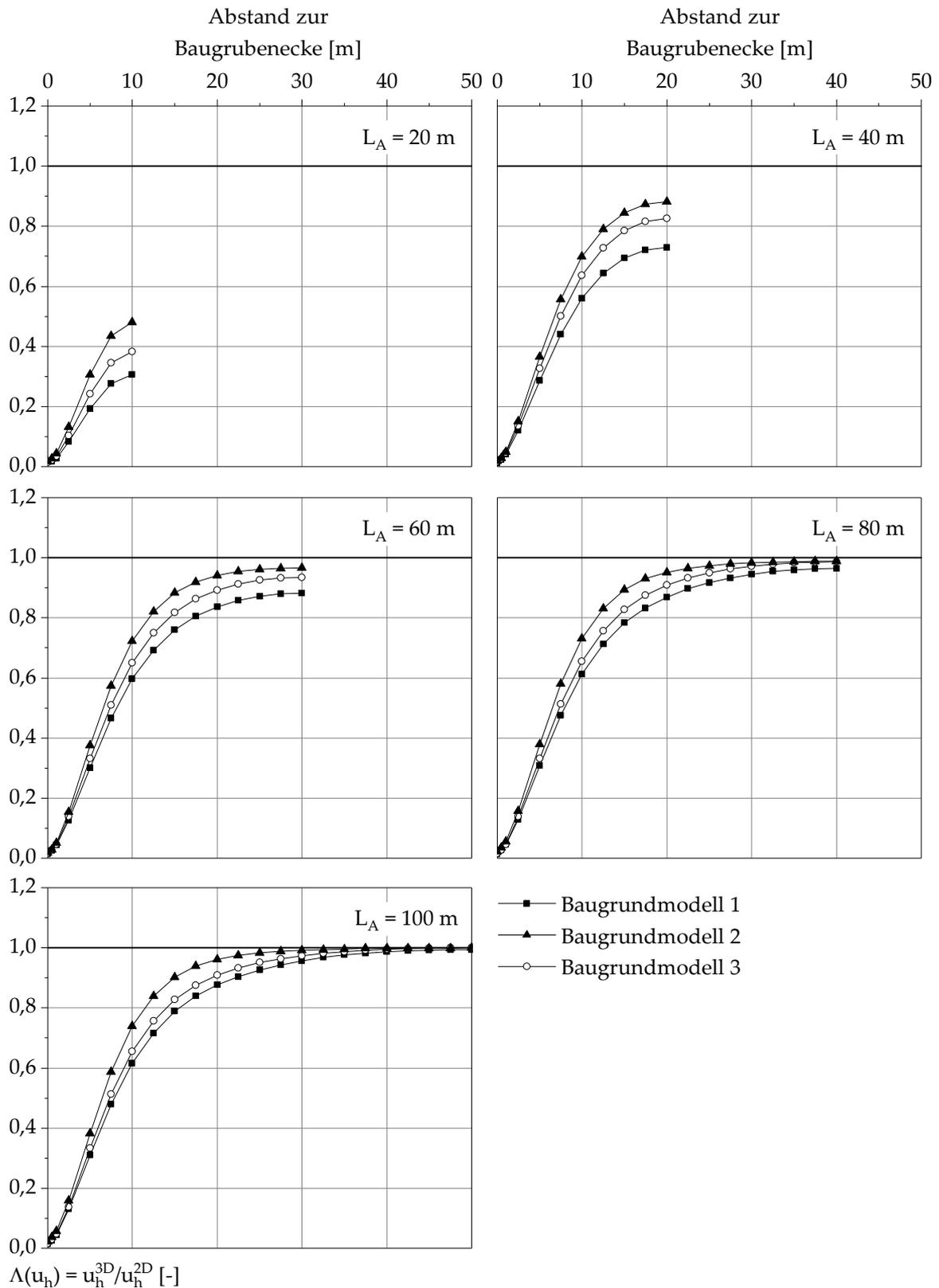


Abb. 7.15:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  einer ausgesteiften Baugrube für verschiedene Baugrundmodelle.

Nach der Betrachtung unterschiedlicher Baugrundmodelle werden nachfolgend die Ergebnisse von Berechnungen vorgestellt, bei denen die für die Böden angesetzten bodenmechanischen Kennwerte variiert werden. Für das Baugrundmodell 1 (System „SW-S-1-20“) umfasst die Variation die Kohäsion  $c'$ , den Reibungswinkel  $\varphi'$  sowie die Steifigkeit der bindigen Schicht. Dabei wird jeweils einer dieser Kennwerte variiert, während die übrigen Kennwerte den ursprünglichen Betrag beibehalten. Demgegenüber wird bei Baugrundmodell 2 (System „SW-S-2-20“) lediglich der Reibungswinkel  $\varphi'$  variiert. Im Rahmen dieser Untersuchungen wird ferner die Primärwandlänge  $L_A$  variiert, während die Seitenwandlänge  $L_B$  mit 20 m in Ansatz gebracht wird.

Die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für das System „SW-S-1-20“ mit einer Primärwandlänge von 40 m sind in Abb. 7.16 dargestellt. Bei der Variation der Kohäsion  $c'$  ergeben sich prinzipiell vergleichbare Verläufe der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$ , vergleiche Abb. 7.16 a). In Seitenwandmitte bzw. entlang der Seitenwände nehmen die Werte von  $\Lambda$  allerdings mit zunehmender Kohäsion  $c'$  zu. Dies bedeutet, dass die Erddruck-Einwirkung sowie die sich einstellende maximale Horizontalverschiebung der Verbauwand bei einem größeren Wert für die Kohäsion  $c'$  zunehmend dem ebenen Wert entsprechen. Infolge der Vergrößerung des angesetzten Reibungswinkels  $\varphi'$  nehmen die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  ebenfalls zu, siehe Abb. 7.16 b), wobei die Abweichung der räumlichen Verhältnisfaktoren untereinander ausgeprägter ausfällt als bei der Variation der Kohäsion  $c'$ . Demgegenüber verdeutlicht Abb. 7.16 c), dass die Variation der Steifigkeit des Bodens die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  letztlich nicht beeinflusst, während sich für die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  eine gewisse jedoch geringfügige Abhängigkeit zeigt. Mit zunehmender Steifigkeit des Bodens vergrößern sich die Werte von  $\Lambda(u_h)$ . Die für die übrigen betrachteten Primärwandlängen ermittelten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  - vergleiche Abb. C.5 bis Abb. C.10 in Anhang C - bestätigen diese Erkenntnisse. Mit zunehmender Primärwandlänge liegen die räumlichen Verhältnisfaktoren in Seitenwandmitte allerdings näher beieinander. In vergleichbarer Weise sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  und  $\Lambda(\Sigma S)$  abhängig von der Scherfestigkeit des anstehenden Bodens. Die Werte von  $\Lambda(M_{22})$  und  $\Lambda(\Sigma S)$  in Seitenwandmitte nehmen mit zunehmender Kohäsion  $c'$  (Abb. 7.17 a) und insbesondere mit zunehmendem Reibungswinkel  $\varphi'$  (Abb. 7.17 b) zu. Wiederrum einen vernachlässigbar kleinen Einfluss hat dagegen die Steifigkeit des Bodens, vergleiche Abb. 7.17 c).

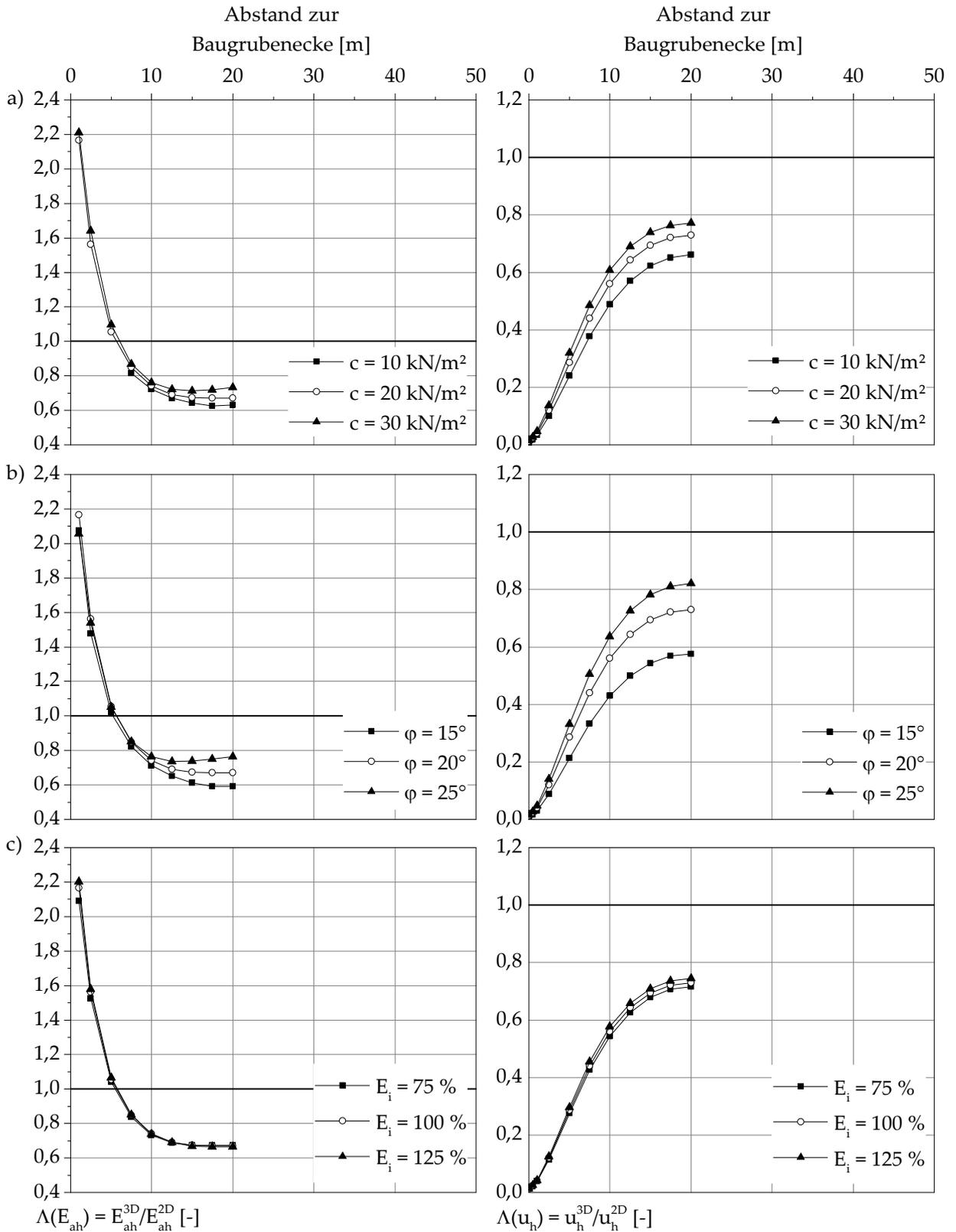


Abb. 7.16:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für System „SW-S-1-20“ bei Variation von: a) Kohäsion  $c'$ , b) Reibungswinkel  $\phi'$  und c) Steifigkeit der bindigen Schicht.

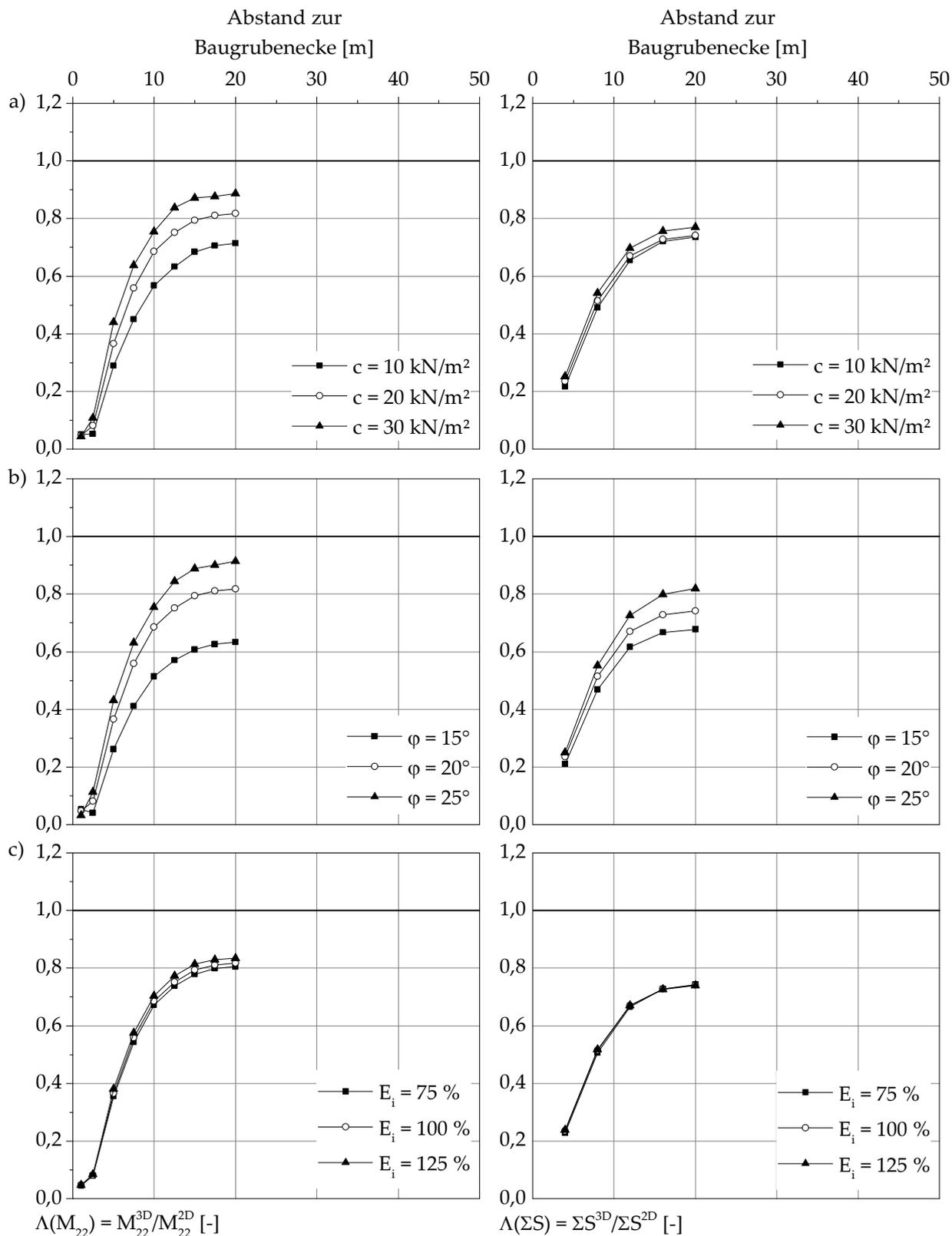


Abb. 7.17:  $\Lambda(M_{22})$  und  $\Lambda(\Sigma S)$  für System „SW-S-1-20“ bei Variation von: a) Kohäsion  $c'$ , b) Reibungswinkel  $\phi'$  und c) Steifigkeit der bindigen Schicht.

Für das System „SW-S-2-20“ (Baugrundmodell 2) sind in Abb. 7.18 die für eine Primärwandlänge von 40 m ermittelten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$  abgebildet. Auch bei diesem Baugrundmodell führt eine Abminderung des für den nichtbindigen Boden in Ansatz gebrachten Reibungswinkels  $\varphi'$  zu einer Verringerung der  $\Lambda$ -Werte.

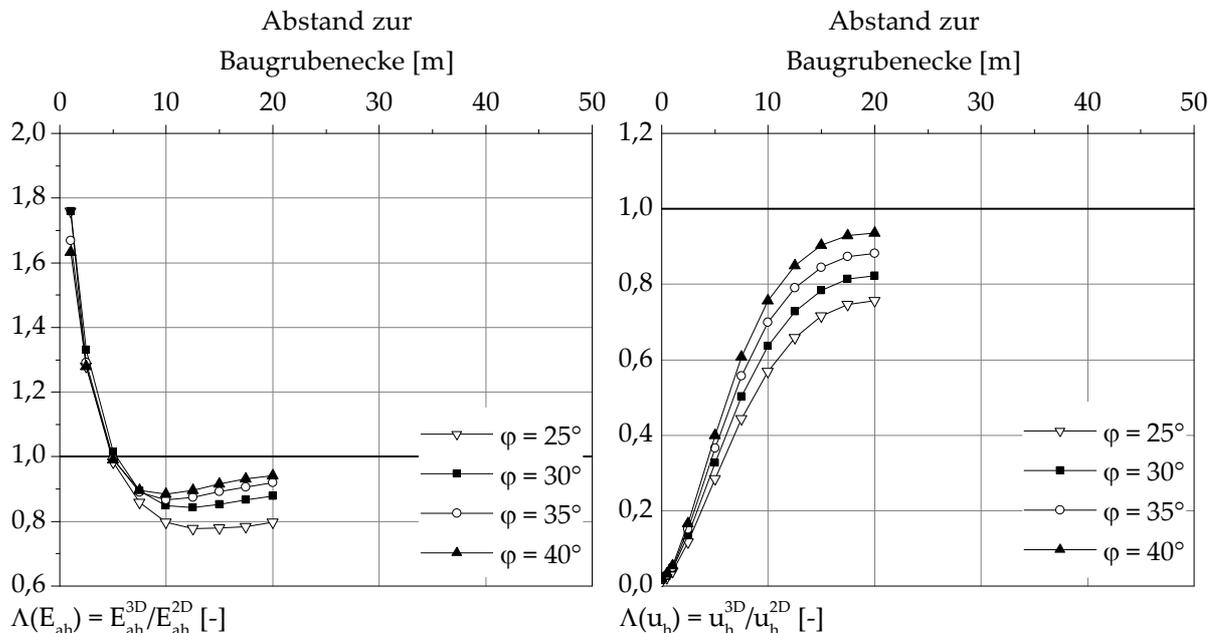
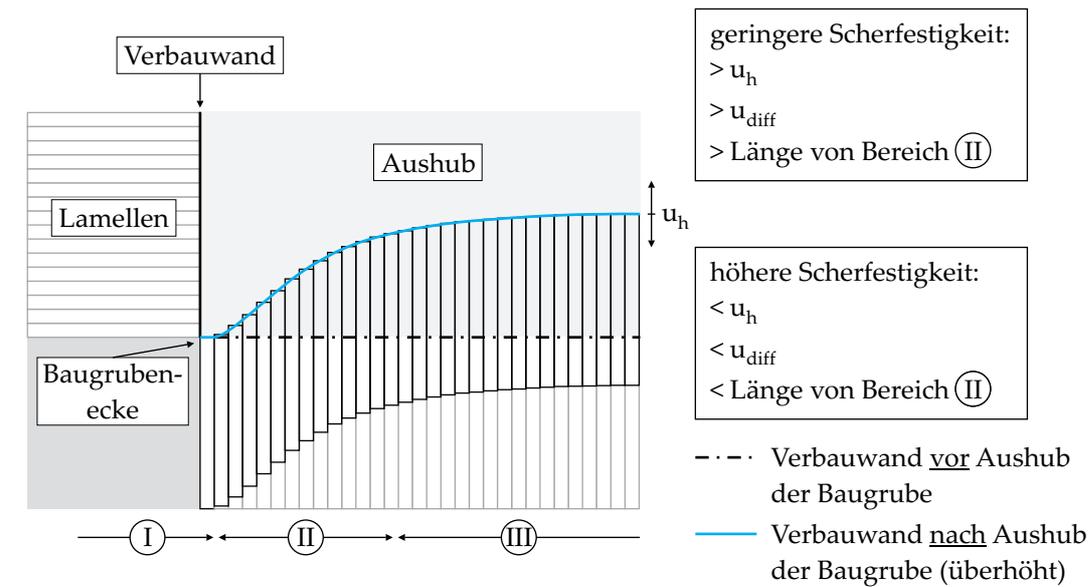


Abb. 7.18:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für System „SW-S-2-20“ bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$  der nichtbindigen Schicht.

Die beschriebene Abhängigkeit des räumlichen aktiven Erddrucks von der Scherfestigkeit lässt sich anhand der bereits in Abschnitt 5.4 vorgestellten Modellvorstellung erläutern. In Abb. 7.19 sind ein Quadrant einer Baugrube sowie die aushubinduzierte Verschiebungsfigur der längeren Seitenwand abgebildet. Ferner ist der hinter dieser Seitenwand befindliche, von den Verschiebungen beeinflusste Boden in Form von Lamellen konstanter Breite dargestellt. Während in Bereich II große Differenzverformungen von Verbauwand und angrenzendem Boden auftreten, ergeben sich in Bereich III vergleichsweise gleichförmige Verschiebungen. Bereich I zeichnet sich demgegenüber durch lediglich geringfügige aushubinduzierte Verformungen aus. Mit zunehmender Scherfestigkeit des anstehenden Bodens ergeben sich in Seitenwandmitte geringere horizontale Verschiebungen  $u_h$  der Verbauwand. Damit sind die in Bereich II auftretenden Differenzverformungen  $u_{diff}$  der Verbauwand sowie des auf der aktiven Seite an die Verbauwand angrenzenden Bodens kleiner als bei geringerer Scherfestigkeit. Die Ergebnisse der vorgenommenen Untersuchung zeigen ferner, dass



Bereich	Mechanismen
I sehr geringe aushubinduzierte Verschiebungen im Boden	→ Spannungszunahme auf Verbauwand
II große Differenzverformungen $u_{diff}$ der Verbauwand und des angrenzenden Bodens	→ Aktivierung von Schubkräften entlang der vertikalen Gleitflächen (Coulomb) bzw. Schervorgänge im Bodenkontinuum (Rankine) → verringerte Erddruck-Einwirkung in Bereich II
III vergleichsweise gleichförmige Verschiebung von Verbauwand und Boden	→ keine bzw. minimale Schubkräfte aktiviert → Erddruck-Einwirkung in Bereich III entspricht in etwa ebenem Fall

Abb. 7.19: Modellvorstellung zum Einfluss der Scherfestigkeit auf die Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks.

sich die Länge von Bereich II bei zunehmender Scherfestigkeit verringert. Die geringeren Differenzverformungen in Bereich III führen dazu, dass die in den Flankenflächen der angenommenen Lamellen mobilisierten Scherspannungen im Verhältnis zu den aufnehmbaren Scherkräften geringer sind. Infolge der geringeren „Aktivierung“ von Scherspannungen bei zunehmender Scherfestigkeit nimmt die Erddruck-Einwirkung zu und entspricht zunehmend dem ebenen Fall. Verdeutlicht wird dieser Effekt in Abb. 7.20 für eine Baugrube mit den Abmessungen von 60 m x 20 m in bindigen Baugrundverhältnissen (Baugrundmodell 1) bei Erhöhung des für den Ton angesetzten Reibungswinkels  $\phi'$  von 20° auf 25°. Abgebildet sind die relativen Schubspannungen  $\tau_{rel}$  in drei Schnitten normal zu längerer Seitenwand, welche sich gemäß Gleichung (7.1) aus den mobilisierten Schubspannungen  $\tau_{mob}$  und den maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  ableiten. Die maximalen Schubspannungen  $\tau_{max}$  ergeben sich dabei mit

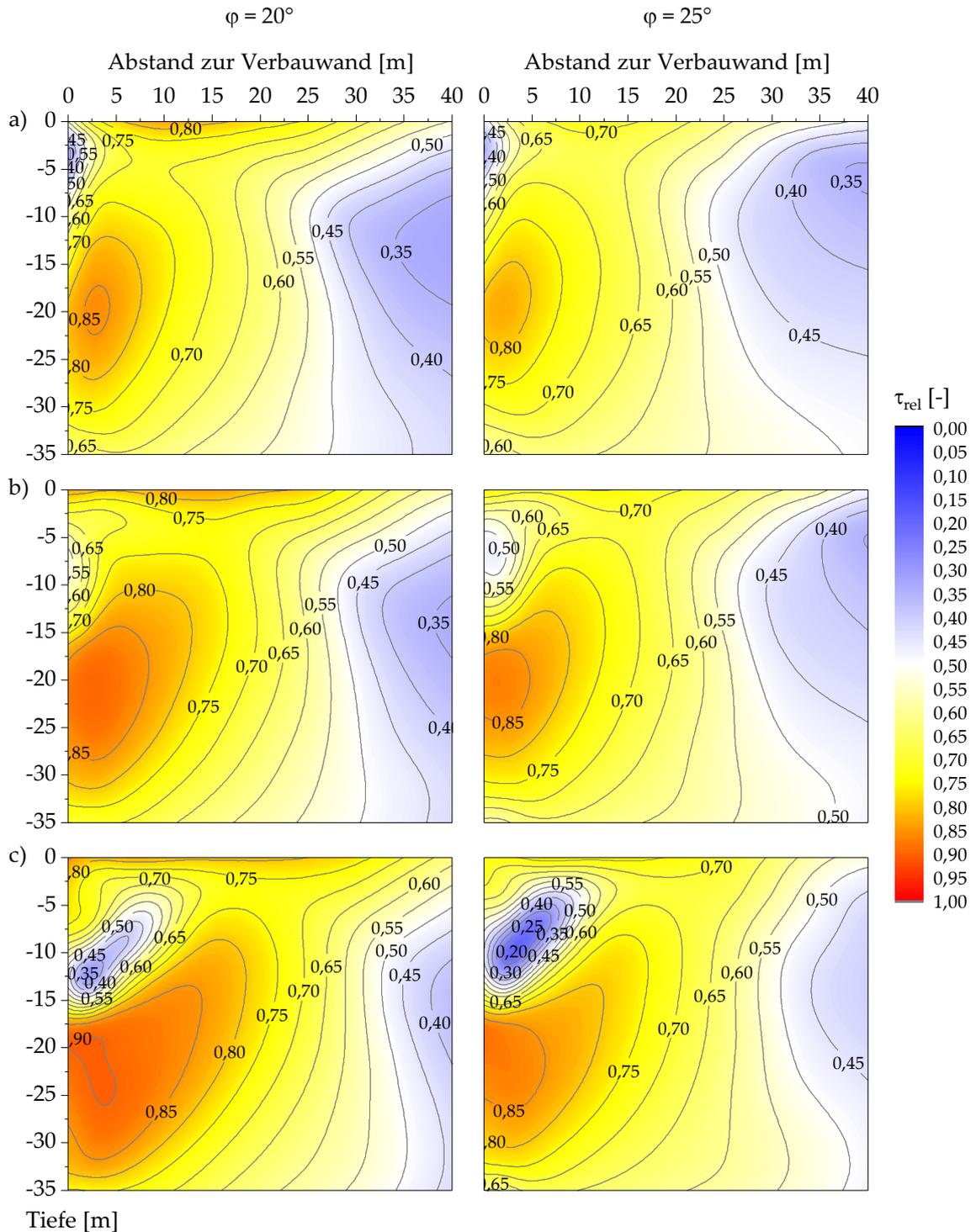


Abb. 7.20: Verhältnswerte  $\tau_{rel}$  für eine Baugrube des Systems „SW-A-S-1-20“ (Abmessungen: 60 m x 20 m) - Schnitte normal zur längeren Verbauwand: a) 5 m, b) 10 m sowie c) 29 m Abstand zur Baugrubenecke.

Gleichung (7.2) unter Ansatz der effektiven Spannungen  $\sigma'_1$  und  $\sigma'_2$  sowie der Parameter  $\varphi'$  und  $c'$ .

$$\tau_{\text{rel}} = \tau_{\text{mob}}/\tau_{\text{max}} \quad [-] \quad (7.1)$$

$$\tau_{\text{max}} = 0,5 \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin \varphi' + c' \cdot \cos \varphi' \quad [\text{kN/m}^2] \quad (7.2)$$

Die in Abb. 7.20 dargestellten Schnitte weisen zur Baugrubenecke einen Abstand von 5 m, 10 m und 29 m (Abstand von 1 m zur Seitenwandmitte) auf. Es zeigt sich, dass in dem an die Verbauwand angrenzenden Bereich die Werte der relativen Schubspannungen  $\tau_{\text{rel}}$  bei einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ$  höhere Werte aufweisen als bei Ansatz des Reibungswinkels  $\varphi'$  von  $25^\circ$ .

### 7.2.3 Variation der konstruktiven Randbedingungen

Nach der Untersuchung des Einflusses der geometrischen und geotechnischen Randbedingungen wird nachfolgend auf die Variation der konstruktiven Randbedingungen eingegangen. Für das System „SW-S-1-20“ wird der Einfluss der Dicke der Verbauwand sowie der Steifigkeit des Stützsystems untersucht. Ferner erfolgt die Betrachtung von Baugruben deren Stützsysteme aus Verankerungen bzw. Deckenscheiben bestehen. Für diese Systeme wird im Folgenden auch der Einfluss der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  diskutiert.

In Abb. 7.21 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{\text{ah}})$  für Baugruben des Systems „SW-S-1-20“ mit konstanter Seitenwandlänge  $L_B$  von 20 m bei Variation der Wanddicke  $d$  und der Primärwandlänge  $L_A$  dargestellt. Die Variation von  $d$  führt für alle betrachteten Primärwandlängen zu prinzipiell vergleichbaren Verläufen von  $\Lambda(E_{\text{ah}})$ . Die Spannungskonzentrationen im Bereich der Baugrubenecken stellen sich unabhängig von der betrachteten Dicke der Verbauwand ein. Für Primärwandlängen  $L_A \leq 20$  m ergeben sich in Seitenwandmitte bei abnehmender Dicke der Verbauwand geringere Werte für  $\Lambda(E_{\text{ah}})$ . Demgegenüber führt eine Vergrößerung der Wanddicke bei längeren Primärwänden zu einer Verminderung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{\text{ah}})$  entlang der Seitenwände. Die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  zeigen insbesondere für Primärwandlängen  $L_A \leq 60$  m ebenfalls eine Abhängigkeit von der angesetzten Wanddicke (Abb. 7.22). Mit abnehmender Dicke der Verbauwand ergeben sich entlang der Seitenwände sowie in Seitenwandmitte größere Werte für  $\Lambda(u_h)$ .

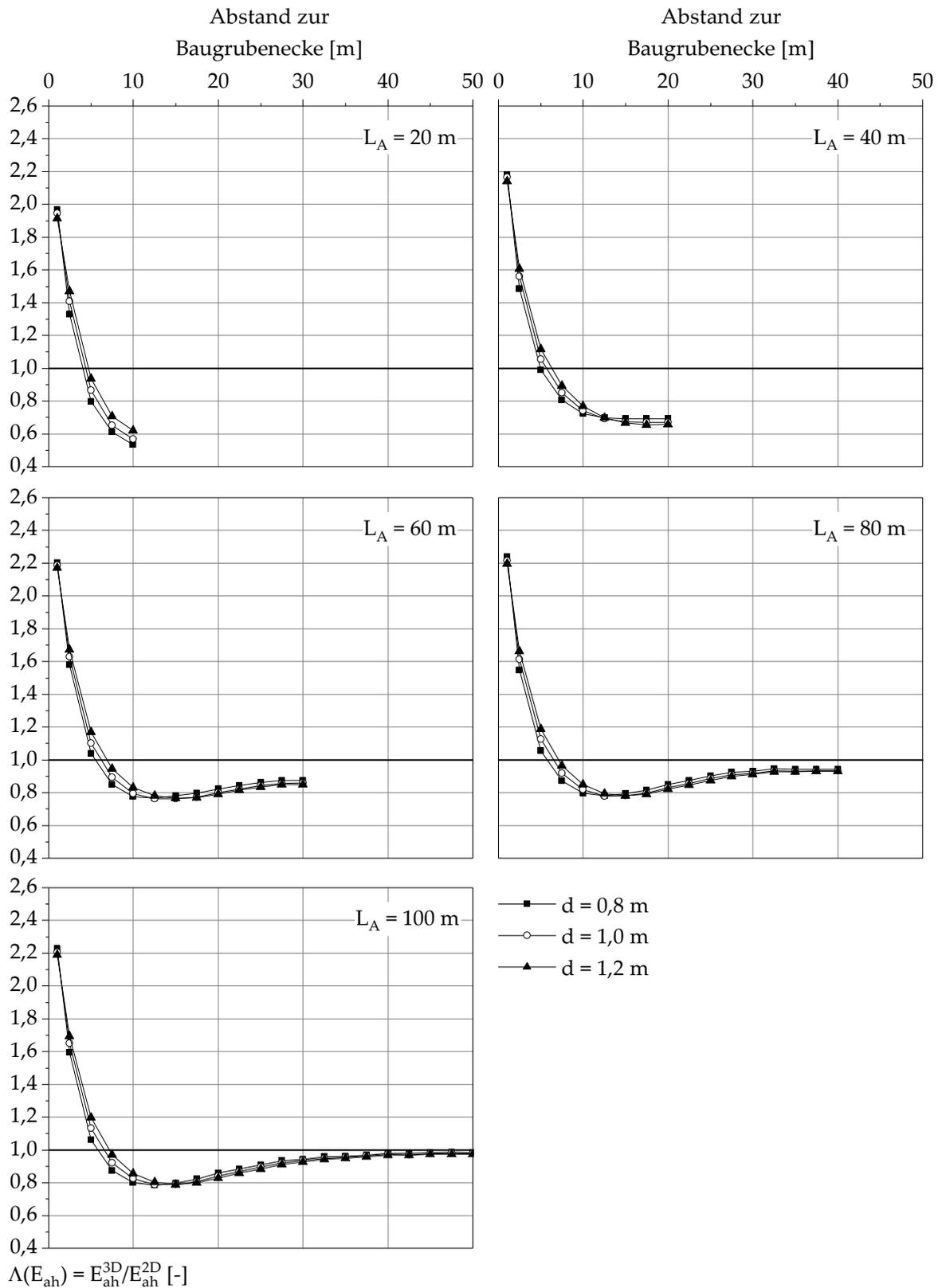


Abb. 7.21:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Wanddicke  $d$  sowie der Primärwandlänge  $L_A$  bei System „SW-S-1-20“.

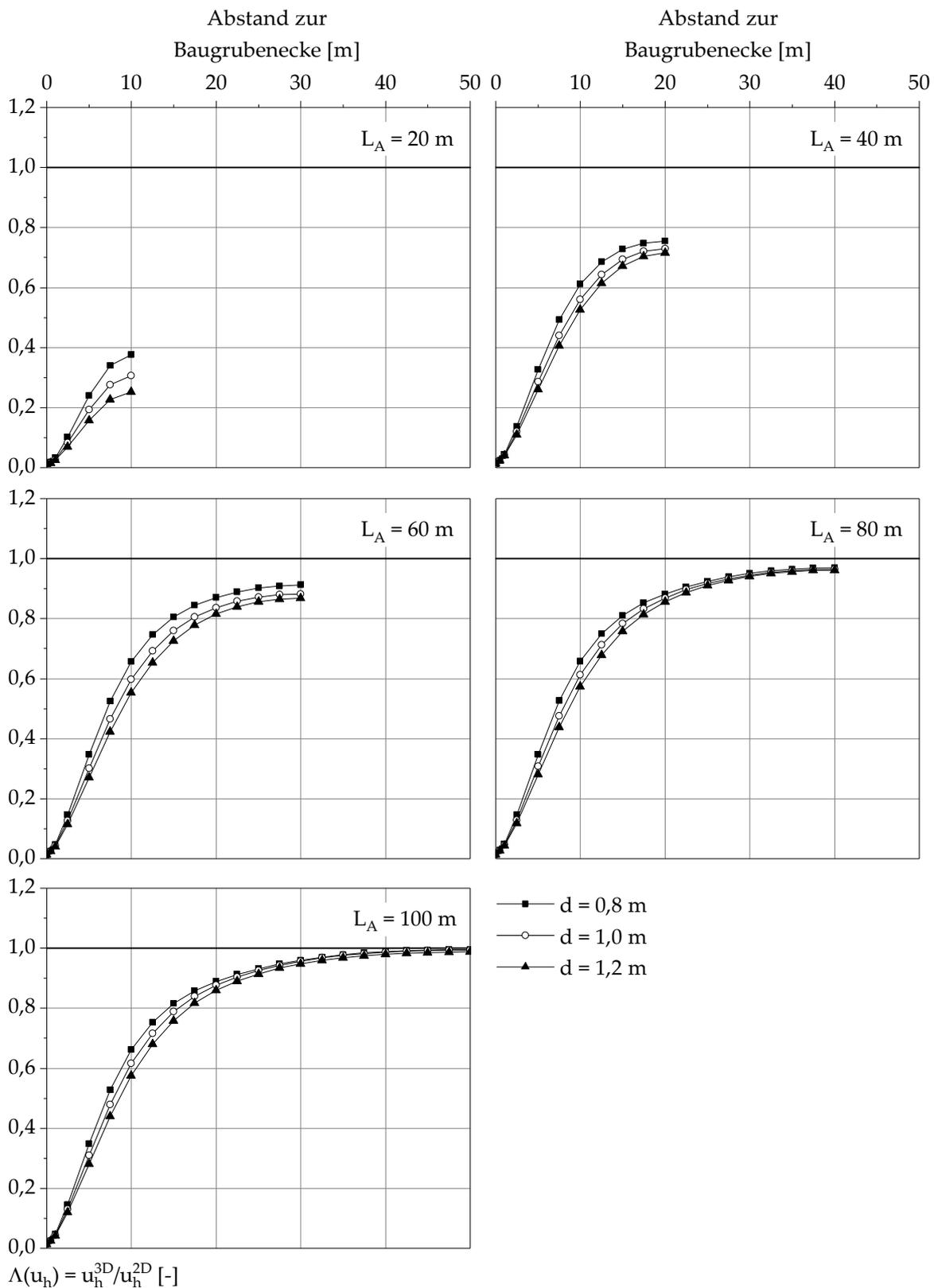


Abb. 7.22:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Wanddicke  $d$  sowie der Primärwandlänge  $L_A$  bei System „SW-S-1-20“.

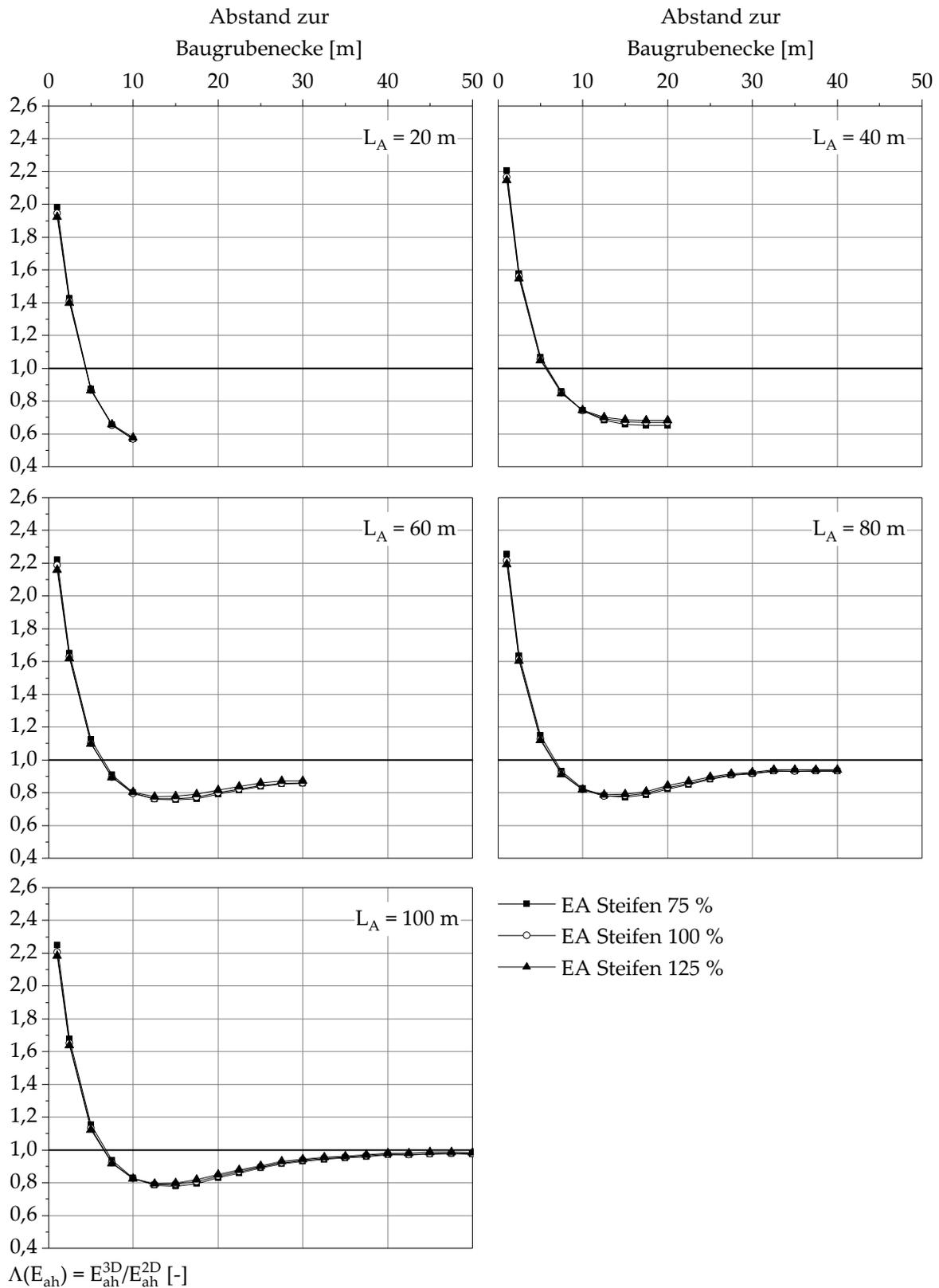


Abb. 7.23:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Steifigkeit der Aussteifung sowie der Primärwandlänge  $L_A$  bei System „SW-S-1-20“.

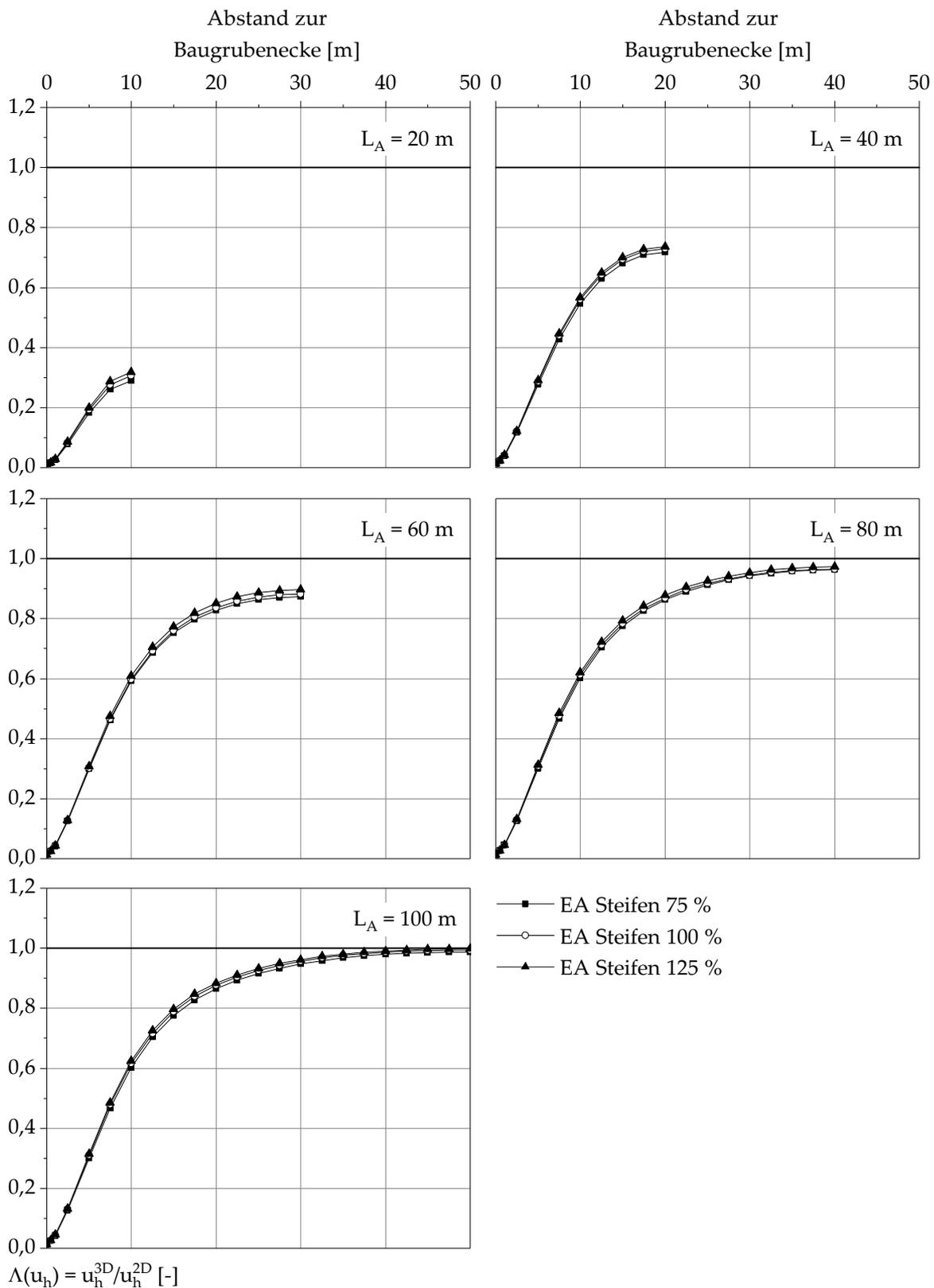


Abb. 7.24:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Steifigkeit der Aussteifung sowie der Primärwandlänge  $L_A$  bei System „SW-S-1-20“.

Einen geringeren Einfluss auf die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  hat dagegen die in Ansatz gebrachte Steifigkeit der Aussteifungen. Die Darstellung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  für die System „SW-S-1-20“ mit konstanter Seitenwandlänge  $L_B$  von 20 m in Abb. 7.23 verdeutlicht, dass unabhängig von der betrachteten Primärwandlänge  $L_A$  lediglich eine marginale Zunahme der Werte  $\Lambda(E_{ah})$  aus der Erhöhung des Wertes „EA“ der Steifen resultiert. Ebenfalls eine nur minimale Zunahme ergibt sich für die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  bei Ansatz einer höheren Steifigkeit der Aussteifungen (Abb. 7.24).

Anstatt der bislang betrachteten ausgesteiften Baugruben werden im Folgenden zunächst rückverankerte Verbauwände betrachtet. Hinsichtlich der geometrischen Randbedingungen wird eine Aushubtiefe von 20 m in Ansatz gebracht und die Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  werden variiert. Die Modellierung der Rückverankerungen erfolgt mit sogenannten „node-to-node“-Elementen für die freie Stahllänge und „embedded-pile“-Elementen für die Verpressstrecken (Systemparameter siehe Anhang D). Die daraus resultierende hohe Elementanzahl bedingt, dass die maximal abbildbaren Grundflächen der Baugrube 80 m x 80 m bzw. 100 m x 60 m betragen. Die Verankerungen werden bei jeweils 100 % der für den Vollaushubzustand ermittelten charakteristischen Beanspruchung festgelegt.

Für das Baugrundmodell 1 bzw. das System „SW-A-1-20“ sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 7.25 zusammengefasst. Im Bereich der Baugrubenecken stellen sich unabhängig von den vorliegenden Seitenwandlängen ausgeprägte Spannungskonzentrationen ein. Im Vergleich zu den ausgesteiften Verbauwänden vergrößert sich der Bereich mit Werten von  $\Lambda(E_{ah}) > 1,0$  auf ca. 10 m. Für eine Primärwandlänge von 20 m ergibt sich eine Abminderung des einwirkenden Erddrucks gegenüber dem ebenen Fall lediglich bei Komplementärwandlängen  $L_B$  von 20 m bis 60 m. Demgegenüber sind die Verläufe von  $\Lambda(E_{ah})$  bei einer Seitenwandlänge von 40 m nahezu unabhängig von  $L_B$ . In Seitenwandmitte nimmt  $\Lambda(E_{ah})$  einen Wert von 0,71 an. Infolge größerer Primärwandlängen zeigt sich in Seitenwandmitte bzw. entlang der Seitenwände wiederum eine gewisse, wenn auch geringfügige Abhängigkeit von der Wandlänge  $L_B$ . Je kürzer die Komplementärwandlänge umso größer sind die Werte der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ . Während bei einer Primärwandlänge von 60 m der räumliche Verhältnisfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte maximal 0,83 beträgt, ergibt sich bei  $L_A = 80$  m ein Wert von 0,89 und bei  $L_A = 100$  m von 0,93. Die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  für die Systeme „SW-A-1-20“ weisen im Vergleich zu den entsprechenden Ergebnissen der Systeme „SW-S-1-20“ eine deutlichere Abminderung im Vergleich zum ebenen Fall auf. Maßgeblicher Einflussfaktor ist dabei die Primärwandlänge  $L_A$ , wie Abb. 7.26 verdeutlicht. Mit zunehmender Seitenwandlänge  $L_A$  nehmen

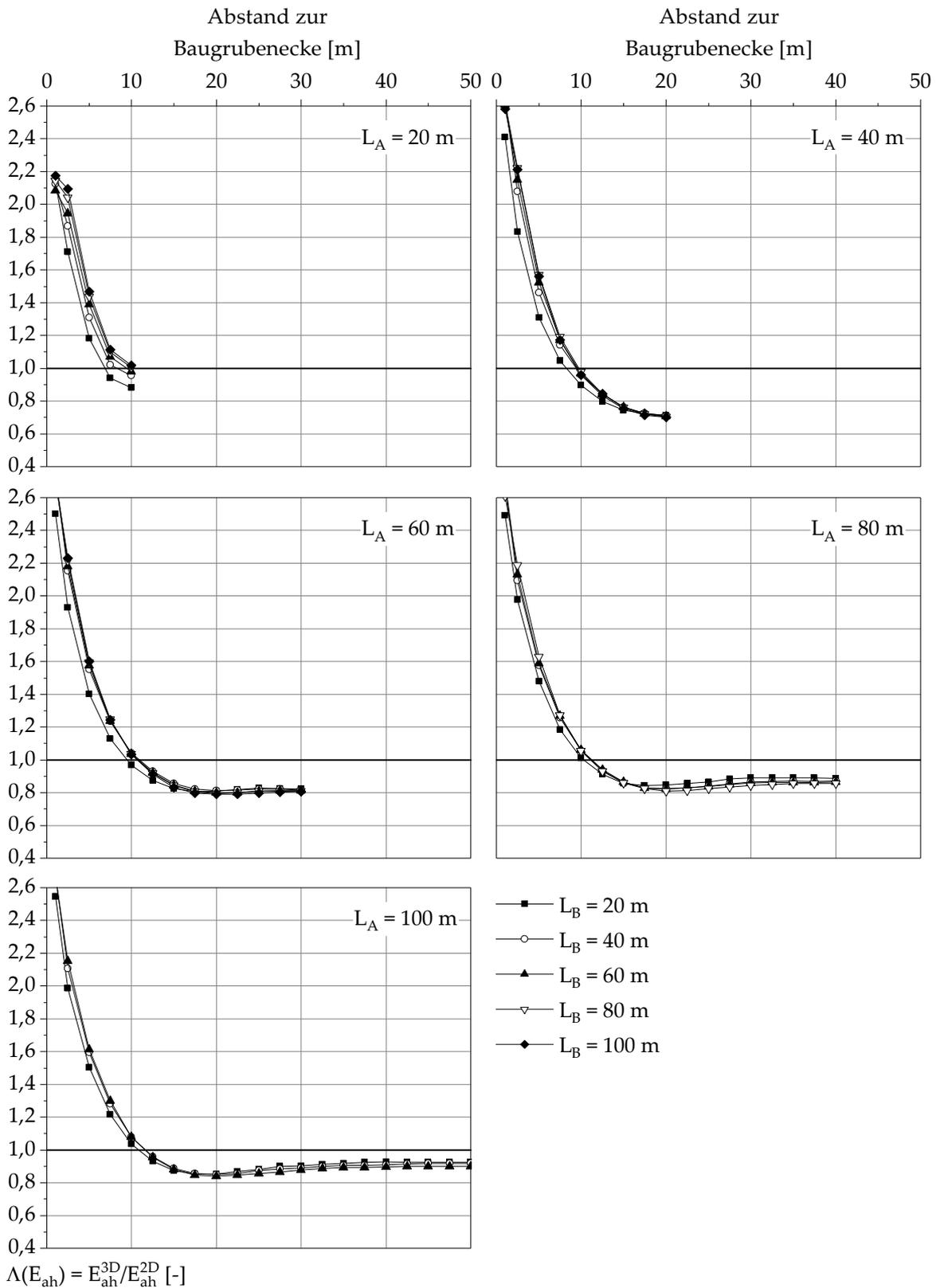


Abb. 7.25:  $\Lambda(E_{ah})$  für System „SW-A-1-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

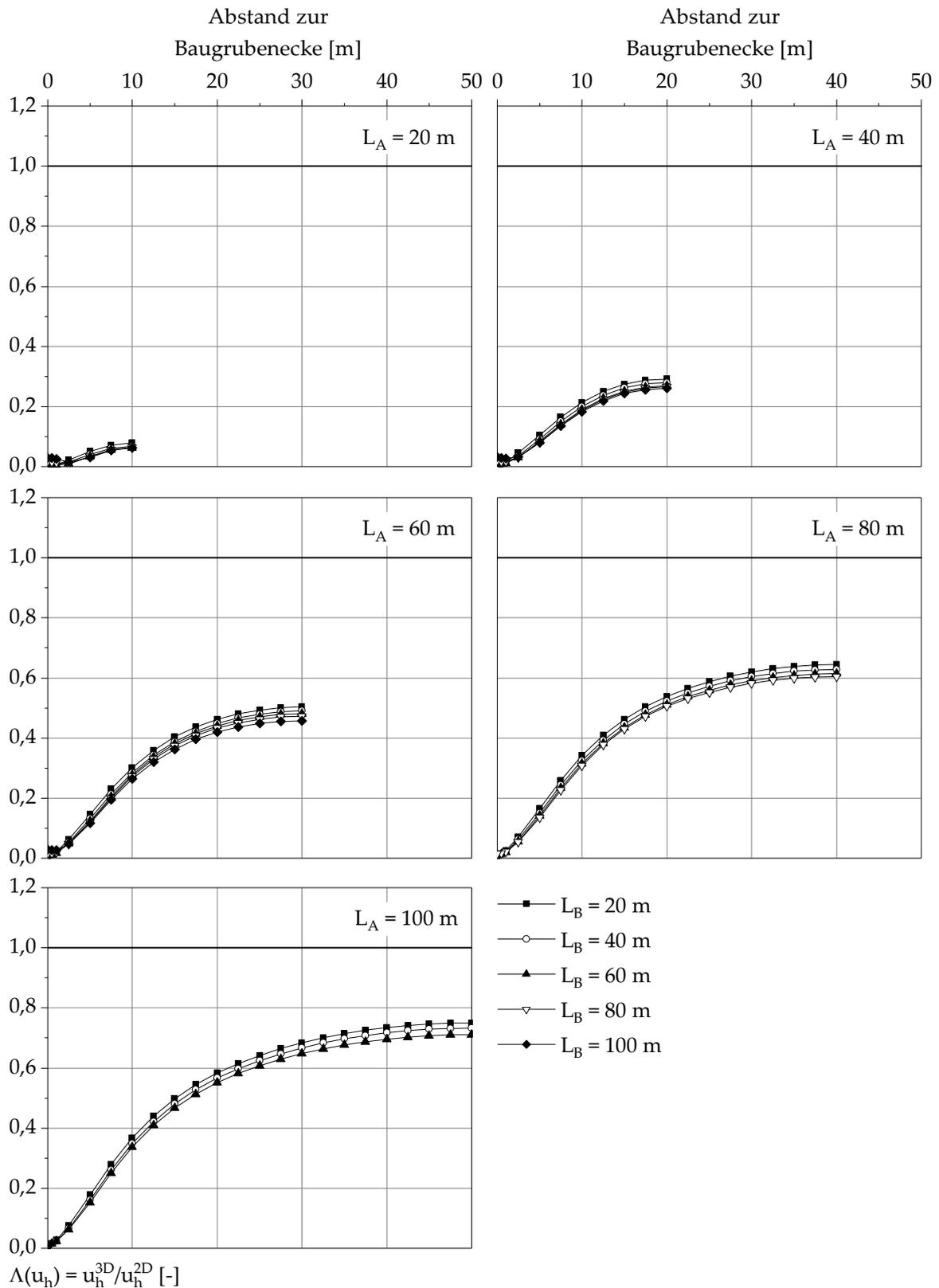


Abb. 7.26:  $\Lambda(u_h)$  für System „SW-A-1-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

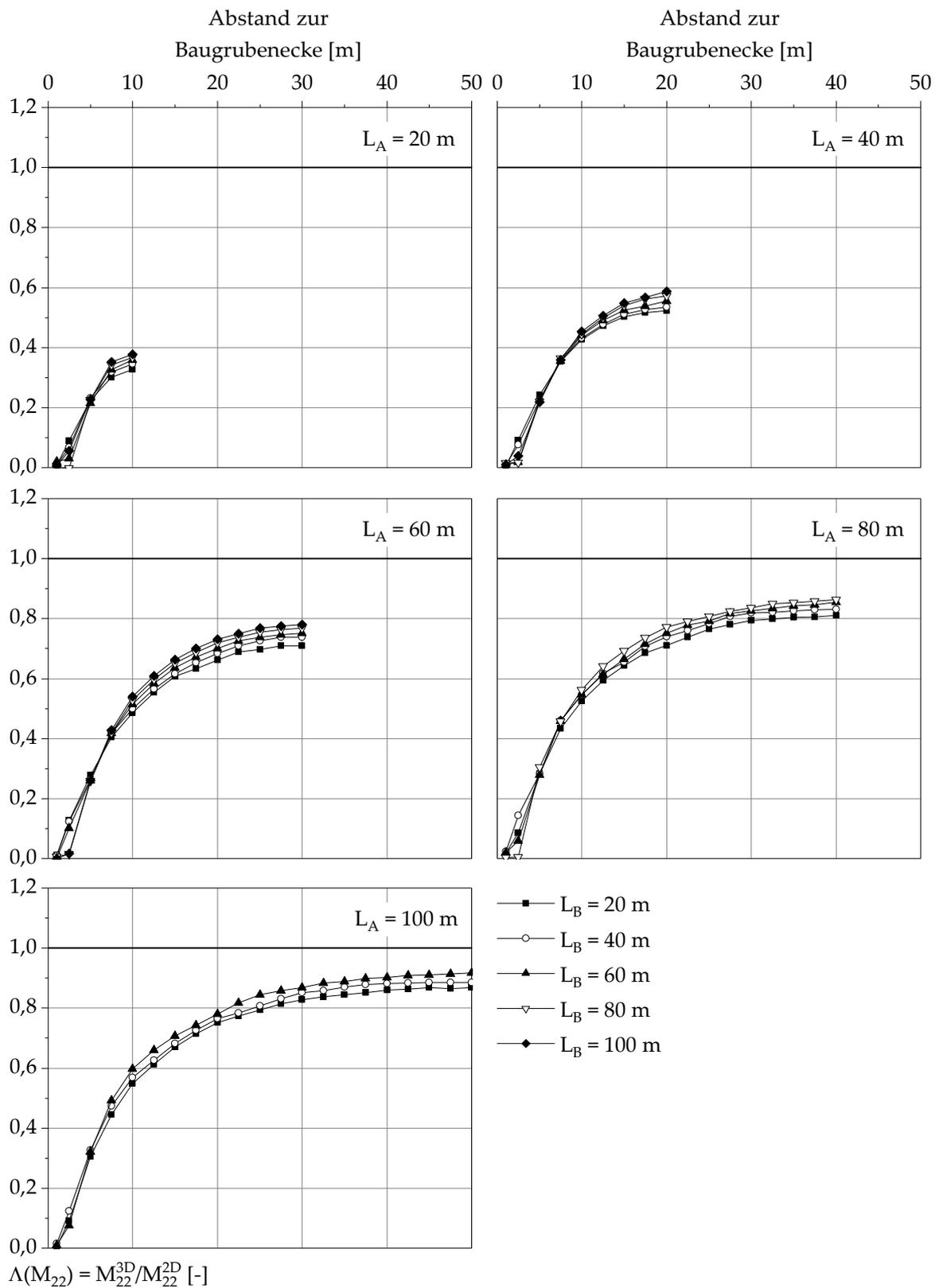


Abb. 7.27:  $\Lambda(M_{22})$  für System „SW-A-1-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

die Werte für  $\Lambda(u_h)$  zu. Für eine Seitenwandlänge von  $L_A = 20$  m beträgt  $\Lambda(u_h)$  maximal 0,08, während bei einer Seitenwandlänge von  $L_A = 100$  m Werte von 0,75 erreicht werden. Ferner führen kürzere Komplementärwände zu größeren Werten von  $\Lambda(u_h)$ . Die Beanspruchung der Verbauwände durch Biegemomente ist auch bei den rückverankerten Verbaukonstruktionen maßgeblich durch räumliche Effekte beeinflusst, vergleiche Abb. 7.27. In den an die Baugrubenecken angrenzenden Bereichen liegt die Biegebeanspruchung - unabhängig von den vorliegenden Seitenwandlängen - deutlich unter den für die entsprechenden ebenen Fälle maßgebenden Werten. In Seitenwandmitte liegen die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  bei maximal 0,38 ( $L_A = 20$  m) bzw. maximal 0,92 ( $L_A = 100$  m). Die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  nehmen dabei mit zunehmender Komplementärwandlänge zu.

Für das Baugrundmodell 2 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 7.28 dargestellt. Im Vergleich zu den Ergebnissen für das Baugrundmodell 1 sind die Bereiche an den Baugrubenecken, in denen Spannungskonzentrationen vorherrschen, bei System „SW-A-2-20“ etwas kürzer. Ferner sind die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  bei einer Primärwandlänge von 20 m in Seitenwandmitte - unabhängig von der Komplementärwandlänge  $L_B$  - kleiner als 1,0. Für eine Primärwandlänge von 40 m beträgt  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte 0,85 und für eine Primärwandlänge von 60 m 0,92. Bei längeren Primärwänden wird der ebene Fall nahezu erreicht. Weiterhin zeigt sich, dass die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  bei Primärwänden mit einer Länge von größer 20 m mit abnehmender Komplementärwandlänge tendenziell zunehmen.

Nach der Untersuchung rückverankerter Verbauwände werden nachfolgend die Ergebnisse für Baugruben in Deckelbauweise vorgestellt. Die Modellierung der Deckenscheiben erfolgt mit Schalen-Elementen. Zur Auflagerung der Deckenscheiben werden „beam“-Elemente für die Stützen und „embedded-pile“-Elemente für die entsprechenden Gründungspfähle in einem Raster von 10 m x 10 m angesetzt (Systemparameter siehe Anhang D). Die Ergebnisse für die Systeme „SW-D-1-20“ sind in Abb. 7.29 bis Abb. 7.31 zusammengefasst. Die Betrachtung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 7.29 verdeutlicht, dass sich im Bereich der Baugrubenecken über einen Bereich von ca. 5 m - unabhängig von den Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  - Spannungskonzentrationen einstellen. An diese Bereich anschließend ergeben sich infolge der bereits erläuterten Aktivierung von Scherspannungen im Boden die größten Abminderungen des einwirkenden Erddrucks im Vergleich zum ebenen Fall. Bezüglich der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Seitenwandmitte zeigt sich eine Zunahme der Werte mit zunehmender Primärwandlänge  $L_A$ , während die Abhängigkeit von der Komplementärwandlänge  $L_B$  als untergeordnet anzusehen ist. Bei einer Länge  $L_A$  von 20 m beträgt  $\Lambda(E_{ah})$  maximal 0,76, bei einer Länge  $L_A$  von 40 m maximal 0,83 und bei

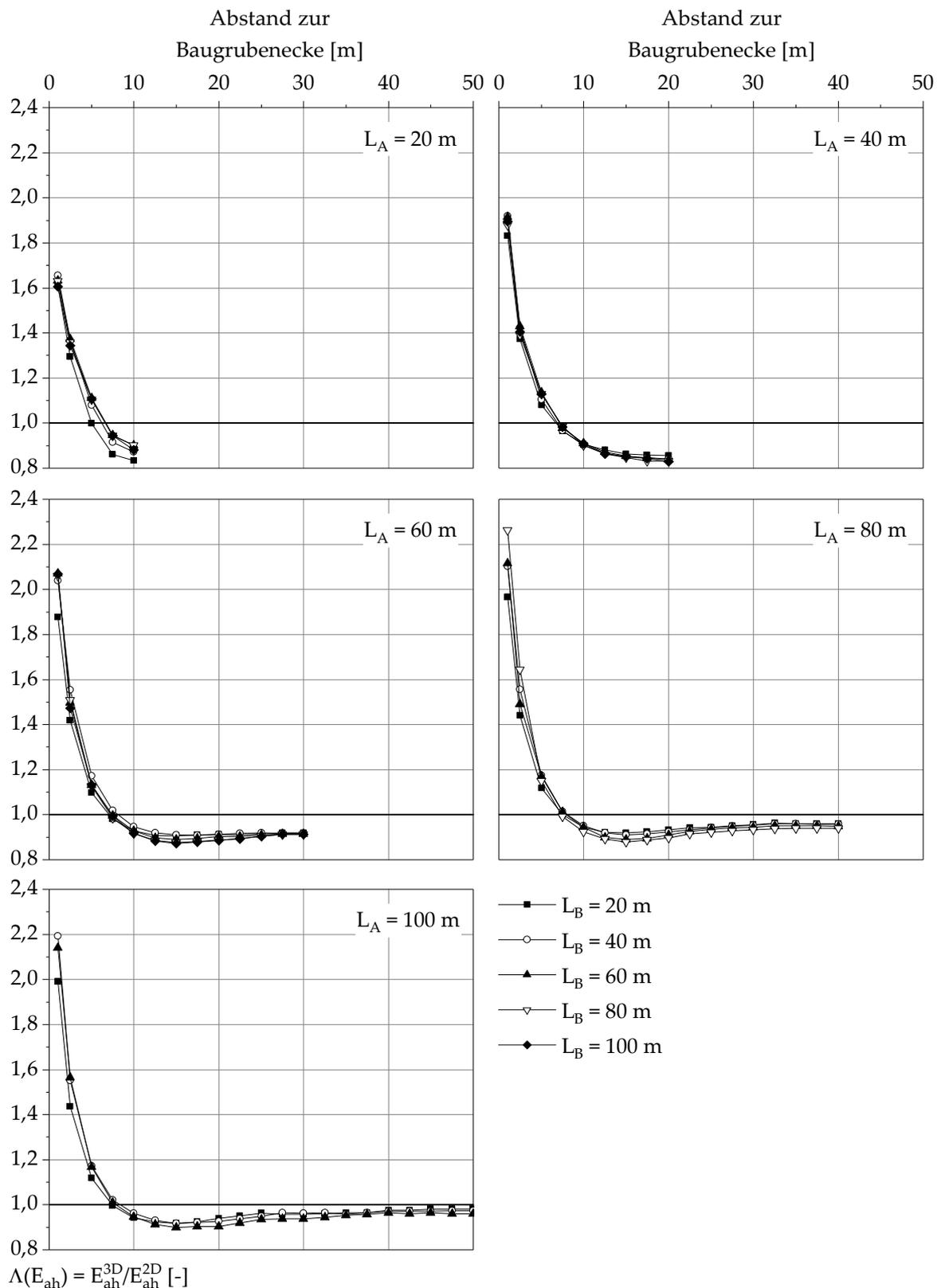


Abb. 7.28:  $\Lambda(E_{ah})$  für System „SW-A-2-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

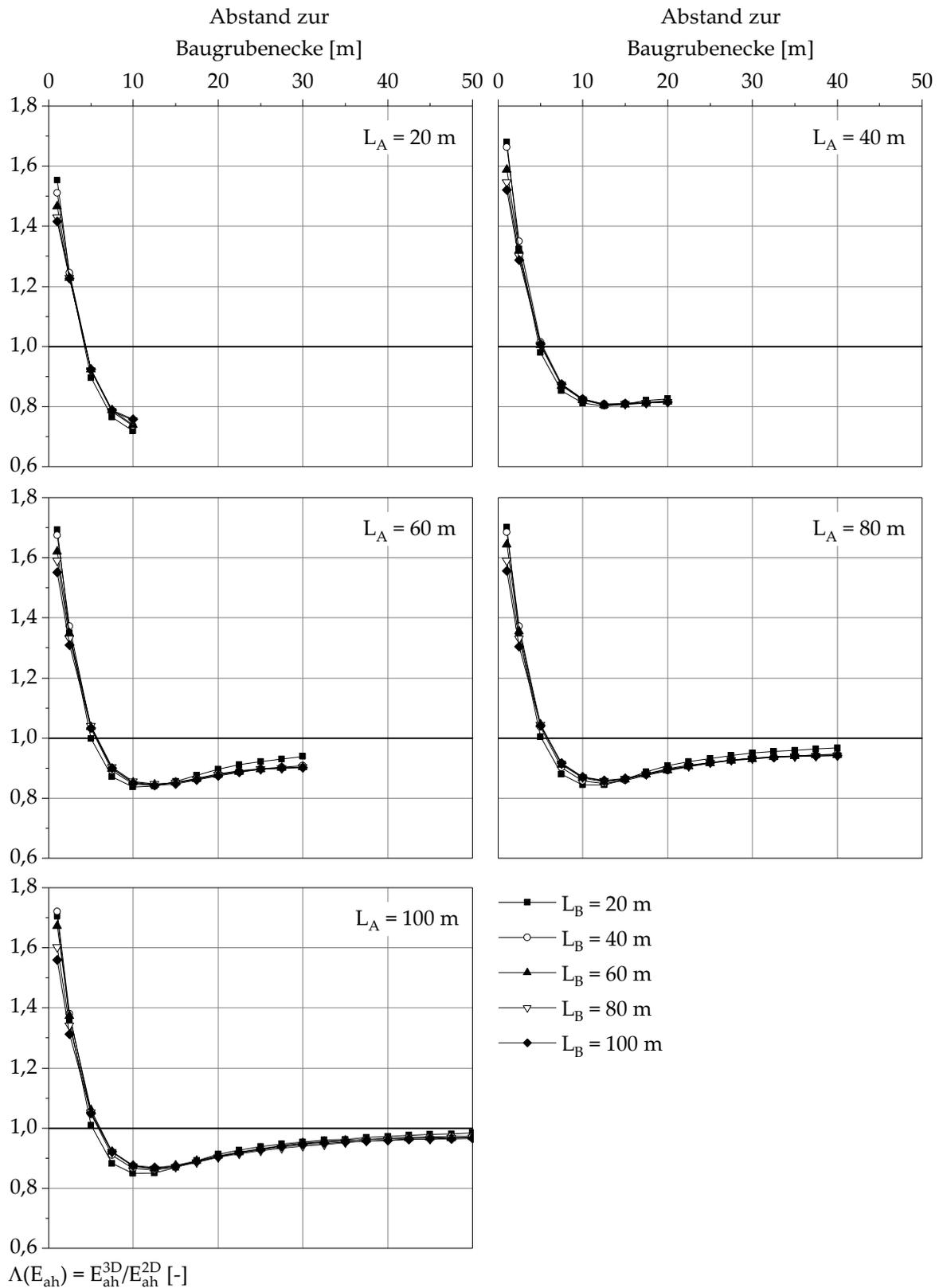


Abb. 7.29:  $\Lambda(E_{ah})$  für System „SW-D-1-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

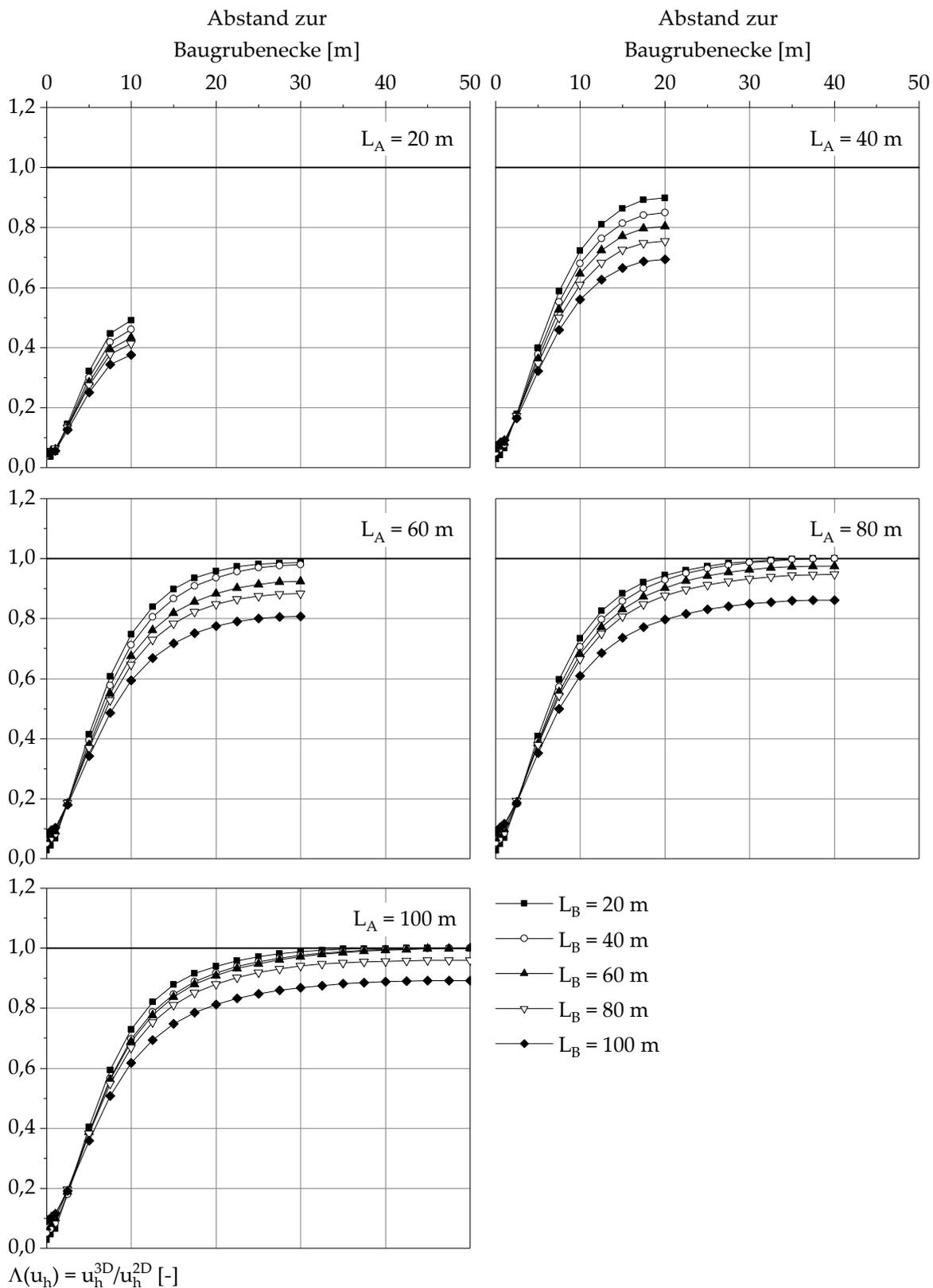


Abb. 7.30:  $\Lambda(u_h)$  für System „SW-D-1-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

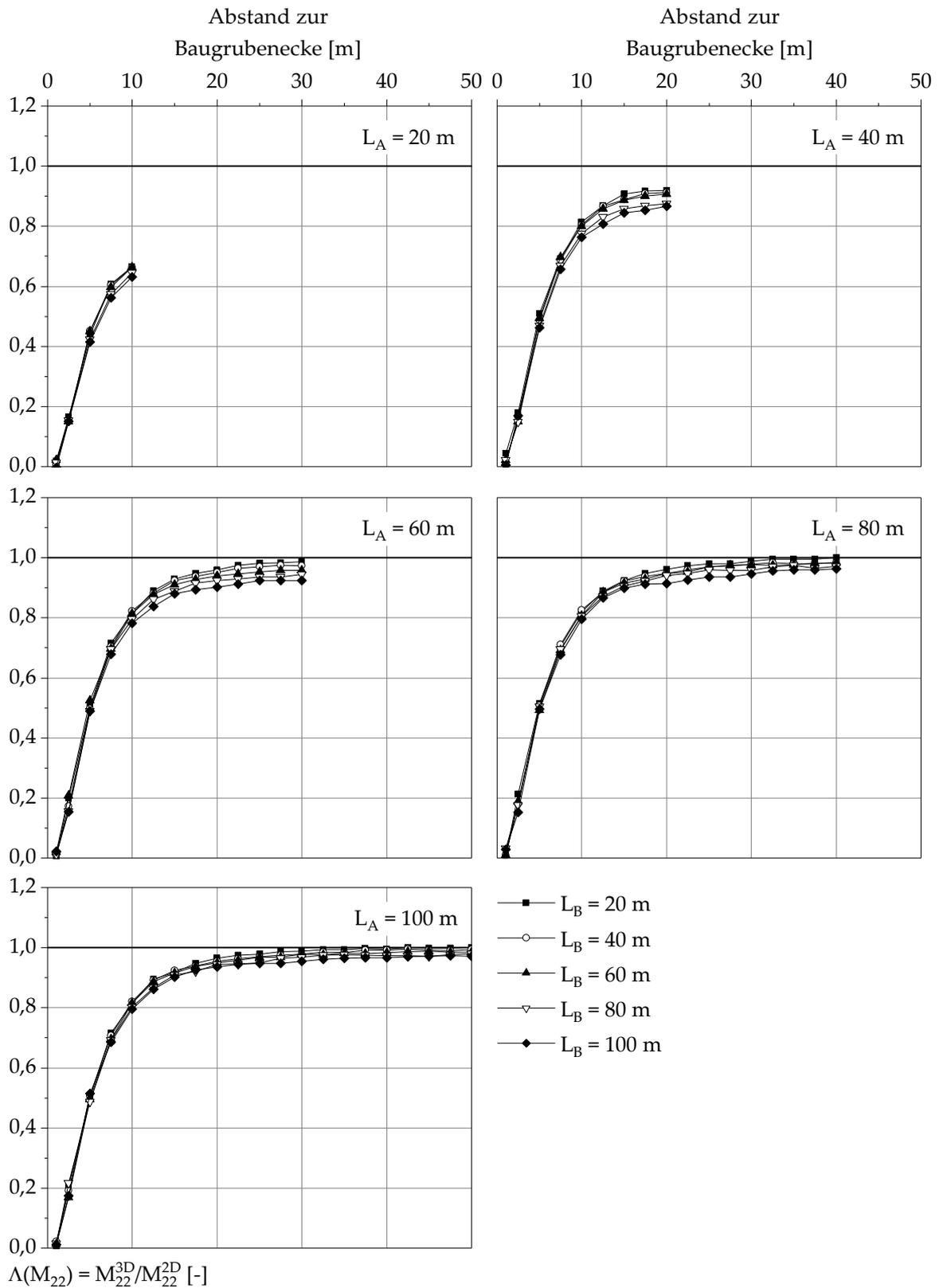


Abb. 7.31:  $\Lambda(M_{22})$  für System „SW-D-1-20“ bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

einer Länge  $L_A$  von 60 m maximal 0,94. Die Werte für eine Komplementärwandlänge von 20 m liegen dabei immer etwas über den Werten der übrigen Wandlängen. Für die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  in Seitenwandmitte ergibt sich eine deutlich größere Abhängigkeit von der Komplementärwandlänge  $L_B$ , vergleiche Abb. 7.30. Je kürzer die vorliegende Komplementärwandlänge umso eher entsprechen die aushubinduzierten Horizontalverschiebungen der Verbauwände dem entsprechenden ebenen Wert. Vorrangig hängen die Werte von  $\Lambda(u_h)$  in Seitenwandmitte allerdings von der Primärwandlänge  $L_A$  ab. Für eine konstante Komplementärwandlänge von  $L_B = 20$  m vergrößert sich  $\Lambda(u_h)$  von 0,49 bei  $L_A = 20$  m auf einen Wert von 0,99 bei  $L_A = 60$  m. Demgegenüber sind auch bei Baugruben in Deckelbauweise die Baugrubenecken erwartungsgemäß als nahezu unverschieblich anzusehen. Bezüglich der Beanspruchung der Verbauwände durch Biegemomente zeigt sich wie bei ausgesteiften und rückverankerten Verbauwänden, dass in den an die Baugrubenecken angrenzenden Bereichen eine deutlich verringerte Biegebeanspruchung vorliegt (Abb. 7.31). In Seitenwandmitte liegen die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  bei maximal 0,66 ( $L_A = 20$  m) bzw. maximal 1,0 ( $L_A = 100$  m). Die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  nehmen dabei mit zunehmender Komplementärwandlänge ab.

### 7.3 Numerische Untersuchung von Baugruben mit Spundwänden

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen zum räumlichen Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben mit Spundwänden werden die in Abb. 7.32 dargestellten Systeme betrachtet. Wie bereits in Abschnitt 7.2 wird der Einfluss der geometrischen, konstruktiven und geotechnischen Randbedingungen auf die Einwirkungen auf das Verbausystem sowie die resultierende Beanspruchungen und Verformungen anhand einer Parameterstudie untersucht.

Bei der Erstellung der numerischen Modelle wird auf die in Abschnitt 6.4 vorgestellten Erkenntnissen zur Abbildung von Spundwänden in räumlichen numerischen Berechnungen zurück gegriffen. Die Spundwände werden grundsätzlich mit Schalenelementen abgebildet. Hinsichtlich des Stützsystems werden im vorliegenden Abschnitt ausgesteifte und rückverankerte Spundwände betrachtet. Die den konstruktiven Elementen zugewiesenen Kennwerte sind in Anhang D aufgeführt. Die Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  werden zwischen 20 m und 100 m in Schritten von 20 m variiert. Ferner werden die drei Aushubtiefen  $H = 8$  m ,  $H = 12$  m und  $H = 16$  m untersucht.

Die Variation der geotechnischen Randbedingungen beinhaltet den Ansatz von zwei verschiedenen Baugrundmodellen, vergleiche Abb. 7.33. Während bei Baugrundmo-

dell 1 bindiger Boden ansteht zeichnet sich Baugrundmodell 2 durch eine mächtige nichtbindige Schicht aus. Die angesetzten Kennwerte zur Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Böden mit dem Stoffmodell HS-small sind in Anhang D dokumentiert. Nach der Betrachtung der unterschiedlichen Baugrundmodelle wird der Einfluss des Reibungswinkels, der Kohäsion sowie der Steifigkeit der Böden auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten untersucht.

Konstruktive Ausbildung der Verbaukonstruktionen mit Spundwänden [SPW]	
System Steifen [S]	System Anker [A]
<p><b>Steifen</b></p> <p><b>1. - 2. Lage:</b>  <math>EA = 1,7 \cdot 10^6 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 4 \text{ m}</math></p> <p><b>3. Lage:</b>  <math>EA = 2,6 \cdot 10^6 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 4 \text{ m}</math></p>	<p><b>Anker</b></p> <p><math>EA = 1,6 \cdot 10^5 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 2 \text{ m}</math>  <math>P_{\text{Anker}} = 130 / 450 / 570 \text{ kN}</math>                  freie Länge = 10 / 13 / 15 m                  Verpresskörper = 8 / 10 m</p>

Abb. 7.32: Übersicht der untersuchten Stützsysteme.

Die Bezeichnung des jeweiligen Parametersatzes erfolgt mit Kurzzeichen unter Berücksichtigung der Verbauwandart, in den vorliegenden Fällen dementsprechend Spundwände (SPW), des Stützsystems (S bzw. A), des betrachteten Baugrundmodells sowie der Aushubtiefe. Alle Systeme werden im Rahmen von Voruntersuchungen mit dem Programm GGU-RETAIN (Version 8.53) betrachtet.

Wie in dem vorangegangenen Abschnitt zu Schlitzwänden werden die Ergebnisse der Parameterstudie anhand der in Abschnitt 3.1 definierten räumlichen Verhältnisfakto-

ren  $\Lambda$  diskutiert. Die entsprechenden Werte für den ebenen Fall werden mit numerischen Berechnungen ermittelt, in denen der jeweilige ebene Schnitt mit dem Programm Plaxis 3D in einem Scheibenmodell abgebildet wird.

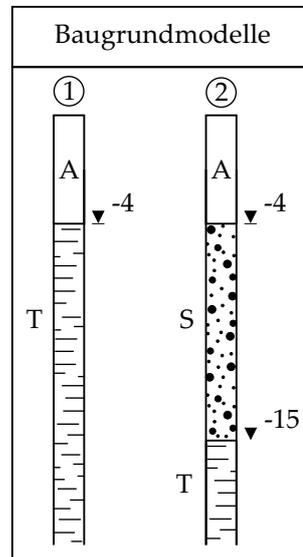


Abb. 7.33: Betrachtete Baugrundmodelle.

### 7.3.1 Variation der geometrischen Randbedingungen

Um den Einfluss der geometrischen Randbedingungen auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten bei Spundwänden zu erläutern, werden in einem ersten Schritt die Ergebnisse der Untersuchungen für ausgesteifte Spundwände in bindigen Baugrundverhältnissen vorgestellt. Die aus den Berechnungsergebnissen abgeleiteten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  für den aktiven Erddruck sind in Abhängigkeit der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  bei einer Aushubtiefe  $H$  von 12 m in Abb. 7.34 dargestellt. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgt jeweils entlang der Primärwand mit der Länge  $L_A$ . Im Vergleich zu den bei Schlitzwänden resultierenden Werten von  $\Lambda(E_{ah})$ , die sich durch einen sehr stetigen Verlauf entlang der Seitenwände auszeichnen, resultiert aus der geringeren Steifigkeit der Spundwände, dass sich an den Auflagerungen der Verbauwand deutliche Spannungskonzentrationen einstellen. Dies führt zu einem sägezahnartigen Verlauf der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  entlang der Seitenwände. Während an den Baugrubenecken unabhängig von der Primärwandlänge  $L_A$  ausgeprägte Spannungskonzentrationen und damit Werte von  $\Lambda(E_{ah}) > 1$  resultieren, ist unmittelbar angrenzend (ab einem Abstand von ca. 2 m zu den Baugrubenecken) eine deutliche Abnahme des einwirkenden Erddruckes festzustellen. Der einwirkende Erddruck beträgt bis in einen Abstand von ca. 10 m zu den

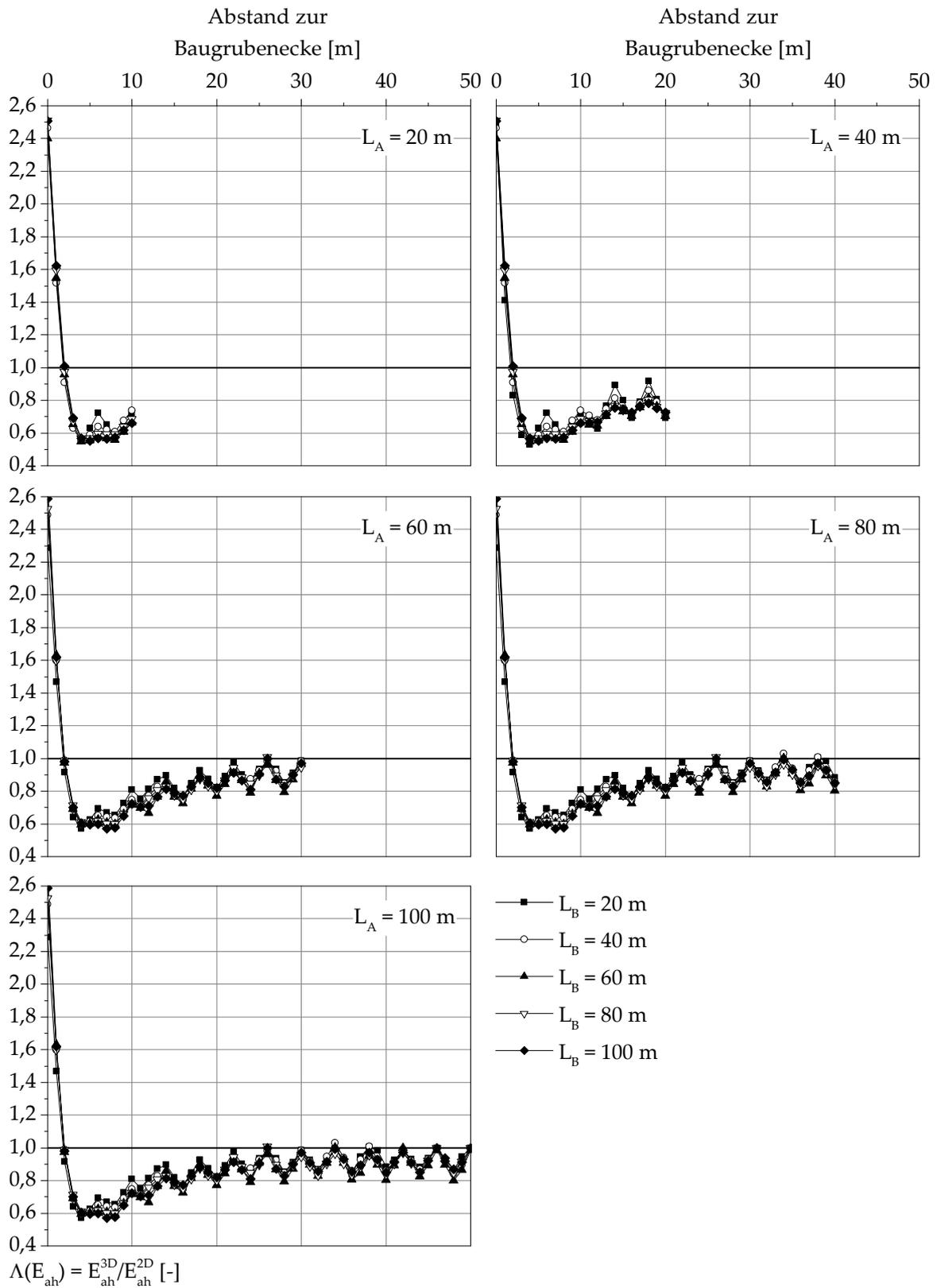


Abb. 7.34: „SPW-S-1-12“:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

Baugrubenecken lediglich maximal 70 % des im ebenen Fall maßgebenden Erddrucks. Im Anschluss stellt sich eine sukzessive Zunahme der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken ein. Ab einem Abstand von ca. 25 m zu den Baugrubenecken ist kein räumlicher Einfluss mehr vorhanden und  $\Lambda(E_{ah})$  beträgt an den Auflagerungen ca. 1,0. Ein Einfluss der Komplementärwandlänge  $L_B$  auf die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  ist letztlich nicht vorhanden.

In Abb. 7.35 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  zur Erläuterung des Einflusses der Seitenwandlängen auf das räumliche Verformungsverhalten der Spundwände zusammengefasst. An den Baugrubenecken ergeben sich lediglich geringfügige Horizontalverschiebungen der Spundwände. Im Anschluss nehmen die Horizontalverschiebungen mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken deutlich zu. Bei einer Seitenwandlänge von  $L_A = 20$  m betragen die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  im Mittel bereits 0,9. Ab einer Seitenwandlänge von  $L_A = 50$  m stellen sich in Seitenwandmitte die im ebenen Fall auftretenden Horizontalverschiebungen ein. Ferner zeigt sich, dass die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  mit abnehmender Komplementärwandlänge  $L_B$  minimal zunehmen.

Auch die berechneten Steifenkräfte werden maßgeblich durch die Baugrubenecken sowie die Seitenwandlänge  $L_A$  beeinflusst. In Abb. 7.36 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(\Sigma)$  für das System „SPW-S-1-12“ zusammengefasst. An der an die Baugrubenecken angrenzenden vertikalen Aussteifungsebene liegen die Steifenkräfte mit Werten von  $\Lambda(\Sigma) < 0,6$  deutlich unter den Werten für den ebenen Fall. Mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken werden die Werte von  $\Lambda(\Sigma)$  sukzessive größer. In Seitenwandmitte nehmen die Werte von  $\Lambda(\Sigma)$  mit zunehmender Primärwandlänge  $L_A$  zu. Bei einer Seitenwandlänge von  $L_A = 20$  m beträgt der räumliche Verhältnisfaktor  $\Lambda(\Sigma)$  in Seitenwandmitte durchschnittlich 0,76. Demgegenüber ist für eine Seitenwandlänge von  $L_A = 40$  m in Seitenwandmitte bereits ein Wert von  $\Lambda(\Sigma) = 0,94$  erreicht. Ab einer Seitenwandlänge von 60 m bzw. einem Abstand von 30 m von den Baugrubenecken stellen sich in Seitenwandmitte ebene Verhältnisse ein. Ein Einfluss der Komplementärwandlänge  $L_B$  auf die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(\Sigma)$  besteht nicht.

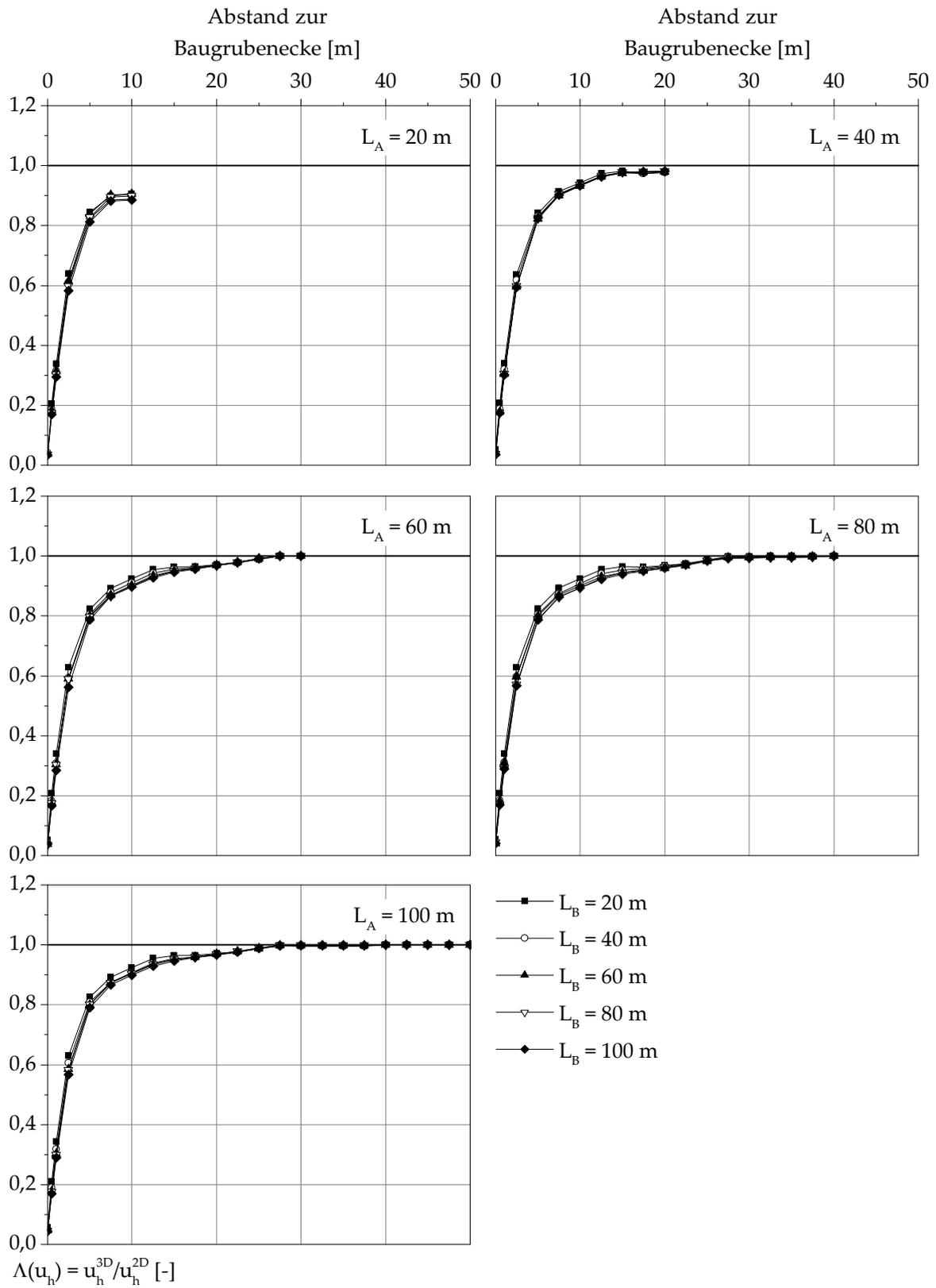


Abb. 7.35: „SPW-S-1-12“:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

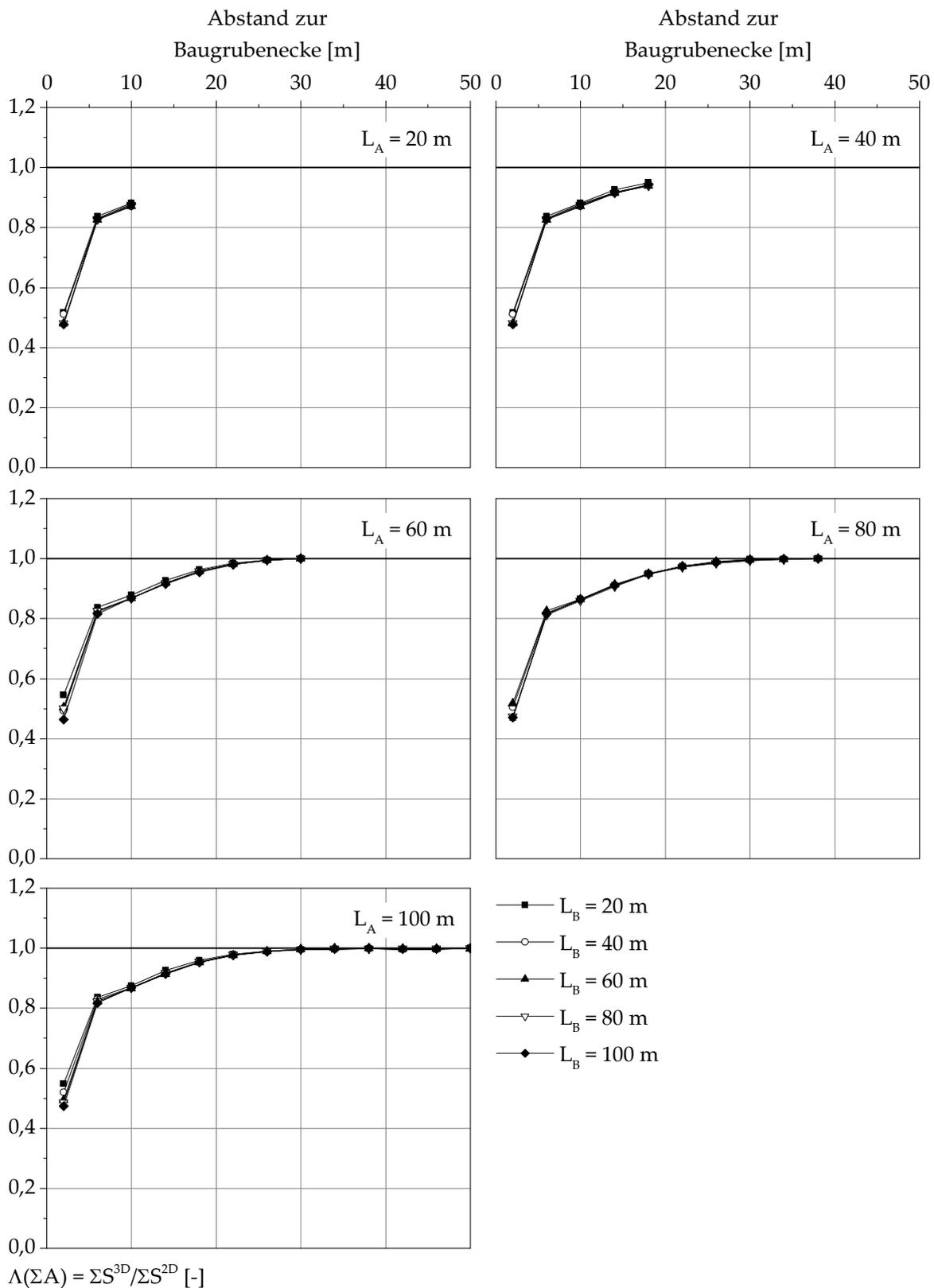


Abb. 7.36: „SPW-S-1-12“:  $\Lambda(\Sigma S)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

Nach der Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  wird nachfolgend der Einfluss der Baugrubentiefe  $H$  untersucht. Im Rahmen dieser Untersuchung werden die Baugrubentiefen  $H = 8$  m und  $16$  m in Ergänzung zur Ausgangskonfiguration betrachtet. In Hinblick auf die bislang gewonnenen Erkenntnisse wird eine konstante Seitenwandlänge  $L_B$  von  $20$  m in Ansatz gebracht, während die Primärwandlänge  $L_A$  variiert wird. Dieses Vorgehen wird gewählt, da für diese Seitenwandlänge  $L_B$  die betragsmäßig größten räumlichen Verhältnissfaktoren resultieren und damit die Ergebnisse als auf der sicheren Seite liegend anzusehen sind. Hinsichtlich des auf die Schlitzwände einwirkenden aktiven Erddrucks zeigt die Darstellung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 7.37, dass sich die Spannungskonzentrationen an den Baugrubenecken unabhängig von der Baugrubentiefe  $H$  einstellen. Entlang der Seitenwände zeigt sich indes eine Abhängigkeit der Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  von der Baugrubentiefe  $H$ . Für eine Baugrubentiefe von  $8$  m liegen die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich - unabhängig von der Seitenwandlänge  $L_A$  - in der Größenordnung von ca.  $0,8$ . Mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke nehmen die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  sukzessive zu. Bei Seitenwandlängen  $L_A$  von über  $40$  m werden in Seitenwandmitte ebene Verhältnisse erreicht. Infolge der Vergrößerung der Baugrubentiefe auf  $12$  m ergeben sich in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich Werte von minimal ca.  $0,6$ . Auch bei dieser Baugrubentiefe nehmen die Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  sukzessive in Richtung Seitenwandmitte zu. Die bei einer Vergrößerung der Baugrubentiefe  $H$  auf  $16$  m in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich resultierenden Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  unterscheiden sich hinsichtlich ihres Betrages nicht wesentlich. Allerdings verlängert sich der Bereich, in dem die räumlichen Verhältnissfaktoren im Vergleich zum ebenen Fall vermindert sind. Ferner zeigt sich mit zunehmender Baugrubentiefe  $H$  ein ausgeprägter Einfluss der Steifenlagen auf die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ .

Bezüglich der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  zeigt sich eine deutlich geringere Abhängigkeit von der in Ansatz gebrachten Baugrubentiefe  $H$ . An den Baugrubenecken ergeben sich vergleichsweise geringe Verschiebungen. Diese nehmen unabhängig von der Baugrubentiefe  $H$  mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken zu, so dass ab Seitenwandlänge von  $L_A \geq 20$  m in Seitenwandmitte ebene Verhältnisse vorliegen. In dem unmittelbar an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich ergeben sich bei größerer Baugrubentiefe  $H$  tendenziell geringere Werte von  $\Lambda(u_h)$ .

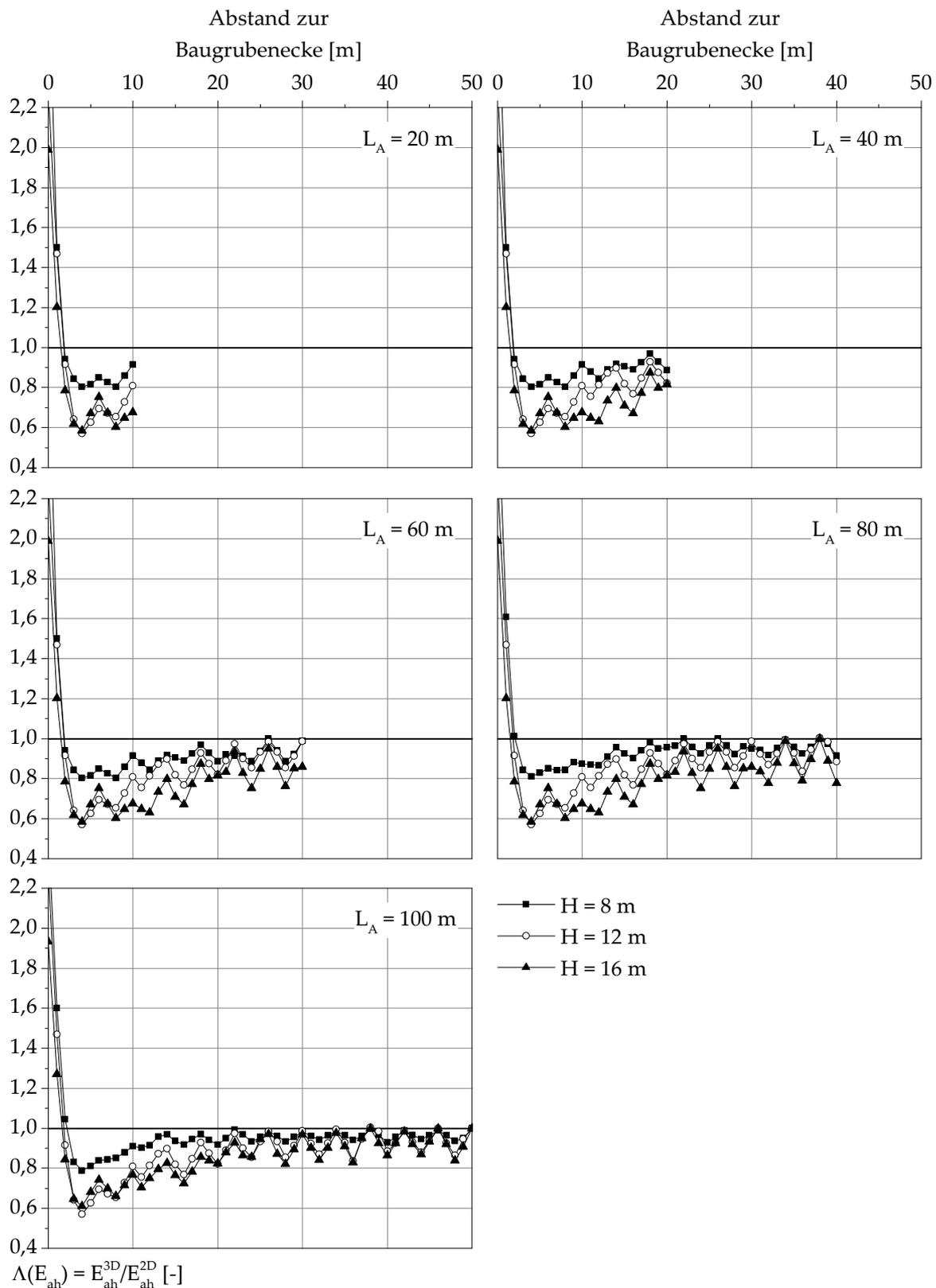


Abb. 7.37:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Baugrubentiefe  $H$  für ausgesteifte Spundwand-Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

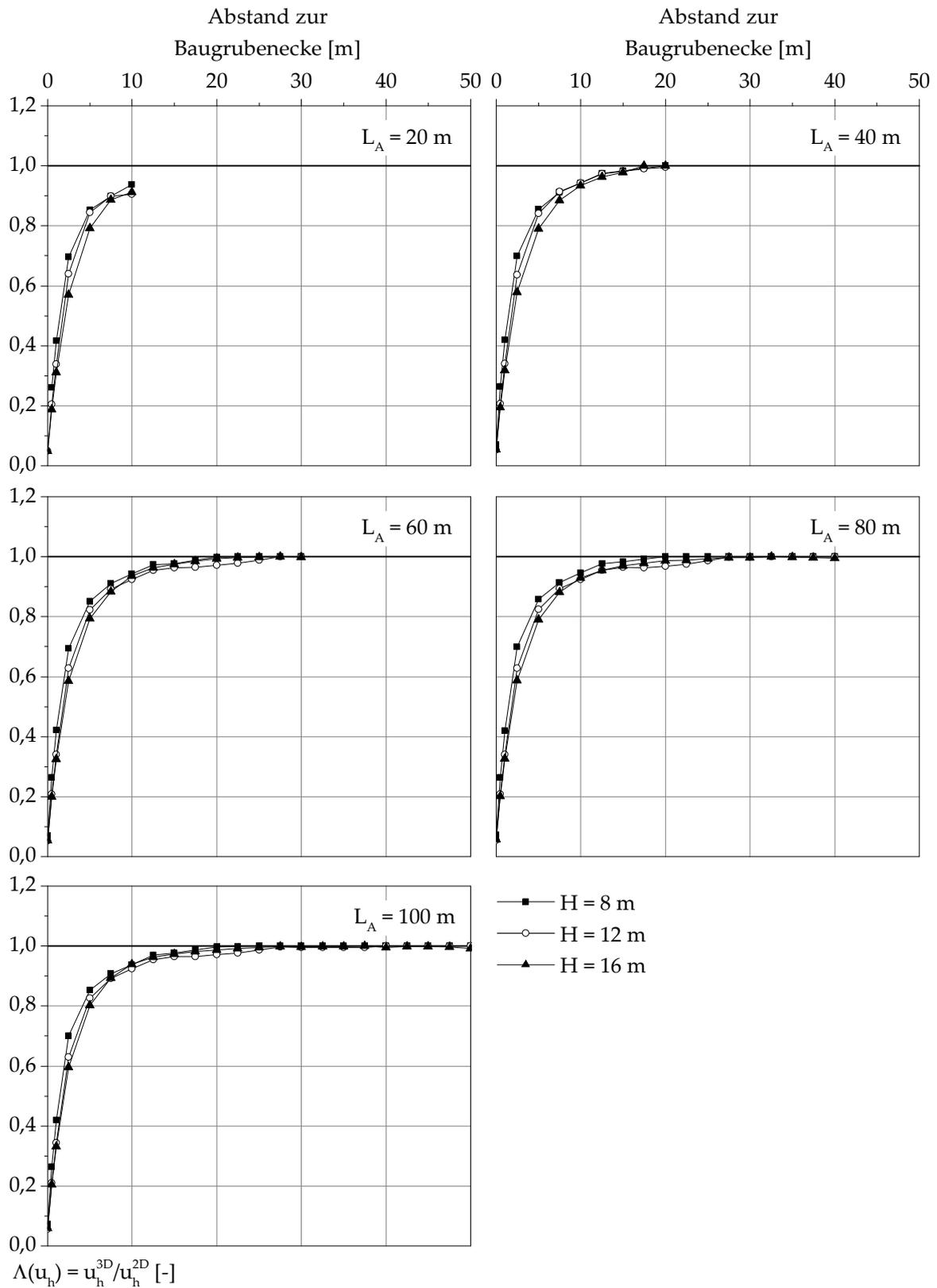


Abb. 7.38:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Baugrubentiefe  $H$  für ausgesteifte Spundwand-Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

### 7.3.2 Variation der geotechnischen Randbedingungen

Nach der Betrachtung einer ausgesteiften Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen in Abschnitt 7.3.1 werden nachfolgend die Ergebnisse für das Baugrundmodell 2, welches sich durch nichtbindige Baugrundverhältnisse auszeichnet, vorgestellt. Die konstruktive Ausbildung des Verbausystems der 12 m tiefen Baugrube bleibt unverändert. Aufgrund der im vorangegangenen Abschnitt erläuterten Erkenntnisse werden die Primärwandlängen zwischen  $L_A = 20$  m und  $L_A = 60$  m variiert, während die Sekundärwandlänge - wie bereits in Abschnitt 7.3.1 - konstant  $L_B = 20$  m beträgt. In Abb. 7.39 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  dargestellt. Grundsätzlich

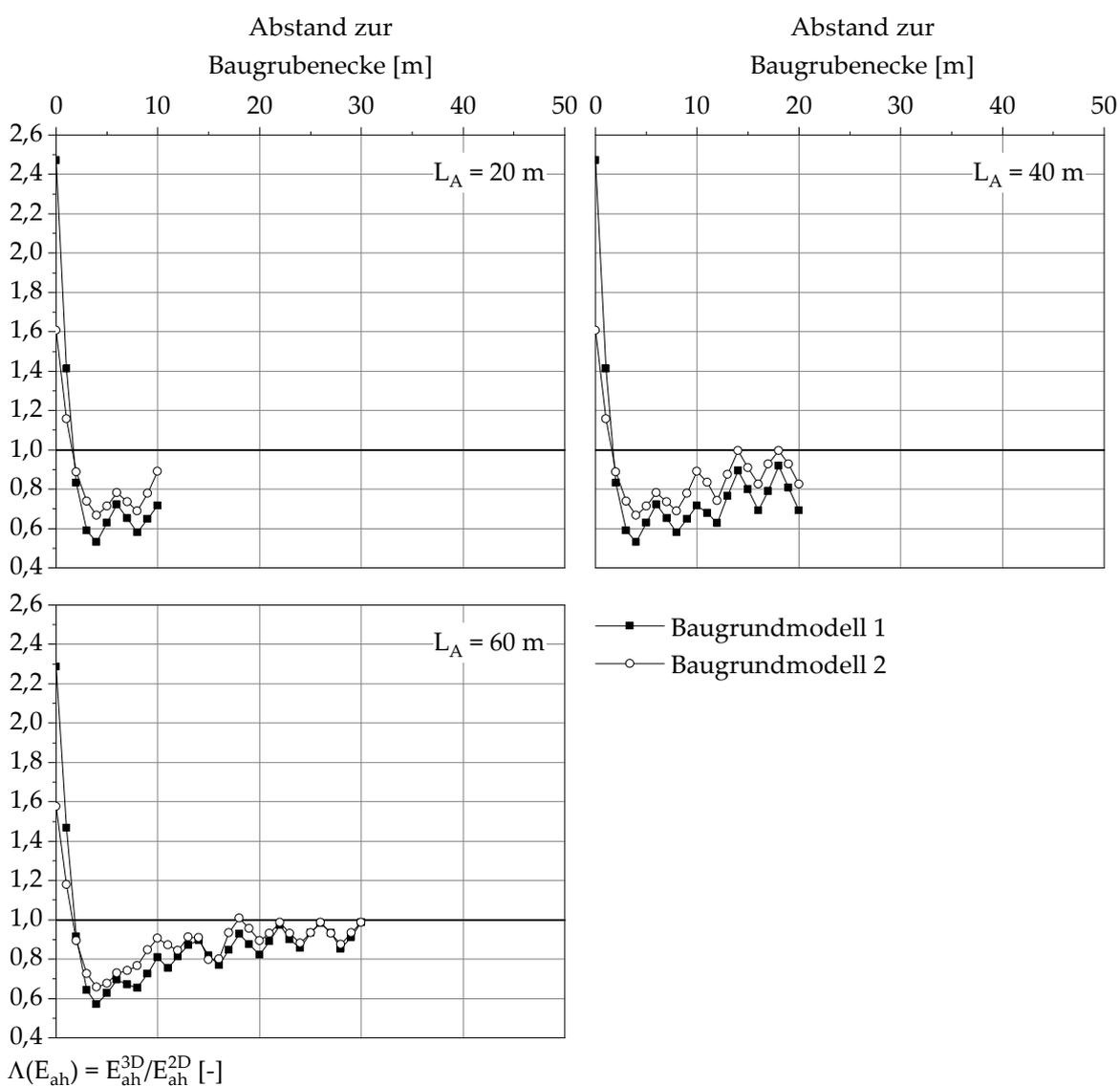


Abb. 7.39:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  für ausgesteifte Spundwand-Baugruben für verschiedene Baugrundmodelle.

ähneln die Verläufe der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  bei Baugrundmodell 2 den Verläufen bei Baugrundmodell 1. Die an den Baugrubenecken auftretenden Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  sind mit ca. 1,6 bei den nichtbindigen Baugrundverhältnissen jedoch geringer als bei den bindigen Baugrundverhältnissen. Demgegenüber liegen die dann entlang der Seitenwände auftretenden räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  bei Baugrundmodell 2 um ca. 0,05 bis 0,1 über den Werten bei Baugrundmodell 1. In der Folge werden bei Baugrundmodell 2 schon ab Seitenwandlängen von  $L_A = 40$  m in Seitenwandmitte ebene Verhältnisse erreicht. Liegen größere Seitenwandlängen vor, so entsprechen sich die Verläufe von  $\Lambda(E_{ah})$  im mittleren Bereich der Seitenwand.

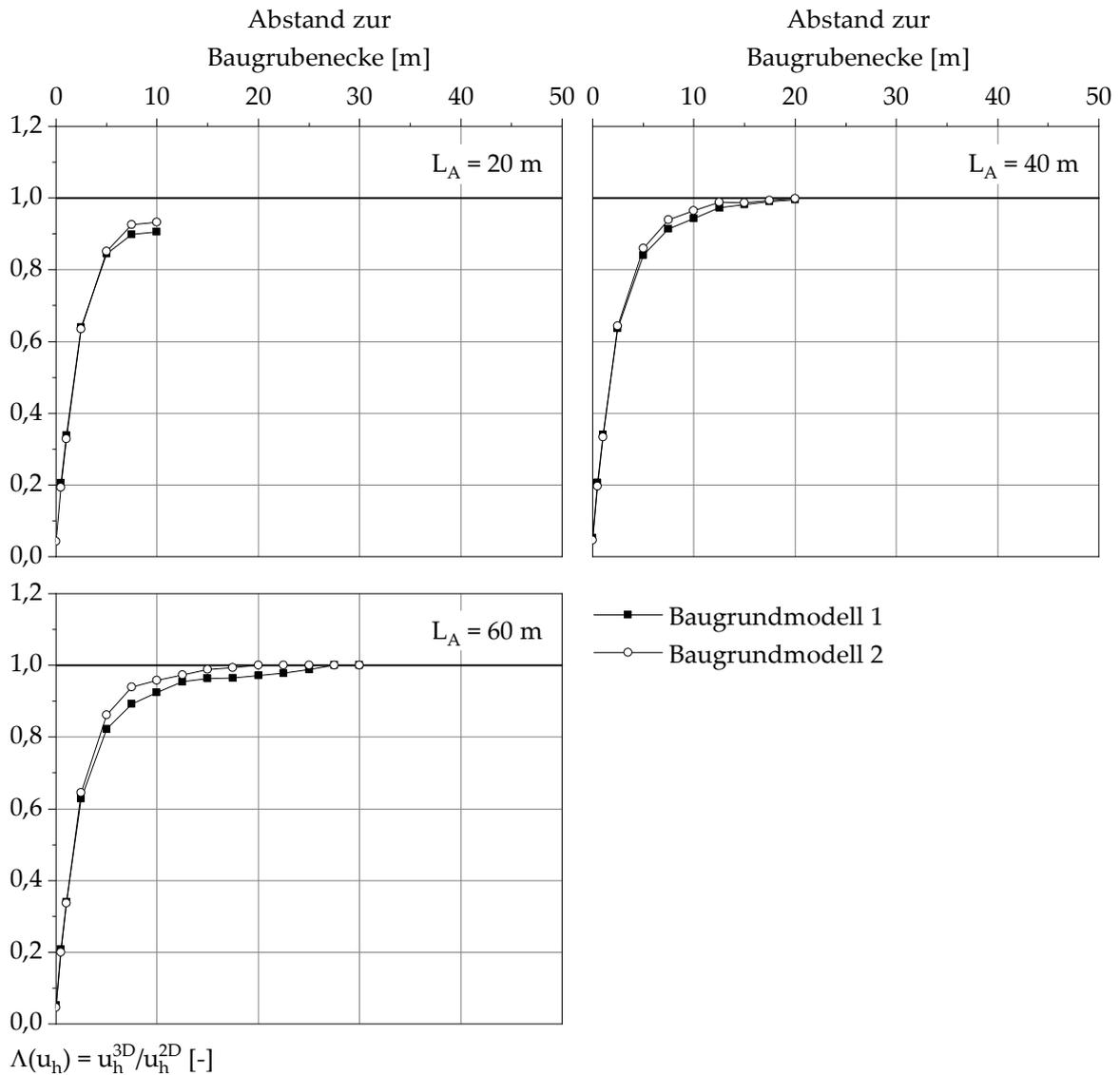


Abb. 7.40:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  für ausgesteifte Spundwand-Baugruben für verschiedene Baugrundmodelle.

In Abb. 7.40 sind die sich für die verschiedenen Baugrundmodelle ergebenden Werte der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  dargestellt. Wie bei den räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  ergeben sich bei Ansatz nichtbindiger Baugrundverhältnisse grundsätzlich ähnliche Verläufe wie bei der Betrachtung bindiger Baugrundverhältnisse. Allerdings liegen die Werte von  $\Lambda(u_h)$  bei Baugrundmodell 2 über den Werten von Baugrundmodell 1, so dass sich in der Folge bereits bei kürzeren Seitenwandlängen ebene Verhältnisse ergeben.

An die Betrachtung der unterschiedlichen Baugrundmodelle schließt sich die Variation der bodenmechanischen Kennwerte an, wobei der Betrachtung zunächst Baugrundmodell 1 zugrunde liegt. Wie bereits bei der Untersuchung des Einflusses der geotechnischen Randbedingungen für Schlitzwände stellen sich auch bei Spundwänden die räumlichen Effekte umso ausgeprägter ein, je geringer die Scherfestigkeit des in Ansatz gebrachten Bodens ist. Hinsichtlich der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  beschränkt sich dieser Effekt jedoch auf den unmittelbar an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich der Seitenwand (Abb. 7.41 a) und b). Im mittleren Bereich der Seitenwand ist ein Einfluss aus der in Ansatz gebrachten Scherfestigkeit nicht zu identifizieren. Bei den räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  zeigt sich der Einfluss der Variation von  $c'$  bzw.  $\varphi'$  indes deutlich ausgeprägter. In Analogie zu den in Abschnitt 7.2.2 vorgestellten Erkenntnissen für Schlitzwände ergibt sich bei der Betrachtung von Spundwänden keine Abhängigkeit der räumlichen Verhältnissfaktoren von der in Ansatz gebrachten Steifigkeit des Bodens.

Für das System „SPW-S-2-12“ (Baugrundmodell 2) sind in Abb. 7.56 die für eine Primärwandlänge von 60 m ermittelten räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$  abgebildet. Auch bei diesem Baugrundmodell führt der Ansatz eines geringeren Reibungswinkels  $\varphi'$  des nichtbindigen Bodens zu einer Verringerung der  $\Lambda$ -Werte entlang der Seitenwände.

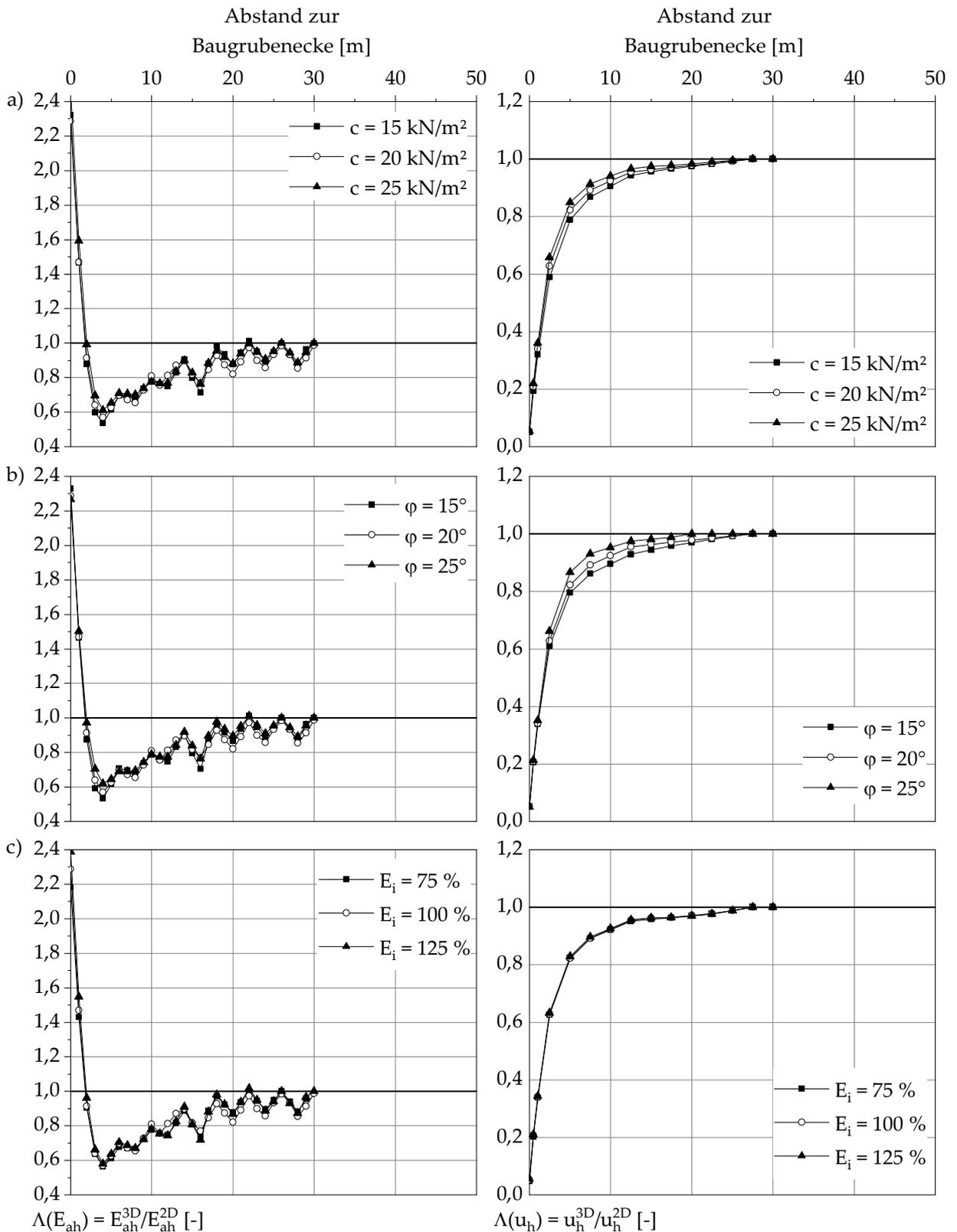


Abb. 7.41:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für System „SPW-S-1-12“ bei Variation von:  
 a) Kohäsion  $c'$ , b) Reibungswinkel  $\phi'$  und c) Steifigkeit der bindigen Schicht.

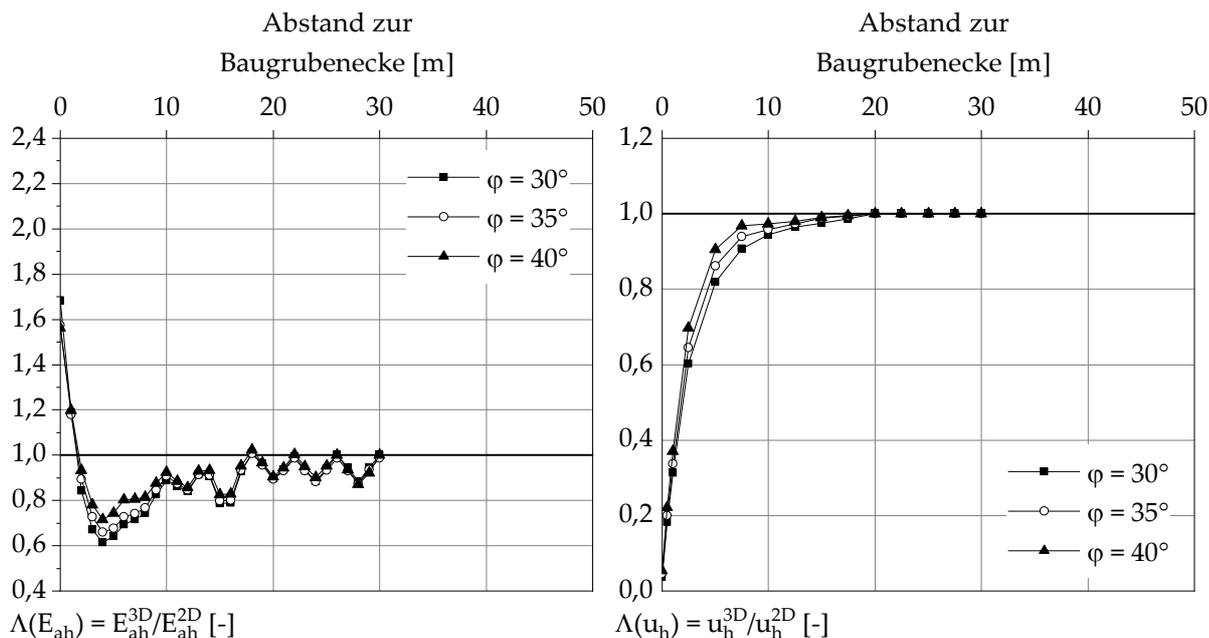


Abb. 7.42:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für System „SPW-S-2-12“ bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$ .

### 7.3.3 Variation der konstruktiven Randbedingungen

Nach der Betrachtung des Einflusses der geometrischen und geotechnischen Randbedingungen in den beiden vorangegangenen Abschnitten wird nachfolgend auf die Variation der konstruktiven Randbedingungen eingegangen. Für das System „SPW-S-1-12“ wird der Einfluss des in Ansatz gebrachten Spundwandprofils untersucht. Ferner erfolgt die Betrachtung von rückverankerten Spundwänden, für die im Folgenden auch der Einfluss der Seitenwandlänge  $L_A$  diskutiert wird.

In Abb. 7.43 sind die für eine Primärwandlänge von 60 m ermittelten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  bei Variation des Spundwandprofils dargestellt. In dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich entlang der Seitenwände ergeben sich umso größere Werte von  $\Lambda(u_h)$  je geringer das Flächenträgheitsmoment bzw. die statische Höhe der angesetzten Spundbohlen ist. Erwartungsgemäß nehmen auch die absoluten Verschiebungen in Seitenwandmitte entsprechend zu. In Seitenwandmitte liegen unabhängig von der betrachteten Profilstärke ebene Verhältnisse vor. Bezüglich der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  zeigt sich im mittleren Bereich der Seitenwände letztlich kein Einfluss aus der Variation des Spundwandprofils. In dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich, in dem sich eine Abminderung des einwirkenden Erddrucks im Vergleich zum ebenen aktiven Erddruck einstellt, ist indes eine geringfügige Beeinflussung ersichtlich. In Analogie zu den Erkenntnissen bei Schlitz-

wänden ergeben sich hier bei Ansatz geringerer Flächenträgheitsmomente tendenziell etwas geringere räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ . Demgegenüber stellen sich an der Baugrubenecke größere Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  ein.

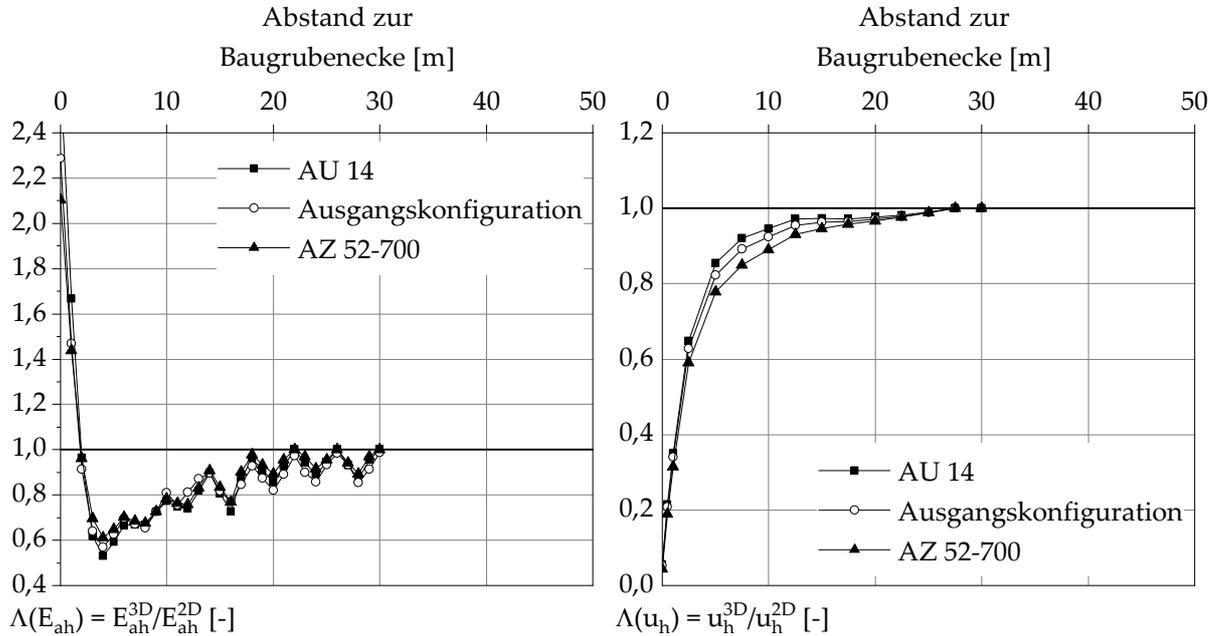


Abb. 7.43:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Profilstärke.

Einen deutlicheren - aus der erhöhten Anzahl der Auflagerungspunkte resultierenden - Einfluss auf die Verteilung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  hat der Ansatz von Rückverankerungen anstelle von Aussteifungen. Die Verläufe von  $\Lambda(E_{ah})$  zeichnen sich durch einen deutlich stetigeren Verlauf aus (Abb. 7.44 a). Die sich bei den ausgesteiften Spundwandbaugruben in den an die Baugrubenecken angrenzenden Bereichen einstellenden Abminderungen des einwirkenden Erddrucks fallen für die rückverankerten Spundwandbaugruben deutlich geringer aus. Demgegenüber sind die bei den unterschiedlichen Seitenwandlängen in Seitenwandmitte bzw. entlang des mittleren Bereiches ermittelten Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  hinsichtlich der auftretenden Maximalbeträge vergleichbar. Hinsichtlich der auftretenden Horizontalverformungen der Spundwände zeigt sich, dass sich bei Ansatz der Rückverankerungen entlang der Seitenwände geringere räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  ergeben (Abb. 7.44 b). In Seitenwandmitte sind die Werte von  $\Lambda(u_h)$  bei Seitenwandlängen von  $L_A > 40$  m allerdings nicht mehr von der angesetzten Auflagerung der Spundwände abhängig.

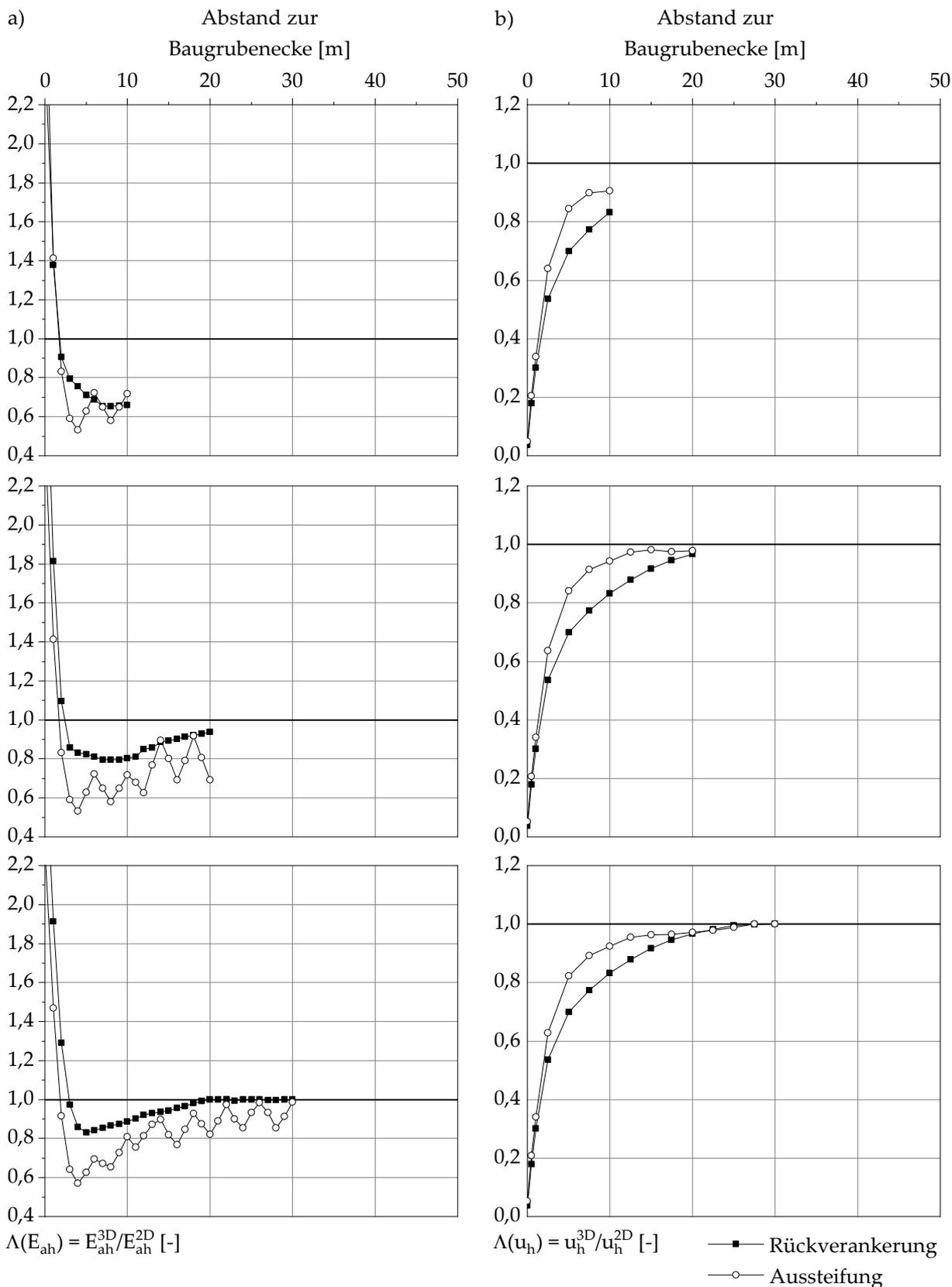


Abb. 7.44: Variation der Stützung: a) Räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ ,  
 b) Räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$ .

## 7.4 Numerische Untersuchung von Baugruben mit Trägerbohlwänden

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen zum räumlichen Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben mit Trägerbohlwänden werden die in Abb. 7.45 dargestellten Systeme betrachtet. Wie bereits in den Abschnitten 7.2 und 7.3 wird anhand einer Parameterstudie der Einfluss der geometrischen, konstruktiven und geotechnischen Randbedingungen auf die Einwirkungen auf das Verbausystem sowie die resultierende Beanspruchungen und Verformungen untersucht.

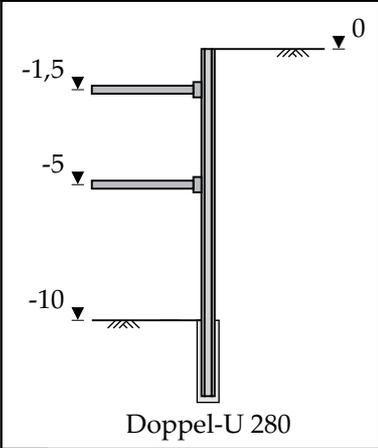
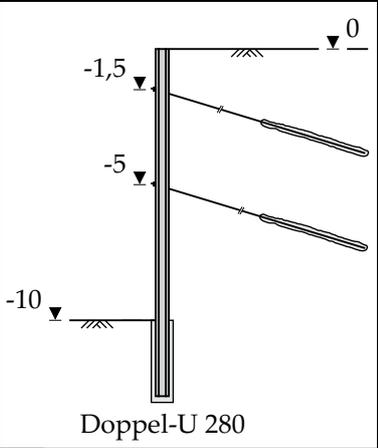
Konstruktive Ausbildung der Verbaukonstruktionen mit Trägerbohlwänden [TBW]	
System Steifen [S]	System Anker [A]
 <p>Doppel-U 280</p>	 <p>Doppel-U 280</p>
<p>Steifen</p> <p>HEA 280 <math>h_h = 2 \text{ m}</math></p>	<p>Anker</p> <p><b>1. Lage:</b>  <math>EA = 1,6 \cdot 10^5 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 2 \text{ m}</math>  <math>P_{\text{Anker}} = 265 \text{ kN}</math>          freie Länge = 13,5 m          Verpresskörper = 5 m</p> <p><b>2. Lage:</b>  <math>EA = 3,3 \cdot 10^5 \text{ kN}</math>  <math>h_h = 2 \text{ m}</math>  <math>P_{\text{Anker}} = 375 \text{ kN}</math>          freie Länge = 11,5 m          Verpresskörper = 5 m</p>

Abb. 7.45: Übersicht der untersuchten Verbausysteme.

Im Rahmen der Erstellung der numerischen Modelle wird auf die in den Abschnitten 6.5 und 6.6 vorgestellten Erkenntnissen zur Abbildung der Trägerbohlwände in räumlichen numerischen Berechnungen zurück gegriffen. Da in diesen Untersuchungen

noch keine Baugrube mit rechteckigem Grundriss und damit von Trägerbohlwänden, die im rechten Winkel aufeinander treffen, enthalten war, kommt der Diskussion der entsprechenden Effekte im vorliegenden Abschnitt eine besondere Bedeutung zu.

Die Bohlträger werden grundsätzlich mit Balkenelementen abgebildet, deren Fußbindung in die ausbetonierten Bohrlöcher mit Volumenelementen idealisiert wird. Hinsichtlich des Stützsystems werden im vorliegenden Abschnitt ausgesteifte und rückverankerte Trägerbohlwände betrachtet. Die Ausfachungen werden in allen Berechnungen mit Schalenelementen idealisiert, sodass letztlich die in Abschnitt 6.5.1 vorgestellte Variante B1-I zum Einsatz kommt. Die den konstruktiven Elementen zugewiesenen Kennwerte sind in Anhang D aufgeführt. Die Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$  werden zwischen 20 m und 100 m in Schritten von 20 m variiert. Ferner werden die drei Aushubtiefen  $H = 5$  m,  $H = 10$  m und  $H = 15$  m untersucht. Neben der Holzausfachung wird vor dem Hintergrund des häufigen Einsatzes in innerstädtischen Bereichen auch die Ausfachung mit Spritzbeton betrachtet.

Die Variation der geotechnischen Randbedingungen beinhaltet den Ansatz von drei verschiedenen Baugrundmodellen (Abb. 7.46). Während bei Baugrundmodell 1 bindiger Boden ansteht und bei Baugrundmodell 2 eine mächtige nichtbindige Schicht ansteht, zeichnet sich das Baugrundmodell 2 durch eine Wechsellagerung bindiger und nichtbindiger Schichten aus. Die angesetzten Kennwerte zur Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Böden mit dem Stoffmodell HS-small sind in Anhang D dargelegt. Nach der Betrachtung der unterschiedlichen Baugrundmodelle wird der Einfluss des Reibungswinkels, der Kohäsion sowie der Steifigkeit der Böden auf das räumliche Trag- und Verformungsverhalten untersucht.

Die Bezeichnung des jeweiligen Parametersatzes erfolgt mit Kurzzeichen unter Berücksichtigung der Verbauwandart, in den vorliegenden Fällen dementsprechend Trägerbohlwände (TBW), des Stützsystems (S bzw. A), des betrachteten Baugrundmodells sowie der Aushubtiefe. Alle Systeme werden im Rahmen von Voruntersuchungen mit dem Programm GGU-RETAIN (Version 8.53) betrachtet.

Wie in den vorangegangenen Abschnitten zu Schlitzwänden bzw. Spundwänden werden die Ergebnisse der Parameterstudie anhand der in Abschnitt 3.1 definierten räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda$  diskutiert. Die entsprechenden Werte für den ebenen Fall werden mit numerischen Berechnungen ermittelt, in denen der jeweilige ebene Schnitt mit dem Programm Plaxis 3D in einem Scheibenmodell abgebildet wird.

Erste Erkenntnisse zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit Trägerbohlwänden finden sich auch in MITLMEIER (2017).



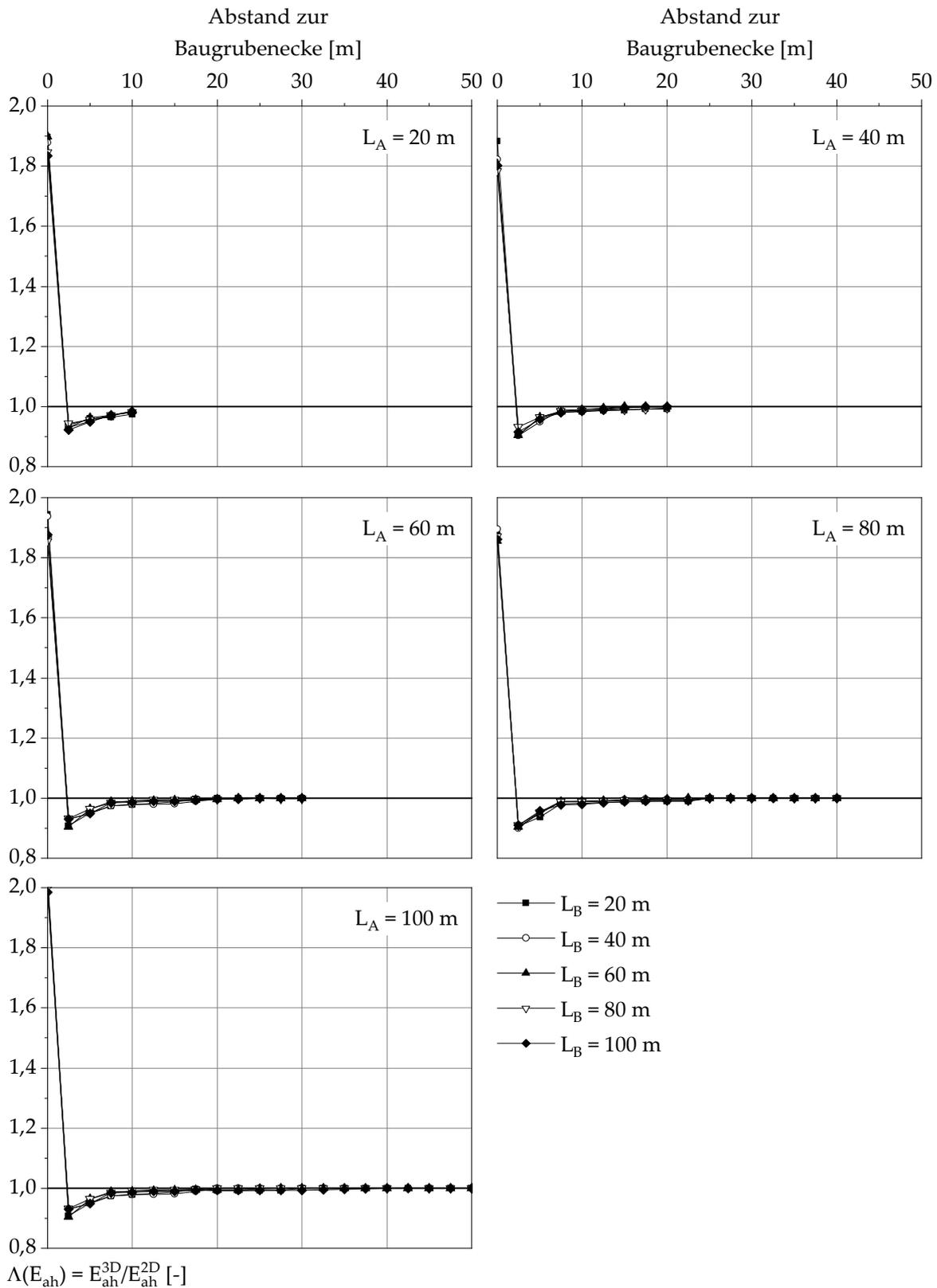


Abb. 7.47: „TBW-A-1-10“:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

tung aufweisen, ergeben sich an den Eckträgern nur geringfügige Horizontalverformungen. An den angrenzenden Trägern stellen sich unabhängig von der betrachteten Primärwandlänge demgegenüber bereits Horizontalverformungen ein, die in etwa 60 % der im ebenen Fall maximal auftretenden Verschiebung betragen. Daran anschließend nehmen die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  sukzessive zu. Bei einer Seitenwandlänge von  $L_A = 20$  m betragen die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  in Seitenwandmitte im Mittel 0,89, so dass noch keine ebenen Verhältnisse vorliegen. Demgegenüber ist der ebene Verformungszustand bei längeren Primärwänden, i.e. ab  $L_A = 40$  m, in Seitenwandmitte bzw. entlang des mittleren Bereiches maßgebend. Auch bezüglich der Horizontalverformungen zeigt sich, dass die Komplementärwandlänge  $L_B$  keinen Einfluss auf die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  hat.

Hinsichtlich der Biegebeanspruchungen der Bohlträger ergeben sich vergleichbare Erkenntnisse wie bei den Horizontalverformungen. In Abb. 7.49 sind die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  zusammengefasst. Unabhängig von der betrachteten Primärwandlänge beträgt die Biegebeanspruchung am Eckträger 60 % des ebenen Falls. Am ersten Bohlträger stellt sich eine maßgebliche Erhöhung der Beanspruchung ein und die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(M_{22})$  betragen hier durchschnittlich 0,85. Ab einer Primärwandlänge von 40 m ist in Seitenwandmitte bzw. dem mittleren Bereich der Seitenwand der ebene Beanspruchungszustand erreicht. Wie bei den räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  hat die Komplementärwandlänge  $L_B$  keinen Einfluss auf die Größe und Verteilung von  $\Lambda(M_{22})$ .

Abschließend erfolgt die Betrachtung der entlang der Seitenwände wirkenden Ankerkräfte. In Abb. 7.50 sind die für das System „TBW-A-1-10“ berechneten räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(\Sigma A)$  zusammengefasst. Zur Ermittlung dieser Werte werden die in den einzelnen Ankerlagen wirkenden Ankerkräfte je Bohlträger aufsummiert und dem entsprechenden Wert aus einer ebenen Berechnung gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass ein Einfluss der Komplementärwandlänge  $L_B$  auf die Größe der Werte von  $\Lambda(\Sigma A)$  nicht vorhanden ist. An der Baugrubenecke ergeben sich mit  $\Lambda(\Sigma A) = 0,80$  die geringsten räumlichen Verhältnissfaktoren. Mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken nehmen die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(\Sigma A)$  sukzessive zu. An dem ersten an die Baugrubenecke angrenzenden Bohlträger beträgt  $\Lambda(\Sigma A)$  bereits durchschnittlich 0,89. Ab einer Primärwandlänge von  $L_A > 40$  m ist in Seitenwandmitte - in Analogie zu den vorstehend erläuterten Erkenntnissen - keine Beeinflussung durch räumliche Effekte mehr ersichtlich.

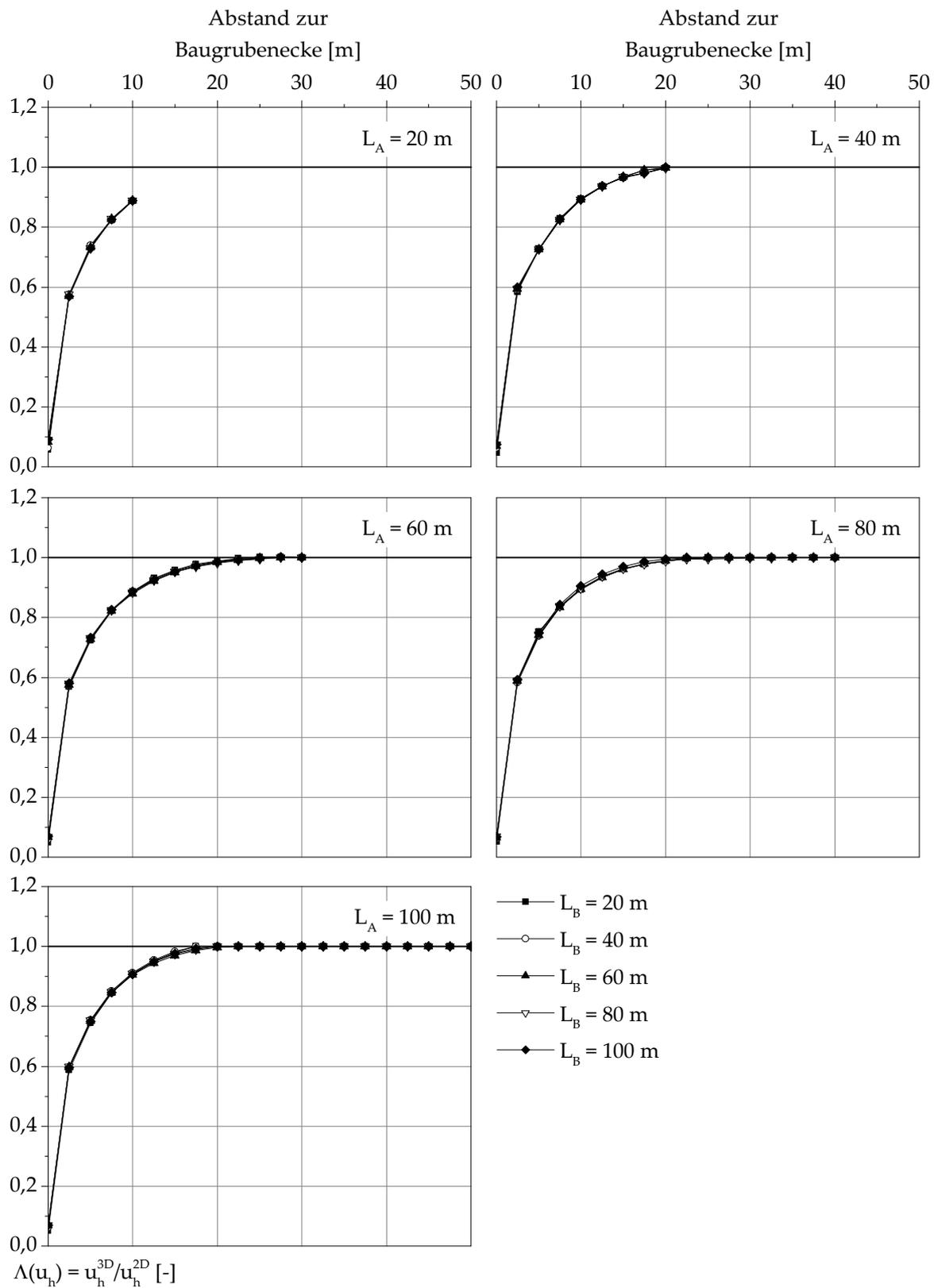


Abb. 7.48: „TBW-A-1-10“:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

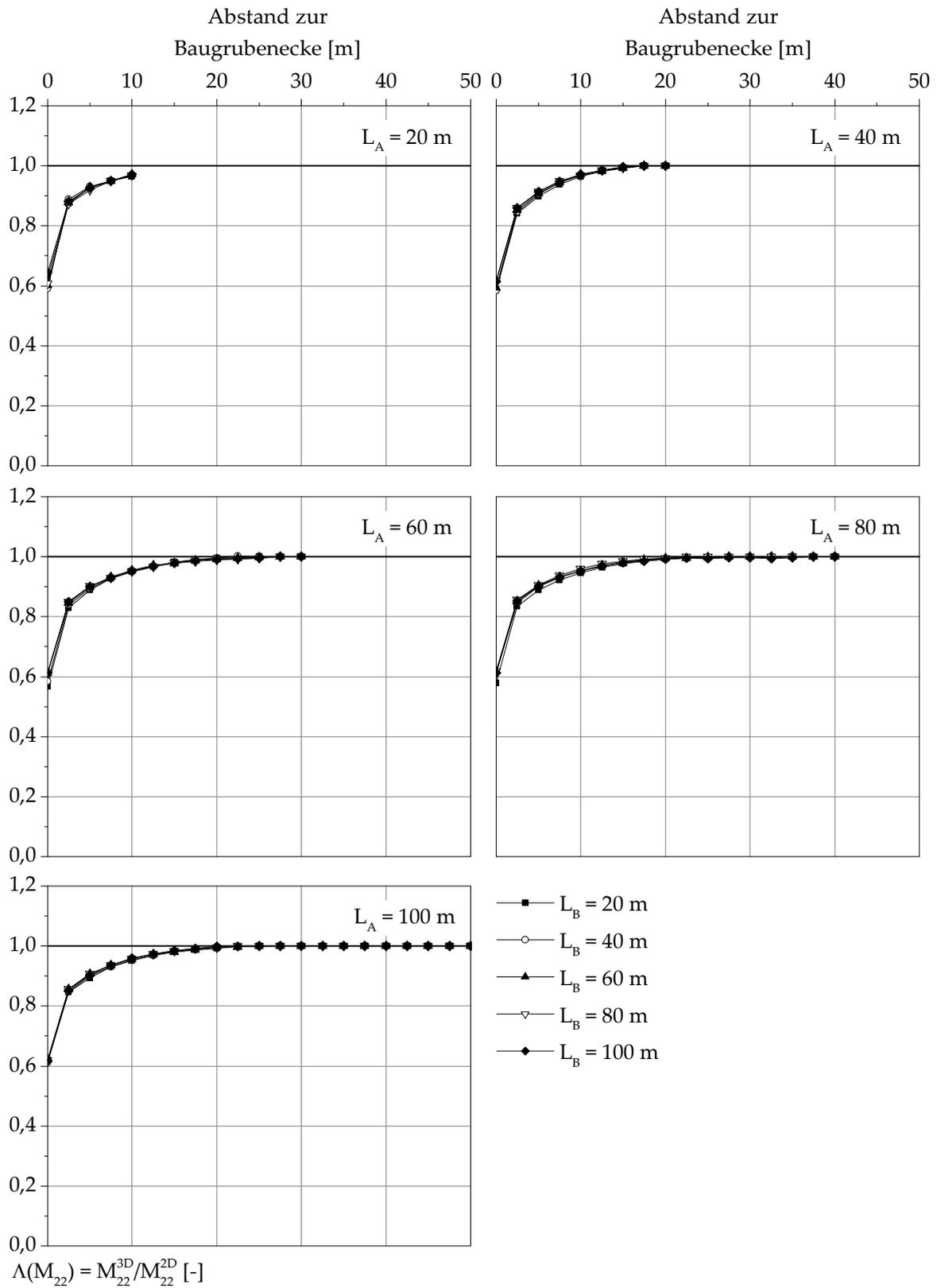


Abb. 7.49: „TBW-A-1-10“:  $\Lambda(M_{22})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

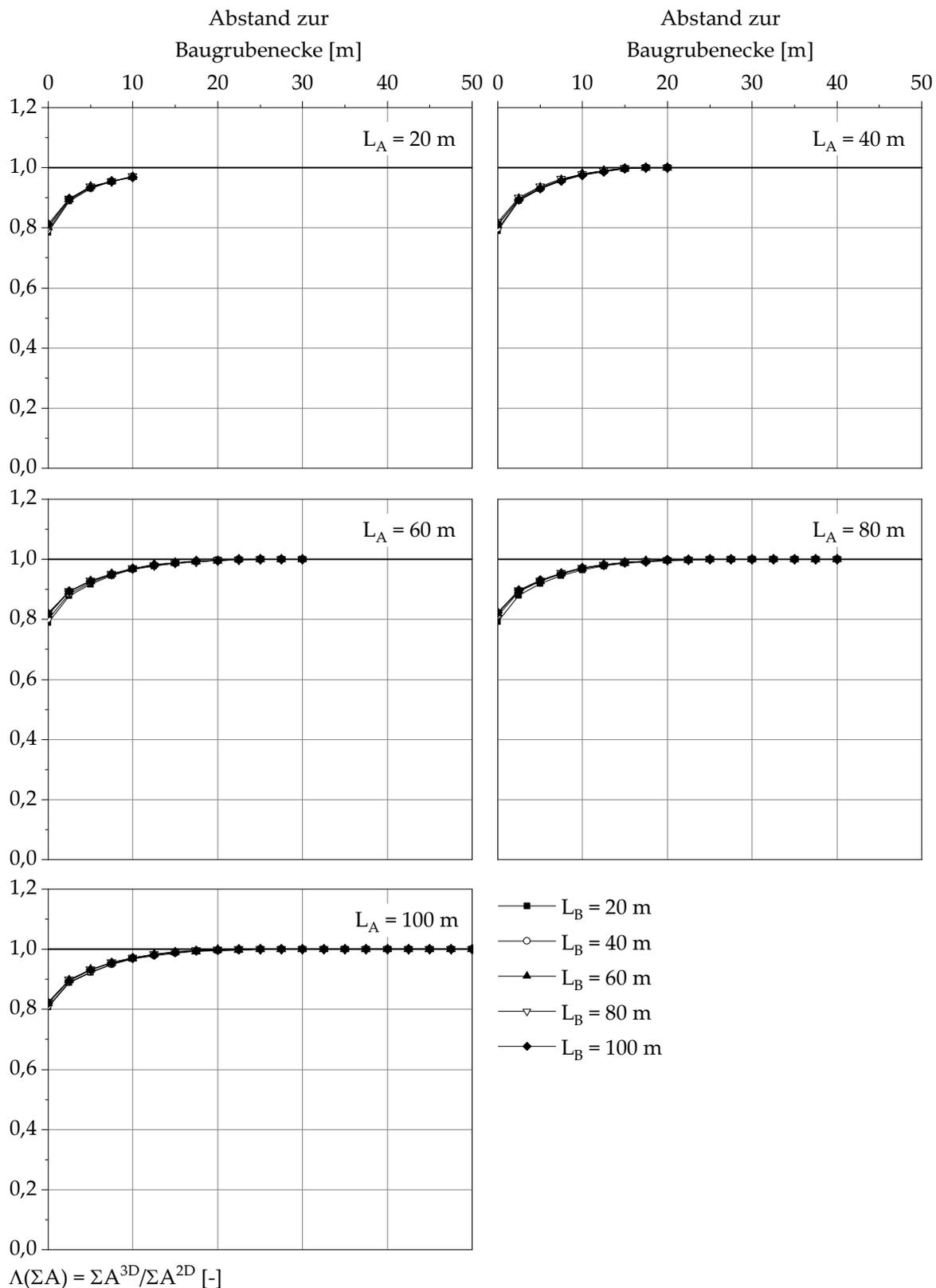


Abb. 7.50: „TBW-A-1-10“:  $\Lambda(\Sigma A)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und  $L_B$ .

Nach der Untersuchung des Einflusses der Seitenwandlängen einer rückverankerten, 10 m tiefen Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen auf das Trag- und Verformungsverhalten werden im Folgenden verschiedene Baugrubentiefen  $H$  betrachtet. Bei der Baugrubentiefe von 5 m ist lediglich eine Ankerlage zur Stützung der Trägerbohlwand erforderlich, während sich deren Anzahl bei der Baugrubentiefe von 15 m auf vier erhöht. Unter Berücksichtigung der bislang gewonnenen Erkenntnisse wird bei dieser Variation eine konstante Seitenwandlänge  $L_B$  von 20 m in Ansatz gebracht, während die Primärwandlänge  $L_A$  wie zuvor variiert wird. Dieses Vorgehen wird gewählt, da sich in den vorgestellten Untersuchungen gezeigt hat, dass die Länge  $L_B$  der Komplementärwand keinen Einfluss auf die räumlichen Verhältnisfaktoren hat. Hinsichtlich des auf die Bohlträger einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks zeigt die Darstellung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in Abb. 7.51, dass sich die Spannungskonzentrationen an den Baugrubenecken bzw. den Eckträgern zwar unabhängig von der Baugrubentiefe  $H$  einstellen, allerdings mit zunehmender Baugrubentiefe ausgeprägter auftreten. Die bereits erläuterte Abnahme des einwirkenden Erddrucks im Bereich der an den Eckträger angrenzenden Träger zeigt sich umso ausgeprägter, je tiefer die Baugrube ist. Während der räumliche Verhältnisfaktor  $\Lambda(E_{ah})$  am ersten Träger bei einer Baugrubentiefe von 10 m im Mittel 0,92 beträgt, liegt  $\Lambda(E_{ah})$  bei einer Baugrubentiefe von 15 m bei 0,75. Die Verringerung des einwirkenden Erddrucks mit zunehmender Baugrubentiefe ergibt sich an insgesamt vier Trägern, wobei die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken zunehmen und gegen den Wert 1,0 tendieren. Der Bereich in dem sich eine im Vergleich zum ebenen Fall verminderte Erddruckeinwirkung einstellt, wird mit zunehmender Baugrubentiefe  $H$  tendenziell größer, wodurch der ebene Zustand erst in einem größeren Abstand zur Baugrubenecke maßgeblich wird.

Für die auftretenden Horizontalverschiebungen der Trägerbohlwände verdeutlicht Abb. 7.52, dass mit zunehmender Baugrubentiefe  $H$  der räumliche Effekt zunimmt. Je größer die Baugrubentiefe, umso geringer sind die räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich. Ferner vergrößert sich die Länge des Bereiches, in dem  $\Lambda(u_h)$  kleiner als 1,0 ist, mit zunehmender Baugrubentiefe. Für eine Primärwandlänge von 20 m werden bei einer Baugrubentiefe von 5 m in Seitenwandmitte bereits ebene Verhältnisse erreicht. Demgegenüber ergeben sich für eine Baugrubentiefe von 15 m in Seitenwandmitte lediglich 80 % der im ebenen Fall auftretenden Horizontalverschiebung. Erst ab einer Primärwandlänge von  $L_A > 60$  m ergeben sich auch bei der Baugrubentiefe von 15 m in Seitenwandmitte ebene Verhältnisse.

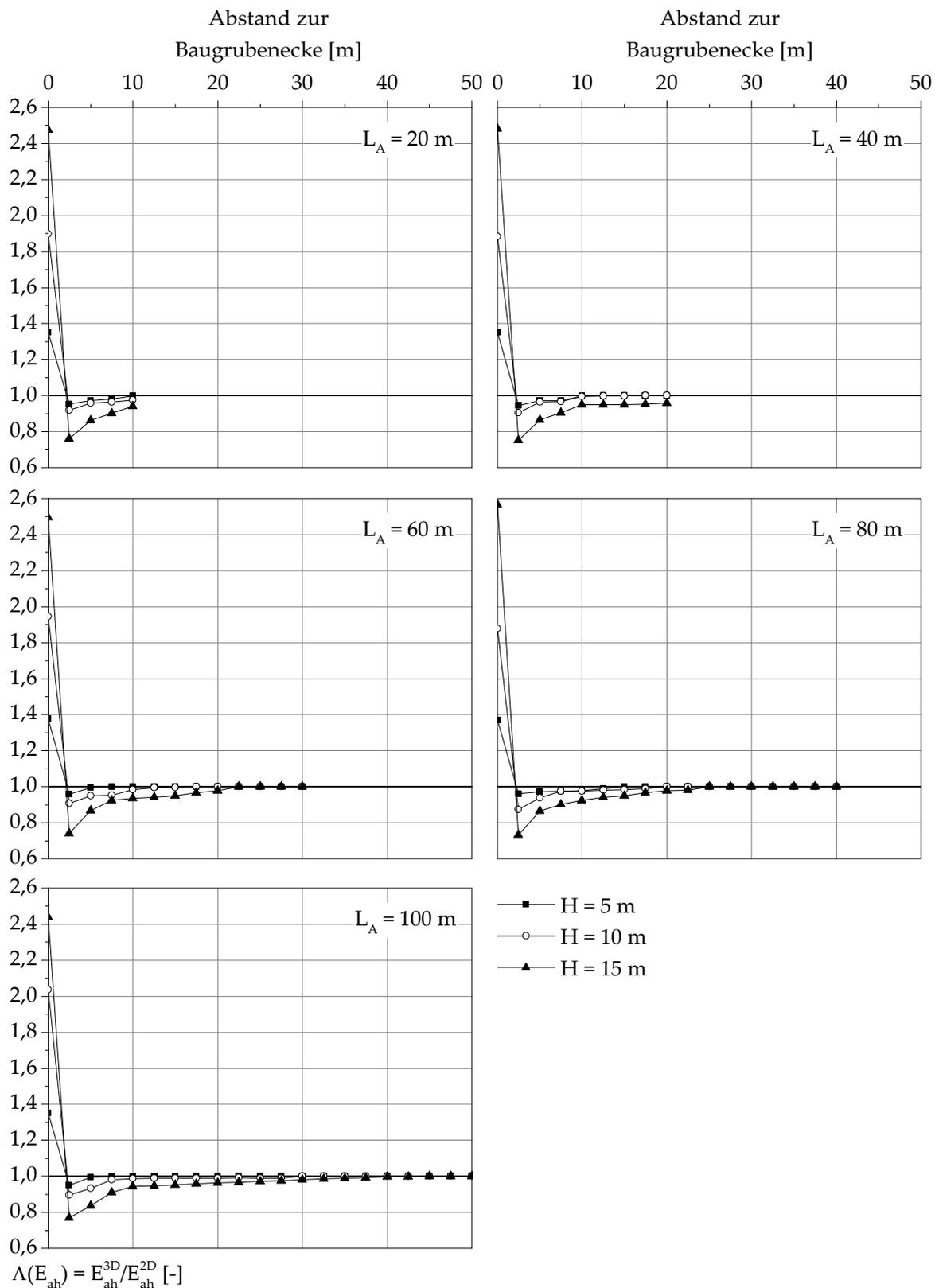


Abb. 7.51:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und der Baugrubentiefe  $H$  für rückverankerte Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

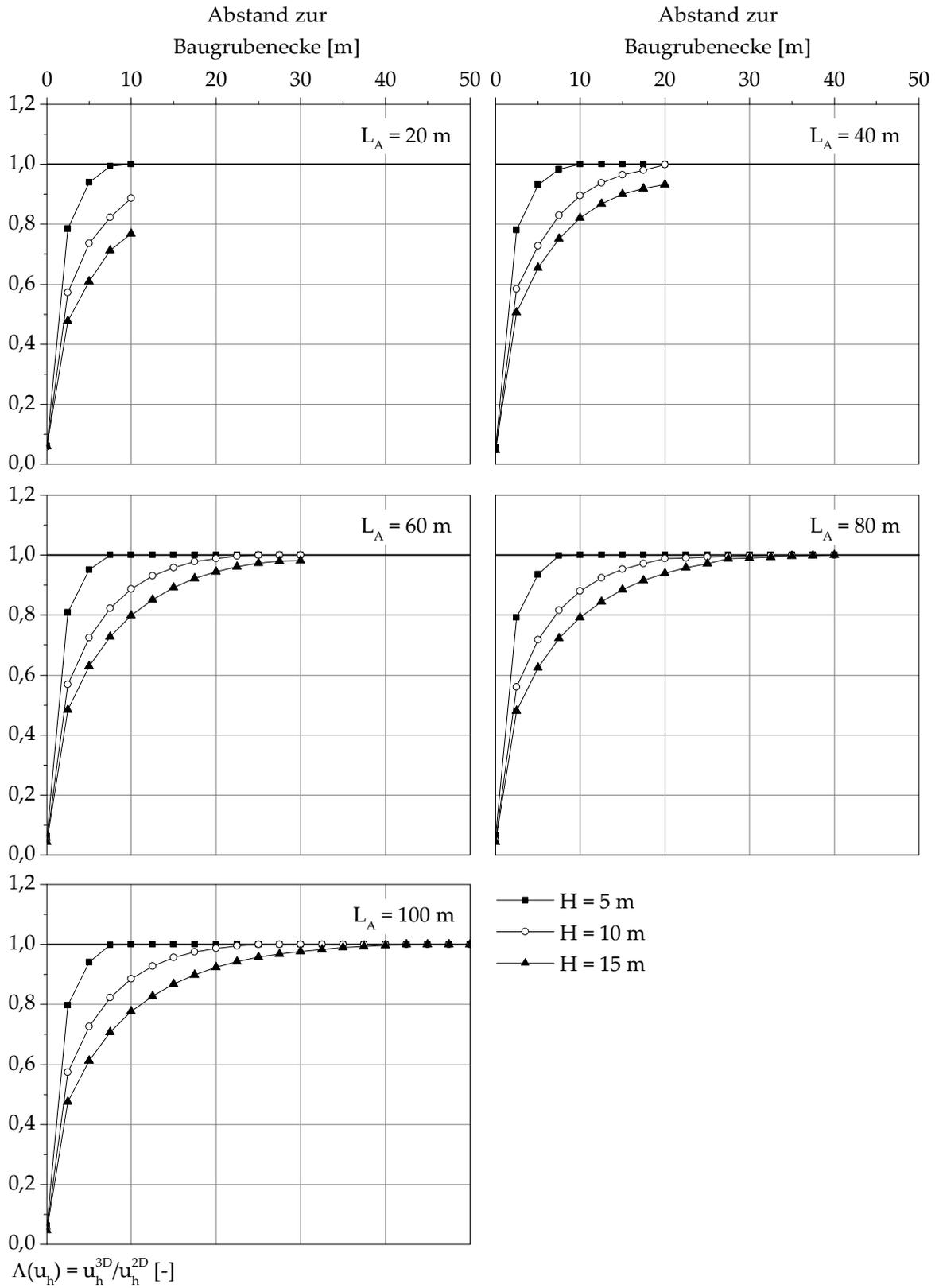


Abb. 7.52:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  und der Baugrubentiefe  $H$  für rückverankerte Baugruben in bindigen Baugrundverhältnissen.

### 7.4.2 Variation der geotechnischen Randbedingungen

Nach der Betrachtung einer rückverankerten Baugrube in bindigen Baugrundverhältnissen in Abschnitt 7.4.1 werden im Folgenden ergänzend das Baugrundmodell 2, welches sich durch nichtbindige Baugrundverhältnisse auszeichnet, sowie das Baugrundmodell 3, welches eine Wechsellagerung bindiger und nichtbindiger Schichten darstellt, zu Grunde gelegt. Die konstruktive Ausbildung des Verbausystems der 10 m tiefen Baugrube bleibt unverändert. Aufgrund der in Abschnitt 7.4.1 erläuterten Erkenntnisse werden lediglich Primärwandlängen von  $L_A = 20$  m, 40 m und 60 m bei einer konstanten Sekundärwandlänge von  $L_B = 20$  m betrachtet.

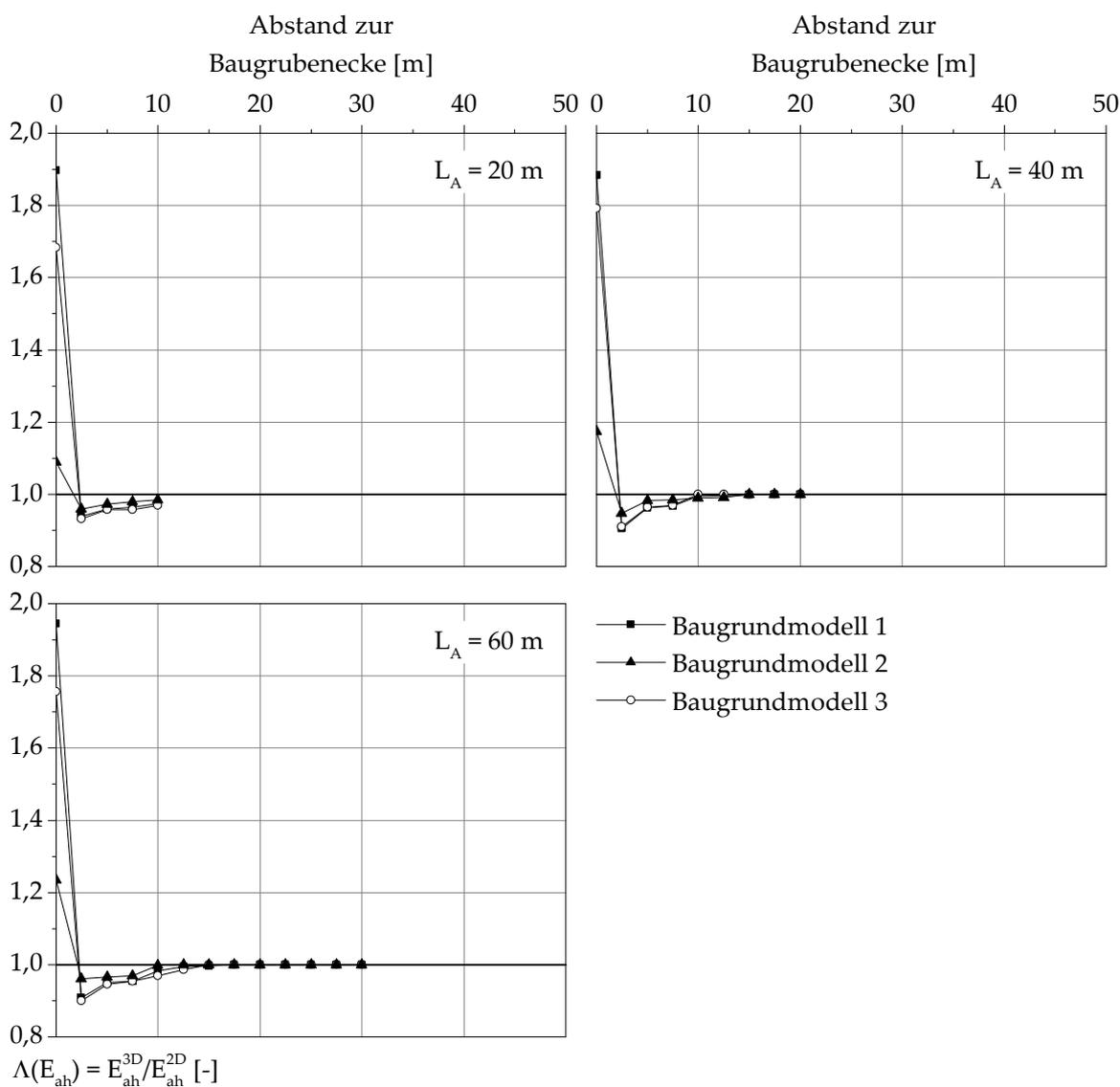


Abb. 7.53:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  bei rückverankerten Baugruben für verschiedene Baugrundmodelle.

In Abb. 7.53 sind die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  für die betrachteten Baugrundmodelle dargestellt. An dem Eckträger ergeben sich bei Baugrundmodell 2 deutlich geringe Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  als bei Baugrundmodell 1, während sich an den angrenzenden Bohlträgern räumliche Verhältnissfaktoren einstellen, die über den bei Baugrundmodell 1 auftretenden Werten liegen. Die bei Betrachtung einer Wechsellaagerung resultierenden Werte von  $\Lambda(E_{ah})$  entsprechen den bei bindigen Baugrundverhältnissen auftretenden Werten. Ab einer Entfernung von ca. 12,5 m von der Baugrubenecke liegen indes unabhängig von den anstehenden Baugrundverhältnissen ebene Verhältnisse vor. Im Vergleich zu Schlitzwänden ergibt sich bei Trägerbohlwänden

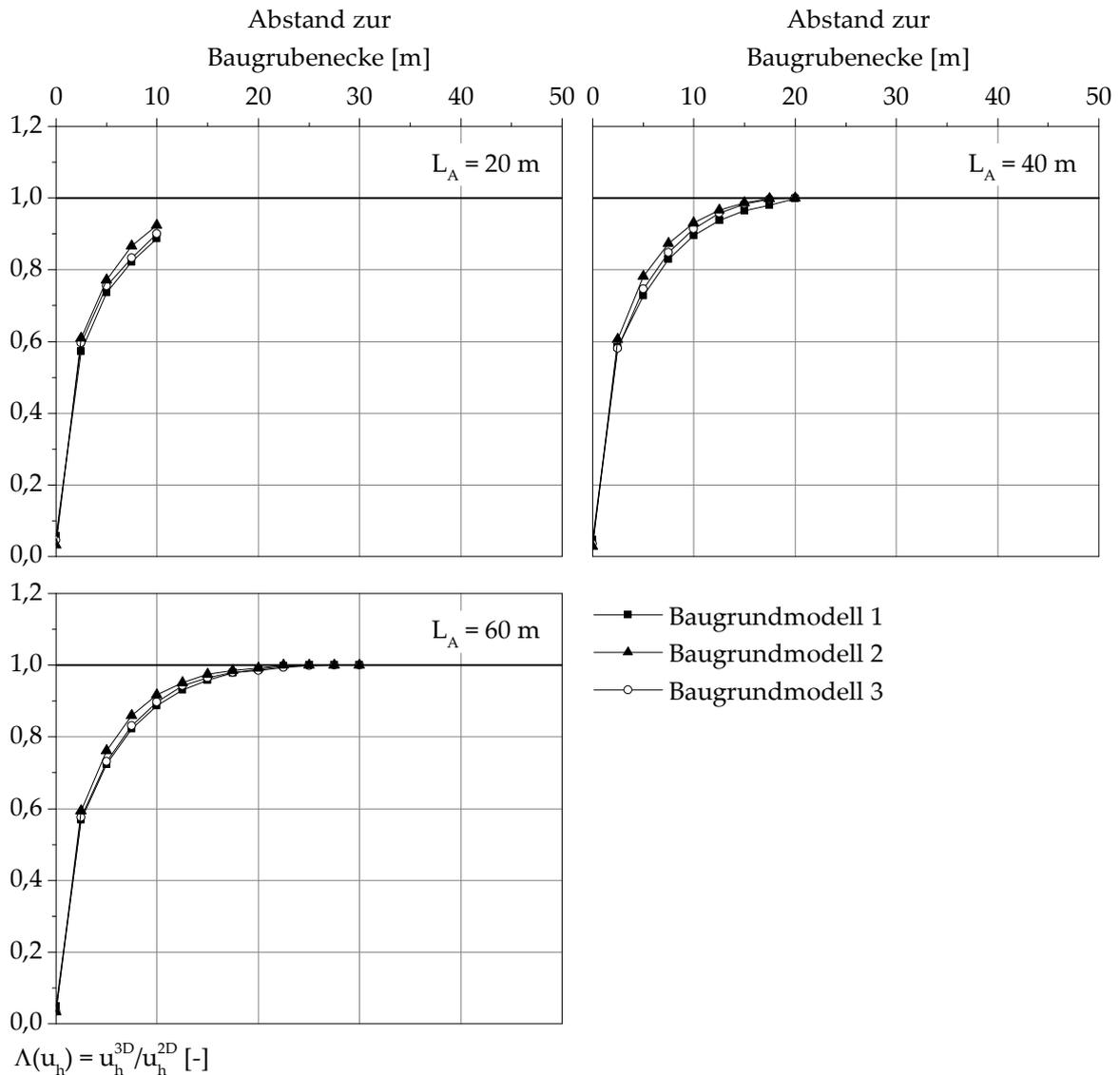


Abb. 7.54:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlängen  $L_A$  bei rückverankerten Baugruben für verschiedene Baugrundmodelle.

- wie Abb. 7.54 verdeutlicht - eine deutlich geringere Abhängigkeit der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  von den anstehenden Baugrundverhältnissen. Die für Baugrundmodell 2 aus den durchgeführten Berechnungen resultierenden Werte von  $\Lambda(u_h)$  liegen lediglich knapp über den für Baugrundmodell 1 resultierenden Werten. Für die betrachtete Wechsellagerung ergeben sich Werte von  $\Lambda(u_h)$  die zwischen den bei bindigen bzw. nichtbindigen Baugrundverhältnissen auftretenden Werten liegen.

Nach der Betrachtung unterschiedlicher Baugrundmodelle schließt sich die Variation der bodenmechanischen Kennwerte an. Wie bereits bei der Untersuchung des Einflusses der geotechnischen Randbedingungen bei Schlitzwänden stellen sich auch bei Trägerbohlwänden die räumlichen Effekte umso ausgeprägter ein, je geringer die Scherfestigkeit des in Ansatz gebrachten Bodens ist. Zurückzuführen ist dies, wie in Abschnitt 7.2.2 erläutert, auf die Zunahme der Differenzverschiebungen im Boden, die einhergehende Aktivierung von Scherspannungen im Boden und die entsprechende Abminderung des einwirkenden Erddrucks. In der Folge nehmen die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  in dem an die Baugrubenecke angrenzenden Bereich mit abnehmender Scherfestigkeit des Bodens ab (Abb. 7.55). Ebene Verhältnisse stellen sich unabhängig von der Scherfestigkeit des Bodens ab einer Seitenwandlänge von  $L_A > 20$  m ein. Auch die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  sind umso geringer, je geringer die Scherfestigkeit des Bodens ist. In Analogie zu den in Abschnitt 7.2.2 vorgestellten Erkenntnissen für Schlitzwände ergibt sich bei der Betrachtung von Trägerbohlwänden keine Abhängigkeit der räumlichen Verhältnissfaktoren von der in Ansatz gebrachten Steifigkeit des Bodens.

Für das System „TBW-A-2-10“ (Baugrundmodell 2) sind in Abb. 7.56 die für eine Primärwandlänge von 40 m ermittelten räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$  abgebildet. Auch bei diesem Baugrundmodell führt der Ansatz eines geringeren Reibungswinkels  $\varphi'$  des nichtbindigen Bodens zu einer Verringerung der  $\Lambda$ -Werte entlang der Seitenwände. Mit steigendem Reibungswinkel  $\varphi'$  liegen die Werte der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  letztlich nahezu bei 1,0, so dass ebene Verhältnisse vorherrschen.

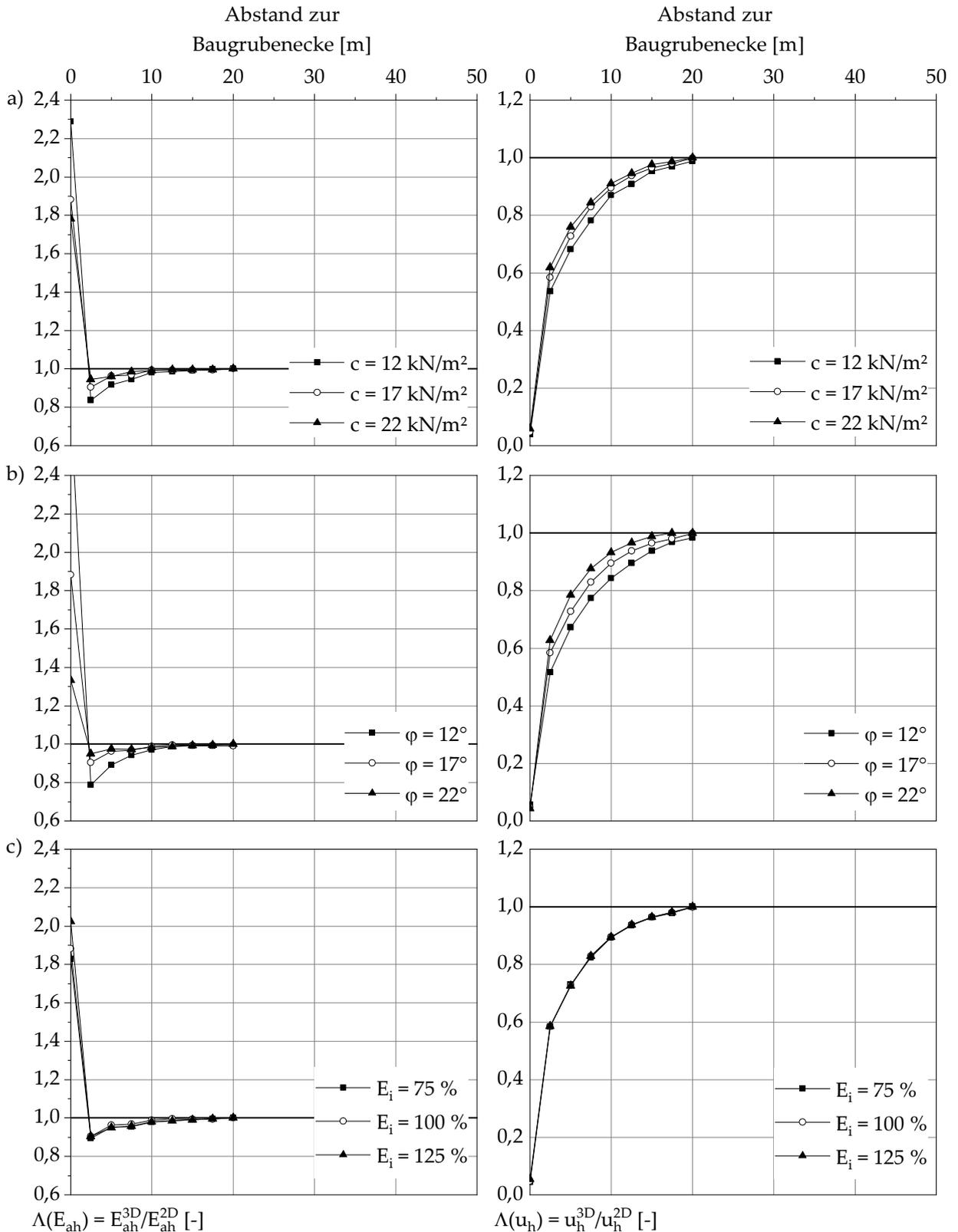


Abb. 7.55:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für System „TBW-A-1-10“ bei Variation von:  
 a) Kohäsion  $c'$ , b) Reibungswinkel  $\phi'$  und c) Steifigkeit der bindigen Schicht.

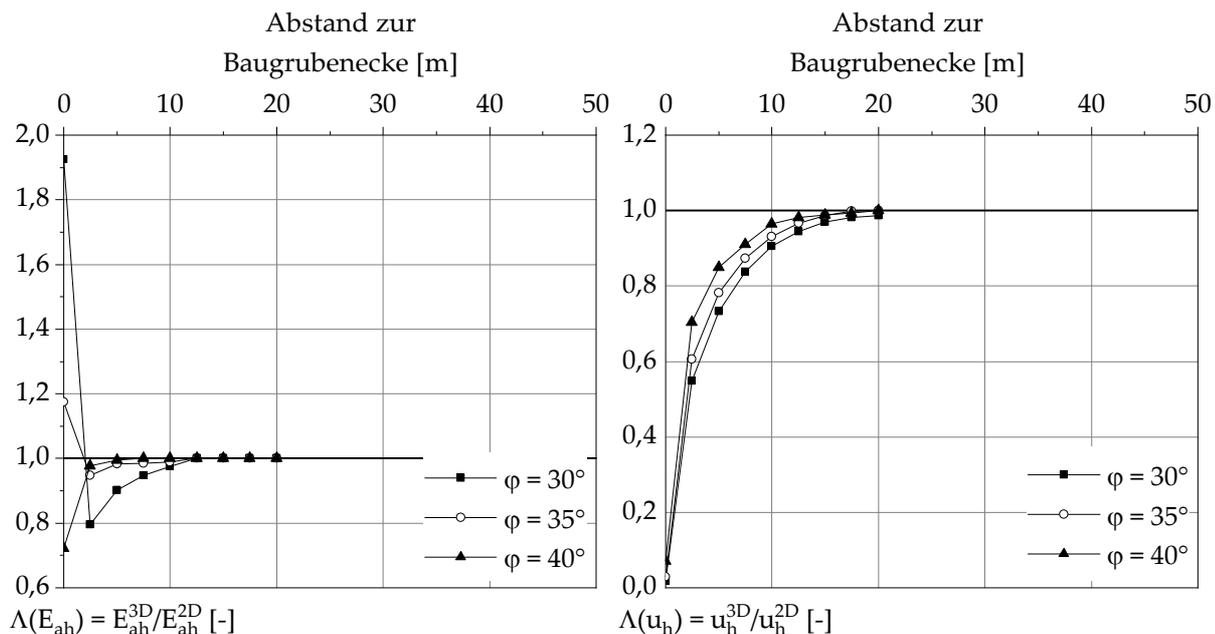


Abb. 7.56:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  für System „TBW-A-2-10“ bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$ .

### 7.4.3 Variation der konstruktiven Randbedingungen

Nach der Betrachtung des Einflusses der geometrischen und geotechnischen Randbedingungen in den beiden vorangegangenen Abschnitten wird nachfolgend auf die Variation der konstruktiven Randbedingungen eingegangen. Für das System „TBW-A-1-10“ wird der Einfluss der Profilstärke der Bohlträger sowie der Ausführung der Ausfachung zwischen den Bohlträgern untersucht. Ferner erfolgt die Betrachtung von Baugruben deren Stützsysteme aus Aussteifungen bestehen. Für die genannten Systeme wird im Folgenden auch der Einfluss der Seitenwandlänge  $L_A$  diskutiert, während eine Variation der Komplementärwandlänge nicht vorgenommen wird und diese konstant  $L_B = 20$  m beträgt.

Im Vergleich zur Ausgangskonfiguration, bei der jeweils zwei U280 Profile zwischen den Ausfachungen angeordnet werden, erfolgt im Rahmen der Variation der Bohlträger die Betrachtung von U400 Profilen. In Abb. 7.57 sind die räumlichen Verhältnisfaktoren für eine Primärwandlänge von  $L_A = 20$  m zusammengefasst. Die Ergebnisse zeigen, dass die in Ansatz gebrachte Profilstärke der Bohlträger weder einen Einfluss auf Größe und Verteilung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  noch der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(u_h)$  hat. Im Vergleich zu den Erkenntnissen bei Schlitzwänden haben die Bohlträger als maßgebendes konstruktives Element keinen Einfluss auf die auftretenden räumlichen Effekte bei Baugruben mit Trägerbohlwänden.

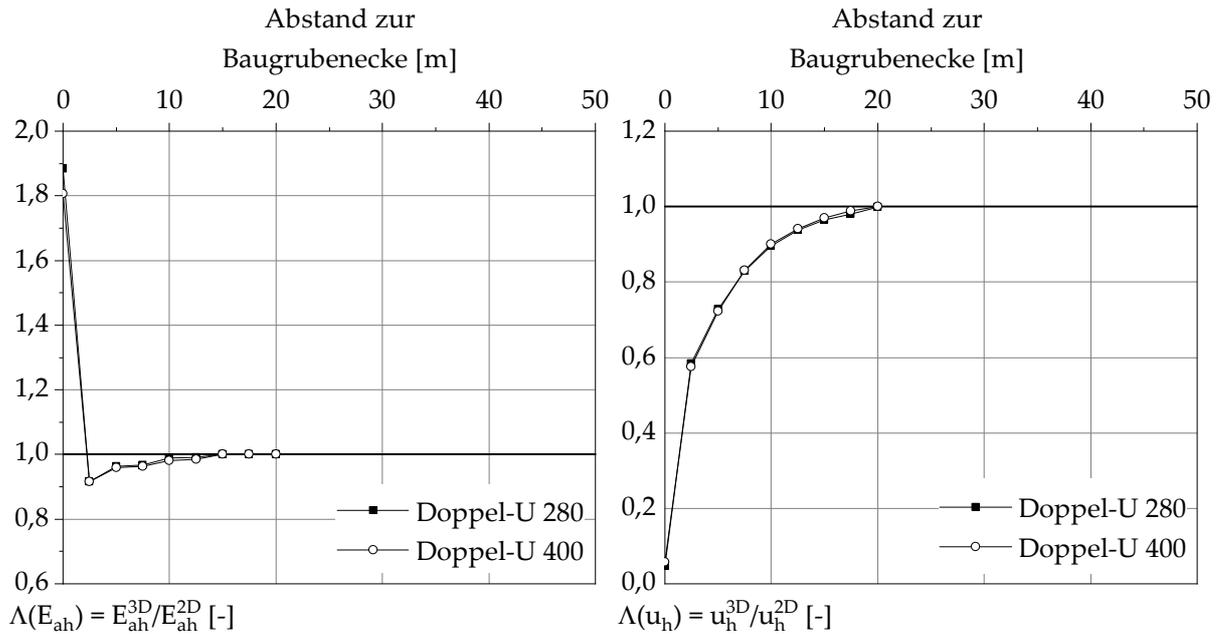


Abb. 7.57:  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Profilstärke.

Demgegenüber hat die Ausbildung der Ausfachung einen maßgeblichen Einfluss auf die Größe der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  und insbesondere auf die Größe und die Verteilung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ . Bezüglich der einwirkenden Erddrücke resultiert aus dem Ansatz der 15 cm starken Spritzbetonausfachung anstatt der bei der Ausgangskonfiguration betrachteten Ausfachung mit Holzbohlen infolge der erhöhten Längssteifigkeit der Seitenwände, dass die Verteilung der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  entlang der Seitenwände der Verteilung bei Schlitzwänden ähnelt. Die geringsten räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  treten mit 0,93 ( $L_A = 60$  m) bzw. 0,96 ( $L_A = 20$  m) nicht mehr an dem ersten Träger neben den Baugrubenecken auf, sondern im Bereich des zweiten bzw. dritten Trägers, vergleiche Abb. 7.58 a). In Seitenwandmitte ergibt sich demgegenüber letztlich kein Einfluss aus der Art der in Ansatz gebrachten Ausfachung. Hinsichtlich der auftretenden Verschiebungen führt der Ansatz der Spritzbetonausfachung zu verringerten räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  an den Baugrubenecken, vergleiche Abb. 7.58 b). Ferner treten nunmehr größere Differenzverschiebungen zwischen dem ersten und dem zweiten an die Baugrubenecke angrenzenden Bohlträger auf. Im weiteren Verlauf entlang der Seitenwände nähern sich die Verläufe von  $\Lambda(u_h)$  einander an, so dass bei Primärwandlängen von  $L_A > 40$  m kein Einfluss der Art der Ausfachung mehr festzustellen ist.

Der deutlichste Effekt auf die Größe der räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  entlang der Seitenwände ergibt sich bei der Variation der Stützung der Trägerbohlwände. Bei

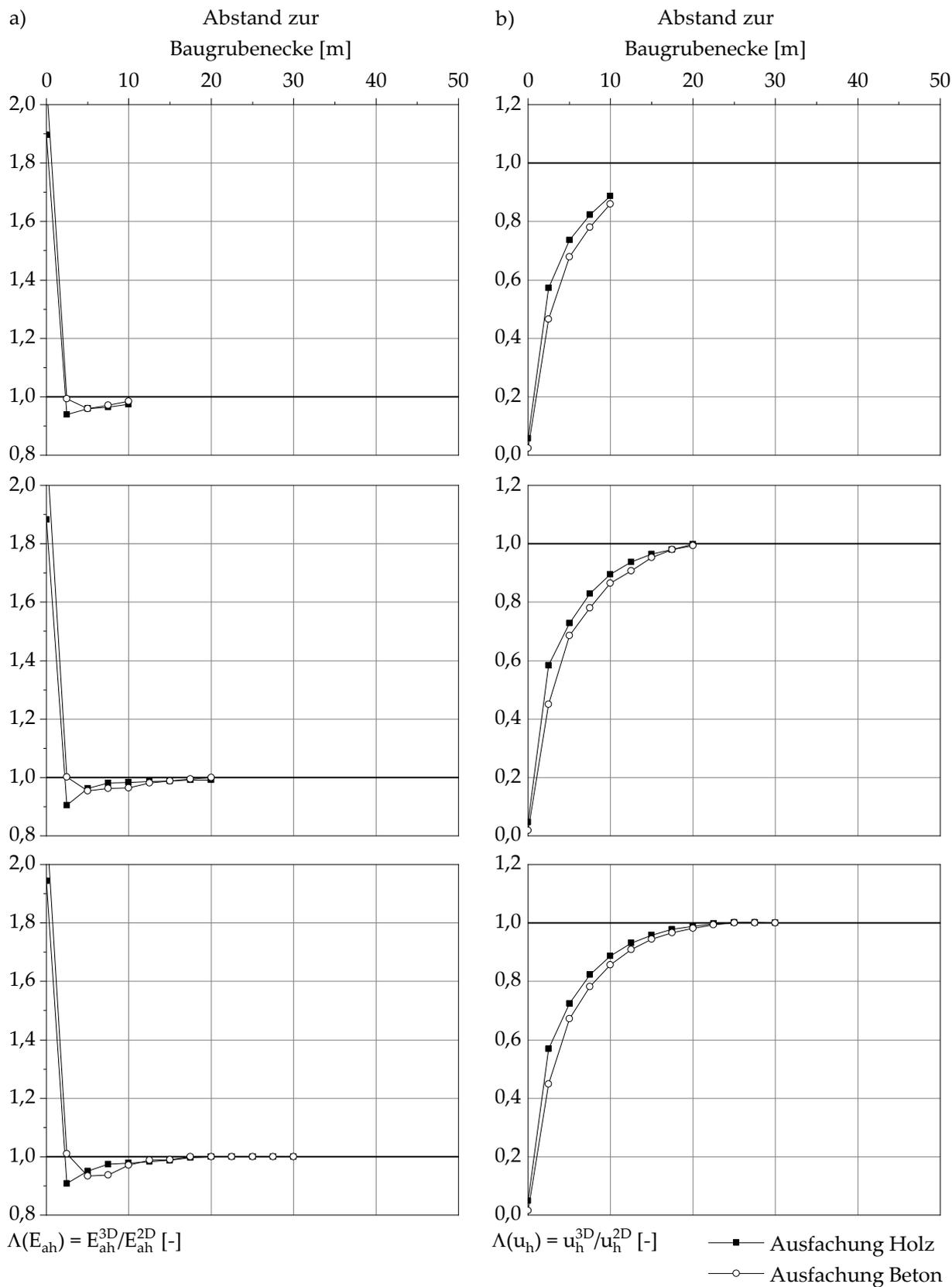


Abb. 7.58: Variation der Ausfachung: a) Räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ ,  
 b) Räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$ .

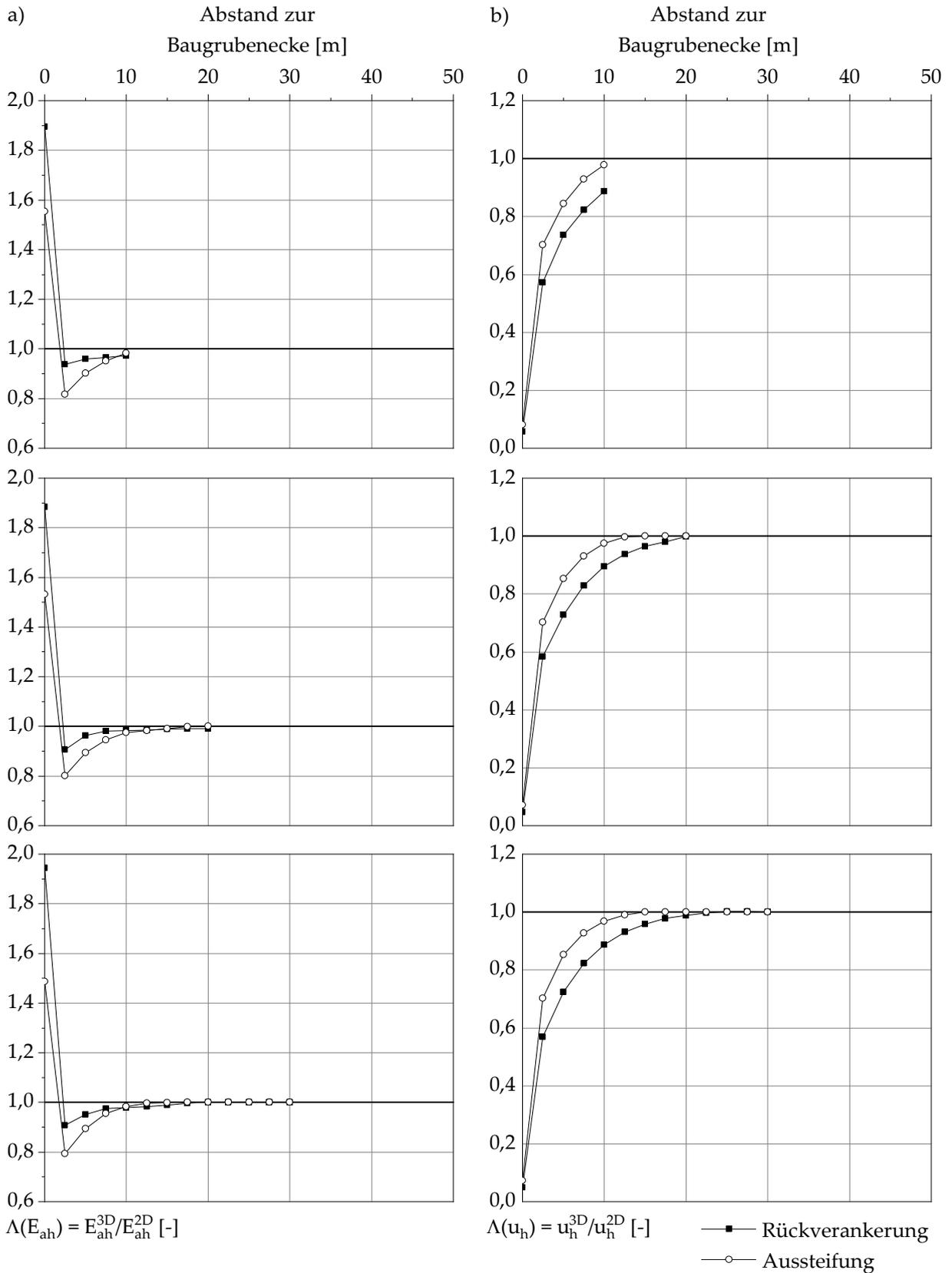


Abb. 7.59: Variation der Stützung: a) Räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$ ,  
 b) Räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$ .

Ansatz von Aussteifungen ergeben sich an den Baugrubenecken sowie insbesondere in den angrenzenden Bereichen größere räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  als bei rückverankerten Seitenwänden. Wie Abb. 7.59 b) veranschaulicht, ist in Seitenwandmitte bei Seitenwandlängen von  $L_A \geq 40$  m kein Einfluss der Art des Stützsystems auf die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(u_h)$  vorhanden. Infolge der größeren Differenzverformungen bei ausgesteiften Verbauwänden ergeben sich an den Trägern, die an die Baugrubenecken angrenzen deutlich geringere räumliche Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  (Abb. 7.59 a). Für eine Seitenwandlänge von  $L_A = 40$  m verringert sich  $\Lambda(E_{ah})$  an dem ersten an die Baugrubenecke angrenzenden Träger von 0,91 bei Ansatz der Verankerungen auf 0,80 bei Ansatz der Aussteifungen. Entlang der Seitenwände bzw. in Seitenwandmitte ist demgegenüber kein Einfluss aus der Art der Stützung auf die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  vorhanden.

Unter Berücksichtigung der in-situ gegebenen Nachgiebigkeit von Trägerbohlwänden in Wandlängsrichtung kann auf einen Ansatz der auftretenden Spannungsspitzen an den Eckträgern im Weiteren verzichtet werden.

### 7.5 Schlussfolgerung

In den Abschnitten 7.2, 7.3 und 7.4 werden für Baugruben mit rechteckigem Grundriss unterschiedliche geometrische, geotechnische und konstruktive Randbedingungen in Ansatz gebracht und hinsichtlich ihres Einflusses auf die auftretenden räumlichen Effekte, insbesondere auf die Verteilung des auf die Verbauwände einwirkenden Erddrucks, diskutiert. Dabei werden drei Kategorien von Verbauwänden zu Grunde gelegt, die sich hinsichtlich ihrer Biege- bzw. Dehnsteifigkeit in Wandtiefen und Wandlängsrichtung sowie ihrer Nachgiebigkeit unterscheiden. Neben vergleichsweise verformungsarmen Schlitzwänden, werden deutlich nachgiebigere Spundwände sowie auch sehr nachgiebige Trägerbohlwände betrachtet. Aus den durchgeführten Parameterstudien ergeben sich u. a. die folgenden Erkenntnisse, wobei primär die Einflüsse auf die räumlichen Verhältnissfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  zusammengefasst werden:

- Die Verteilung des auf Schlitz- und Spundwände einwirkenden Erddrucks zeichnet sich durch ausgeprägte Spannungskonzentrationen im Bereich der Baugrubenecken sowie eine deutlich unter dem ebenen aktiven Erddruck liegende Einwirkung in Seitenwandmitte bei Primärwandlängen von  $L_A \leq 40$  m bzw. in den an die Baugrubenecken angrenzenden Bereichen bei längeren Seitenwänden aus. Demgegenüber ist die Abminderung des einwirkenden Erddrucks bei Trägerbohlwänden - unabhängig von der vorliegenden Primärwandlänge  $L_A$  - auf

den unmittelbar an die Baugrubenecken angrenzenden Bereich begrenzt, während sich an den Eckträgern Spannungskonzentrationen ergeben.

- Bei den betrachteten Verbauwandarten sind die Primärwandlänge  $L_A$  (insbesondere bei Schlitz- und Spundwänden) und die Baugrubentiefe  $H$  die maßgeblichen geometrischen Randbedingungen, wobei die Abminderung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  und  $\Lambda(u_h)$  umso ausgeprägter ausfällt, je tiefer eine Baugrube ist. Die Komplementärwandlänge  $L_B$  hat demgegenüber einen untergeordneten Einfluss, wobei die Werte der räumlichen Verhältnisfaktoren für Schlitzwände bei kürzeren Komplementärwandlängen entlang der mittleren Bereiche der Primärwände tendenziell größer sind.
- Hinsichtlich der geotechnischen Randbedingungen zeigt sich bei den betrachteten Verbauwandarten, dass die Abminderung der räumlichen Verhältnisfaktoren in bindigen Baugrundverhältnissen größer ist als in nichtbindigen Baugrundverhältnissen. Ferner ist - insbesondere bei Schlitz- und Trägerbohlwänden - bedingt durch die Zunahme der Differenzverformungen, die Abminderung des einwirkenden Erddrucks umso ausgeprägter, je geringer die Scherfestigkeit ist.
- Ausgenommen von der Variation der Stützung haben die konstruktiven Randbedingungen bei den betrachteten Verbauwandarten einen untergeordneten Einfluss auf Verteilung und Betrag der räumlichen Verhältnisfaktoren. Für ausgesteifte Baugruben ergibt sich tendenziell eine ausgeprägtere Abminderung der räumlichen Verhältnisfaktoren  $\Lambda(E_{ah})$  als bei rückverankerten Verbauwänden. Bei Trägerbohlwänden führt der Ansatz einer Spritzbetonausfachung anstatt einer Holzausfachung hinsichtlich der Verteilung von  $\Lambda(E_{ah})$  zu einer gewissen Verschiebung des Abminderungsbereichs in Richtung Seitenwandmitte.



# Kapitel 8 Empfehlungen zum Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks

## 8.1 Erläuterung der Ansätze

Basierend auf den in der vorliegenden Arbeit zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss gewonnenen Erkenntnissen werden in den nachfolgenden Abschnitten einfache Ansätze zur Verteilung des Erddrucks bei Schlitzwänden, Spundwänden und Trägerbohlwänden vorgestellt. Bei den erarbeiteten Erddruckansätzen handelt es sich um einen ersten Entwurf, der die äußere Einwirkung auf das räumliche Verbausystem beschreibt. Unter Berücksichtigung der gewonnenen Erkenntnisse zur Biegebeanspruchung der Verbauwände und der Größe der Stützkräfte entlang der Seitenwände, welche im Bereich der Baugrubenecken deutlich unter dem ebenen Beanspruchungszustand liegen und damit nicht unmittelbar mit der Größe der Erddruckeinwirkung korrespondieren, ist die Anwendung der entwickelten Erddruckansätze zunächst auf räumliche Strukturmodelle begrenzt. Bei einer Anwendung der formulierten Erddruckansätze bei ebenen Berechnungsmodellen wäre für den Bereich der Baugrubenecken eine Überschätzung des Beanspruchungszustandes von Verbau und Stützsystem die Folge.

Die entwickelten Erddruckansätze stellen grundsätzlich eine Fortschreibung der in EB75 der Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB) enthaltenen Ansätze dar. Die Erddruckansätze in EB75 wurden ohne eine Validierung aus den zugrundeliegenden Modellvorstellungen abgeleitet und die Längen der Abminderungsbereiche aus einem Vergleich der sich ergebenden Resultierenden des räumlichen aktiven Erddrucks mit der nach dem Verfahren von WALZ & HOCK (1987) ermittelten Resultierenden festgelegt. Im Vergleich dazu bilden die Ergebnisse von umfangreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen die Grundlage für die nachfolgenden Ansätze.

Grundsätzlich wird bei den in den Abschnitten 8.1 bis 8.3 vorgestellten Erddruckansätzen unterschieden, ob die Baugrube in bindigen oder nichtbindigen Baugrundverhältnissen errichtet werden soll. Bei bindigen Baugrundverhältnissen sind nach den

vorliegenden Untersuchungsergebnissen vom Grundsatz her größere Abminderungen des einwirkenden Erddrucks möglich. Ferner sind die Länge  $L$  der jeweiligen Seitenwand (Primärwand) und die Baugrubentiefe  $H$  von Relevanz für die Ermittlung des Betrags der Abminderung. In den an die Baugrubenecken angrenzenden Randbereichen wird der Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks unter Ansatz des Verhältnisfaktors  $\Lambda_R$  gemäß Gleichung (8.1) und in den mittleren Bereichen der Seitenwände unter Ansatz des Verhältnisfaktors  $\Lambda_M$  gemäß Gleichung (8.2) empfohlen. Die räumlichen Abminderungs- bzw. Verhältnisfaktoren  $\Lambda_R$  bzw.  $\Lambda_M$  werden mit dem aus einer numerischen Berechnung unter ebenen Randbedingungen bzw. alternativ aus einer klassischen Erddruckermittlung resultierenden, auf die Verbauwand einwirkenden aktiven Erddruck  $E_{2D}$  multipliziert.

$$E_{R,3D} = \Lambda_R \cdot E_{2D} \quad (8.1)$$

$$E_{M,3D} = \Lambda_M \cdot E_{2D} \quad (8.2)$$

Aufgrund der ausgeprägten Abhängigkeit der Verteilung und der Größe des auf die Seitenwände einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks von der Seitenwandlänge  $L$  werden die Erddruckansätze für die unterschiedlichen Verbauwandarten und Baugrundverhältnisse abschnittsweise formuliert. Dies bedeutet, dass in Abhängigkeit der Seitenwandlänge  $L$  ein Lastansatz mit den entlang der Seitenwand zu berücksichtigenden räumlichen Abminderungs- bzw. Verhältnisfaktoren  $\Lambda_R$  bzw.  $\Lambda_M$  angegeben wird. Die formalen Zusammenhänge zur Ermittlung der Beträge der Abminderungs- bzw. Verhältnisfaktoren  $\Lambda_R$  bzw.  $\Lambda_M$  sind in tabellarischer Form aufbereitet. Die formalen Zusammenhänge für einen definierten Längenbereich basieren dabei jeweils auf den Erkenntnissen für die obere Gültigkeitsgrenze, so dass diese jeweils als auf der sicheren Seite liegend anzusehen sind.

Eine Zusammenfassung der Ansätze für nichtbindige Böden und bindige Böden mindestens steifer Konsistenz - wie dies in EB75 der EAB der Fall ist - kann unter Berücksichtigung der gewonnenen Erkenntnisse zu den unterschiedlichen Beträgen der Abminderung bei nichtbindigen bzw. bindigen Böden nicht empfohlen werden. Auch eine Zusammenfassung der Ansätze für Ortbetonwände und Spundwände erscheint in Hinblick auf Größe und Verteilung des Erddrucks bei den unterschiedlichen Verbauwandarten eine zu starke Simplifizierung und eine damit einhergehene Unterschätzung der räumlichen Effekte nach sich zu ziehen.

### 8.2 Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Schlitzwänden

Für Schlitzwände werden die in Abb. 8.1 und Abb. 8.2 vorgestellten Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks empfohlen.

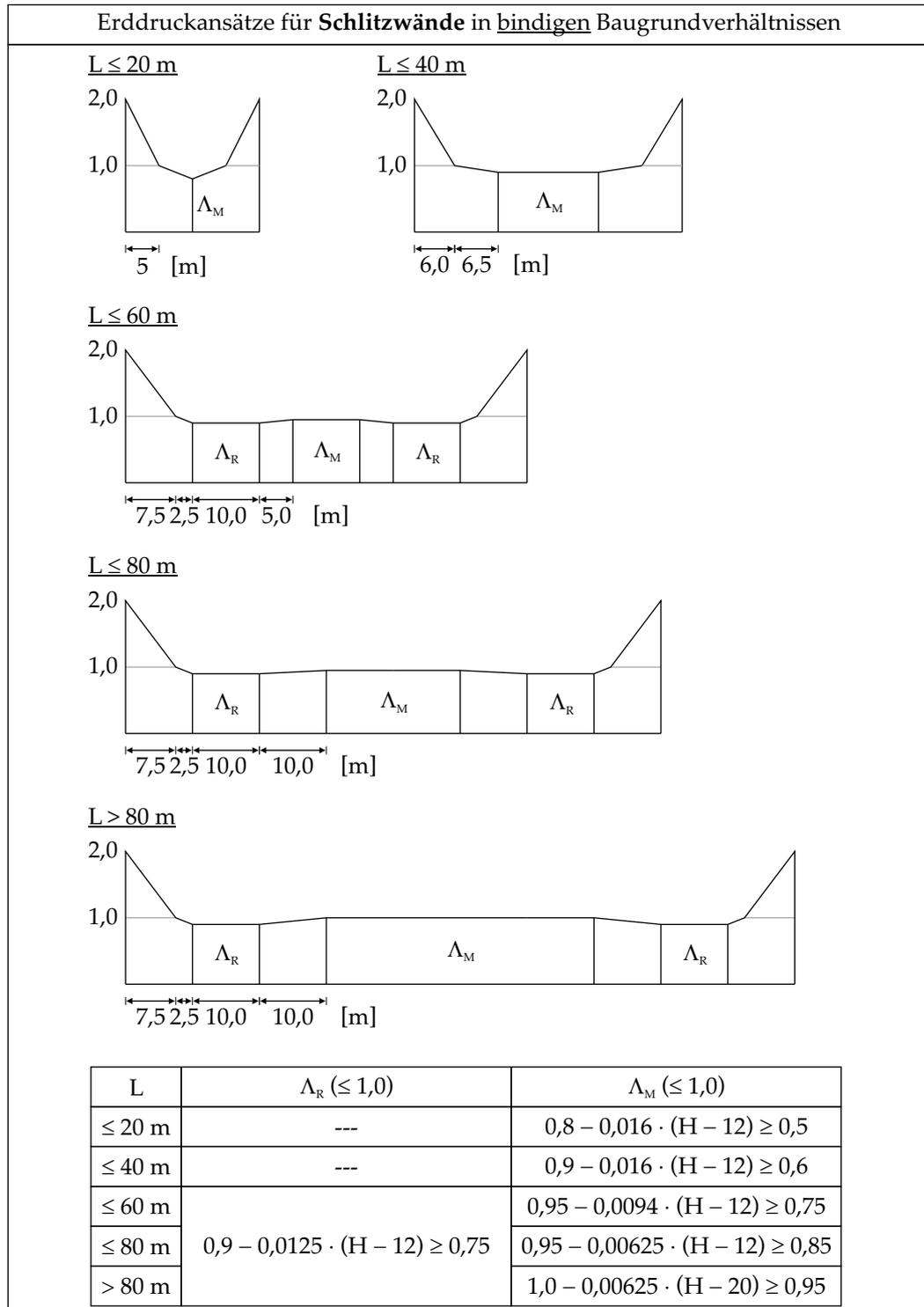


Abb. 8.1: Ansätze für Schlitzwände in bindigen Baugrundverhältnissen.

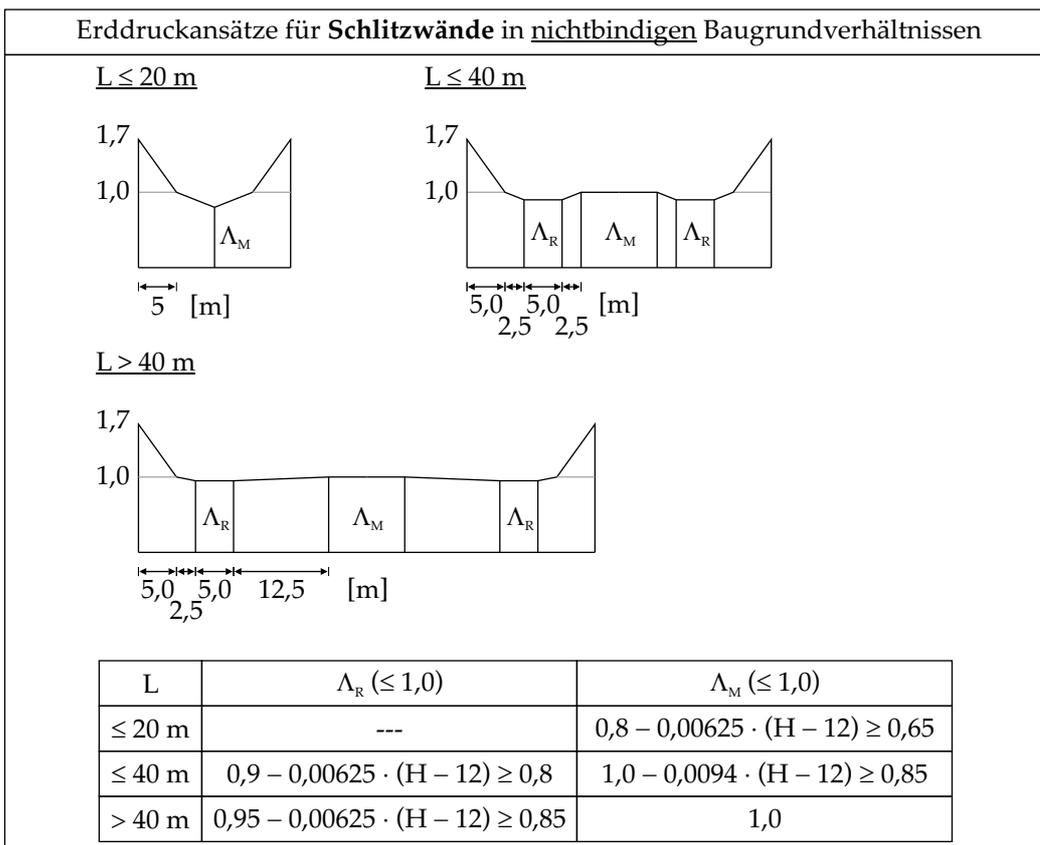


Abb. 8.2: Ansätze für Schlitzwände in nichtbindigen Baugrundverhältnissen.

### 8.3 Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Spundwänden

Für Spundwände werden die in Abb. 8.3 und Abb. 8.4 vorgestellten Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks empfohlen.

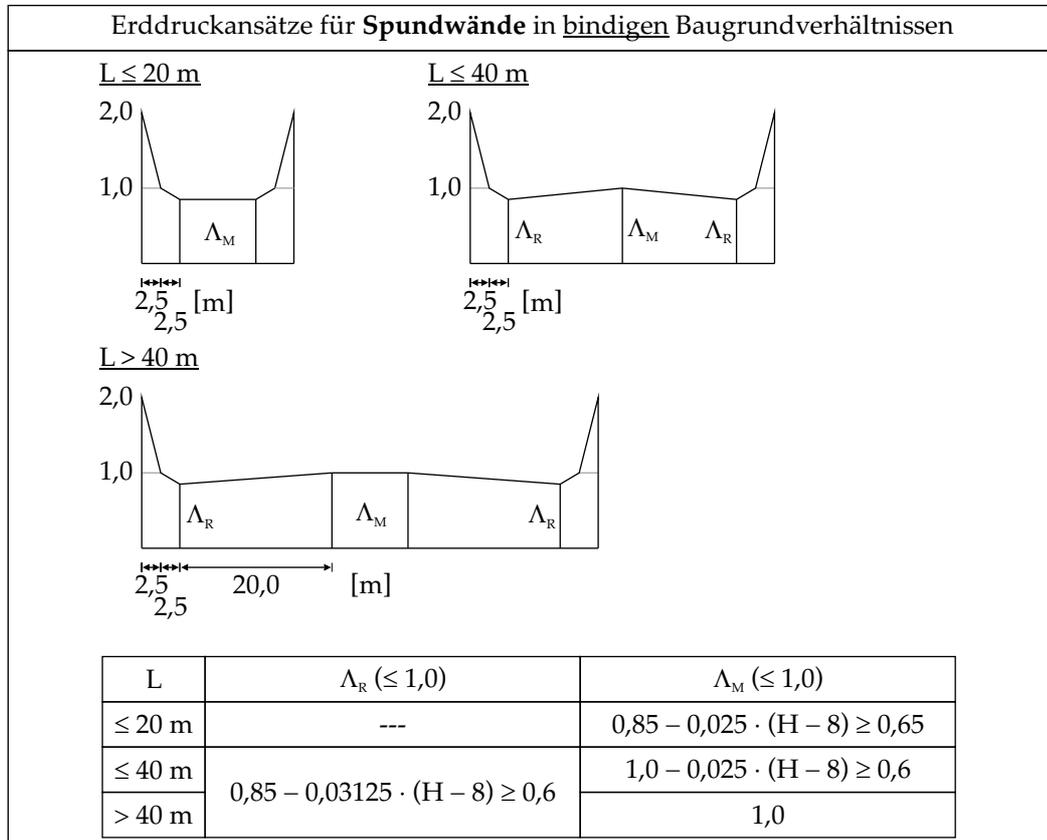


Abb. 8.3: Ansätze für Spundwände in bindigen Baugrundverhältnissen.

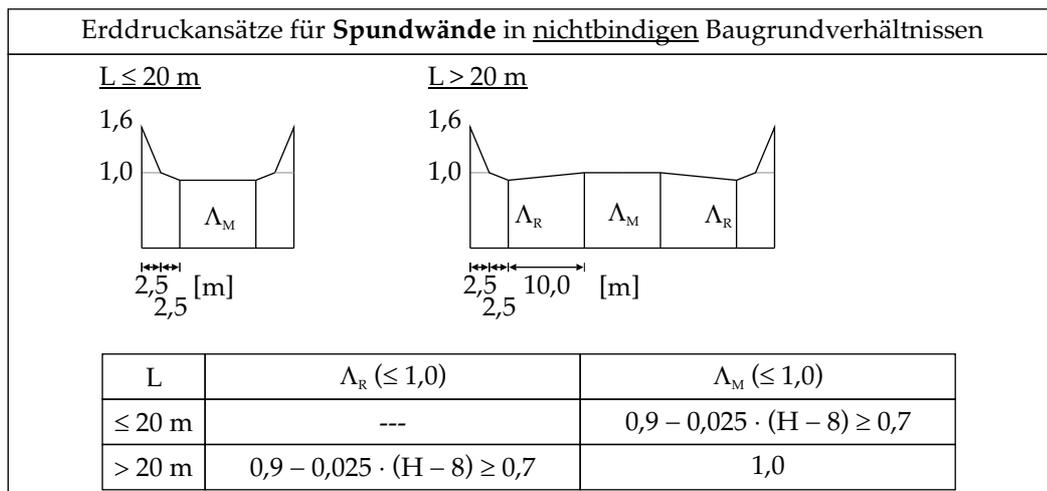


Abb. 8.4: Ansätze für Spundwände in nichtbindigen Baugrundverhältnissen.

### 8.4 Ansatz des räumlichen aktiven Erddrucks bei Trägerbohlwänden

Für Trägerbohlwände mit einer Holzausfachung werden die in Abb. 8.5 und Abb. 8.6 vorgestellten Ansätze zur Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks empfohlen.

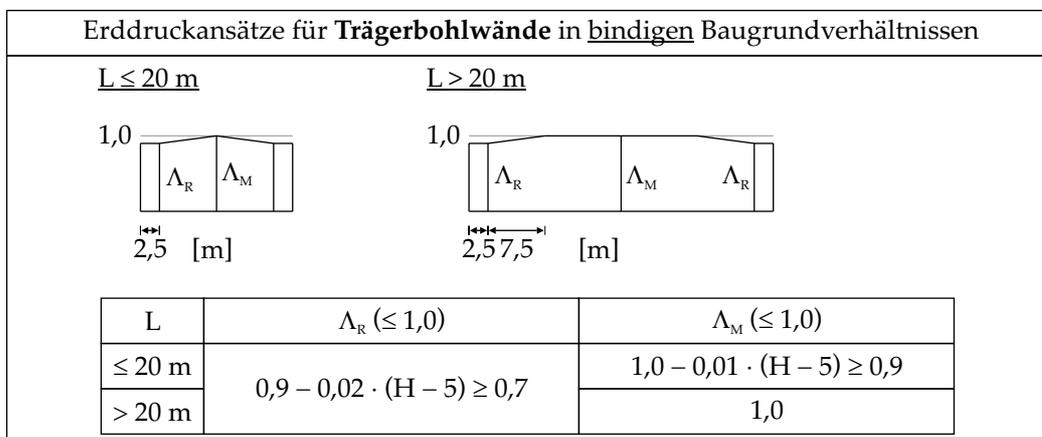


Abb. 8.5: Ansätze für Trägerbohlwände in bindigen Baugrundverhältnissen.

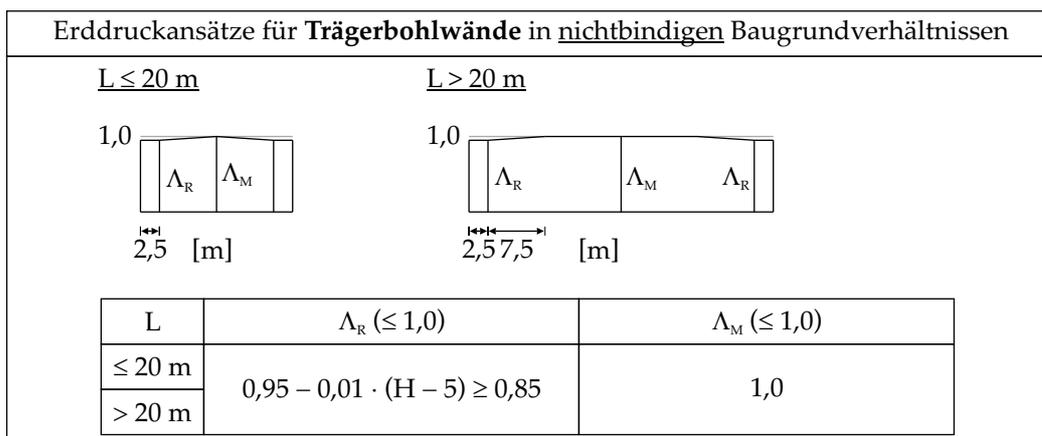


Abb. 8.6: Ansätze für Trägerbohlwände in nichtbindigen Baugrundverhältnissen.

## Kapitel 9 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit widmet sich in erster Linie dem auf Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden räumlichen aktiven Erddruck. Obgleich diese Grundrissform in der Baupraxis letztlich am häufigsten zur Ausführung kommt, werden die vorhandenen räumlichen Effekte bei der Dimensionierung des Verbausystems in der Regel selten berücksichtigt. Zurückzuführen ist dies unter anderem auf den vergleichsweise geringen Kenntnisstand hinsichtlich der Verteilung des einwirkenden Erddrucks. Den in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben in EB75 enthaltenen Erddruckansätzen liegen beispielsweise keine Ergebnisse von Messungen an Baugruben beziehungsweise von experimentellen oder numerischen Untersuchungen zu Grunde.

Auf Basis der Diskussion des Kenntnisstandes zu räumlichen Effekten bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss wurde ein großmaßstäblicher 3D-Erddruck-Versuchsstand entwickelt. Dieser erlaubt die Einprägung der in den Fallbeispielen dokumentierten Zunahme der Horizontalverschiebungen der Verbauwände von den Baugrubenecken zur Seitenwandmitte hin. Die mit den in der Verbauwand angeordneten Messgebern erfasste Verteilung des einwirkenden aktiven Erddrucks verdeutlicht, dass sich im Bereich der Baugrubenecken eine ausgeprägte Spannungszunahme einstellt, während der ebene aktive Erddruck in Seitenwandmitte deutlich unterschritten wird. Diese charakteristische Verteilung des Erddrucks wurde für unterschiedliche Lagerungsdichten des verwendeten Versuchssandes sowie unterschiedliche Wandbewegungsarten nachgewiesen.

Durch die Nachrechnung eines Modellversuches mit Parallelverschiebung der Seitenwände des Baugrubenmodells bei mitteldichter Lagerung konnte ein numerisches Berechnungsmodell validiert werden, anhand dessen von der Versuchskonfiguration abweichende geometrische Randbedingungen untersucht wurden. Diese Betrachtungen lieferten die Grundlage für die Entwicklung einer Modellvorstellung zur Abmilderung des auf die Seitenwände von Baugruben einwirkenden aktiven Erddrucks im räumlichen Fall, welches auf den im Bodenkontinuum auftretenden Differenzverschiebungen und den dabei aktivierten Scherspannungen beruht.

Vor dem Hintergrund der Entwicklung von Erddruckansätzen für unterschiedliche Verbauwandarten und Baugruben mit baupraktisch relevanten Abmessungen wurde eine grundlegende Untersuchung zur Abbildung von Schlitzwänden, Spundwänden und Trägerbohlwänden in räumlichen FEM-Berechnungen vorgenommen. Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse wurden umfangreiche numerische Parameterstudien für die genannten Verbauwandarten zur Untersuchung des Einflusses der geometrischen, geotechnischen und konstruktiven Randbedingungen auf die auftretenden räumlichen Effekte, i. e. der Verteilung des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks, durchgeführt.

Zusammenfassend wurden Empfehlungen für den Ansatz des auf die Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks für unterschiedliche Verbauwandarten und Baugrundverhältnisse erarbeitet. Die entwickelten Empfehlungen ermöglichen einen entlang der Seitenwände von Baugruben mit Schlitzwänden, Spundwänden bzw. Trägerbohlwänden differenzierten Ansatz des Erddrucks. Unter Berücksichtigung der gewonnenen Erkenntnisse zur Verteilung der Biegebeanspruchung der Verbauwände und der Größe der Stützkräfte entlang der Seitenwände erlauben die in Abhängigkeit der Seitenwandlänge formulierten Erddruckansätze die Berücksichtigung der bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss per se vorhandenen räumlichen Effekte bei der Dimensionierung des Verbausystems unter Einsatz räumlicher Strukturmodelle, d. h. bei der Abbildung des Verbausystems als räumliches statisches System. Eine unmittelbare Anwendung der Erddruckansätze bei den in der Ingenieurpraxis eingesetzten ebenen Berechnungsmodellen ist insbesondere in Hinblick auf die in den Eckbereichen auftretenden Spannungskonzentrationen und einer sich bei Ansatz dieser erhöhten Erddrücke auf ein vertikal-ebenes System ergebenden Überschätzung des Beanspruchungszustandes von Verbau und Stützsystem in diesem Bereich nicht möglich.

Als Ausblick für sich aus dieser Dissertation ergebende weitere wissenschaftliche Fragestellungen sind die nachfolgend beschriebenen Ansätze zu nennen, welche in ihrer Gesamtheit die Grundlage für die Berücksichtigung der vorhandenen räumlichen Effekte bei der Bemessung der Verbauwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss unter Einsatz ebener Berechnungsmodelle bilden könnten:

- In Ergänzung zu den im Rahmen dieser Arbeit für den räumlichen aktiven Erddruck gewonnenen Erkenntnissen ist es erforderlich, Untersuchungen zur Verteilung des räumlichen passiven Erddrucks im Bereich des Erdwiderlagers von Baugruben mit rechteckigem Grundriss durchzuführen.

- Durch die messtechnische Begleitung von Ausführungsprojekten sollte die in-situ entlang der Seitenwände einwirkende Verteilung des räumlichen aktiven Erddrucks sowie des räumlichen passiven Erddrucks untersucht werden, wobei sowohl verschiedene Verbauwandarten als auch unterschiedliche Baugrundverhältnisse zu betrachten sind. Bei der Konzeption der aushubbegleitenden Monitoring-Systeme kommt dabei neben der Ermittlung der Erddruckverteilung mittels Erddruckkissen auch der Erfassung der in den Verbauwänden wirkenden Schnittgrößen sowie der sich einstellenden Steifen- bzw. Ankerkräfte eine große Bedeutung zu. Ferner sind die Verformungen der Verbauwände sowie die Verschiebungen der angrenzenden Geländeoberfläche für eine gesamtheitliche Bewertung der Messergebnisse von Relevanz.
- Aufbauend auf den aus den numerischen Parameterstudien der vorliegenden Arbeit und den Ergebnissen der messtechnischen Begleitung von Ausführungsprojekten gewonnenen Erkenntnissen zur Verteilung des einwirkenden räumlichen aktiven Erddrucks, der Biegebeanspruchung der Verbauwände und der Größe der Stützkkräfte entlang der Seitenwände können Erddruckansätze für die in der Ingenieurpraxis üblicherweise eingesetzten ebenen Berechnungsmodelle abgeleitet werden. Unter Berücksichtigung des Einflusses der sich in der Baugrubenecke anschließenden Seitenwand und deren Anteil am Lastabtrag sowie der Erkenntnisse zur Verteilung des passiven Erddrucks kann dann eine den Beanspruchungszustand der Verbauwand hervorrufende Einwirkung formuliert werden. Im Ergebnis können die vorhandenen räumlichen Effekte bei der Dimensionierung des Verbausystems unmittelbar in Ansatz gebracht werden.



# Literaturverzeichnis

- Abdel-Rahman, K. (1999). *Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck in Sand*. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 23.
- Addenbrooke, T. I. (1994). *Displacement controlled design of multi propped retaining walls*. Ground Engineering, London, 27(7), S. 41-45.
- Anbarji, M. (1996). *Ermittlung des räumlichen aktiven Erddruckes an flüssigkeitsgestützten Erdwandungen neben Böschungen mittels Standsicherheitsuntersuchungen*. Universität Rostock, Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Geotechnik.
- Atkinson, J.H., Sallfors, G. (1991). *Experimental determination of soil properties*. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Vol. 3, S. 915-956.
- Becker, P. (2009). *Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden*. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 22.
- Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Dissertation. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 55.
- Blackburn, J., Finno, R. (2007). *Three-Dimensional Responses Observed in an Internally Braced Excavation in Soft Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133, 11, S. 1364-1373.
- Böttcher, C., Bäumer, S. (2013). *Tiefe Baugrube in Teildeckelbauweise am Alsterufer in Hamburg*. Bautechnik 90, 11, S. 753-758.
- Bono, N.A., Liu, T.K, Soydemir, C. (1992). *Performance of an internally braced slurry-diaphragm wall for excavation support*. Proc. 1st International Symposium on Slurry Walls: Design, Constr. And Quality Control, 27-28 Juni 1991, Atlantic City, ASTM, STP 1129, S. 347-361.
- Borja, R.I., Lee, S.R, Seed, R.B. (1989). *Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 13, S. 231-249.
- Breth, H., Stroth, D. (1970). *Das Tragverhalten von Injektionsankern in Ton*. Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 57-82.
- Briske, R., Pirlet, E. (1968). *Messungen über die Beanspruchungen des Baugrubenverbaus der Kölner U-Bahn*. Bautechnik 45, 9, S. 290-299.

- Bryson, L.S., Zapata-Medina, D.G. (2012). *Method for Estimating System Stiffness for Excavation Support Walls*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 138, 9, S. 1104-1115.
- Burland, J., Hancock, R. (1977). *Underground car park at the House of Commons, London: geotechnical aspects*. Structural Engineer 55, 2, S. 87-100.
- Burland, J.B., Simpson, B., St. John, H.D. (1979). *Movements around excavations in London Clay*. Proc. VIIIth ECSMFE, London, Vol. 1, S. 13-29.
- Burlon, S., Mroueh, H., Shahrour, I. (2012). *Influence of diaphragm wall installation on the numerical analysis of deep excavation*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 37, 11, S. 1670-1684.
- Capraru, C., Adam, D. (2014). *Evaluating the influence of deep excavations on neighboring buildings by numerical analysis*. Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Hicks, Brinkgreve & Rohde (eds.), Taylor & Francis Group, London, S. 729-734.
- Chew, S.H., Yong, K.Y., Lim, A.Y.K. (1997). *Three-dimensional finite element analysis of a strutted excavation*. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Yuan (ed.), Balkema, Rotterdam, S. 1915-1920.
- Clough, G.W., Smith, E.M., Sweeney, B.P. (1989). *Movement control of excavation support systems by iterative design*. American Society of Civil Engineers: Foundation Engineering: Current Principles and Practices, S. 869-884.
- Clough, G.W., O'Rourke, T.D. (1990). *Construction induced movements of in situ walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication 25, ASCE, New York, S. 439-470.
- Correia, A.G., Guerra, N.C., Pinto, A. (1997). *Performance of three Berlin-type retaining walls*. Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, Balkema, Rotterdam, Vol. 2, S. 1297-1300.
- Day, R.A., Potts, D.M. (1998). *The effect of interface properties on retaining wall behaviour*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 22, 12, S. 1021-1033.
- Dong, Y. (2014). *Advanced Finite Element Analysis of Deep Excavation Case Histories*. PhD-Thesis, University of Oxford.
- Dong, Y., Burd, H., Houlsby, G. (2014a). *Settlements of buildings and buried pipelines induced by adjacent deep excavation in Shanghai soft ground*. Proc. 8<sup>th</sup> International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Seoul 2014), Yoo et al. (Eds.), Seoul, South-Korea, 25.-27. August 2014, CRC Press/Taylor&Francis, ISBN 978-1-138-02700-8, 2014, S. 369-374.

- Dong, Y., Burd, H., Houlsby, G., Hou, Y. (2014b). *Advanced finite element analysis of a complex deep excavation case history in Shanghai*. *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 8, 1, S. 93-100.
- Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94, S. 637-659.
- Dysli, M., Fontana, A., Rybisar, J. (1979). *Slurry wall in clayey silt: computations and observations*. *Proc. VIIth ECSMFE, London, Vol. 3*, S. 197-205.
- Dysli, M., Fontana, A. (1982). *Deformations around the excavations in clay soil*. *Proc. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, 13-17 September 1982, Zürich, S. 634-642.
- Elson, W.K. (1968). *An experimental investigation of the stability of slurry trenches*. *Géotechnique* 18, S. 37-49.
- Engel, J. (2002). *Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise*. Habilitation, Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik, Heft 10.
- Fang, Y.-S., Ishibashi, I. (1986). *Static Earth Pressures with Various Wall Movements*. *Journal of Geotechnical Engineering* 112, 3, S. 317-333.
- Farmer, I.W., Attewell, P.B. (1973). *Ground movements caused by a bentonite-supported excavation in London Clay*. *Géotechnique* 23, 4, S. 577-581.
- Fernandes, M.M. (1986). *Three dimensional analysis of flexible earth-retaining structures*. *Proc. 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Ghent*, S. 433-438.
- Fernie, R., Kingston, P., St. John, H.D., Higgins, K.G., Potts, D.M. (1996). *Case history of a deep 'stepped box' excavation in soft ground at the sea front, Langney Point, Eastbourne*. *Proc. Int. Symp. on Geotech. Aspects of Underground Constr. in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds.), Balkema, Rooterdam, S. 123-129.
- Finno, R.J., Roboski, J.F. (2005). *Three-dimensional Responses of a Tied-Back Excavation through Clay*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131, 3, S. 273-282.
- Finno, R.J., Blackburn, J.T., Roboski, J.F. (2007). *Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133, 1, S. 30-36.
- Finno, R.J., Arboleda-Monsalve, L.G., Sarabia, F. (2015). *Observed Performance of the Museum Park West Excavation*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141, 1, 04014078.
- Fox, P.J. (2004). *Analytical Solutions for Stability of Slurry Trench*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130, 7, S. 749-758.

- Freiseder, M.G. (1998). *Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefen Baugruben in weichen Böden*. Dissertation, Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 7.
- Fuentes, R., Devriendt, M. (2010). *Ground Movements around Corners of Excavations: Empirical Calculation Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 136, 10, S. 1414-1424.
- Gastebled, O.J., Bagheri, S. (2010). *3D modelling of a deep excavation in a sloping site for the assessment of induced ground movements*. Proc. 7<sup>th</sup> European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Trondheim, Norway, 2-4 June 2010, Taylor & Francis Group, London, England, S. 693-698.
- Geller, D. (2016). *Experimentelle Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei mitteldichter und dichter Lagerung – Wandbewegungsarten: Kopf- und Fußpunktdrehung*. Bachelorthesis Nr. 276, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Gerlach, J. (1986). *Experimentelle Ermittlung der Bruchkörperform und Entwicklung eines daraus abgeleiteten Berechnungsverfahrens zur Bestimmung des aktiven räumlichen Erddrucks*. Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität – GH Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bericht 5.
- Ghassoun, S. (2012). *Numerical Modeling of Spatial Passive Earth Pressure*. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Leibniz Universität Hannover, Heft 74.
- Gnaedinger, J.P., Gill, S.A., Keim, P.A. (1975). *Performance of Tied-back Excavation at Water Tower Place*. Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTN STP 584, American Society for Testing and Materials. S. 78-99.
- Goh, A.T.C., Zhang, F., Zhang, W., Zhang, Y., Liu, H. (2017). *A simple estimation model for 3D braced excavation wall deflection*. Computers and Geotechnics 83, S. 106-113.
- Gudehus, G. (1996). *Erddruckermittlung*. Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 5. Auflage, Hrsg. U. Smoltczyk, S. 273-398.
- Gußmann, P., Lutz, W. (1981). *Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser*. Geotechnik 4, Heft 2, S. 70-81.
- Hashash, Y.M.A., Whittle, A.J. (1996). *Ground movement prediction for deep excavations in soft clay*. Journal of Geotechnical Engineering 122, 6, S. 474-486.
- Hashash, Y.M.A., Song, H., Osouli, A. (2011). *Three-dimensional inverse analyses of a deep excavation in Chicago clays*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 35, S. 1059-1075.

- Herten, M. (1999). *Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung*. Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Bodenmechanik und Grundbau an der Bergischen Universität Wuppertal - GH Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bericht 22.
- Hettler, A., Schanz, T. (2008). *Zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode bei Baugrubenwänden*. Bautechnik 85, 9, S. 603-615.
- Hettler, A. (2018). *Erddruck*. Grundbautaschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 8. Auflage, Hrsg. K. J. Witt, S. 317-457.
- Hettler, A., Kurrer, K.-E. (2019). *Erddruck*. Ernst & Sohn, ISBN 978-3-433-03274-9.
- Hock-Berghaus, K., Cossmann, R. (2000). *Zum Standsicherheitsnachweis der Nachbarlamelle bei der fortlaufenden Herstellung von Schlitz- oder Dichtwänden*. Bauingenieur 75, S. 254-258.
- Hong, Y., Ng, C.W.W., Liu, G.B., Liu, T. (2015). *Three-dimensional deformation behaviour of a multi-propped excavation at a "greenfield" site at Shanghai soft clay*. Tunnelling and Underground Space Technology 45, S. 249-259.
- Horodecki, G.A., Bolt, A.F., Dembicki, E. (2004). *Deep excavation braced by diaphragm wall in Gdansk (Poland)*. Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, NY, April 13-17, 2004, Paper No. 5.54, S. 1-5.
- Horodecki, G.A., Dembicki, E. (2007). *Impact of deep excavation on nearby urban area*. Proc. 14<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007, Millpress Science Publishers, Rotterdam, The Netherlands, S. 575-580.
- Hou, Y.M., Wang, J.H., Zang, L.L. (2009). *Finite-element modeling of a complex deep excavation in Shanghai*. Acta Geotechnica, 4, S. 7-16.
- Hou, Y.M., Wang, J.H., Jeng, D.S. (2011). *Three-Dimensional Deformation Behavior of an Over-Sized Excavation in Shanghai Clay*. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 42, 3, S. 22-29.
- Hsieh, P.-G., Ou, C.-Y. (1998). *Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation*. Canadian Geotechnical Journal 35, 6, S. 1004-1017.
- Hsieh, P.-G., Kung, T.-C., Ou, C.-Y., Tang, Y.-G. (2003). *Deep excavation analysis with consideration of small strain modulus and its degradation behavior of clay*. Proc. 12<sup>th</sup> Asian Regional Conf. on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Leung et al. (eds), S. 785-788.
- Hsiung, B.-C., Yang, K.-H., Aila, W., Hung, C. (2016). *Three-dimensional effects of a deep excavation on wall deflections in loose to medium dense sands*. Computers and Geotechnics 80, S. 138-151.

- Huder, J. (1972). *Stability of Bentonite Slurry trenches with some experiences in Swiss practice*. Proceedings 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 4, S. 517-522.
- Jáki, J. (1948). *Pressure in soils*. Proceedings 2nd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Niederlande, Band 1, S. 103-107.
- Jessberger, H.L., Makowski, E., Jordan, P. (1980). *Untersuchung der Größe und Verteilung des Erddrucks auf tief reichende, zylindrische Körper*. Abschlussbericht Az. Je 30/10, Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik.
- Karstedt, J.-P. (1982). *Untersuchungen zum aktiven räumlichen Erddruck im rolligen Boden bei hydrostatischer Stützung der Erdwand*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin, Heft 10.
- Klein, L., Moormann, C. (2014). *Bemessung tiefer Baugruben unter Berücksichtigung des räumlichen Erddrucks*. 9. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern 2014, S. 83-89.
- Klein, L., Moormann, C. (2014). *Bemessung tiefer Baugruben mit rechteckigem Grundriss unter Berücksichtigung des räumlichen Erddrucks*. Bautechnik 91, 9, S. 633-655.
- Klein, L., Moormann, C. (2014). *Neue Bemessungsansätze für Düsenstrahlkörper unter Berücksichtigung der Variabilität der Materialeigenschaften*. Vorträge zum 21. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 20. März 2014, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 93, S. 101-128.
- Klein, L., Moormann, C. (2015). *Design of deep excavations under consideration of spatial earth pressure*. Proceedings of the XVI ECSMGE, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, September 14-17, 2015, Edinburgh, GB, ISBN 978-0-7277-6067-8, S. 613-618.
- Klein, L., Moormann, C. (2017). *Beitrag zur Abbildung von Schlitzwänden in räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen*. Bautechnik 94, 8, S. 559-578.
- Klein, L., Leibfarth, M., Moormann, C. (2018). *Experimentelle Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss*. 33. Christian Veder Kolloquium „Tiefe Baugruben und Schächte im Boden“, 05./06. April 2018, Technische Universität Graz, Gruppe Geotechnik Graz, Heft 61, S. 159-182.
- Klein, L., Moormann, C. (2018). *Neue Ansätze zur Erfassung des räumlichen Trag- und Verformungsverhaltens von tiefen Baugruben mit rechteckigem Grundriss*. Vorträge der 35. Baugrundtagung 2018 in Stuttgart, 27./28.09.2018, DGGT, ISBN 978-3-946039-04-4, S. 249-256.

- 
- Kung, G.T.C., Hsiao, E.C.L., Schuster, M., Juang, C.H. (2007a). *A neural network approach to estimating deflection of diaphragm walls caused by excavation in clays*. Computers and Geotechnics 34, 5, S. 385-396.
- Kung, G.T.C., Juang, C.H., Hsiao, E.C.L., Hashash, Y.M.A. (2007b). *Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133, 6, S. 731-747.
- Lächler, A. (2009). *Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden*. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 63.
- Lam, S.Y. (2010). *Ground movements due to excavation in clay: Physical and analytical models*. Dissertation, Universität Cambridge.
- Law, K.H., Roslan, H., Zubaidah, I. (2014). *3D numerical analysis and performance of deep excavations in Kenny Hill formation*. Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Hicks, Brinkgreve & Rohde (eds.), Taylor & Francis Group, London, S. 759-764.
- Lee, S.D. (1987). *Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzel-fundamenten*. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 27.
- Lee, F.H., Yong, K.Y., Liu, K.X. (1995). *Three-dimensional analyses of excavation in soft clay*. Proc. 11th African Regional Conf., Egyptian Geotechnical Society, Cairo, Egypt, S. 519-533.
- Lee, F.H., Liu, K.X., Yong, K.Y. (1997). *Prediction of Ground Movement around Deep Excavations*. Proc. 4th Regional Conference in Geotechnical Engineering (GEOTROPIKA 97), 11-12 November 1997, Johar, Malaysia, S. 3-20.
- Lee, F.-H., Yong, K.-Y., Quan, K.C.N., Chee, K.-T. (1998). *Effects of Corners in Struttred Excavations: Field Monitoring and Case Histories*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124, 4, S. 339-349.
- Lee, F.-H., Lee, Y., Chew, S.-H., Yong, K.-Y. (2005). *Strength and Modulus of Marine Clay-Cement Mixes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131, 2, S. 178-186.
- Lee, F.-H., Hong, S.-H., Gu, Q., Zhao, P. (2011). *Application of Large Three-Dimensional Finite-Element Analyses to Practical Problems*. International Journal of Geomechanics 11, 6, S. 529-539.
- Leibfarth, M. (2017). *Experimentelle Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei lockerer und dichter Lagerung*. Bachelorthesis Nr. 285, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
-

- Li, Y.-C., Pan, Q., Cleall, P.J., Chen, Y.-M., Ke, H. (2013). *Stability Analysis of Slurry Trenches in Similar Layered Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 139, 12, S. 2104-2109.
- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., Balasubramaniam, A. (2013). *Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT*. Soils and Foundations 53, 5, S. 756-773.
- Lin, D.-G., Woo, S.-M. (2007). *Three dimensional analyses of deep excavation in Taipei 101 construction project*. Journal of GeoEngineering 2, 1, S. 29-41.
- Liu, G.B., Jiang, R.J., Ng, C.W.W., Hong, Y. (2011). *Deformation characteristics of a 38 m deep excavation in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal 48, 12, S. 1817-1828.
- Long, M. (2001). *Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127, 3, S. 203-224.
- Lüftenecker, R. (2006). *Numerische Berechnung einer tiefen Baugrube in Salzburg*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik und Grundbau.
- Lutz, W. (1983). *Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten*. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 19.
- Mana, A.I., Clough, G.W. (1981). *Prediction of movements for braced cuts in clay*. J. Geotech. Engrg. Div. 107, 6, S. 759-777.
- Mattle, B., Freiseder, M., Spiegel, A. (1999). *Three-dimensional FE analysis to determine the settlements due to the combined excavation of a ventilation shaft and a cut-and-cover tunnel in Boston*. Proc. 7th Int. Symp. Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VII, Graz, Pande, Pietruszczak & Schweiger (eds.), Balkema, Rotterdam, S. 311-316.
- Mestat, P., Riou, Y. (2004). *A Database for Case Histories and Numerical Modelling*. Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, NY, April 13-17, 2004, Paper No. 5.13, S. 1-8.
- Mitlmeier, F. (2017). *Numerische Untersuchungen zum räumlichen Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben in Trägerbohlbauweise*. Masterthesis Nr. 297, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Moormann, C., Arslan, U., Katzenbach, R. (2000). *Numerische Untersuchungen zum räumlichen Trag- und Verformungsverhalten von tiefen Baugruben*. Beiträge zum Workshop „Verformungsprognosen für tiefe Baugruben“, AK 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT, 16./17. März 2000, Universität Stuttgart, S. 89-109.

- Moormann, C., Katzenbach, R. (2002). *Three dimensional effects of deep excavations with rectangular shape*. Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, March 7-8, 2002, Zurich, Switzerland, Vol. 1, S. 135-142.
- Moormann, C. (2002). *Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59.
- Moormann, C. (2004). *Messtechnische Überwachung und Back-analysis einer komplexen räumlichen Baugrubenaussteifung unter besonderer Berücksichtigung von Temperatureinflüssen*. Symposium „Messen in der Geotechnik 2004, 09./10. September 2004, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 77, S. 19-52.
- Moormann, C. (2004). *Analysis of wall and ground movements due to deep excavation in soft soils based on a new worldwide database*. Soils and Foundations 44, 1, S. 87-98.
- Moormann, C. (2005). *An investigation on the spatial behaviour of deep excavations*. Per-tanika Journal of Science and Technology, Volume 13, No. 1 (supplement), January 2005, Malaysia.
- Moormann, C., Katzenbach, R. (2006). *Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten räumlicher Aussteifungssysteme von Tiefen Baugruben*. Bauingenieur 81, 9, S. 373-386.
- Moormann, C. (2009). *Möglichkeiten und Grenzen experimenteller und numerischer Modellbildungen zur Optimierung geotechnischer Verbundkonstruktionen*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 83.
- Moormann, C., Klein, L. (2013). *Deep Excavations with special ground shape*. In: (Ed.) Hellmich, C. (u.a.): Poromechanics V, Proceedings of the Fifth Biot Conference on Poromechanics, July 10-12, 2013, Vienna, Austria, Reston (Virginia): ASCE, 2013, S. 1372-1381.
- Moormann, C., Klein, L. (2014). *Bemessung tiefer Baugruben mit rechteckigem Grundriss unter Berücksichtigung des räumlichen Erddrucks*. Bautechnik 91, 9, S. 633-655.
- Morgenstern, N., Amir-Tahmasseb, I. (1965). *The stability of a slurry trench in cohesionless soils*. Géotechnique 15, 4, S. 387-395.
- Müller-Kirchenbauer, H., Walz, B., Kilchert, M. (1979). *Vergleichende Untersuchung der Berechnungsverfahren zum Nachweis der Sicherung gegen Gleitflächenbildung bei suspensionsgestützten Erdwänden*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin, Heft 5.

- Müller-Kirchenbauer, H., Walz, B., Klapperich, H. (1980). *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Erddruckproblem auf radialsymmetrische Senkkästen und Schächte*. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 7.
- Müller-Kirchenbauer, H., Klapperich, H., Ulrich, M., Walz, B. (1986). *Räumlicher Erddruck auf Senkkäste - Experimentelle Untersuchungen mittels kleinmaßstäblicher Modellversuche*. Bautechnik 63, 12, S. 408-413.
- Nadukuru, S.S., Michalowski, R.L. (2012). *Arching in Distribution of Active Load on Retaining Walls*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 138, 5, S. 575-584.
- Nakai, T., Shahin, H., Iwata, N., Sung, E., Hinokio, M. (2006). *3D Effects in Excavation Problems: Model Tests and Numerical Simulations*. Proc. Geomechanics II: Testing, Modeling and Simulation, ASCE, S. 407-426.
- Orazalin, Z.Y., Whittle, A.J., Olsen, M.B. (2015). *Three-Dimensional Analyses of Excavation Support System for the Stata Center Basement on the MIT Campus*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 141, 7, 05015001
- Ou, C.-Y., Chiou, D.-C. (1993). *Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavation*. Proc. 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, 4-8 Mai 1993, Singapore, S. 769-774.
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G., Chiou, D.-C. (1993). *Characteristics of ground surface settlements during excavation*. Canadian Geotechnical Journal 30, 3, S. 758-767.
- Ou, C.-Y., Chiou, D.-C., Wu, T.-S. (1996). *Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 122, 5, S. 337-345.
- Ou, C.-Y., Liao, J.-T., Lin, H.-D. (1998). *Performance of diaphragm wall constructed using top-down method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124, 9, S. 798-808.
- Ou, C.-Y., Shiau, B.-Y. (1998). *Analysis of the corner effect on excavation behaviours*. Canadian Geotechnical Journal 35, 3, S. 532-540.
- Ou, C.-Y., Shiau, B.-Y., Wang I-W. (2000). *Three-dimensional deformation behavior of the Taipei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history*. Canadian Geotechnical Journal 37, 2, S. 438-448.
- Ou, C.-Y., Teng, F.-C., Wang, I-W. (2008). *Analysis and design of partial ground improvement in deep excavations*. Computers and Geotechnics 35, S. 576-584.
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G. (2011). *A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay*. Computers and Geotechnics 38, 8, S. 987-997.

- 
- Peck, R.B. (1969). *Deep excavation and tunneling in soft ground*. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 225-290.
- Petrukhin, V.P., Shulyatev, O.A., Pospokhov, V.S. (2015). *Design of a Deep Excavation Retaining Structure in Congested Urban Environment in Moscow City*. Proceedings of the XVI ECSMGE, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, September 14-17, 2015, Edinburgh, GB, ISBN 978-0-7277-6067-8, S. 4167-4172.
- Piaskowski, A., Kowalewski, Z. (1965). *Application of Thixotropic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without Strutting*. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 2, S. 526-529.
- Pliva, K. (2016). *Herstellung homogener Sandkörper für geotechnische Modellversuche*. Bachelorthesis Nr. 255, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Poh, T.Y., Wong, I.H. (1998). *Effects of Construction of Diaphragm Wall Panels on Adjacent Ground: Field Trial*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124, 8, S. 749-756.
- Prater, E.G. (1973). *Die Gewölbewirkung der Schlitzwände*. Bauingenieur 48, S.125-131.
- Pulsfort, M. (1986). *Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge*. Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität – GH Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bericht 4.
- Qiu, G., Reimann, K., Grabe, J. (2013). *Zur Erddruckabschirmung in Kaikonstruktionen: Experimentelle Untersuchungen und ein analytischer Ansatz*. Bautechnik 90, 9, S. 572-579.
- Robert, J., Moreau, T., Lavisse, J., Schmitt, P. (2007). *Le dimensionnement interactif pour la réalisation d`une fouille profonde sur le flanc d`un versant fortement urbanisé à Monaco*. Proc. 14<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007, Millpress Science Publishers, Rotterdam, The Netherlands, S. 399-405.
- Roboski, J.F., Finno, R.J. (2006). *Distributions of ground movements parallel to deep excavations in clay*. Canadian Geotechnical Journal 43, 1, S. 43-58.
- Rojek, R. (1984). *Zur Berechnung des räumlichen Erddrucks auf kreiszylindrische Bauwerke*. Dissertation an der Universität Stuttgart, Institut für Grundbau und Bodenmechanik.
-

- Romberg, W. (1973). *Messungen an einer verankerten Baugrubenwand*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 12.
- Rowe, P.W. (1962). *The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proc. Roy. Soc. A., No. 269, S. 500-527.
- Savidis, S., Ulrich, M., Klapperich, H., Walz, B. (1987). *Räumlicher Erddruck auf Senkkästen und Schächte – Experimentelle Untersuchungen und theoretische Betrachtungen*. Bautechnik 64, 8, S. 268-272.
- Schad, H. (1992). *Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse*. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 36.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. (1996). *Angles of friction and dilatancy of sand*. Géotechnique 46, 1, S. 145-151.
- Schanz, T. (1998). *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Habilitation. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 45.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). *The Hardening-Soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, R.B.J. Brinkgreve (ed), Balkema, Rotterdam, S. 281-290.
- Schäfer, R. (2004). *Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden*. Schriftreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 36.
- Scheffler, E. (1975). *Die abgesteifte Baugrube, berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden*. Dissertation, Fakultät für Bauwesen, Technischen Universität Carol-Wilhelmina zu Braunschweig.
- Schneebeli, G. (1964). *La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue*. La Houille Blanche, No. 7.
- Schroeder, F.C., Merritt, A.S., Menkiti, C.O., Caianiello, M., Potts, D.M., Sorge, R. (2014). *Assessing the effects of constructing the Colosseo/Fori Imperiali station on the Basilica di Massenzio in Rome, Italy*. Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Hicks, Brinkgreve & Rohde (eds.), Taylor & Francis Group, London, S. 801-806.
- Seo, M.-W., Olson, S.M., Yang, K.S., Kim, M.-M. (2010). *Sequential Analysis of Ground Movements at Three Deep Excavation Sites with Mixed Ground Profiles*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 136, 5, S. 656-668.
- Sherif, M.A., Fang, Y.-S., Sherif, R.I. (1984).  *$K_A$  and  $K_0$  Behind Rotating and Non-Yielding Walls*. Journal of Geotechnical Engineering 110, 1, S. 41-56.

- Shi, J., Liu, G., Huang, P., Ng, C.W.W. (2015). *Interaction between a large-scale triangular excavation and adjacent structures in Shanghai soft clay*. Tunneling and Underground Space Technology 50, S. 282-295.
- Simic, M., French, D.J. (1998). *Three-dimensional analysis of deep underground stations*. Proc. The value of geotechnics in construction, Institution of Engineers, London, S. 93-100.
- Simpson, B. (1992). *Retaining structures: displacement and design*. Géotechnique 42, 4, S. 541-576.
- St. John, H.D. (1975). *Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London Clay*. PhD-Thesis, University of Cambridge.
- Strobl, T. (1982). *Das Tragverhalten einer flüssigkeitsgestützten Erdwand neben einer Einzelast*. Dissertation am FB „Konstruktiver Ingenieurbau“ der TU Darmstadt.
- Tan, Y., Li, M. (2011). *Measured performance of a 26 m deep top-down excavation in downtown Shanghai*. Canadian Geotechnical Journal 48, 5, S.704-719.
- Tan, Y., Wei, B. (2012). *Observed Behaviors of a Long and Deep Excavation Constructed by Cut-and-Cover Technique in Shanghai Soft Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 138, 1, S. 69-88.
- Tan, Y., Wang, D. (2013). *Characteristics of a Large-Scale Deep Foundation Pit Excavated by the Central-Island Technique in Shanghai Soft Clay. II: Top-Down Construction of the Peripheral Rectangular Pit*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 139, 11, S. 1894-1910.
- Tan, Y., Wei, B., Diao, Y., Zhou, X. (2013). *Spatial Corner Effects of Long and Narrow Multipropped Deep Excavations in Shanghai Soft Clay*. Journal of Performance of Constructed Facilities 28, 4, 04014015.
- Terzaghi, K. (1939). *General Wedge Theory of Earth Pressure*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers 65, 8, S. 1327-1340.
- Torgersrud, O., Jostad, H.P., Karlsrud, K., Kalstad, S. (2015). *Impact of anchor failure for deep excavation in soft clay based on 3D FEM analyses*. Proceedings of the XVI ECSMGE, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, September 14-17, 2015, Edinburgh, GB, ISBN 978-0-7277-6067-8, S. 4085-4090.
- Tran, V., Meguid, M., Chouinard, L. (2014). *Discrete Element and Experimental Investigations of the Earth Pressure Distribution on Cylindrical Shafts*. International Journal of Geomechanics 14, 1, S. 80-91.
- Tsai, J.-S., Chang, J.-C. (1996). *Three-dimensional stability analysis for slurry-filled trench wall in cohesionless soil*. Canadian Geotechnical Journal 33, 5, S. 798-808.
- Tsai, J.-S., Jou, L.-D., Hsieh, H.-S. (2000). *A full-scale stability experiment on a diaphragm wall trench*. Canadian Geotechnical Journal 37, 2, S. 379-392.

- Ulrichs, K.R. (1980). *Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden*. Dissertation, Abteilung Bauingenieurwesen der Universität Essen - GHS.
- Ulrichs, K.R. (1982). *Besonderheiten bei der Planung und Ausführung von Baugrubensicherungen*. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Essen, Heft 4, S. 31-57.
- Vaziri, H.H., Troughton, V.M. (1992). *An efficient three-dimensional soil-structure interaction model for analysis of earth retaining structures*. Canadian Geotechnical Journal 29, 4, S. 529-538.
- Vogelsang, J., Zachert, H., Huber, G., Triantafyllidis, T. (2015). *Effects of Soil Deposition on the Initial Stress State in Model Tests: Experimental Results and FE Simulation*. Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes - Numerical and Physical Modelling, Triantafyllidis (ed), Springer, S. 1-40.
- Wagner, F. (2016). *Experimentelle Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei mitteldichter Lagerung – Wandbewegungsarten: Parallelverschiebung und Kombination aus Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung*. Bachelorthesis Nr. 277, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Waldhoff, P. (1991). *Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben flüssigkeitsgestützten Erdwänden begrenzter Länge*. Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität - GH Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bericht 10.
- Walz, B., Schober, H.-D., Diekmann, N. (1975). *Untersuchungen zum Einbau von Sandvolumina für bodenmechanische Modellversuche*. Aus Theorie und Praxis des Grundbaus und der Bodenmechanik, Festschrift zum 70. Geburtstag von Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans Lorenz, Savidis, Müller-Kirchenbauer, Walz (Hrsg.), Berlin, S. 219-247.
- Walz, B. (1976). *Größe und Verteilung des Erddrucks auf einen runden Senkkasten*. Dissertation, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Berlin.
- Walz, B., Klapperich, H. (1980). *Probleme des räumlichen Erddruckes auf Schachtwände*. Praktische Fragen der Ermittlung des Erddruckes und Erdwiderstandes - Technische Akademie Wuppertal - Berichte 16, S. 53 -61.
- Walz, B., Müller-Kirchenbauer, H., Klapperich, H., Ulrich, M. (1983). *Die räumliche Erddruckverteilung auf Senkkästen*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin, Heft 13, S. 83-100.
- Walz, B., Pulsfort, M. (1983a). *Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände, Teil 1*. Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Heft 1, S. 4-7.

- Walz, B., Pulsfort, M. (1983b). *Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände, Teil 2*. Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Heft 2, S. 82-86.
- Walz, B., Hock, K. (1987). *Berechnung des räumlich aktiven Erddrucks mit der modifizierten Elementscheibentheorie*. Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität Wuppertal - GH Wuppertal, Fachbereich Bautechnik, Bericht 6.
- Walz, B., Prager, J. (1978). *Der Nachweis der äußeren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheiben-Theorie*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin, Heft 4.
- Walz, B. (1994). *Erddruckabminderung an einspringenden Baugrubenecken*. Bautechnik 71, Heft 2, S. 90-95.
- Walz, B., Prager, J. (1979a). *Beitrag zur Lösung von Erddruckproblemen nach der Elementscheibentheorie*. Bautechnik 56, 11, S. 375-379.
- Walz, B., Prager, J. (1979b). *Beitrag zur Lösung von Erddruckproblemen nach der Elementscheibentheorie*. Bautechnik 56, 12, S. 424-427.
- Wang, Z.W., Ng, C.W.W., Liu, G.B. (2005). *Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai*. Canadian Geotechnical Journal 42, 5, S. 1243-1254.
- Washbourne, J. (1984). *The three-dimensional stability analysis of diaphragm wall excavations*. Ground Engineering 17, 4, S. 24-29.
- Weißbach, A. (1975). *Baugruben, Teil II, Berechnungsgrundlagen*. Ernst & Sohn Verlag.
- Weißbach, A., Hettler, A. (2010). *Baugruben – Berechnungsverfahren*. 2. Auflage, Ernst & Sohn, ISBN 978-3-433-01253-6.
- Wernick, E. (1978). *Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 75.
- Whittle, A.J., Hashash, Y.M.A., Whitman, R.V. (1993). *Analysis of Deep Excavation in Boston*. Journal of Geotechnical Engineering 119, 1, S. 69-90.
- Whittle, A.J., Corral, G., Jen, L.C., Rawnsley, R.P. (2015). *Prediction and Performance of Deep Excavations for Courthouse Station, Boston*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 141, 4, 04014123.
- tom Würden, F. (2010). *Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck auf starre vertikale Bauteile im nichtbindigen Boden*. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Leibniz Universität Hannover, Heft 68.
- tom Würden, F., Achmus, M. (2013). *Numerical modeling of three-dimensional active earth pressure acting on rigid walls*. Computers and Geotechnics, 51, S. 83-90.

- Wong, K.S., Broms, B.B. (1989). *Lateral Wall Deflections of braced excavations in clay*. Journal of Geotechnical Engineering 115, 6, S. 853-870.
- Wong, L.W., Patron, B.C. (1993). *Settlements induced by Deep Excavations in Taipei*. Proceedings of 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, 4-8. Mai 1993, Singapore, S. 787-791.
- Xu, Z.H., Wang, W.D., Wang, J.H., Shen, S.L. (2005). *Performance of deep excavated retaining wall in Shanghai soft deposit*. Lowland Technology International 7, 2, S. 31-43.
- Xu, Z.H. (2007). *Deformation Behaviour of Deep Excavations supported by Permanent Structure in Shanghai Soft Deposit*. PhD-Thesis, Shanghai Jiao Tong University.
- Yeow, H.C., Nicholson, D.P., Simpson, B. (2006). *Comparison and feasibility of three dimensional finite element modelling of deep excavations using non-linear soil models*. Proc. Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Triantafyllidis (ed), Taylor & Francis Group, London, S. 29-34.
- Zdravkovic, L., Potts, D.M., St. John, H.D. (2005). *Modelling of a 3D excavation in finite element analysis*. Géotechnique 55, 7, S. 497-513.

### **Technische Regelwerke**

- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Arbeitskreis 2.4. *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- DIN 4085:2017-08. *Baugrund – Berechnung des Erddrucks*. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 4126:2013-09. *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- Stadt Frankfurt am Main, Stadtbahnbauamt: *Richtlinien für die Konstruktion und stat. Berechnung der Baugrubenumschließung sowie Grundwasserableitungsanlagen*. Eigenveröffentlichung des Stadtbahnbauamtes (1991).

# **Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben**

Tab. A.1a: Übersicht in der Literatur dokumentierter Fallbeispiele

Fall-Nr.	Quelle	Projekt, Ort, Jahr	Baugrund	Grundwasser	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	H [m]	L <sub>1</sub> /H	L <sub>2</sub> /H
1	BLACKBURN & FINNO (2007)	Institutsgebäude, Ford Engineering Design Center, Illinois, USA, k.A.	5 m S; 0,9 m fester T; 4 m weicher T; 8,2 m steifer T; 3,7 m halbfester T,u,g; T,s,g	5 m uGOF	44	37	1,2	7,5 ÷ 9	5,9 ÷ 4,9	4,9 ÷ 4,1
2	BONO et al. (1992)	Flagship Wharf Bulding, Charlestown, USA, 1988-1990	5 m A; 5 m weicher bis steifer U, s; 2 m halbfester bis fester T,u; halbfester bis fester Mergel	5 m uGOF	76	30	2,5	15	5,1	2,0
3	BRETH & STROH (1970)	Linienbaugrube, Frankfurt, Deutschland, k.A.	8 m S; T mit Kst-Lagen	k.A.	177	k.A.	-	20	8,9	-
4	BURLAND & HANCOCK (1977), BURLAND et al. (1979)	Parkhaus, Palace of Westminster, London, U.K., k.A.	10 m S und G; 45 m T	k.A.	66	50	1,2	18,5	3,6	2,7
5	CHEW et al. (1997)	Bürogebäude, Singapore, 1996	6 m A; 20 m weicher bis steifer mariner T; 5 m S,u; 6 m steifer mariner T; halbfester bis fester U,s	2 m uGOF	50	40	1,3	6	8,3	6,7
6	CORREIA et al. (1997)	Duque d'Ávila Avenue, Lissabon, Portugal, k.A.	2,6 m A; 6,6 m T,u; 1,6 m U,s; Sst,u	unter BGS	50	20,4	2,5	19	2,6	1,1
7	CORREIA et al. (1997)	Colombo Center, Lissabon, Portugal, k.A.	4 m A,t; T	unter BGS	325	270	1,2	11	29,5	24,5
8	DÜZCEER et al. (2016)	Eurasia Tunnel Project, Istanbul, k.A.	3 m A; Wechsellaagerung von Sand- u. Tonstein	2 m uGOF	170	25	6,8	39	4,4	0,6
9	DYSLI et al. (1979), DYSLI & FONTANA (1982)	Grand Casino, Genf, Schweiz, 1975-1980	weicher, ab BGS steifer U,t	3 m uGOF	90	60	1,5	13,5	6,7	4,4
10	FERNIE et al. (1996)	Kläranlage, Eastbourne, U.K., k.A.	10 m G; 5 m S; 5 m Schwemmsand; 7 m Auelehm; T	2 m uGOF	130	40	3,3	11 ÷ 14	11,8 ÷ 9,3	3,6 ÷ 2,9
11	FINNO & ROBOSKI (2005)	Institutsgebäude, Robert H. Lurie Medical Research Building, Chicago, USA, k.A.	4 m A; 5 m S; 7,5 m weicher bis steifer T; 8,5 m halbfester T; fester T	4 m uGOF	80	68	1,2	12,8	6,3	5,3

## Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben

Bauweise	Wandart	Wanddicke	Einbindetiefe [m]	Stützsystem	Messergebnisse und Beobachtungen	$\delta_{h,max}/H$ [%]
offene Bauweise	SPW	-	16	2-lagig ausgesteift mit vorgespannten Stahlrohrsteifen	Verformungsverhalten der Verbauwände durch die unterschiedlichen Geländehöhen entlang der Baugrubenseiten dominiert, geringfügige strukturelle Schädigungen an benachbartem Gebäude induziert durch räumliche Spannungsumlagerungen	0,26
offene Bauweise	SW	0,76 m	18	3-lagig ausgesteift mit vorgespannten Stahlrohrsteifen	deutliche Zunahme von horizontalen Wandverschiebungen und Setzungen der Nachbargebäude zur Wandmitte hin; unsymmetrische Wandverformungen durch ungleichmäßige Belastung	0,29
offene Bauweise	k.A.	k.A.	k.A.	5-lagig rückverankert	horizontale Verschiebung am Verbauwandkopf in Seitenwandmitte von 12 cm und an den Baugrubenecken von $\leq 6$ cm, verformungsreduzierender Einfluss der Baugrubenecken bis in Seitenwandmitte	-
Deckelbauweise	SW	k.A.	30	5 Deckenscheiben	Zunahme der horizontalen Verbauwandverformungen mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke, längere Seitenwand L <sub>1</sub> -Süd: in Wandmitte vergleichsweise konstante Horizontalverschiebung, Setzungen in den mittleren Bereichen der Seitenwände ausgeprägter als im Bereich der Ecken	0,13
offene Bauweise	SPW	-	28	1-lagig ausgesteift	geringe horizontale Wandverformungen in Nähe der Baugrubenecken	2,2
offene Bauweise	TBW (Ortbeton)	k.A.	-	4-lagig rückverankert	geringere Horizontalverformungen im Bereich der Baugrubenecken (1,3 cm) im Vergleich zur Seitenwandmitte (2,4 cm)	0,15
offene Bauweise	TBW (Ortbeton)	k.A.	-	3-lagig rückverankert	Zunahme der Horizontalverformung von 2,2 cm im Bereich der Baugrubenecke auf 9,4 cm in einem Abstand von 61 m ( $5,45 \cdot H$ ) von der Baugrubenecke	0,69
offene Bauweise	BPWü bzw. BPWa	0,8 m	45	16-lagig rückverankert, Teilbereich: 2-lagig ausgesteift	Horizontalverformungen der Verbauwände entlang der längeren Seitenwände deutlich größer als im Bereich der Stirnwände, Zunahme der Horizontalverformungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand zu den Baugrubenecken	0,24
Deckelbauweise	SW	k.A.	20	Druckring	geringere Setzungen der GOF im Bereich der Baugrubenecken als im Bereich der Wandmitte	0,70
offene Bauweise	SW	1,0 m	25	1-lagig ausgesteift am Verbauwandkopf (Beton)	Reduktion der Wandverschiebungen und der Setzungen der GOF in den Eckbereichen	0,54 bzw. 0,16
offene Bauweise	SPW PZ-27	-	18,5	3 Lagen Anker	deutliche Zunahme der Setzungen bzw. der Horizontalverschiebungen an der Geländeoberfläche hinter der Verbauwand mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke	0,55

Tab. A.1b: Übersicht in der Literatur dokumentierter Fallbeispiele (Fortsetzung)

Fall-Nr.	Quelle	Projekt, Ort, Jahr	Baugrund	Grundwasser	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	H [m]	L <sub>1</sub> /H	L <sub>2</sub> /H
12	FINNO et al. (2015)	One Museum Park West Building, Chicago, USA, 2007-2009	5,5 m A; 3 m halbfester bis fester T, 12 m weicher bis steifer T, halbfester bis fester T	k.A.	61,7	46,7	1,3	N: 17 W: 19,5	4,7	2,6
13	GNAE-DINGER et al. (1975)	Hochhaus Water Tower Place, Chicago, USA, k.A.	3 m A; 4,2 m S; 9 m weicher T; fester T	4 m uGOF	162	65	2,5	13,2	12,3	4,9
14	HONG et al. (2015)	Gu Bei Station, Shanghai, China, k.A.	1,7 m A; 2 m steifer T, 3,8 m weicher T,u; T	0,6 m uGOF	150	18	8,3	14,5	10,3	1,2
15	HORODECKI & DEMBICKI (2007)	Manhattan Trade Center, Danzig, Polen, k.A.	G; T; S; T,s, fS	17,2 m uGOF	90	80	1,1	12,5	7,2	6,4
16	HOU et al. (2011)	Zhongsheng Shopping Mall, Shanghai, China, k.A.	1 m A; 1,8 m T; 1,5 m U,s; 23,6 m T,u, 5 m U,s; fS	1 m uGOF	250	235	1,1	13,8	18,1	17,0
17	HSIUNG et al. (2016)	k.A., Kaohsiung, Taiwan, 2012-2013	2 m T; 4,5 m S,u; 1,5 m T; 20,5 m S,u; 2 m T; S,u	2 m uGOF	70	20	3,5	16,8	4,2	1,2
18	LEE et al. (1997, 1998)	Immigration (IMM) Building, Singapore, k.A.	3 m A; 15 m weicher mariner T; 15 m S,u; fester T,u	1 m uGOF	76	50	1,5	17,3	4,4	2,9
19	LIKITLER-SUANG et al. (2013)	Sukhumvit Station, Bangkok, Thailand, 2004	2,5 m A; 9,5 m weicher T; 2 m steifer T; 6 m halbfester T; 1,5 m S,t; 4,5 m habfester T; fester T	1,5 m uGOF	200	23	8,7	21	9,5	1,1
20	LIN & WOO (2007)	Taipei International Financial Corporation (Taipei 101) - Tower Zone, Taipei, China, 1999-2004	2,0 m A; 35 m T,u; 5 m S,u; 3 m T,u; Sst	2 m uGOF	98	87	1,1	21,7	4,5	4,0
21	LIN & WOO (2007)	Taipei International Financial Corporation (Taipei 101) - Podium Zone, Taipei, China, 1999-2004	2,0 m A; 35 m T,u; 5 m S,u; 3 m T,u; Sst	2 m uGOF	152	60	2,5	21,7	7,0	2,8

## Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben

Bauweise	Wandart	Wanddicke	Einbindetiefe [m]	Stützsystem	Messergebnisse und Beobachtungen	$\delta_{h,max}/H$ [%]
Deckelbauweise	BPWü bzw. BPWt	Ø 1,18 m bzw. Ø 0,88 m	24,5	5 Deckenscheiben	Zunahme der Setzungen der Geländeoberfläche insbesondere entlang der westlichen Seitenwand mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken	0,22
offene Bauweise	SW	0,76 m	18,6	1 Lage Anker, Berme & Schrägabstützung	deutliche Abminderung der Horizontalverschiebungen benachbarter Gebäude im Eckbereich bis in einen Abstand von $4 \cdot H$ von den Baugrubenecken	0,45
offene Bauweise	SW	0,6 m	26	4-5 Steifenlagen, DSV-„Aussteifung“	Setzungen der GOF an Baugrubenecken betragen 55 % der Setzungen im Mittelbereich; Horizontalverschiebungen der Verbauwände steigen mit zunehmendem Abstand zu Ecken	0,37
Deckelbauweise	SW	0,8 m	17,5	1 Deckenscheibe, ringförmig	Hebungen der Geländeoberfläche nehmen von minimalen Werten an den Baugrubenecken auf bis zu 6 cm in den mittleren Bereichen der Seitenwände zu	k.A.
Deckelbauweise & offene Bauweise	SW	0,8 m	23,5	3 Deckenscheiben (ringförmig)	Baugrube mit abgerundeten Baugrubenecken: maßgebliche Beeinflussung der Setzungen der GOF entlang der Seitenwände und der Horizontalverformungen der Verbauwände durch räumliche Effekte	0,75
offene Bauweise	SW	0,9 m	32	4 Steifenlagen	Horizontalverformungen der Stirnwände betragen lediglich 23 % der in Seitenwandmitte der längeren Schlitzwände gemessenen Verformungen	0,32
offene Bauweise	SW	1,0 m	24 - 35	5 Steifenlagen (vorgesp. Stahlsteifen, überwiegend diagonale Anordnung)	Reduktion der horizontalen Wandverformungen im Eckbereich um rd. 150 % gegenüber Wandmitte (i.w. oberhalb Endaushubniveau), Reduktion der Setzungen der GOF hinter der Wand im Bereich der Ecken	0,31
Deckelbauweise	SW	1,0 m	27,9	3 Deckenscheiben	kürzere Seitenwände L <sub>2</sub> : Einfluss der Baugrubenecken vorhanden; horizontale Wandverschiebung entlang längerer Seitenwand L <sub>1</sub> -Ost vergleichsweise konstant; längere Seitenwand L <sub>1</sub> -West: Einfluss der Baugrubenecken bedingt vorhanden	0,17
offene Bauweise	SW	1,2 m	40 - 55	6 Steifenlagen (vorgesp. Stahlsteifen)	Zunahme der Verformungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke Vergleichsberechnung: ebener Verformungszustand wird nicht erreicht	0,25
Deckelbauweise	SW	1,2 m	40 - 55	4 Deckenscheiben	Zunahme der Verformungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke Vergleichsberechnung: ebener Verformungszustand wird nicht erreicht	0,49

Tab. A.1c: Übersicht in der Literatur dokumentierter Fallbeispiele (Fortsetzung)

Fall-Nr.	Quelle	Projekt, Ort, Jahr	Baugrund	Grundwasser	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	H [m]	L <sub>1</sub> /H	L <sub>2</sub> /H
22	LEE et al. (1997)	City Telecommunication Centre (CTC) Building, Singa-pore, k.A.	1,4 m A, mariner T	1 m uGOF	43	26	1,7	11	3,9	2,4
23	LIU et al. (2011)	U-Bahn-Halte-stelle, Shanghai, China, k.A.	1,6 m A; 23 m weicher bis steifer T,u; 9 m U,s; 30 m fS,u; fS	k.A.	174	26	6,7	38	4,6	0,7
24	MOORMANN (2002)	Deutsche Biblio-thek, Frankfurt, Deutschland, k.A.	1 m A; 3 m Mg; 15 m T, 0,3 m Kst; T	3 m uGOF, 3 GW-Stockwerke	145	125	1,2	13,7	10,6	9,1
25	MOORMANN (2002)	Rathenau-Passage, Frank-furt, Deutschland, 2001	2 m A; 3 m G; T (Kst-Lagen und tw. Sandbänder)	8 m uGOF (abge-senkt: 15 m uGOF)	52	21	2,5	13,7	3,8	1,5
26	MOORMANN (2002)	Japan Center, Frankfurt, Deutschland, 1993-1996	5 m A; 3,8 m S; 8 m T; 0,6 m Kst; 5,5 m T; 1,7 m Kst; T	6,3 m uGOF	54	38	1,4	15,7	3,4	2,4
27	MOORMANN (2002)	Main Tower, Frankfurt, Deutschland, 1997-1998	5 m A; 3,3 m S; 5,5 m T; 2,2 m Kst; 10,5 m T; 2,7 m Kst, T	7,3 m uGOF	86	52	1,7	21	4,1	2,5
28	OSTER-MAYER (1970), STROH (1974)	Ballindamm, Hamburg, Deutschland, k.A.	3 m A; 4 m S; 8 m S,g,x; 18 m Mg	12,5 m uGOF	126	40	3,2	19,4	6,5	2,1
29	OU & CHIOU (1993), OU et al. (1996)	Hai-Hua Build-ing, Taipei, Taiwan, k.A.	weicher bis steifer T,u mit eingelager-tem S,u	k.A.	i.M. 90	i.M. 60	1,5	20,3	4,5	3,0
30	OU & SHIAU (1998)	Central Insurance Building, Taipei, Taiwan, k.A.	Wechsellagerung von T,u und S,u	4 m uGOF	52	34	1,5	9,5	5,5	3,6
31	OU & SHIAU (1998)	Chi-Ching Building, Taipei, Taiwan, k.A.	Wechsellagerung von S,u und T,u	3 m uGOF	80	33	2,4	13,9	5,8	2,4
32	OU et al. (1998, 2000)	Taipei National Enterprise Center (TNEC), Taipei, Taiwan, 1991	5,6 m T,u; 2,5 m S,u, 25 m T,u; 4,5 m fS,t; 8,5 m U,s; G	2 m uGOF	108	46	2,3	19,7	5,5	2,3
33	PETRUKHIN et al. (2015)	Bürogebäude, Moskau, Russ-land, k.A.	2,8 m fS/mS; 11,6 m S; 5 m S,u; 12,2 m S; Wechsellagerung Kst, T	k.A.	115	76	0,7	18	6,6	4,2

## Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben

Bauweise	Wandart	Wanddicke	Einbindetiefe [m]	Stützsystem	Messergebnisse und Beobachtungen	$\delta_{h,max}/H$ [%]
offene Bauweise	SPW	-	30	6 Steifenlagen (vorgesp. Stahlsteifen)	Reduktion der horizontalen Wandverformungen im Eckbereich wegen steifer Stützung nur in Höhe der Wandeinbindung	1,36
offene Bauweise	SW	1,2 m	65	9 Steifenlagen (Beton)	Zunahme der Horizontalverschiebung mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke; längere Seitenwand L <sub>1</sub> : Maximalbetrag der Horizontalverschiebung nicht in Baugrubenmitte	0,13
offene Bauweise	BPWa Spritzbetonausfachung	k.A.	k.A.	4-lagig rückverankert	verformungsreduzierender Einfluss der Baugrubenecken bis in eine Entfernung von $1,4 \cdot H$ , horizontale Verschiebung des Verbauwandkopfs entlang Seitenwand relativ gleichförmig mit max. 2 cm	-
offene Bauweise	BPWt	k.A.	k.A.	2-lagig ausgesteift	Vorspannung: Zunahme der horizontalen Verschiebung des Verbauwandkopfs in Richtung Erdreich von den Baugrubenecken - 3 cm ab $x/H = 1,1$	-
offene Bauweise	BPWü	k.A.	k.A.	4-lagig rückverankert	größte Horizontalverschiebung des Verbauwandkopfs von 1,9 cm in Seitenwandmitte, Abnahme zu den Baugrubenecken hin	-
modifizierte Deckelbauweise	BPWü	Ø 1,5 m	34,6	5 Stahlbetondeckenscheiben	Zunahme der horizontalen Verformungen der Verbauwand von den unverschieblichen Baugrubenecken zur Mitte der Seitenwände hin (westl. Verbauwand 2,9 cm)	0,14
offene Bauweise	SPW	-	24,4	5-lagig rückverankert	horizontale Kopfverschiebung der Verbauwand in Seitenwandmitte ca. 11 cm, in Ecke $\leq 2$ cm, Einfluss Ecke bis ungefähr in Mitte der langen Seitenwand L <sub>1</sub>	0,57
Deckelbauweise	SW	1,1 m	42	5 Stahlbetondeckenscheiben	Messungen und 2D/3D-Berechnung zeigen bis in Entfernung von $1 \cdot H$ deutliche Auswirkung der Baugrubenecke	0,32
offene Bauweise	SW	0,6 m	23	3 Lagen Stahlsteifen	Horizontalverschiebungen der Verbauwände in der Mitte der längeren Seitenwand L <sub>1</sub> größer als in der Mitte der kürzeren Seitenwand L <sub>2</sub>	0,44
Deckelbauweise	SW	0,7 m	28	3 Deckenscheiben und 1 Stahlsteife	Horizontalverschiebungen der Verbauwände in der Mitte der längeren Seitenwand L <sub>1</sub> größer als in der Mitte der kürzeren Seitenwand L <sub>2</sub>	0,47
Deckelbauweise	SW	0,9 m	35	5 Deckenscheiben zusätzlich 2 Steifenlagen	Setzungen an GOF im Bereich der Ecken um Faktor 3 kleiner als in Wandmitte; Inklinometermessungen im Abstand von 21 m, 31 m von Baugrubenecken und in Wandmitte: vernachlässigbarer Einfluss der Baugrubenecken auf Wandverformungen	0,53
offene Bauweise	SW	0,6 / 0,8 m	36	4 Lagen Stahlsteifen bzw. 3 Stahlbetondeckenscheiben	Zunahme der horizontalen Verschiebungen des Verbauwandkopfs mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken	k.A.

Tab. A.1d: Übersicht in der Literatur dokumentierter Fallbeispiele (Fortsetzung)

Fall-Nr.	Quelle	Projekt, Ort, Jahr	Baugrund	Grundwasser	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	H [m]	L <sub>1</sub> /H	L <sub>2</sub> /H
34	ROBERT et al. (2007)	Wohngebäude, Monaco, k.A.	A, Mst/Kst verwittert, Mst/Kst unverwittert	k.A.	130	40	3,3	34	3,8	1,2
35	ROMBERG (1973)	Linienbaugrube Tiefbahnhof Los 3a, Frankfurt, Deutschland, 1969-1971	1,5 m A; 7 m G; 2,5 m T; 0,5 m Kst; 10,5 m T; 0,8 m Kst; 1 m T; 1,4 m Kst ; 7,3 m T; 1,4 m Kst; T	großräumig abgesenkt	140	26	5,4	20,8	6,7	1,3
36	ROMBERG (1973)	Station Römer, Frankfurt, Deutschland, 1970-1971	k.A.	k.A.	70	k.A.	-	22	3,2	-
37	SEO et al. (2010)	k.A., Daejon, South Korea, k.A.	2 m A; 3 m G,s; 6,5 m Residualboden, stark verwitterter Granit	2,5 m uGOF	80	50	1,6	29,3	2,7	1,7
38	SHI et al. (2015)	k.A., Shanghai, China, 2009-2012 (2 im Grundriss dreieckige Baugruben)	2,5 m A; 25,5 m T,u; 12 m T,s; 45 m fS; gS	0,8 m uGOF	-	-	-	22,8	-	-
39	SIMPSON (1992)	British Library, London, U.K., k.A.	5 m A; 30 m steifer T (u.a. London Clay); 8,5 m S; Kst	k.A.	100	85	1,2	25	4,0	3,4
40	TAN & LI (2011)	U-Bahn-Haltestelle East Nanjing Road Station, Shanghai, China, 2007-2008	2 m A; 5 m steifer T,u; 11 m breiiger T; 21 m weicher bis steifer T,u; 4 m fester T,u; fS,u	0,5 m uGOF	152	25	6,1	26	5,8	1,0
41	TAN & WEI (2012)	U-Bahn-Haltestelle Shangcheng Road, Shanghai, China, 2007-2008	2 m A; 3 m steifer T,u; 12 m sehr weicher bis weicher T; 11 m weicher bis steifer T,u; fS,u	1 m uGOF	275	20	13,8	16	17,2	1,3
42	TAN et al. (2013)	U-Bahn-Haltestelle South Qilianshan Road Station, Shanghai, China, 2010-2011	1,5 m A; 30,5 m breiiger bis halbfester U/T; 8,5 m S; halbfester bis fester T,u	1 m uGOF	188	26	7,2	17,5	10,7	1,5
43	ULRICH (1980)	WestLB, Düsseldorf, Deutschland, k.A.	5 m A; 22 m G/S; fS	10 m uGOF	126	66	1,9	20,4	6,2	3,2

## Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben

Bauweise	Wandart	Wanddicke	Einbindetiefe [m]	Stützsystem	Messergebnisse und Beobachtungen	$\delta_{h,max}/H$ [%]
offene Bauweise	TBW (Ortbeton)	0,4 m	-	6-10 lagig verankert, Eckaussteifungen, Schrägsteifen	Zunahme der horizontalen Verschiebungen des Verbauwandkopfs von minimalen Werten an den Baugrubenecken (ein- bzw. ausspringend) auf 10 bzw. 22 mm in den mittleren Bereichen	k.A.
offene Bauweise	TBW	-	k.A.	6 lagig verankert, abschnittsweise Aussteifungen	Zunahme der horizontalen Kopfverschiebung der südlichen Verbauwand von ca. 0 cm an den Baugrubenecken bzw. den Festpunktaussteifungen auf ca. 13 cm in „Seitenwandmitte“	-
offene Bauweise	TBW	-	k.A.	5-lagig rückverankert	Zunahme der Verformungen mit zunehmendem Abstand von den Festpunktaussteifungen	0,44
offene Bauweise	SW/BPW	0,8 m/ Ø 0,4 m	30 / 29	12-lagig rückverankert	Bohrpfahlwand: größere horizontale Verbauwandverformungen in Wandmitte als an den Baugrubenecken	0,21
offene Bauweise	SW	1 m	50	5 Steifenlagen (Beton), DSV-Körper im Erdwiderlagerbereich	Deutliche Zunahme der Setzungen angrenzender Versorgungsleitungen und der Geländeoberfläche mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken – weitere Zunahme der Setzungen in der Phase des konstruktiven Ingenieurbaus	0,35
Deckelbauweise	SW	k.A.	29	4 Deckscheiben	horizontale Wandverschiebungen entlang Wandlängsseiten annähernd gleich groß, kaum Einfluss durch Baugrubenecken erkennbar	0,12
Deckelbauweise	SW	1 m	44	4 Deckscheiben, zus. Stahlsteifen	Horizontale Wandverformungen in der Mitte der langen Seitenwand $L_1$ ca. 60 % größer als die gemessenen Verformungen in den Schachtbereichen an den Enden der Baugrube	0,5
offene Bauweise	SW	0,8 m	33,6	4 Lagen vorgespannte Stahlsteifen, 3 m mächtige Verdichtungsinjektion unter BGS	Zunahme der horizontalen Wandverformungen mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke, wobei die horizontalen Verformungen der Verbauwände in den mittleren Bereichen der langen Seitenwände $L_1$ annähernd gleich groß sind	0,25
offene Bauweise	SW	0,8 m	31	1 Lage Stahlbetonsteifen, 4 Lagen vorgespannte Stahlsteifen	horizontale Verbauwandverformungen erreichen in Mitte der langen Seitenwände $L_1$ jeweils das Maximum; Setzungen im Bereich der Standard-Segmente in Baugrubenmitte größer als an den Enden der Baugrube (Shaft-Segmente)	0,37
offene Bauweise	SW	0,6 m	27	6- bis 8-lagig rückverankert	deutliche Zunahme der Setzungen benachbarter Gebäude mit zunehmendem Abstand von Baugrubenecken, Einfluss der Baugrubenecken bis in Wandmitte, horizontale Verformungen der Verbauwände in Baugrubenmitte größer als im Bereich der Baugrubenecken	0,30

Tab. A.1e: Übersicht in der Literatur dokumentierter Fallbeispiele (Fortsetzung)

Fall-Nr.	Quelle	Projekt, Ort, Jahr	Baugrund	Grundwasser	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	H [m]	L <sub>1</sub> /H	L <sub>2</sub> /H
44	WANG et al. (2005)	U-Bahn-Haltestelle Pudian Road, Shanghai, China, k.A.	2 m A; 2 m steifer T; 5 m weicher T,u; 10 m weicher bis steifer T; 6 m steifer bis fester T; fester T,u/S	1 m uGOF	194	20,4	9,5	16,5	11,8	1,2
45	WANG et al. (2005)	U-Bahn-Haltestelle Yanchang Road, Shanghai, China, k.A.	2 m A; 2 m steifer T; 5 m weicher T,u; 10 m weicher bis steifer T; 6 m steifer bis fester T; fester T,u/S	1 m uGOF	226	18,1	12,5	15,2	14,9	1,2
46	WHITTLE et al. (1993)	Tiefgarage Post Office Square, Boston, USA, k.A.	3 m A; 13 m T; 2,5 m S; 6 m Mg; SF (Tonschiefer mit Sst Lagen)	2 m uGOF	116	61	1,9	22	5,3	2,8
47	WONG & PATRON (1993)	Kuan Min, Taipei, Taiwan, k.A.	4 m S,u; 1 m T ; 10 m S,u; 10 m T ; S,u	5 m uGOF	70	52	1,3	11,1	6,3	4,7
48	WONG & PATRON (1993)	Central Insurance, Taipei, Taiwan, k.A.	9 m T ; 8 m S,u; 7 m T; S,u	4 m uGOF	53	35	1,5	11,4	4,6	3,1
49	WONG & PATRON (1993)	Chung Yang Pai Shi, Taipei, Taiwan, k.A.	6 m T; 9 m S,u; 9 m T; 3 m S,u; T	3 m uGOF	44	37	1,2	12,3	3,6	3,0
50	WONG & PATRON (1993)	Shin-I, Taipei, Taiwan, k.A.	5 m T; 10 m S,u; 9 m T; S,u	2 m uGOF	49	48	1,0	12,6	3,9	3,8
51	WONG & PATRON (1993)	Cathay Life, Taipei, Taiwan, k.A.	4 m T; 8 m S; 16 m T; 2 m S,u; T	4,5 m uGOF	65	46	1,4	21,7	3,0	2,1
52	XU et al. (2005)	Shanghai Bank Building, Shanghai, China, k.A.	2,2 m A; 7 m U,s; 9 m breiiger T; 10,3 m T,u; 5 m U,s; S,u	0,2 ÷ 0,65 m uGOF	86,3	86,3	1,0	15 / 17,2	L <sub>1,2</sub> /H: 5,0 ÷ 5,8	
53	XU (2007)	Shanghai Xingye Bank Building, Shanghai, China, 2002-2003	2 m A; 0,5 m T; 5 m T,u; 9 m T; 4 m T,u; 28 m T,u; 5 m U,s; 6 m T,u; 2 m T,u,s	0,5 ÷ 1,0 m uGOF	87,8	83	1,1	12,4 / 14,4	6,1 ÷ 7,1	5,8 ÷ 6,7

## Anhang A Datenbank zu räumlichen Effekten bei Baugruben

Bauweise	Wandart	Wanddicke	Einbindetiefe [m]	Stützsystem	Messergebnisse und Beobachtungen	$\delta_{h,max}/H$ [%]
offene Bauweise	SW	0,6 m	26,5	5 Steifenlagen - vorgespannte Stahlsteifen	Zunahme der horizontalen Wandverformungen mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke	0,43
offene Bauweise	SW	0,6 m	27	4 Steifenlagen - vorgespannte Stahlsteifen	Zunahme der horizontalen Wandverformungen mit zunehmendem Abstand zur Baugrubenecke	0,49
Deckelbauweise	SW	0,9 m	25,6	7 Stahlbeton-Deckscheiben	Zunahme der horizontalen Verformungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenecke	0,24
offene Bauweise	SW	0,6 m	17	3 Steifenlagen	Setzungen an GOF nehmen von der Baugrubenecke zur Wandmitte hin zu; Setzungen an den Baugrubenecken betragen 35 % bis 58 % der Setzungen in Wandmitte	k.A.
offene Bauweise	SW	0,6 m	23	3 Steifenlagen	Setzungen an GOF nehmen von der Baugrubenecke zur Wandmitte hin zu; Setzungen an den Baugrubenecken betragen 24 % bis 30 % der Setzungen in Wandmitte	k.A.
offene Bauweise	SW	0,6 m	25	4 Steifenlagen	Setzungen an GOF nehmen von der Baugrubenecke zur Wandmitte hin zu; Setzungen an den Baugrubenecken betragen ca. 60 % der Setzungen in Wandmitte	k.A.
offene Bauweise	SW	0,6 m	22	4 Steifenlagen	Setzungen an GOF nehmen von der Baugrubenecke zur Wandmitte hin zu; Setzungen an den Baugrubenecken betragen 40 % bis 61 % der Setzungen in Wandmitte	k.A.
offene Bauweise	SW	0,7 m	34	7 Steifenlagen	Setzungen an GOF nehmen von der Baugrubenecke zur Wandmitte hin zu; Setzungen an den Baugrubenecken betragen 20 % bis 32 % der Setzungen in Wandmitte	k.A.
offene Bauweise	SW	0,8/ 1,0 m	26,2 ÷ 32,5	3 Steifenlagen (Beton), DSV-Körper im Erdwiderlagerbereich	deutliche Zunahme der horizontalen Verbauwandverformungen und der Hebungen der Verbauwände mit zunehmendem Abstand von den Ecken, Hebungen der Stahlstützen im Zentrum der Baugrube ausgeprägter als im Randbereich	0,62
offene Bauweise	SW	0,8 m 1,0 m	25,5 / 29,2 ÷ 31,2	3 Lagen Ort betonsteifen, Stahlsteifen & Deckscheiben, DSV-Körper im Erdwiderlagerbereich	Nord- und Ostwand: deutliche Zunahme der Hebungen des Verbauwandkopfs mit zunehmendem Abstand von den Baugrubenecken	0,26



# **Anhang B Anlagen zu den experimentellen Untersuchungen**

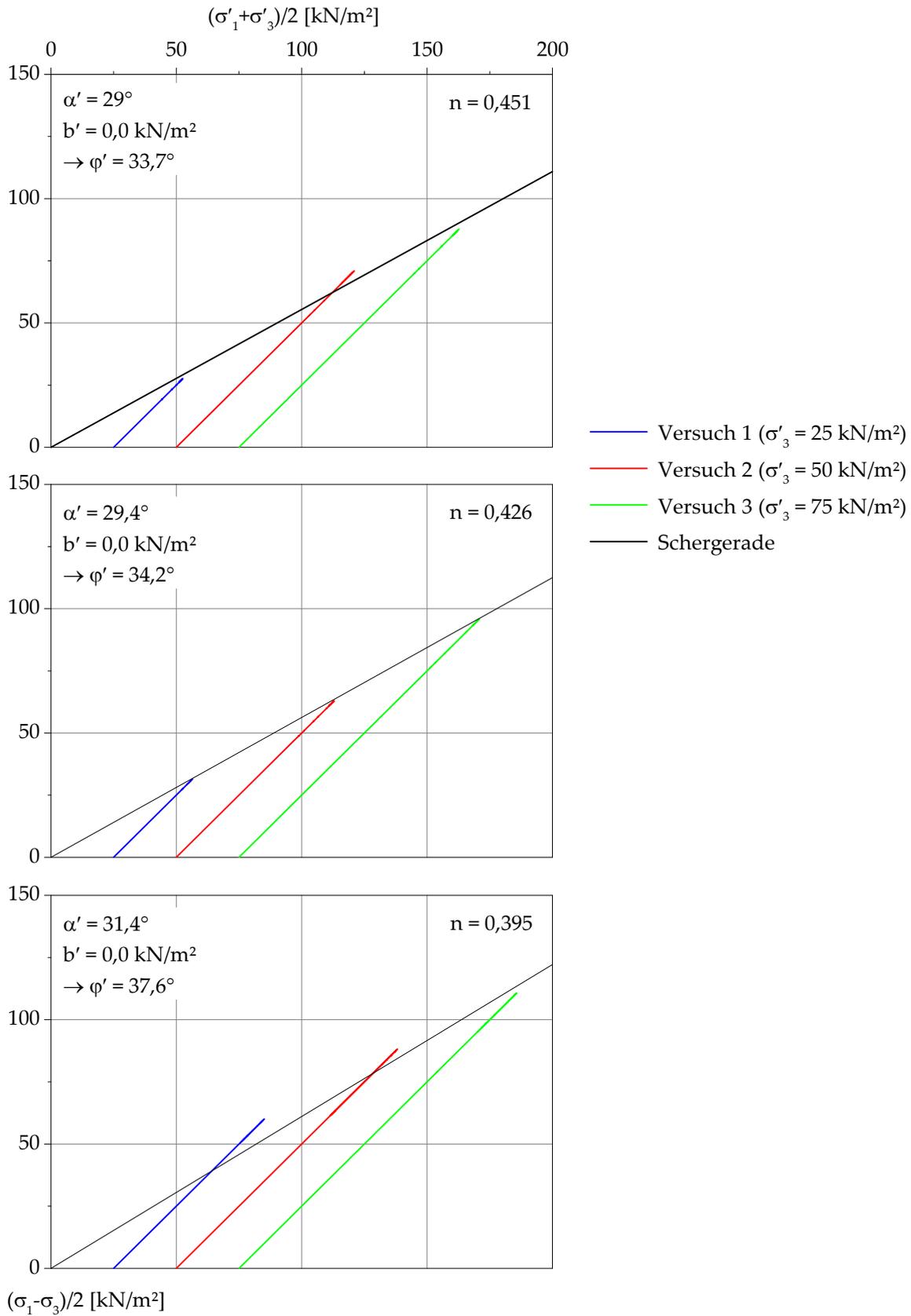


Abb. B.1: Ergebnisse von Triaxialversuchen an dem Versuchsboden ISS 1a.

Zur Ermittlung der Kontaktreibung zwischen den Paneelen des Baugrubenmodells und dem Versuchsboden wurden im bodenmechanischen Labor des Instituts Rahmenscherversuche in Anlehnung an DIN 18137-3 durchgeführt. In den unteren Scherrahmen wurde ein Ausschnitt aus einem Paneel und in den oberen Scherrahmen der Versuchsboden ISS 1a mit mitteldichter Lagerung eingebaut. Abb. B.2 enthält die Versuchsergebnisse der durchgeführten Rahmenscherversuche (Peakwerte). Es ergibt sich ein Kontaktreibungswinkel von ca. 21,8°.

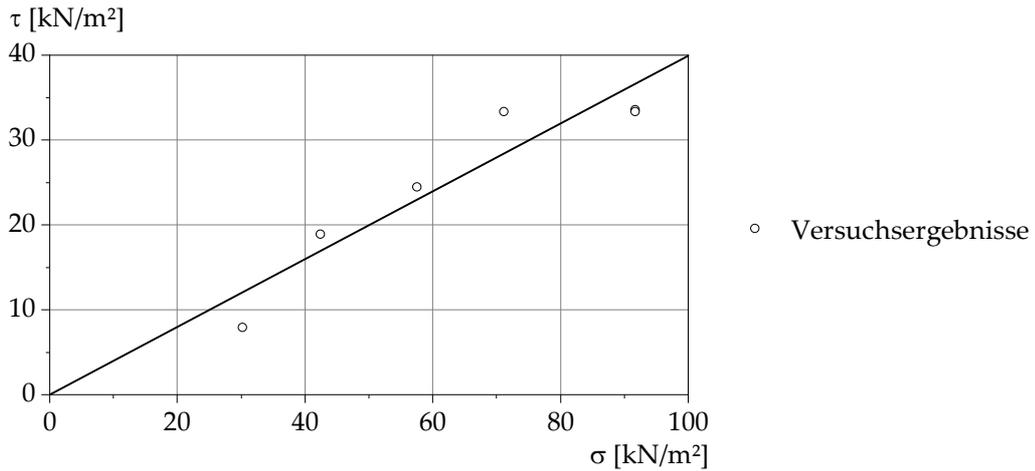


Abb. B.2: Ergebnisse von Triaxialversuchen an dem Versuchsboden ISS 1a.

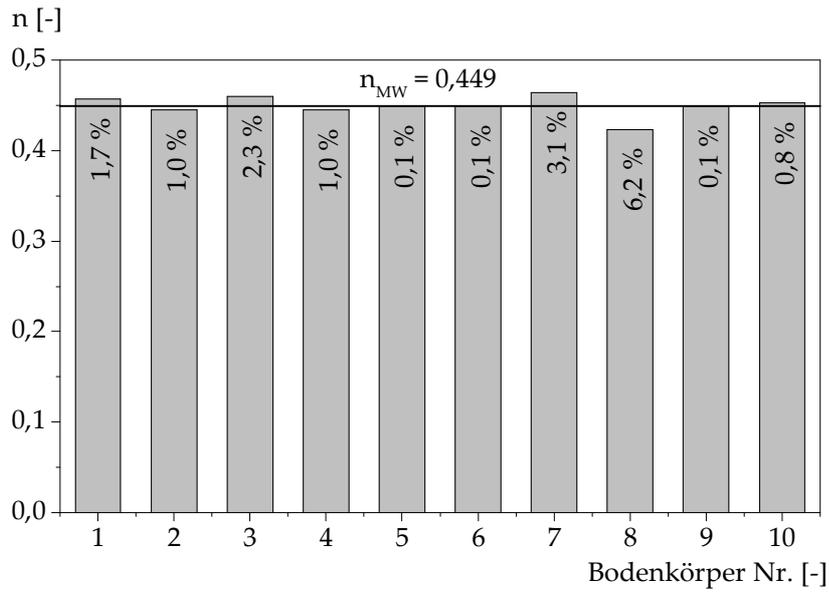


Abb. B.3: Porenanteile bei lockerer Lagerung (einschließlich der jeweiligen prozentualen Abweichung vom Mittelwert).

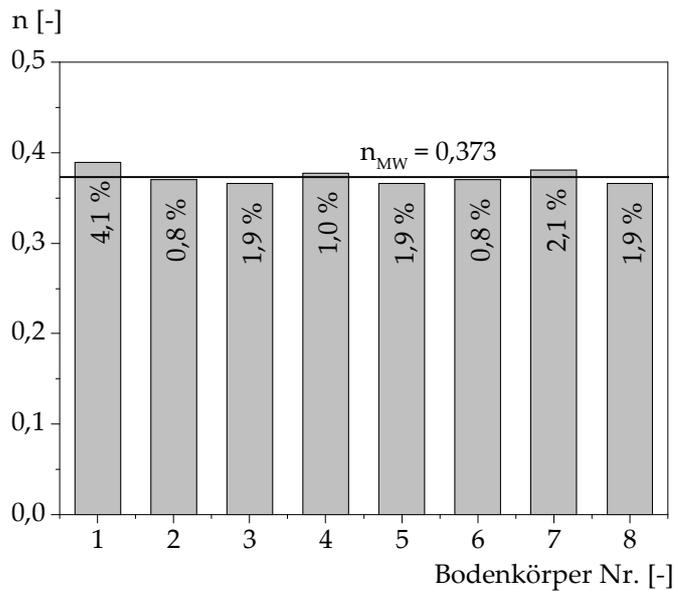


Abb. B.4: Porenanteile bei dichter Lagerung (einschließlich der jeweiligen prozentualen Abweichung vom Mittelwert).

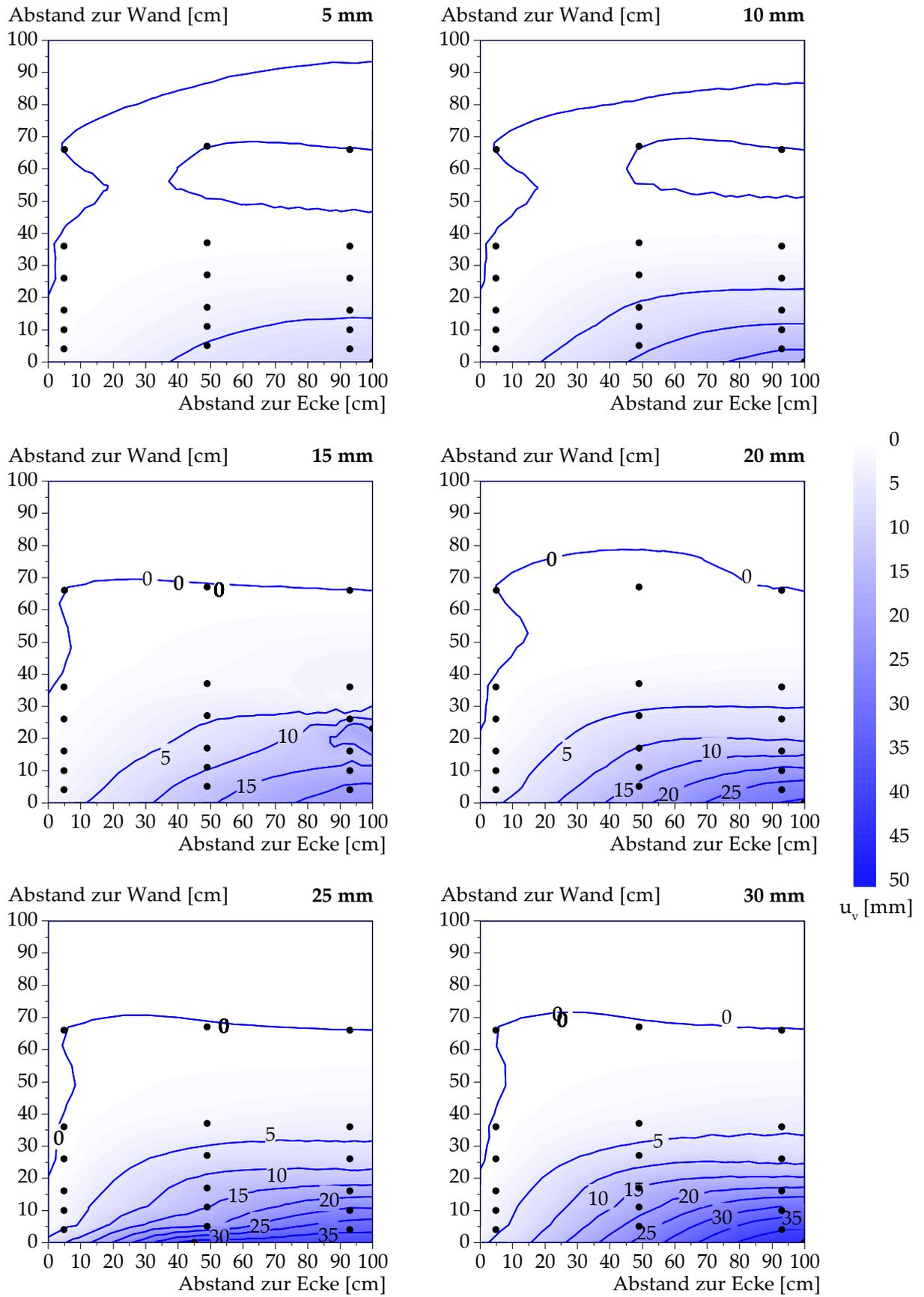


Abb. B.5: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch F\_1\_1.

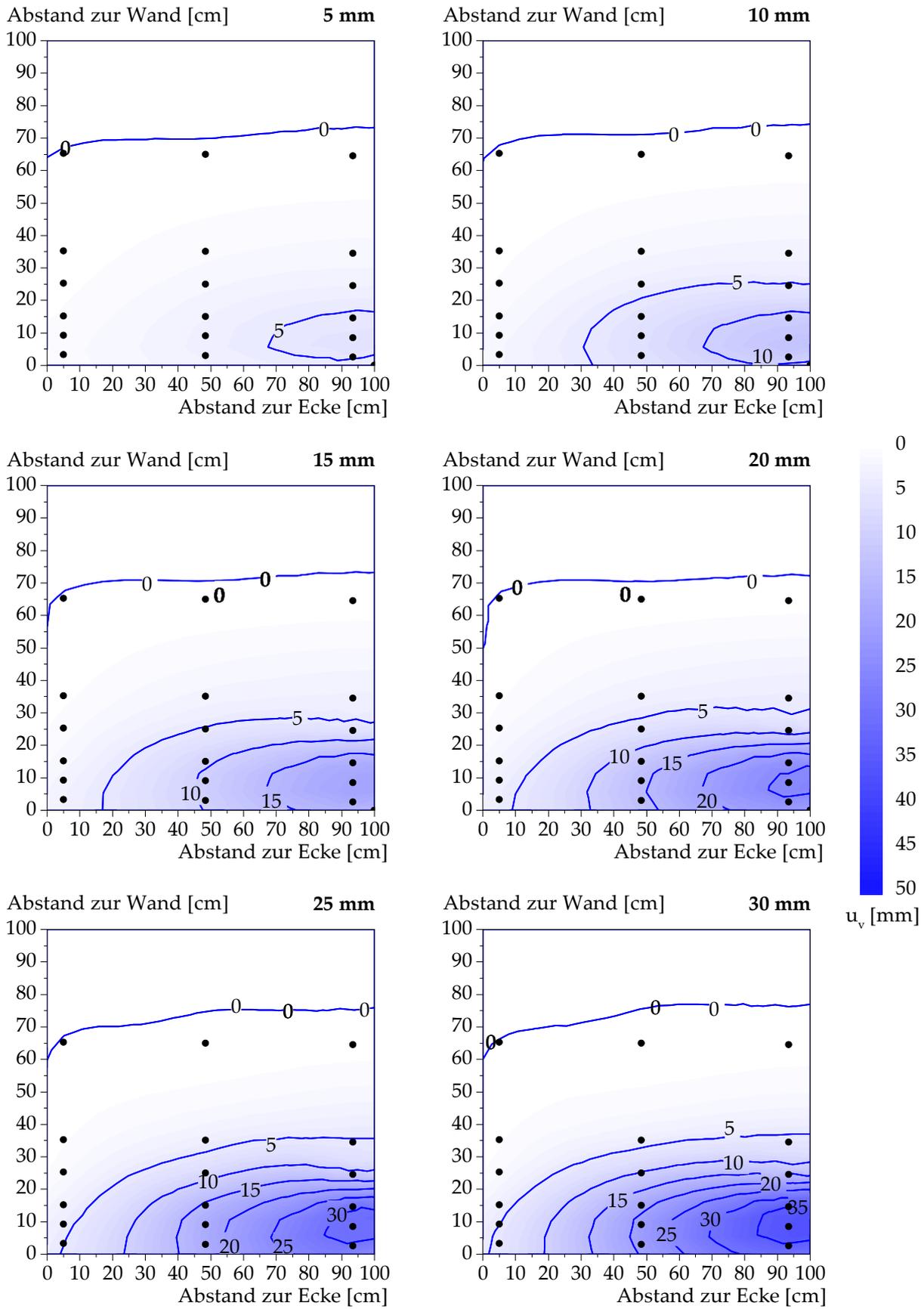


Abb. B.6: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch K\_1\_1.

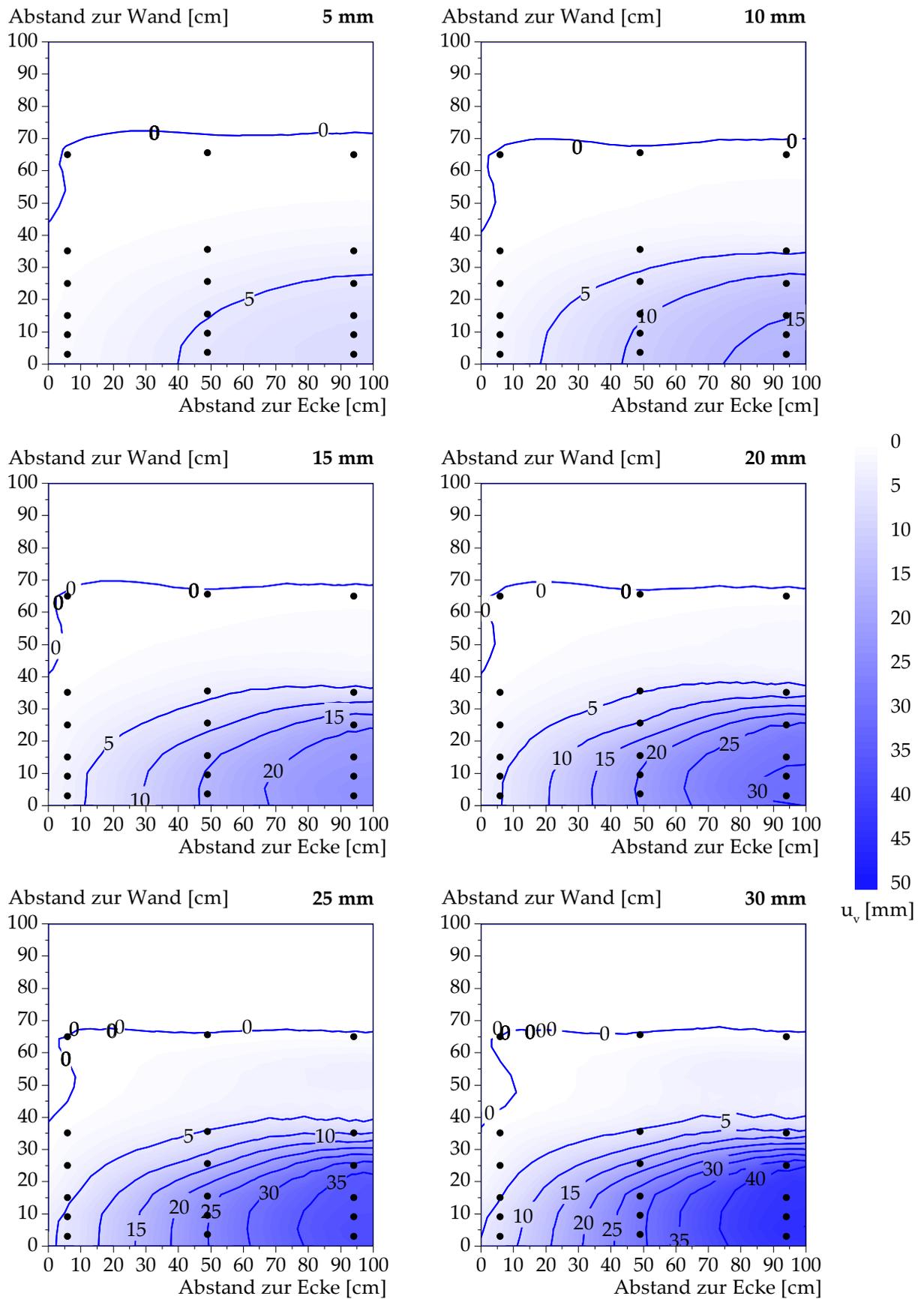


Abb. B.7: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch PK\_1\_1.

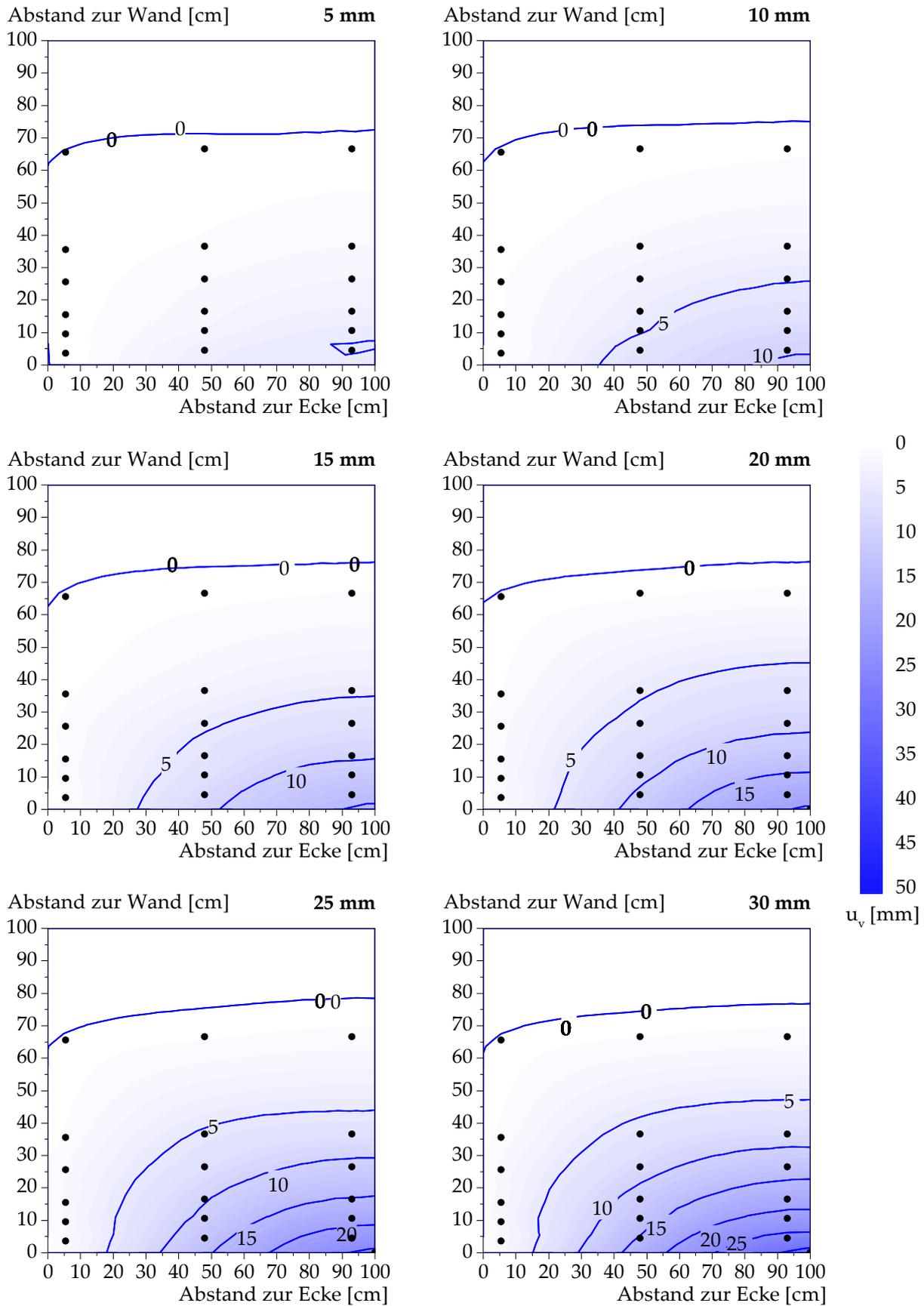


Abb. B.8: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch F\_md\_1.

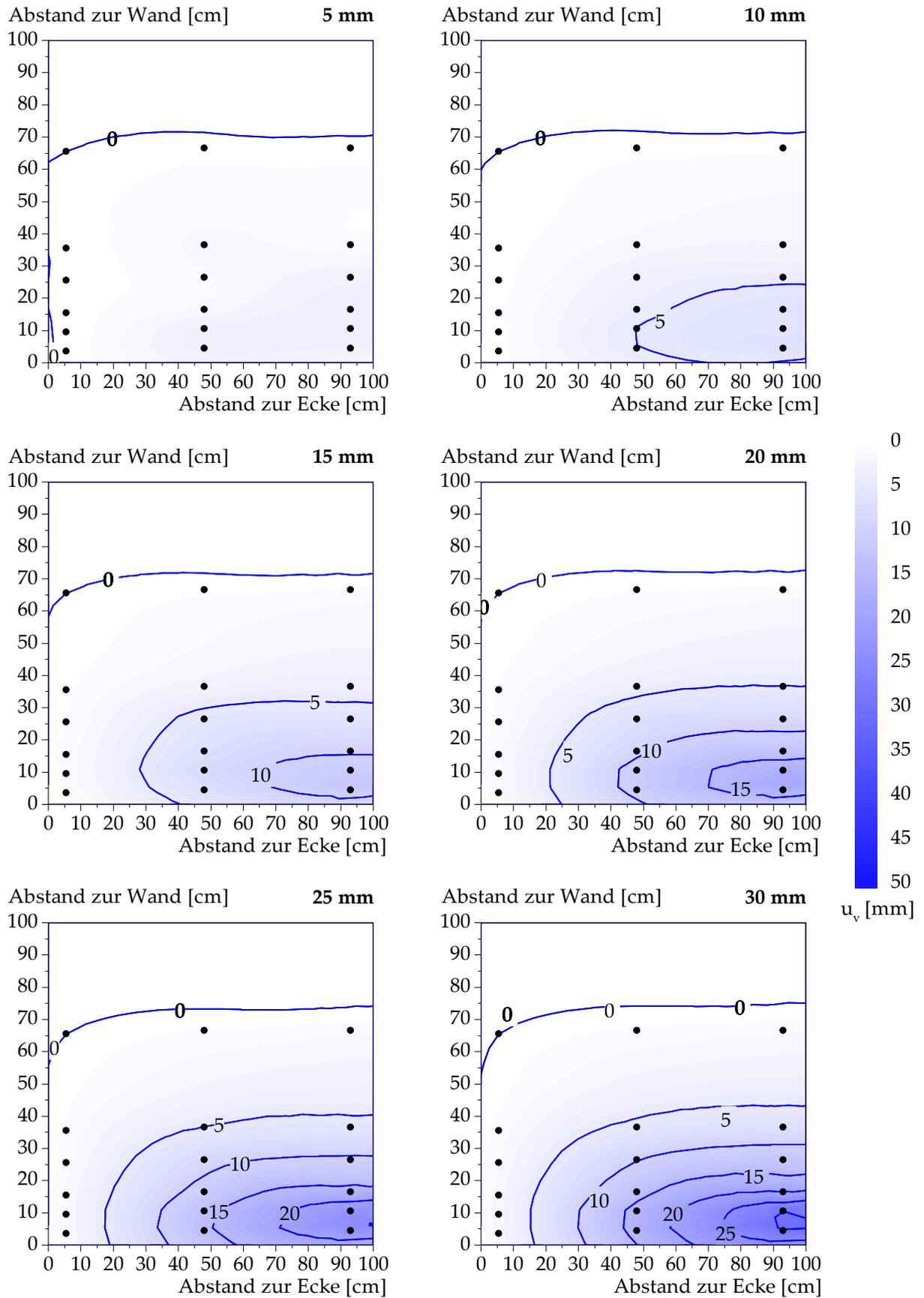


Abb. B.9: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch K\_md\_1.

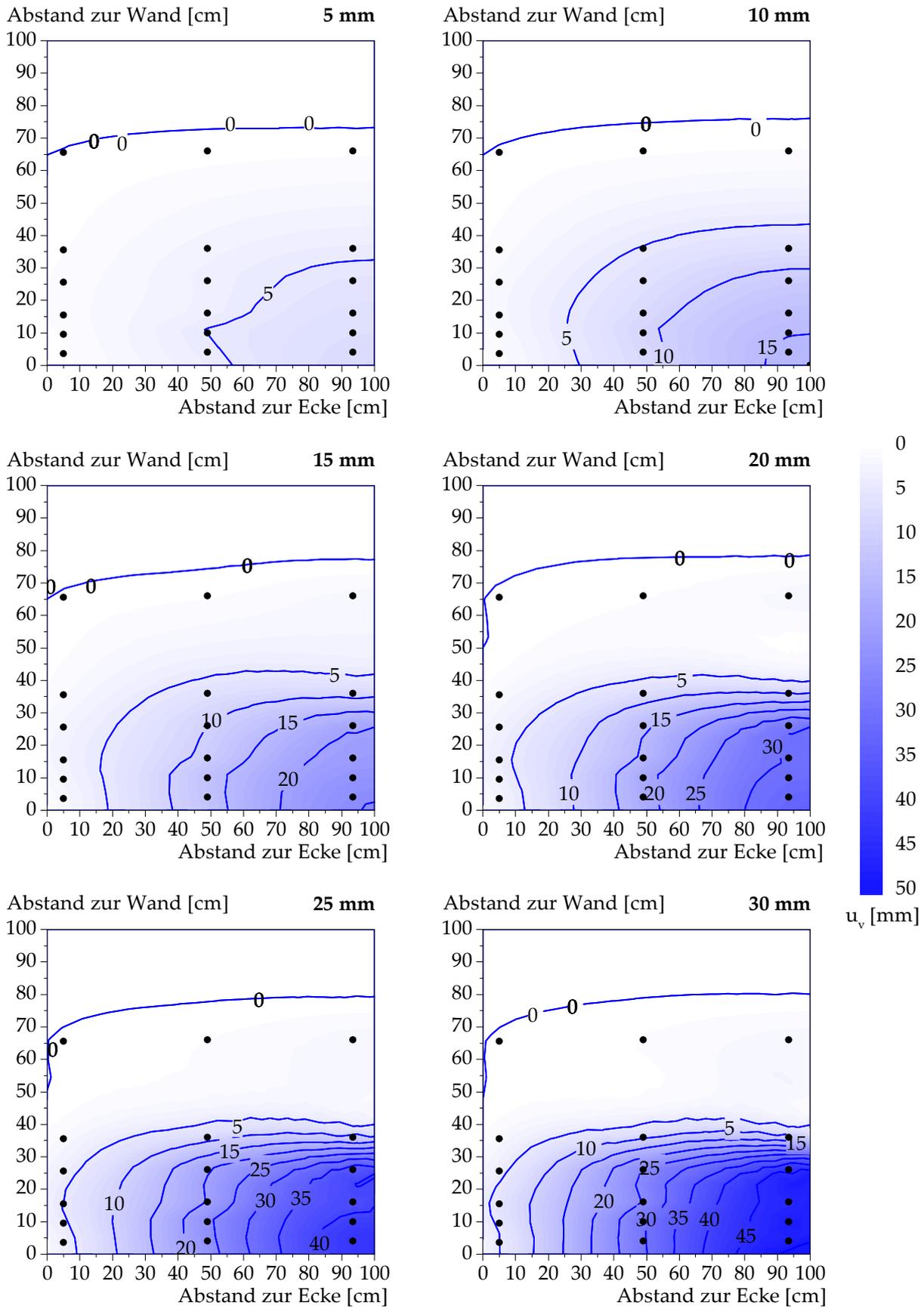


Abb. B.10: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch P\_md\_2.

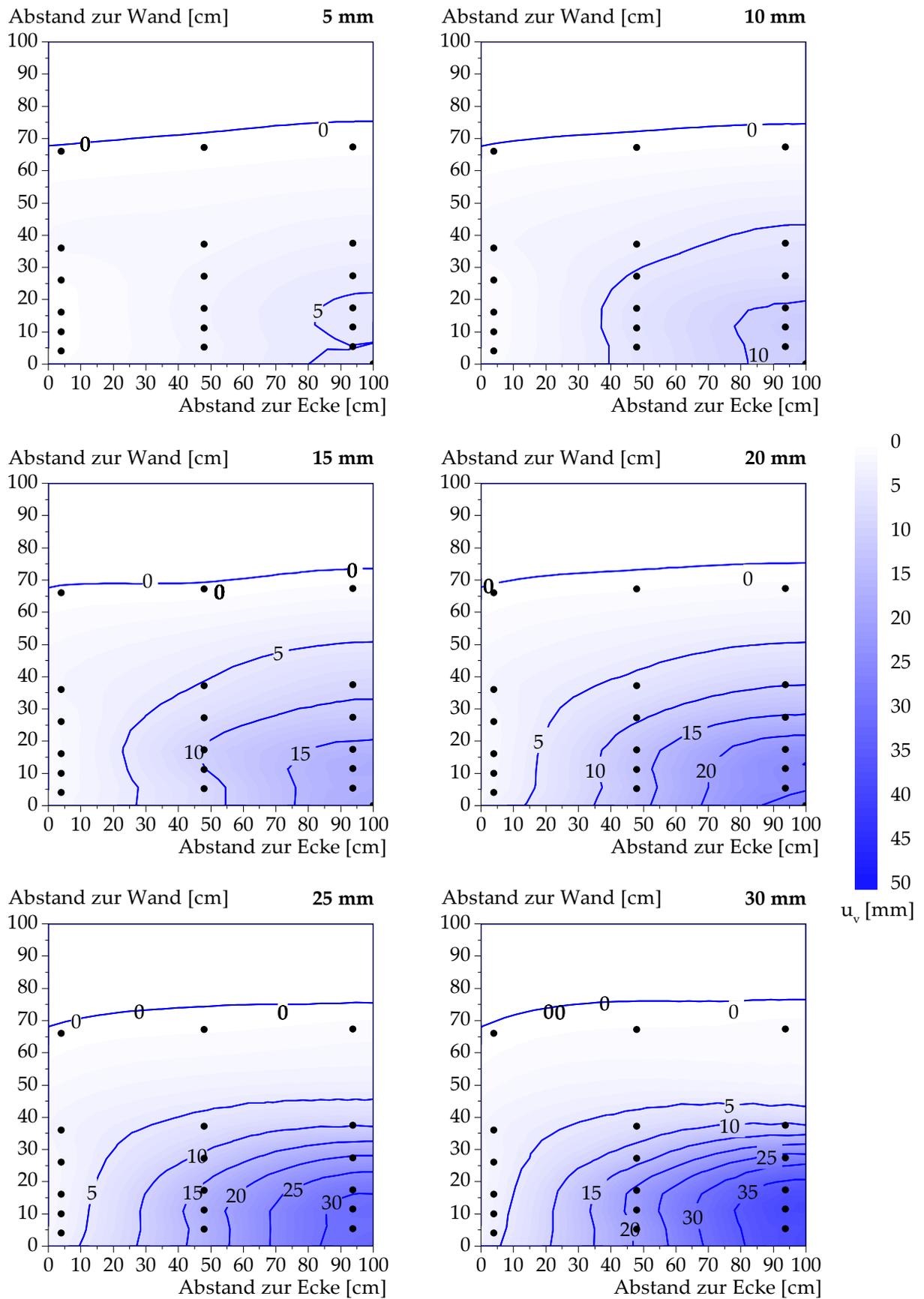


Abb. B.11: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch PK\_md\_1.

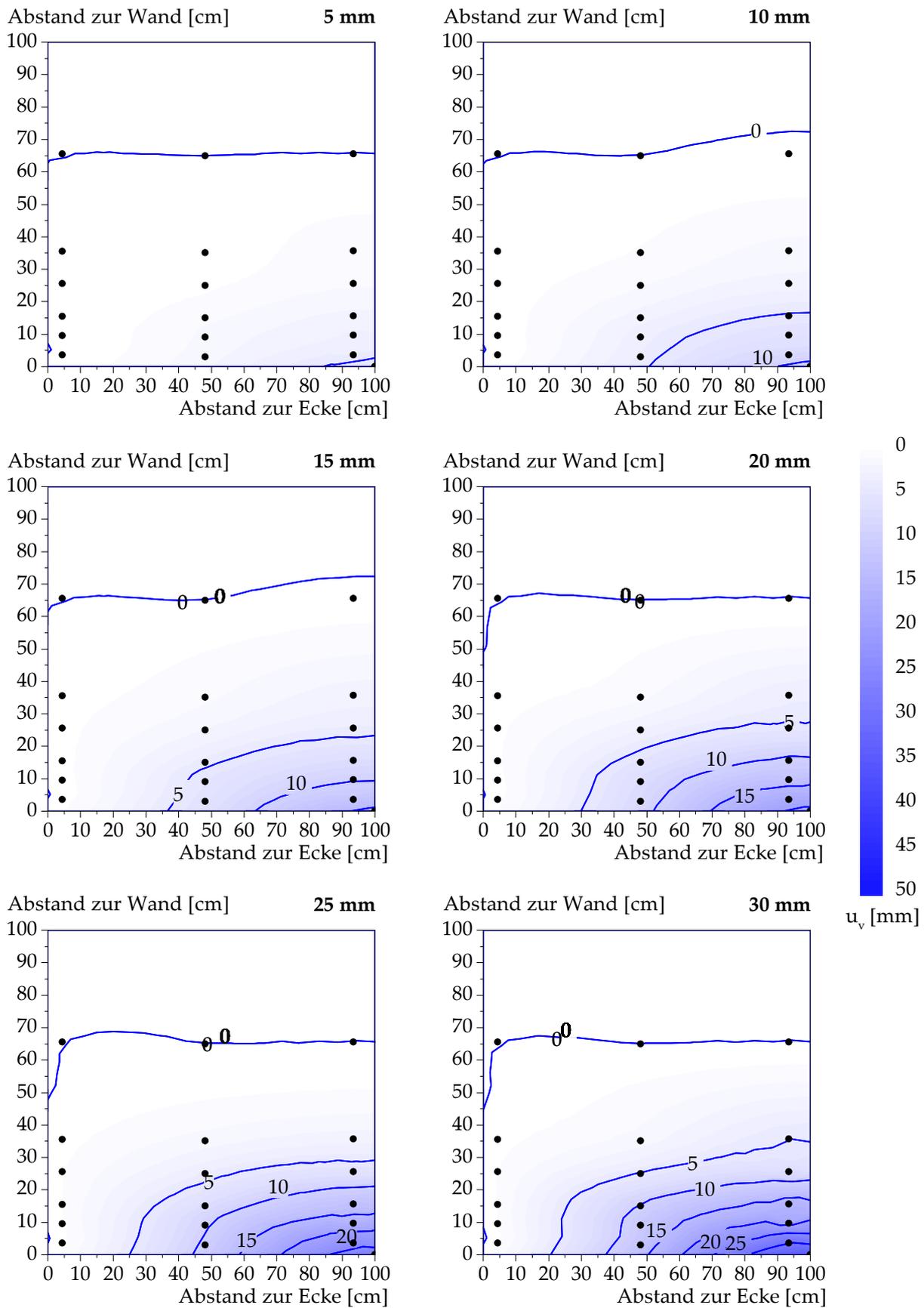


Abb. B.12: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch F\_d\_1.

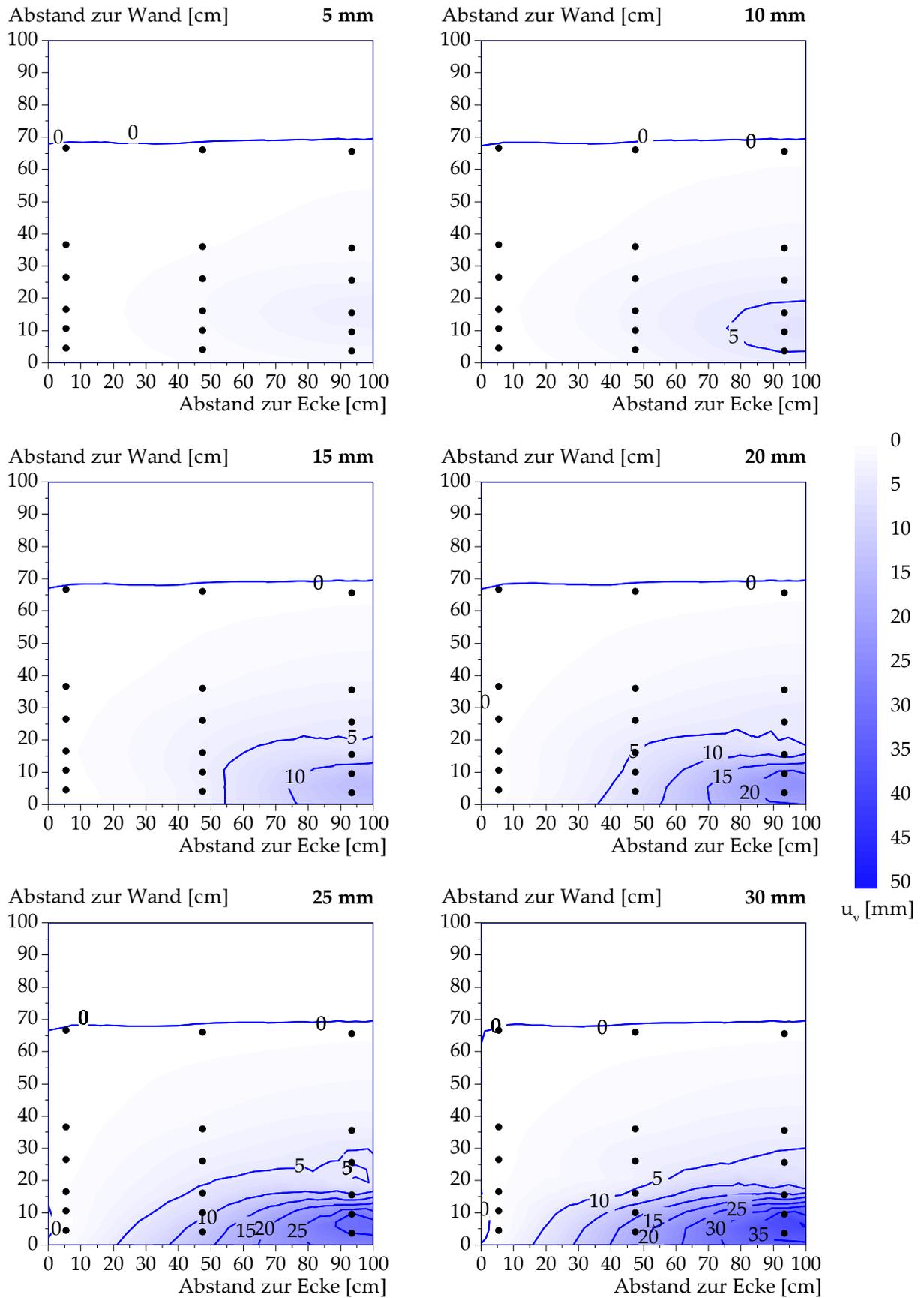


Abb. B.13: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch K\_d\_1.

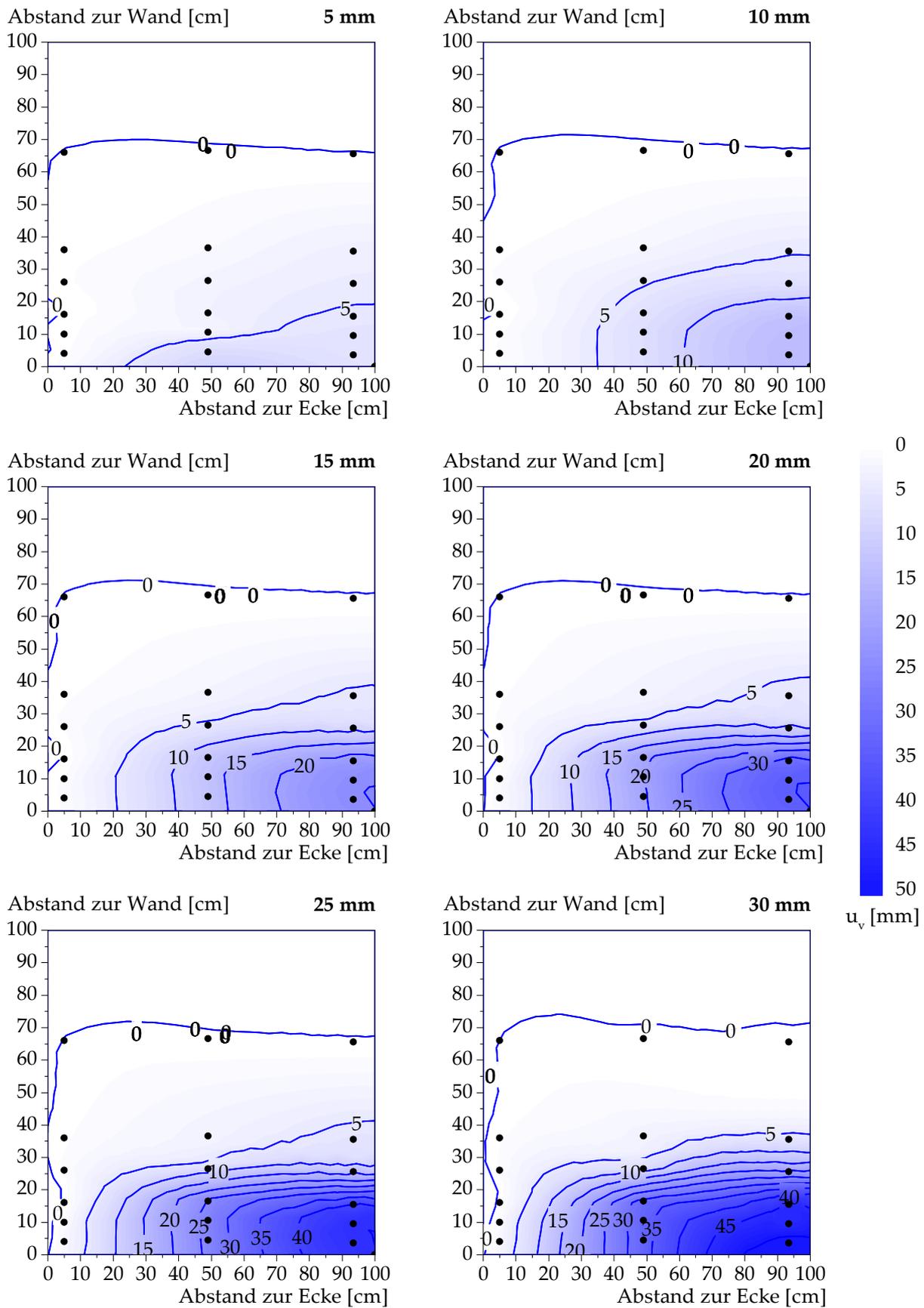


Abb. B.14: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch P\_d\_1.

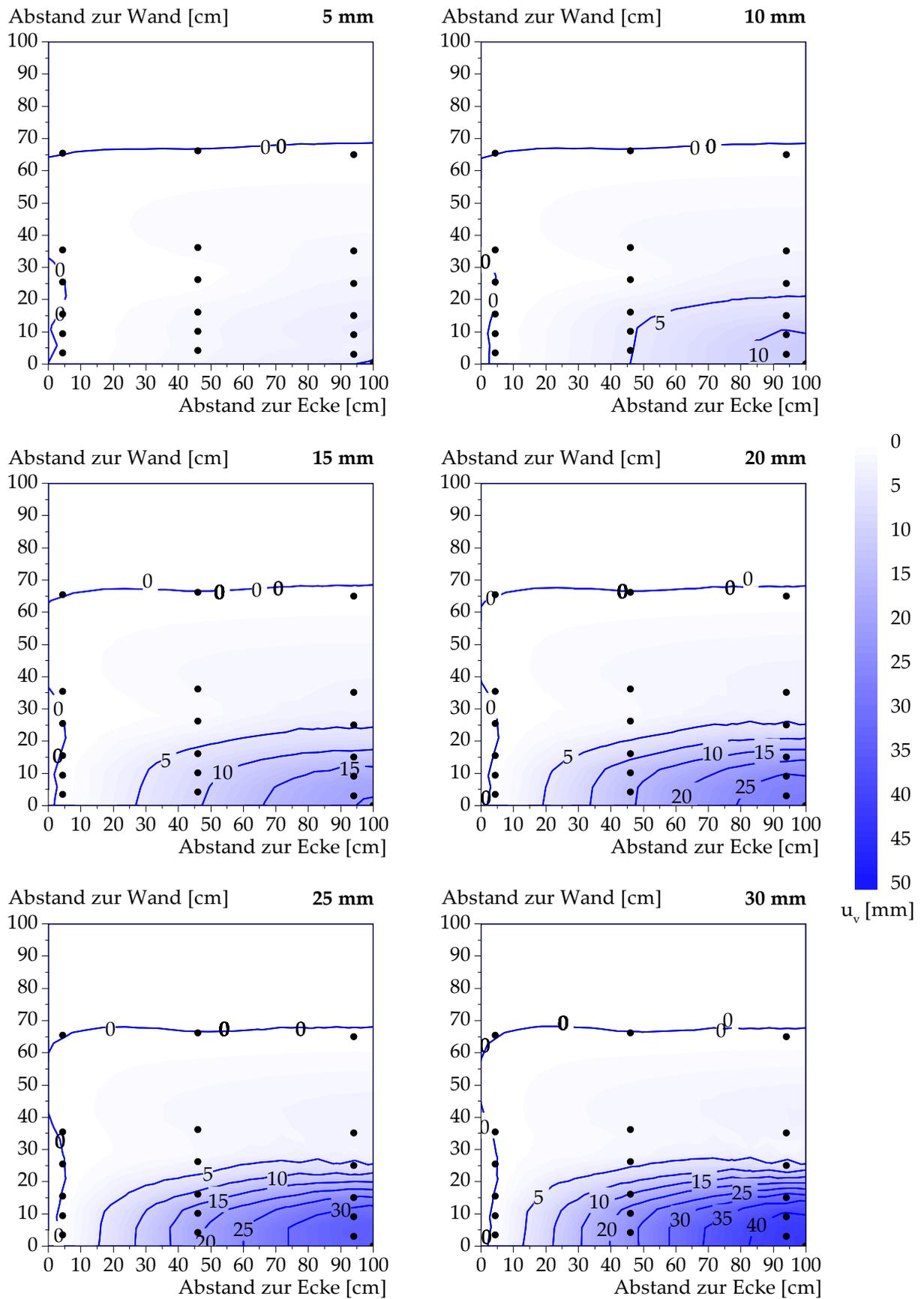


Abb. B.15: Setzungen der Oberfläche des Bodenkörpers – Versuch PK\_d\_1.



# **Anhang C Ergänzende Ergebnisse der Parameterstudie zu räumlichen Effekten**

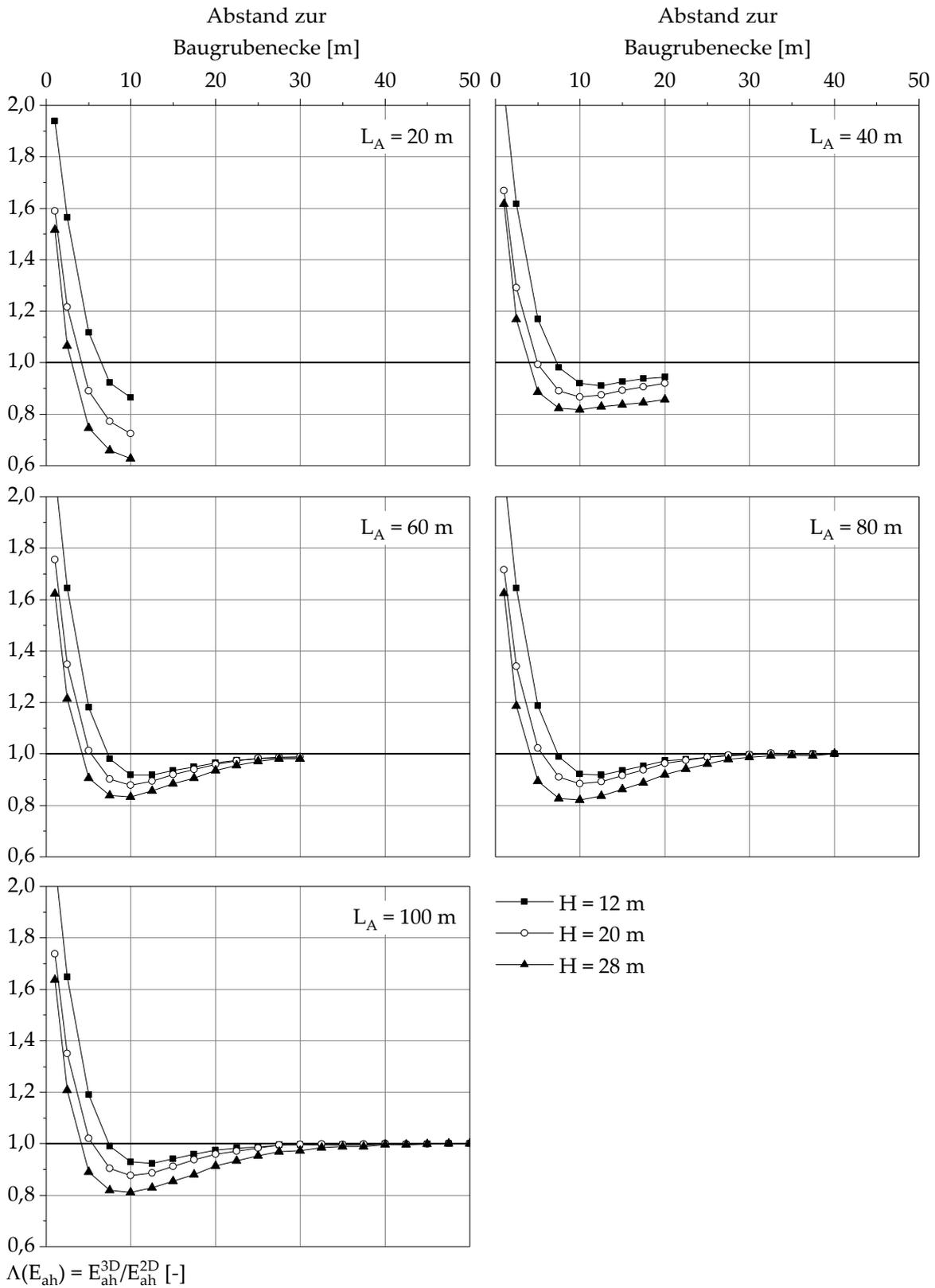


Abb. C.1:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Aushubtiefe  $H$  für ausgesteifte Baugruben in nichtbindigen Baugrundverhältnissen (Baugrundmodell 2).

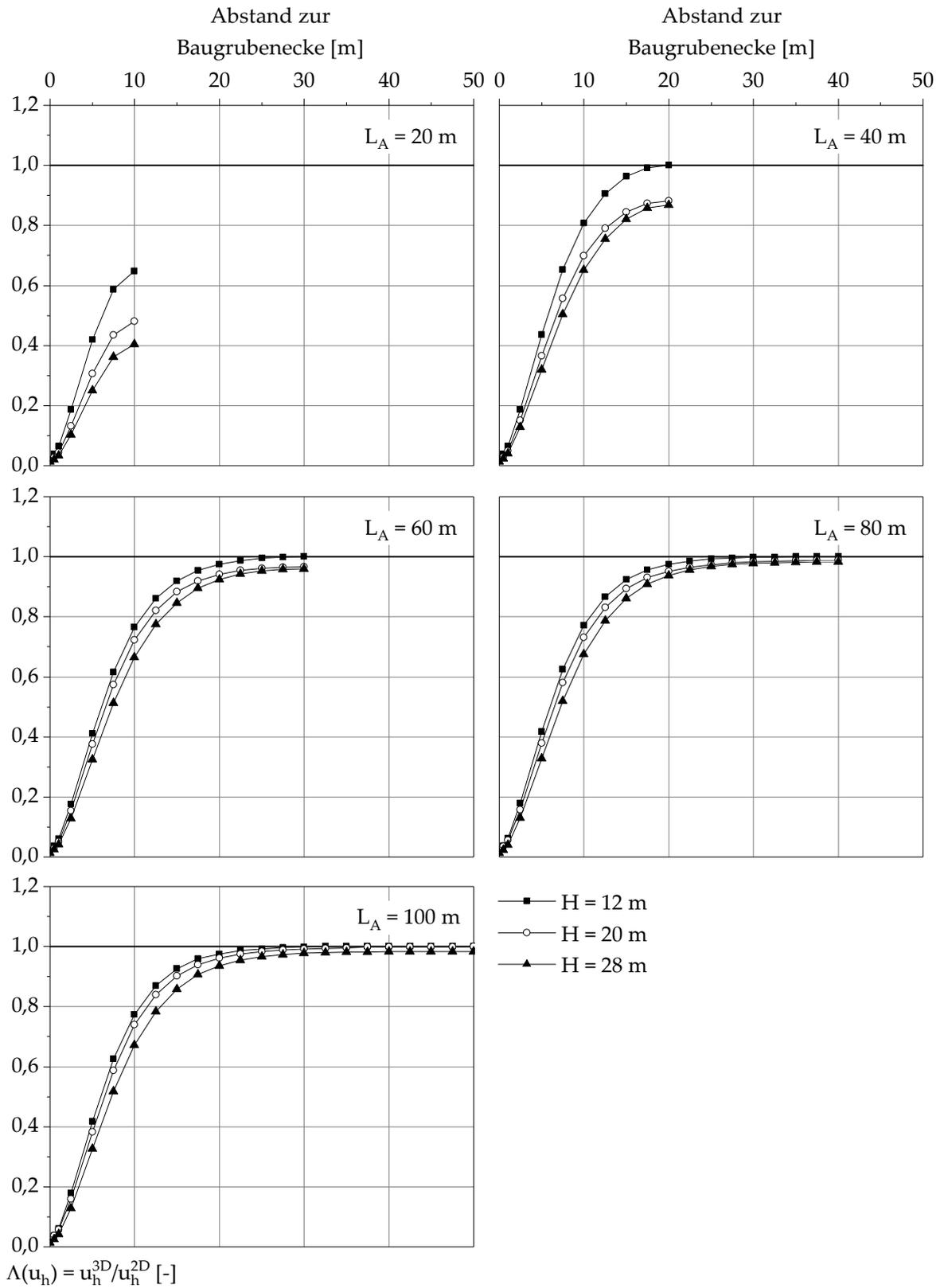


Abb. C.2:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Aushubtiefe  $H$  für ausgesteifte Baugruben in nichtbindigen Baugrundverhältnissen (Baugrundmodell 2).

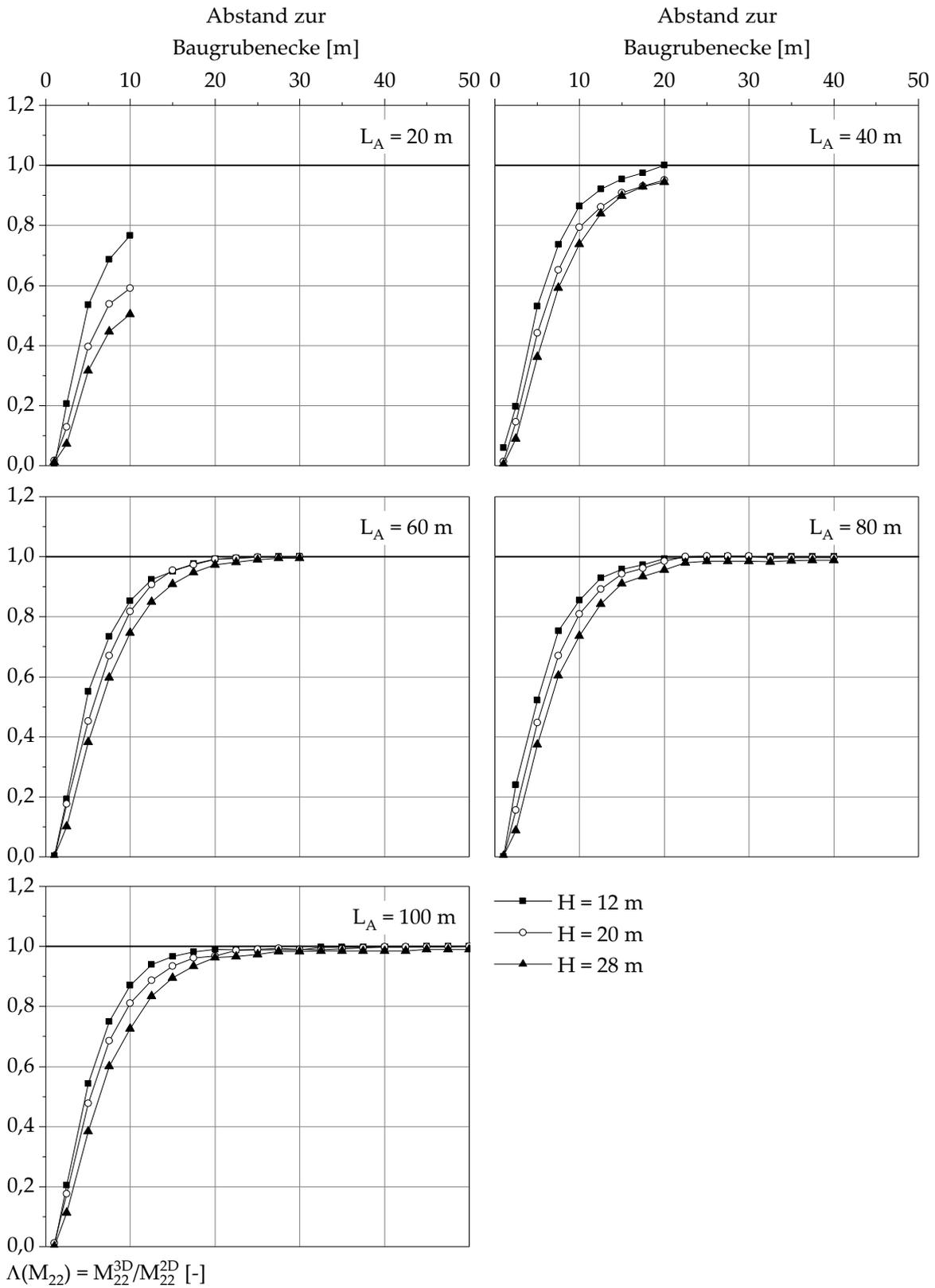


Abb. C.3:  $\Lambda(M_{22})$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Aushubtiefe  $H$  für ausgesteifte Baugruben in nichtbindigen Baugrundverhältnissen (Baugrundmodell 2).

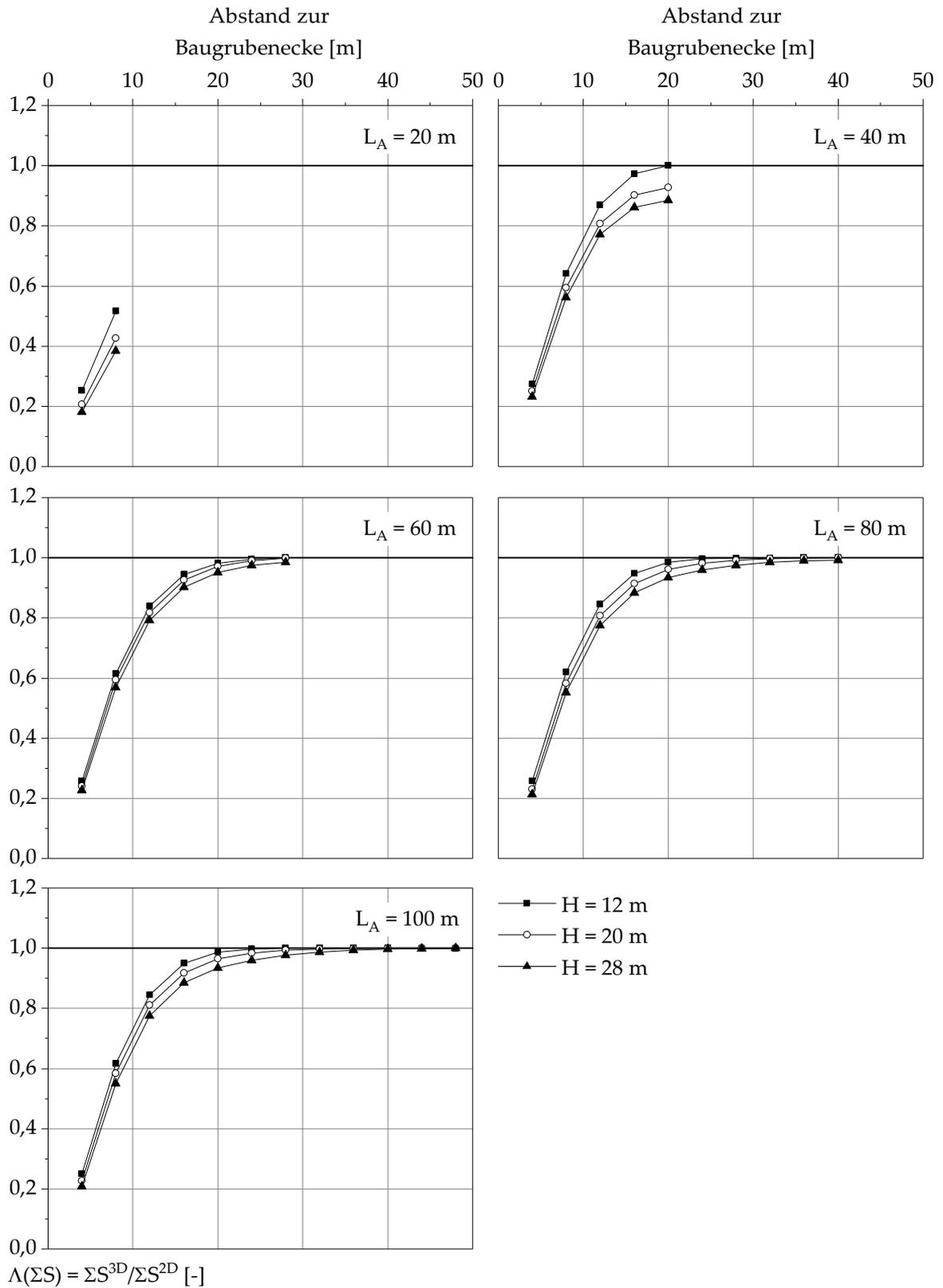


Abb. C.4:  $\Lambda(\Sigma_S)$  bei Variation der Seitenwandlänge  $L_A$  und der Aushubtiefe  $H$  für ausgesteifte Baugruben in nichtbindigen Baugrundverhältnissen (Baugrundmodell 2).

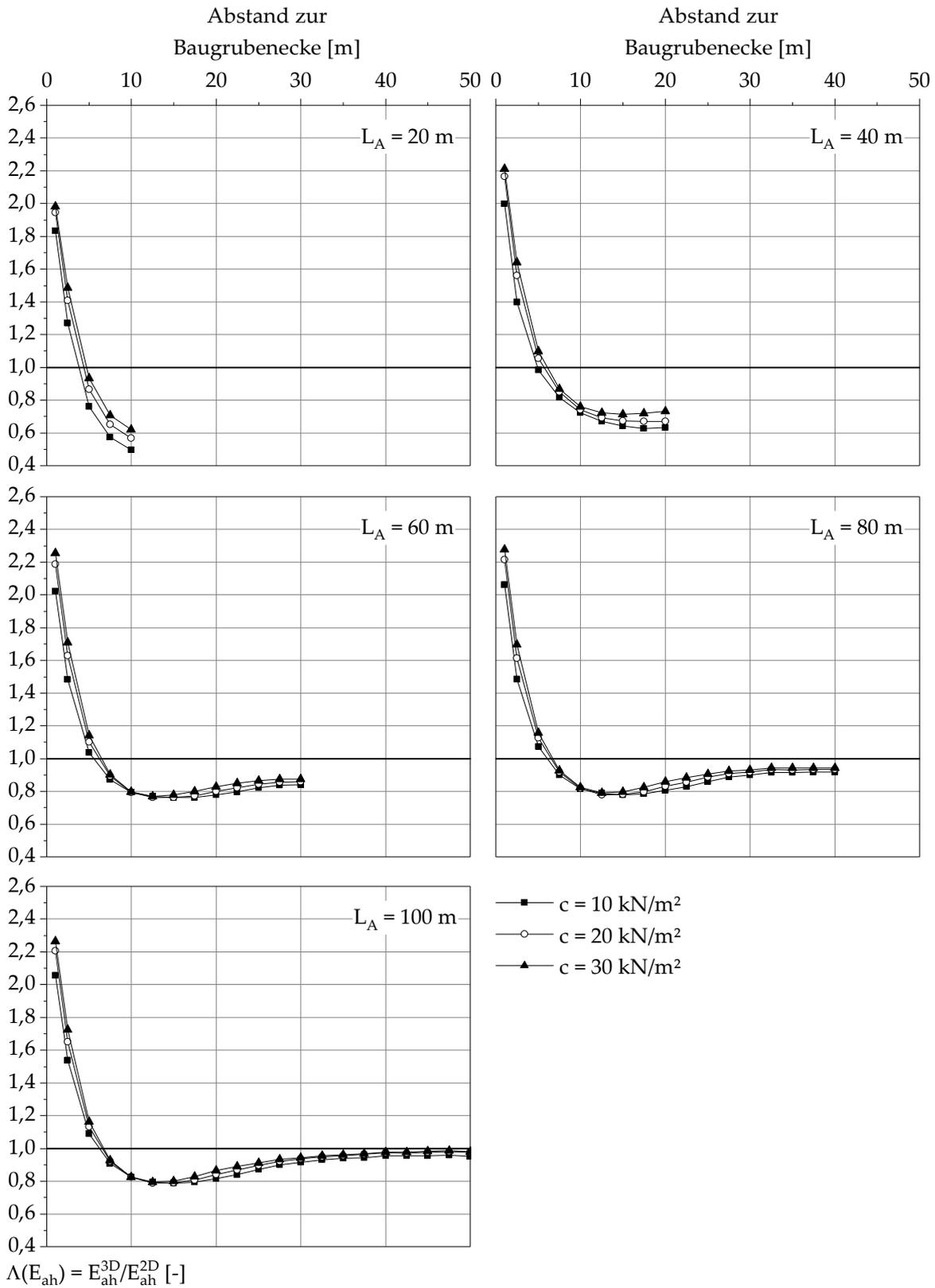


Abb. C.5:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Kohäsion  $c'$  der bindigen Schicht bei System „SW-S-1-20“.

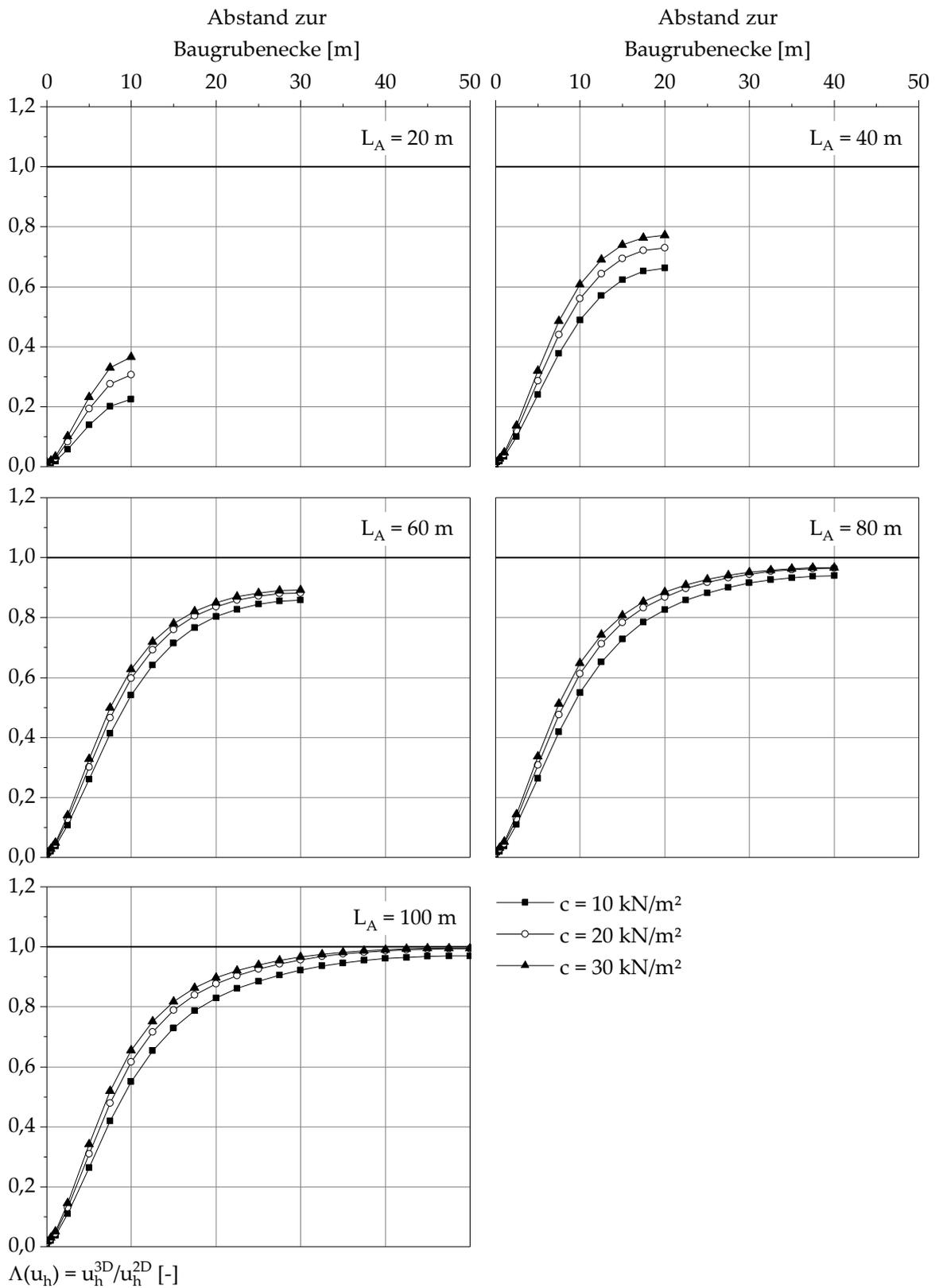


Abb. C.6:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Kohäsion  $c'$  der bindigen Schicht bei System „SW-S-1-20“.

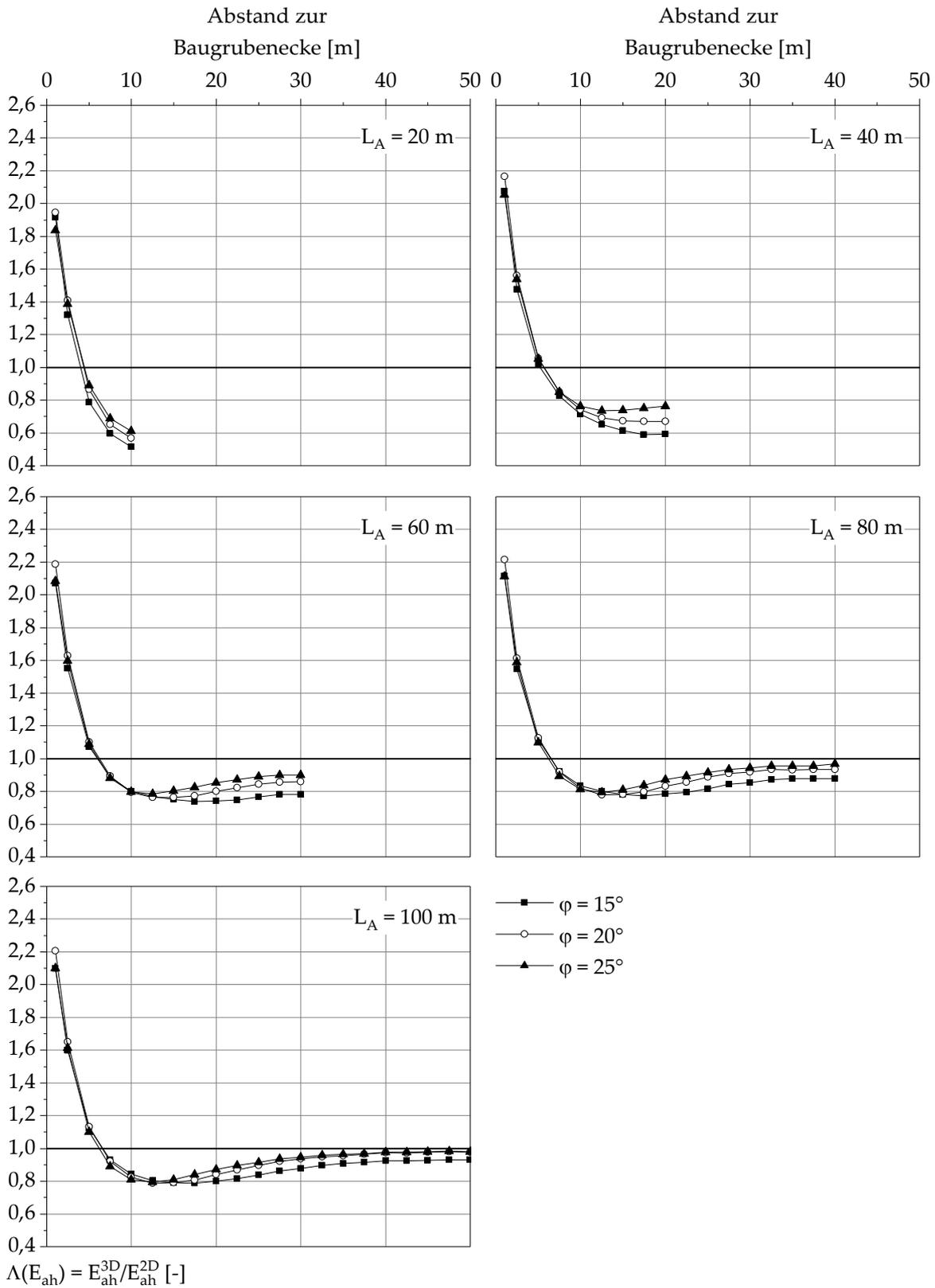


Abb. C.7:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$  der bindigen Schicht bei System „SW-S-1-20“.

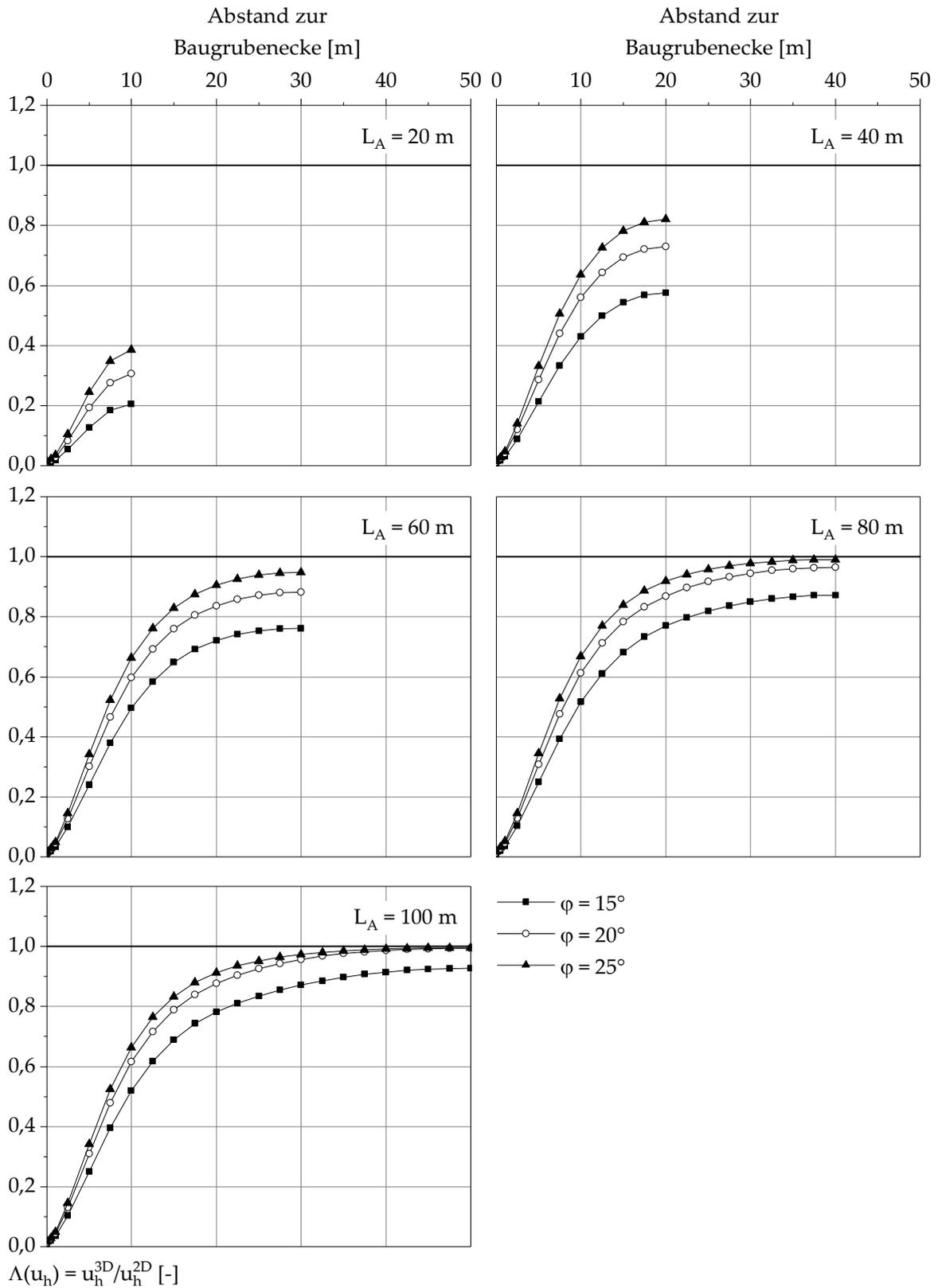


Abb. C.8:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation des Reibungswinkels  $\varphi'$  der bindigen Schicht bei System „SW-S-1-20“.

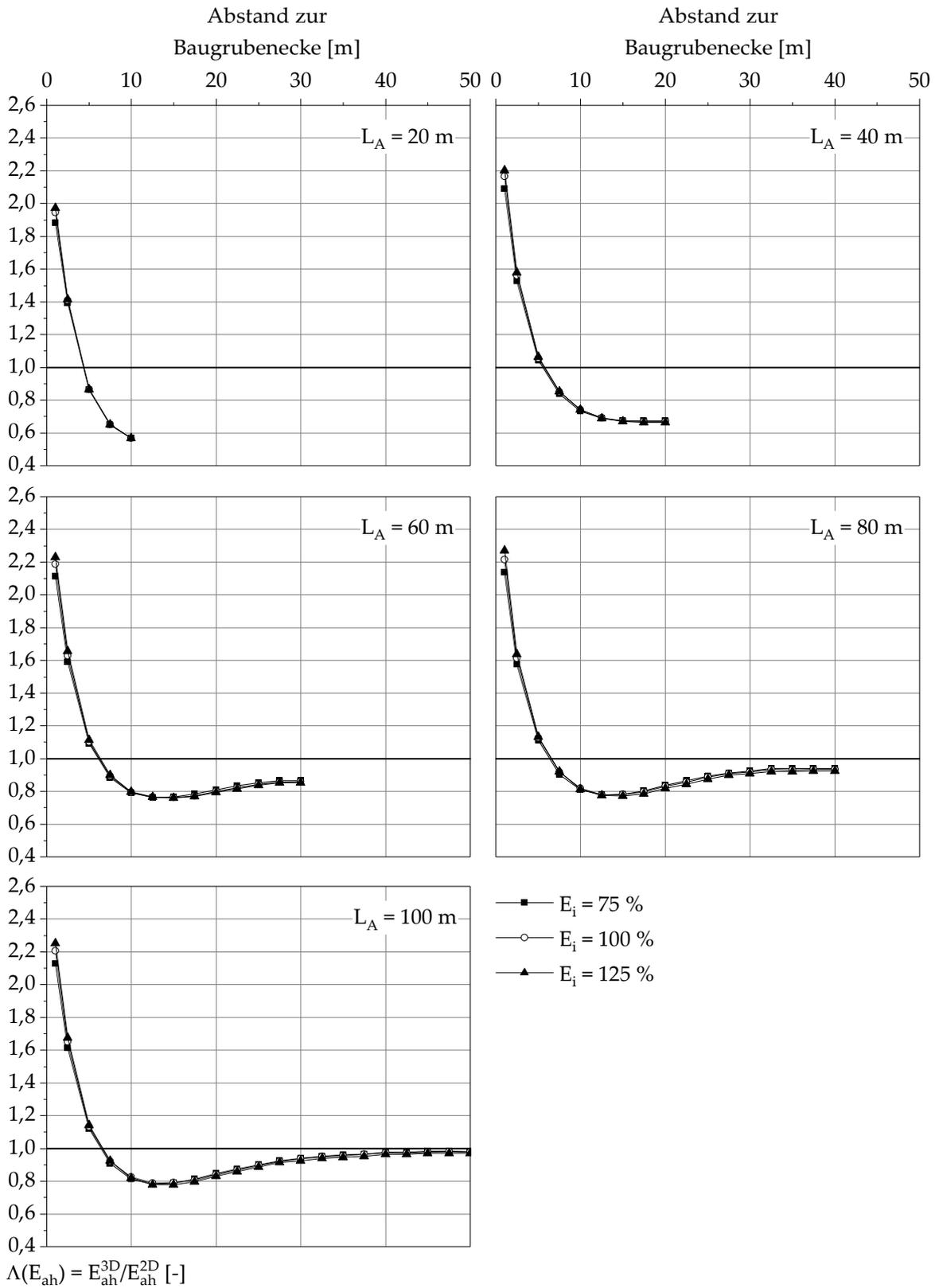


Abb. C.9:  $\Lambda(E_{ah})$  bei Variation der Steifigkeit der bindigen Schicht bei System „SW-S-1-20“.

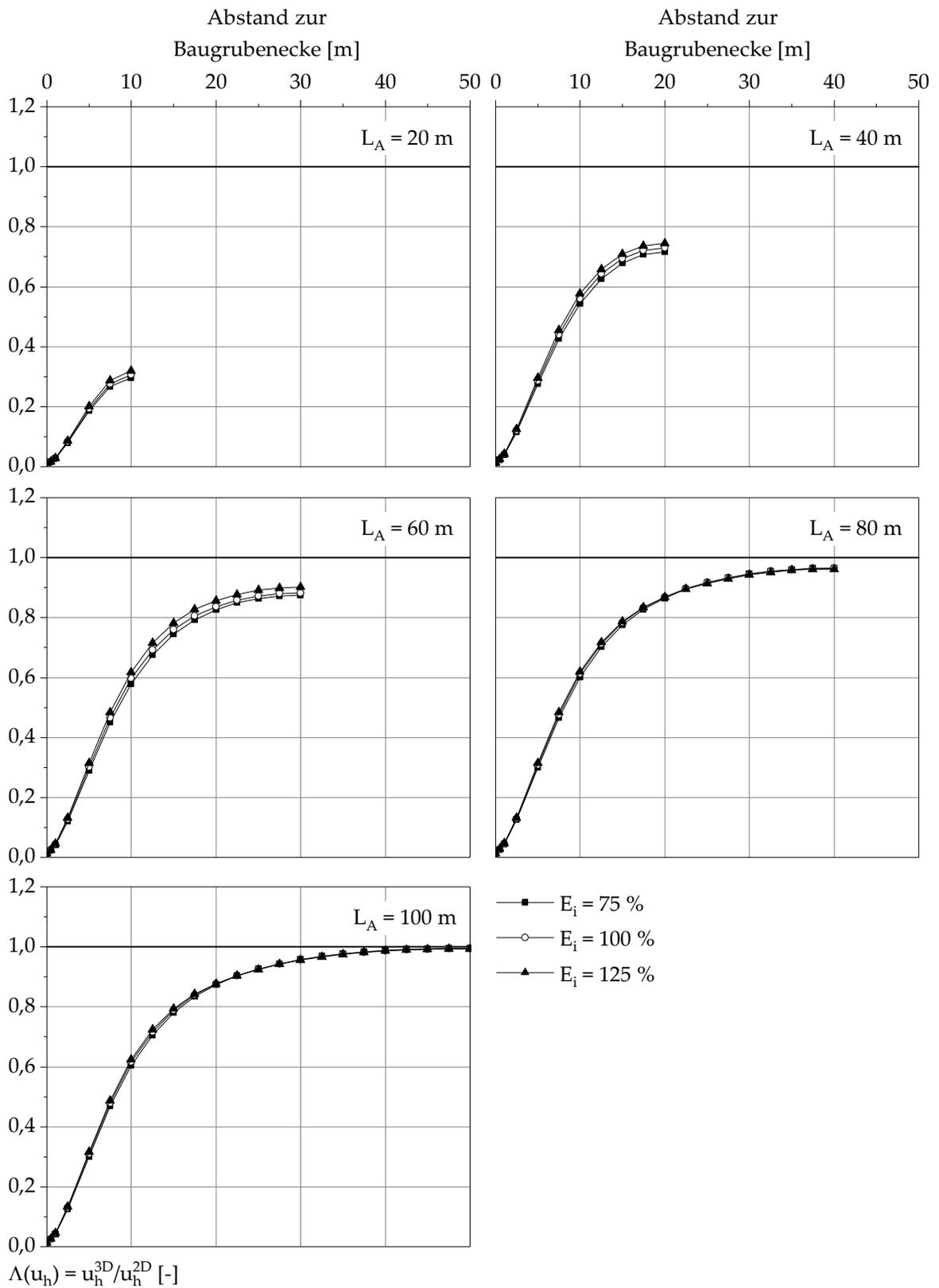


Abb. C.10:  $\Lambda(u_h)$  bei Variation der Steifigkeit  $\phi'$  der bindigen Schicht bei System „SW-S-1-20“.



# **Anhang D Verwendete Stoffmodelle & Kennwerte**

Für die durchgeführten Berechnungen von Aushubvorgängen bei Baugruben wurden vorwiegend die Stoffmodelle Hardening Soil (HS) und HS-small (HSS) verwendet. Diese eignen sich im Vergleich zu elastisch-idealplastischen Stoffmodellen (bspw. Mohr-Coulomb Modell) aufgrund der höherwertigen Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Betrachtung der aushubinduzierten Verformungen der Verbauwände und des angrenzenden Baugrunds sowie der resultierenden Einwirkungen auf die Verbauwände.

#### Mohr-Coulomb Modell

Das Mohr-Coulomb Modell (MC) ist ein linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffmodell. Verhält sich ein Material elastisch, so hängen die auftretenden Verformungen lediglich von der wirkenden Spannung ab und sind reversibel, während bei plastischem Verhalten nach der Entlastung Verformungen zurückbleiben. Das Mohr-Coulomb Modell kommt bei der Untersuchung geotechnischer Problemstellungen sehr häufig zur Anwendung, obgleich das Materialverhalten von Böden nur vergleichsweise unzutreffend abgebildet werden kann. Grund für die dennoch weite Verbreitung dieses Stoffmodells ist, dass die erforderlichen Stoffparameter durch gängige Laborversuche bestimmt werden können und damit für die meisten Projekte zur Verfügung stehen.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens eines Bodens mit dem Mohr-Coulomb Modell sind die nachfolgenden Parameter erforderlich:

E	[kN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul
ν	[-]	Querdehnzahl
c'	[kN/m <sup>2</sup> ]	effektive Kohäsion
φ'	[°]	effektiver Reibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

Die verwendete Fließbedingung, häufig auch als Fließfläche bezeichnet, geht auf die Grenzbedingung von Coulomb zurück.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \varphi' \quad (D.1)$$

mit:

τ <sub>f</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung im Bruchzustand
σ' <sub>f</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	Normalspannung im Bruchzustand

Während sich die Fließbedingung eines Spannungszustandes mit effektiven Hauptspannungen für einen ebenen Verformungszustand zu

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 - \sin^2 \varphi' (\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2c' \cot \varphi')^2 = 0 \quad (\text{D.2})$$

ergibt, sind zur Beschreibung der Fließbedingung im Hauptspannungsraum sechs Fließbedingungen erforderlich. Mit diesen Fließbedingungen wird der in Abb. D.1 dargestellte hexagonale Konus gebildet, der gemäß SCHAD (1992) ein geometrischer Ort der Spannungspunkte ist, bei denen bei erneutem Spannungszuwachs zum ersten Mal plastische Verzerrungen auftreten, wenn alle möglichen linearen Spannungswege vom gleichen Zustand ausgehend durchfahren werden. Für Spannungszustände innerhalb des Konus (mit  $f < 0$ ) verhält sich das Material linear-elastisch, während sich plastisches Fließen bei Erreichen der Fließbedingung ( $f = 0$ ) einstellt. Außerhalb des Konus liegende Spannungszustände mit  $f > 0$  sind nicht zulässig.

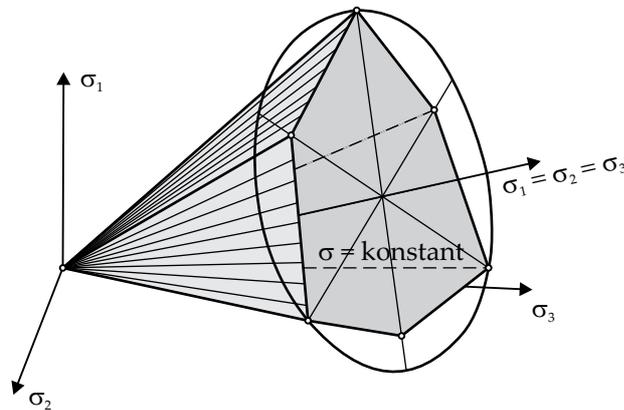


Abb. D.1: Hauptspannungsraum mit Darstellung der Fließbedingungen.

Im Hinblick auf die Anwendung des Mohr-Coulomb Modells bei geotechnischen Fragestellungen ist festzuhalten, dass keine plastischen Verformungen eintreten können wenn eine isotrope Belastung vorliegt beziehungsweise bei Spannungspfaden, die die Fließfläche nicht erreichen. Ferner ist bezüglich der Steifigkeit von Böden die Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit sowie des unterschiedlichen Verhaltens bei Ent- und Wiederbelastung nicht möglich.

Da bei Spannungszuständen unterhalb des Bruchzustandes das Verformungsverhalten des Bodens mit dem Mohr-Coulomb Modell nicht realistisch abgebildet wird, eignet sich das Stoffmodell nur bedingt für die Betrachtung von Aushubzuständen von Baugruben. Häufig wird die Abbildung von oberflächennah anstehenden Bodenschichten unter Verwendung des Mohr-Coulomb Modells vorgenommen.

Hardening Soil Modell

Bei dem von SCHANZ (1998) und SCHANZ et al. (1999) entwickelten Stoffmodell Hardening Soil (HS) handelt es sich um ein elasto-plastisches Stoffmodell, mit dem irreversible Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung sowie irreversible Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung abgebildet werden können (Double Hardening Modell). Bereits vor dem Erreichen der Grenzbedingung (Mohr-Coulomb) entstehen plastische Dehnungen  $\varepsilon^{pl}$ , welche an eine Fließbedingung und eine Fließregel gekoppelt sind. Ferner ist die Steifigkeit bei dem Stoffmodell Hardening Soil vom Spannungsniveau und der Art der Belastung (Erst-, Ent- beziehungsweise Wiederbelastung) abhängig. Das Stoffmodell Hardening Soil eignet sich für Verformungsrechnungen mit wenigen Richtungsumkehrungen, insbesondere für die Betrachtung von Aushubvorgängen. Bei Standsicherheitsberechnungen ergeben sich indes keine wesentlichen Unterschiede zu Berechnungen mit elastisch-idealplastischen Stoffmodellen.

Der Grundgedanke des Hardening Soil Modells ist die in Gleichung (D.3) und in Abb. D.2 dargestellte hyperbolische Beziehung zwischen den axialen Dehnungen  $\varepsilon_1$  und den deviatorischen Spannungen  $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$  unter triaxialen Randbedingungen.

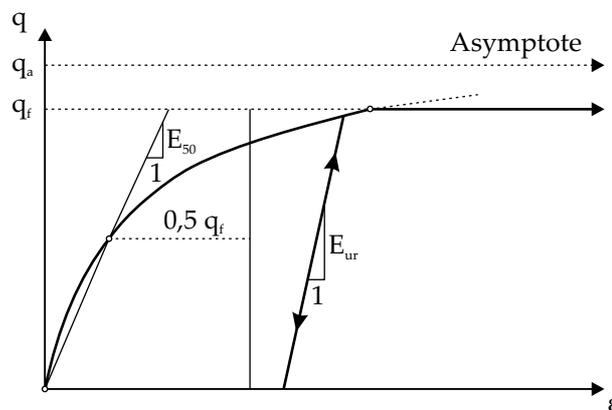


Abb. D.2: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für einen drainierten Triaxialversuch.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{für } q < q_f \quad (D.3)$$

mit:

$E_i$  [kN/m<sup>2</sup>] Erstbelastungssteifigkeit

$q_f$  [kN/m<sup>2</sup>] maximale Deviatorspannung

$q_a$  [kN/m<sup>2</sup>] asymptotische Deviatorspannung

Bei Erfüllung der Fließbedingung liegt der Spannungszustand  $\sigma$  auf einer Fließfläche, deren Größe sich mit fortschreitender plastischer Dehnung  $\varepsilon^{pl}$  isotrop vergrößert (Verfestigung). Die Fließfläche setzt sich beim Hardening Soil Modell aus einem Kegel und einer Kappe zusammen, vergleiche Abb. D.3.

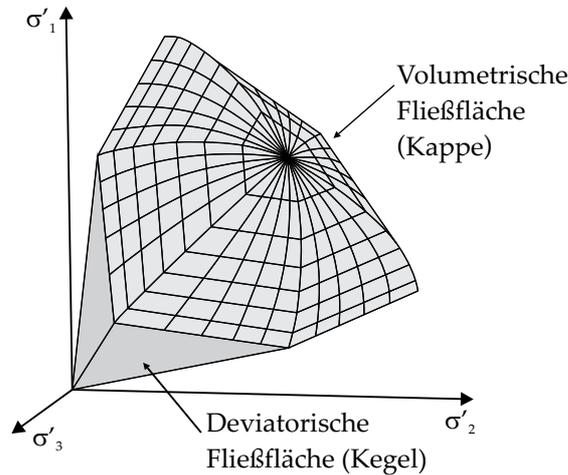


Abb. D.3: Fließflächen im Spannungsraum.

Die zugrundeliegende Fließregel ist nicht-assoziert und geht auf die „stress dilatancy“-Theorie von ROWE (1962) zurück (SCHANZ & VERMEER, 1996).

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \sin \psi_m \cdot \dot{\gamma}^{pl} \tag{D.4}$$

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi'_m - \sin \varphi'_{cv}}{1 - \sin \varphi'_m \cdot \sin \varphi'_{cv}} \tag{D.5}$$

mit:

- $\dot{\varepsilon}_v^{pl}$  [-] Rate der plastischen Volumendehnung
- $\dot{\gamma}^{pl}$  [-] Rate der plastischen Schubdehnung
- $\psi_m$  [°] mobilisierter Dilatanzwinkel
- $\varphi'_m$  [°] mobilisierter Reibungswinkel
- $\varphi'_{cv}$  [°] Reibungswinkel „kritischer Zustand“

Das Stoffmodell differenziert automatisch zwischen primärer deviatorischer Belastung, deviatorischer Kompression sowie Entlastung/Wiederbelastung, woraus die Erfordernis unterschiedlicher Eingabeparameter für die Steifigkeit resultiert. Die Ab-

hängigkeit der Steifigkeit des Bodens von der Spannung wird dabei in Anlehnung an die Formulierung von OHDE (1939) wie folgt berücksichtigt:

$$E_{50} = E_{50,ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p_{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (D.6)$$

$$E_{ur} = E_{ur,ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p_{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (D.7)$$

$$E_{oed} = E_{oed,ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p_{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (D.8)$$

mit:

$E_{50,ref}$  [kN/m<sup>2</sup>] Sekanten-Steifigkeit bei 50 % der maximalen Scherfestigkeit  $q_f$

$E_{ur,ref}$  [kN/m<sup>2</sup>] Steifigkeit bei Entlastung und Wiederbelastung

$E_{oed,ref}$  [kN/m<sup>2</sup>] Steifigkeit unter oedometrischen Bedingungen

$p_{ref}$  [kN/m<sup>2</sup>] Referenzspannung

$K_0^{nc}$  [-] Erdruhedruckbeiwert (normalkonsolidierte Zustände)

$m$  [-] Parameter zur Steuerung der Spannungsabhängigkeit

Der zur Steuerung der Spannungsabhängigkeit verwendete Parameter  $m$  kann im Oedometer- und Triaxialversuch gemessen werden. In der praktischen Anwendung des Hardening Soil Modells liegt der Parameter für Sande bei ca. 0,5 und für Tonböden bei ca. 1,0.

Neben den vorgenannten Parametern sind noch die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  bei Ent- und Wiederbelastung, der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  sowie die effektive Kohäsion  $c'$  zur Beschreibung des Materialverhaltens eines Bodens mit dem Stoffmodell Hardening Soil erforderlich.

### HS-small Modell

Von BENZ (2007) wurde mit dem HS-small Modell (HSS) eine Erweiterung des Hardening Soil Modells vorgestellt. Das HS-small Modell berücksichtigt die erhöhte Steifigkeit des Bodens bei sehr kleinen Dehnungen (vergleiche Abb. D.4). Damit eignet es sich unter anderem für die numerische Simulation von Aushubvorgängen von Baugruben, da sich in der Regel relativ kleine horizontale Verformungen des Baugrubenverbaus einstellen. Im Vergleich zum Hardening Soil Modell werden zwei zusätzliche Parameter zur Beschreibung des Steifigkeitsverhaltens bei kleinen Dehnungen benötigt. Neben der Anfangssteifigkeit  $G_0$  ist die Scherdehnung  $\gamma_{0,7}$  bei 70 % der Anfangs-

steifigkeit  $G_0$  als Eingabeparameter erforderlich. Da selten Versuchsdaten zur Bestimmung der beiden vorgenannten Parameter vorliegen, wird bei deren Ermittlung in der Regel auf diverse Korrelationen zurückgegriffen, vergleiche BENZ (2007).

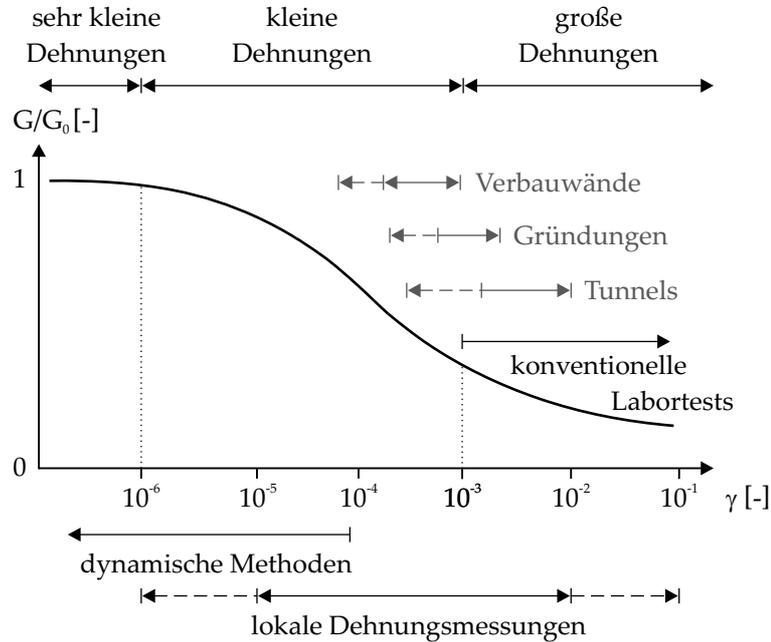


Abb. D.4: Beziehung zwischen der bezogenen Schersteifigkeit  $G/G_0$  zur Scherdehnung  $\gamma$  gemäß ATKINSON & SALLFORS (1991).

Die Reduktion der Steifigkeit mit zunehmender Dehnung kann mit Gleichung (D.9) beschrieben werden, wobei dabei die Steifigkeit  $G$  den Sekantenmodul bei einer bestimmten Scherdehnung  $\gamma$  darstellt.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0,385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad (D.9)$$

mit:

$G_0$  [kN/m<sup>2</sup>] Anfangssteifigkeit

$\gamma_{0,7}$  [-] Scherdehnung bei 70 % der Anfangssteifigkeit

Nachfolgend sind die in den verwendeten Berechnungsmodellen in Ansatz gebrachten Kennwerte zusammengefasst.

Kapitel 5 – Numerische Abbildung der Modellversuche: Kennwerte HS Modell

Parameter	Einheit	ISS 1a	ISS 1a (leicht)
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/cm <sup>3</sup>	$1,492 \cdot 10^{-5}$	$1,492 \cdot 10^{-7}$
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	2,5	2,5
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	2,5	2,5
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	7,5	7,5
$v'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	0,01	0,01
m	-	0,65	0,65
$\varphi'$	°	36,5	36,5
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-6}$
$\psi$	°	6,5	6,5
$K_0^{\text{nc}}$	-	0,4052	0,4052
$R_{\text{inter}}$	-	0,56	0,56

Abschnitt 6.2 – Detailbetrachtung zum Einfluss von Schlitzwandfugen: Kennwerte HS-small Modell

Parameter	Einheit	Auffüllung	Frankfurter Ton	Kalkstein
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>2</sup>	19	19	23
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>2</sup>	20	20	23
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	50.000	190.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	50.000	190.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60.000	200.000	575.000
$\nu'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100	100
$m$	-	0,5	0,6	0,3
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	1	20	200
$\varphi'$	°	32	20	35
$\psi'$	°	2	0	0
$G_{\text{ref}}^0$	kN/m <sup>2</sup>	180.000	215.000	2.400.000
$\gamma_{0,7}$	-	0,00015	0,00025	0,00005

Abschnitt 6.3 – Fallbeispiel einer Baugrube mit Schlitzwänden: Kennwerte HS-small Modell

Parameter	Einheit	Auffüllung	Sand	Kies-Sand	Feinsand
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	19,0	20,0	21,0	20,0
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	20,0	21,0	22,0	21,0
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	45.000	80.000	100.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	45.000	80.000	100.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60.000	135.000	240.000	300.000
$\nu'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100	100	100
$m$	-	0,5	0,5	0,5	0,55
$\varphi'$	°	32,5	39	40	39
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	1,0	0,0	0,0	0,0
$\psi$	°	5	4	10	8
$K_0^{\text{nc}}$	-	0,4627	0,4914	0,3572	0,3707
$G_0$	kN/m <sup>2</sup>	-	540.000	600.000	900.000
$\gamma_{0.7}$	-	-	0,0002	0,0002	0,0002

Abschnitt 6.4 – Detailbetrachtung zur Systemabbildung von Spundwänden: Kennwerte HS-small Modell

Parameter	Einheit	Auffüllung	Ton
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	18	19
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	20	20
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	50.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	50.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60.000	200.000
$\nu'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100
$m$	-	0,5	0,6
$\varphi'$	°	32	20
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	1	20
$\psi$	°	2	0
$K_0^{\text{nc}}$	-	0,4701	0,6580
$G_0$	kN/m <sup>2</sup>	180.000	215.000
$\gamma_{0,7}$	-	0,00015	0,00025

Abschnitt 6.5 – Detailbetrachtung zur Systemabbildung von Spundwänden: Kennwerte HS-small Modell

Parameter	Einheit	Auffüllung	Kies-Sand
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	19	18
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	20	20
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	80.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	80.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60.000	240.000
$\nu'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100
$m$	-	0,7	0,5
$\varphi'$	°	25	40
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	20	0
$\psi$	°	0	10
$K_0^{\text{nc}}$	-	0,5774	0,3572
$G_0$	kN/m <sup>2</sup>	120.000	600.000
$\gamma_{0.7}$	-	0,0003	0,0002

Abschnitt 6.6 – Detailbetrachtung zum Einfluss von Schlitzwandfugen: Kennwerte HS-small Modell

Parameter	Einheit	Auffüllung	Frankfurter Ton	Kalkstein
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>2</sup>	19	19	23
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>2</sup>	20	20	23
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	35.000	190.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	35.000	190.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60.000	105.000	575.000
$\nu'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100	100
$m$	-	0,5	0,7	0,3
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	1	17	200
$\varphi'$	°	32	17	35
$\psi'$	°	2	0	0
$G_{\text{ref}}^0$	kN/m <sup>2</sup>	180.000	105.000	2.400.000
$\gamma_{0,7}$	-	0,00015	0,00025	0,00005

Kapitel 7 – Parameterstudie zu räumlichen Effekten bei rechteckigen Baugruben:  
Kennwerte HS-small Modell

Parameter	Einheit	Auffüllung	Ton	Sand
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	18	19	19
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	20	20	20
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	50.000	45.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	20.000	50.000	45.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60.000	200.000	180.000
$\nu'_{\text{ur}}$	-	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100	100
$m$	-	0,5	0,6	0,55
$\varphi'$	°	32	20	35
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	1	20	1
$\psi$	°	2	0	5
$K_0^{\text{nc}}$	-	0,4701	0,6580	0,4264
$G_0$	kN/m <sup>2</sup>	180.000	215.000	405.000
$\gamma_{0.7}$	-	0,00015	0,00025	0,0002

# Anhang E Beschreibung aushubinduzierter Verformungen im räumlichen Fall

Von ULRICHS (1980) wird auf Basis der Auswertung der aushubinduzierten Setzungen der Geländeoberfläche beim Aushub der mit rückverankerten Schlitzwänden ausgeführten Baugrube „Westdeutsche Landesbank“ in Düsseldorf ein formaler Zusammenhang zwischen der in einem definierten Abstand  $x$  von der Baugrubenecke aufgetretenen maximalen Setzung  $u_v(x)$  und der maximalen Setzung im ebenen Fall  $u_v^{2D}$  formuliert, vgl. Gleichung (E.1). Als weiterer Eingangsparameter wird ferner die Baugrubentiefe  $H$  berücksichtigt.

$$u_v(x) = u_v^{2D} \cdot \left( 0,25 \cdot \ln\left(\frac{x}{H} + 0,05\right) + 0,75 \right) \quad (\text{E.1})$$

ROBOSKI & FINNO (2006) entwickeln einen Ansatz zur Ermittlung der Setzungen  $u_{v,GOF}$  und der Horizontalverschiebungen  $u_{h,GOF}$  des an Seitenwände von Baugruben mit rechteckigem Grundriss angrenzenden Bodens, vgl. Gleichung (E.2), wobei als Grundlage die Messergebnisse der mit rückverankerten Spundwänden ausgeführten Baugrube „Lurie Medical Research Building“ in Chicago dienen. Eingangsparameter für die Ermittlung der entsprechenden Verschiebung  $u_i(x)$  in einem definierten Abstand  $x$  von der Baugrubenecke sind die maximale Setzung bzw. Horizontalverschiebung  $u_{i,max,GOF}$ , die Baugrubentiefe  $H$  und die Seitenwandlänge  $L$ .

$$u_i(x) = u_{i,max,GOF} \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{2,8 \cdot (x + L \cdot [0,015 + 0,035 \cdot \ln(H/L)])}{0,5 \cdot L - L \cdot [0,015 + 0,035 \cdot \ln(H/L)]}\right) \right) \quad (\text{E.2})$$

FUENTES & DEVRIENDT (2010) stellen bei der Auswertung von ausgewählten Fallbeispielen von Baugruben in Schlitzwandbauweise fest, dass sich bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss auf Höhe der Baugrubenecke in einem zur betrachteten Seitenwand lotrecht verlaufenden Schnitt ca. 67 % der entlang der Seitenwand maximal aufgetretenen Setzung einstellt. Bezüglich der Verteilung der Setzungen  $u_{v,GOF}$  und der Horizontalverschiebungen  $u_{h,GOF}$  entlang der Seitenwand gilt nach FUENTES & DEVRIENDT (2010) der formale Zusammenhang in Gleichung (E.3). Eingangsparameter für die Ermittlung der entsprechenden Verschiebung  $u_i(x)$  in einem definierten Ab-

stand  $x$  von der Baugrubenecke sind die maximale Setzung bzw. Horizontalverschiebung  $u_{i,\max,\text{GOF}}$  sowie der entlang der Seitenwand gemessene Abstand  $L_{i,\max}$  zwischen der Baugrubenecke und der maximalen Verschiebung  $u_{i,\max,\text{GOF}}$ .

$$u_i(x) = u_{i,\max,\text{GOF}} \left( 0,67 + 0,33 \cdot \frac{x}{L_{i,\max}} \right) \quad (\text{E.3})$$

# Lebenslauf

- 27.04.1983            Geboren in Karlsruhe
- 10/2003 – 06/2009    Universität Karlsruhe  
Studium des Bauingenieurwesens (Dipl.-Ing.)  
Vertiefungsrichtung: Geotechnisches Ingenieurwesen  
Thema der Diplomarbeit: Überströmbarmachung von Erddämmen mittels Verbundlösungen
- 07/2009 – 06/2011    HOCHTIEF Solutions AG  
Consult Infrastructure  
Fachbereich Tief-, Tunnel- und Wasserbau, Essen  
Projekt-Ingenieur
- 07/2011 – 05/2017    Universität Stuttgart  
Institut für Geotechnik  
Akademischer Mitarbeiter
- ab 06/2017            Ingenieurgruppe Geotechnik, Kirchzarten  
Projekt-Ingenieur
- 11.04.2019            Promotion (mit Auszeichnung)

# Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart

Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart  
(Institut für Grundbau und Bodenmechanik)  
der Universität Stuttgart  
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. U. Smolczyk

---

- |        |  |        |  |
|--------|--|--------|--|
| Nr. 01 | Thamm, B. R.                                 | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones           |
| Nr. 02 | Gußmann, P.                                  | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch  |
| Nr. 03 | Feeser, V.                                   | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß                         |
| Nr. 04 | Du Thin, K.                                  | (1976) | Standsicherheit von Böschungen:<br>Programm-Dokumentation  |
| Nr. 05 | Smolczyk, U./<br>Pertschi, O./<br>Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UDSSR.<br>Schleusennorm der UDSSR (SN 30365)                                   |
| Nr. 06 | Hilmer, K.                                   | (1976) | Erddruck auf Schleusenkammerwände  |
| Nr. 07 | Laumans, Q.                                  | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens           |
| Nr. 08 | Lächler, W.                                  | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse                    |
| Nr. 09 | Spotka, H.                                   | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand      |
| Nr. 10 | Schad, H.                                    | (1979) | Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben |

- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden  
Gußmann, P. Zum Modellgesetz der Konsolidation
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
- Nr. 14 Schmidt, H.H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
- Nr. 15 Smolczyk, U./  
Schweikert, O. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
- Nr. 16 Malcharek, K./  
Smolczyk, U. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
- Nr. 17 Gruhle, H.D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
- Nr. 20 Smolczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand

- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben  
Smolczyk, U./  
Schad, H./Zoller, P. Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung
- Nr. 25 Gußmann, P. (1986) Die Methode der Kinematischen Elemente
- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitz-zen im Sand neben Einzelfundamenten

**Mitteilungen des  
Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart  
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. U. Smolczyk**

- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept
- Nr. 30 Breinlinger, F. (1989) Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen
- Nr. 31 Smolczyk, U./  
Breinlinger, F./  
Schad, H./  
Wittlinger, M. (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise
- Nr. 32 Gußmann, P./  
Schanz, T./  
Smolczyk, U./  
Willand, E. (1990) Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen)
- Nr. 33 Gruhle, H.D. (1990) Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten

- Nr. 34 Henne, J. (1995) Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe
- Nr. 35 Wittlinger, M. (1994) Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden
- Nr. 36 Schad, H. (1992) Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse
- Nr. 37 Belz, I. (1992) Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers
- Nr. 38 Ma, J. (1994) Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen
- Nr. 39 Smolczyk, U. (1994) Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik
- Nr. 40 Rilling, B. (1994) Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm

**Mitteilungen des  
 Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart  
 Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer**

- Nr. 41 Vermeer, P.A. (1996) Deponiebau und Geotechnik
- Nr. 42 Vermeer, P.A. (1997) Baugruben in Locker- und Festgestein
- Nr. 43 Brinkmann, C. (1998) Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau
- Nr. 44 Fiechter-Scharr, I. (1998) Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits
- Nr. 45 Schanz, T. (1998) Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien

- Nr. 46 Akinrogunde, A.E. (1999) Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions
- Nr. 47 Vogt-Breyer, C. (1999) Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker
- Nr. 48 Vermeer, P.A. (1999) Neue Entwicklungen in der Geotechnik
- Nr. 49 Marcher, T. (2002) Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel
- Nr. 50 Marcher, T. (2003) Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone
- Nr. 51 Ruse, N.M. (2004) Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb
- Nr. 52 Beutinger, P.H. (2005) Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen
- Nr. 53 Wehnert, M. (2006) Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik
- Nr. 54 Möller, S. C. (2006) Tunnel induced settlements and forces in linings
- Nr. 55 Benz, T. (2007) Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences
- Nr. 56 Abed, A. (2008) Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior
- Nr. 57 Hintner, J. (2008) Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung
- Nr. 58 Russelli, C. (2008) Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem

- Nr. 59 Peña Olarte, A.A. (2008) Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings: Micromechanical Investigation of the Critical State in Soil Mechanics
- Nr. 60 Neher, H.P. (2008) Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung
- Nr. 61 Vermeer, P.A. (2008) Von der Forschung zur Praxis: Symposium anlässlich des 80. Geburtstags von Prof. U. Smolczyk
- Nr. 62 Syawal, S. (2009) Numerical Analysis and Design Criteria of Embankments on Floating Piles
- Nr. 63 Lächler, A. (2009) Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden
- Nr. 64 Möllmann, A. (2009) Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode

**Mitteilungen des  
 Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart  
 Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. habil. Ch. Moormann**

- Nr. 65 Moormann, Ch. (2011) 7. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
- Nr. 66 Beuth, L. (2012) Formulation and Application of a Quasi-Static Material Point Method
- Nr. 67 Moormann, Ch.,  
 Huber, M.,  
 Proske, D. (2012) Proceedings of the  
 10<sup>th</sup> International Probabilistic Workshop

- Nr. 68 Schneider, M. (2013) Zur energetischen Nutzung von Tunnelbauwerken – Messungen und numerische Berechnungen am Beispiel Fasanenhofunnel
- Nr. 69 Huber, M. (2013) Soil variability and its consequences in geotechnical engineering
- Nr. 70 Hamad, F. (2014) Formulation of a Dynamic Material Point Method and Applications to Soil-Water-Geotextile Systems
- Nr. 71 Klein, L. (2019) Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss