

# Baugrubenverformungen in weichen Böden bei spannungspfadabhängigem Materialverhalten

Es werden die wesentlichen Ergebnisse zur Untersuchung der Baugrubenverformungen in weichen Böden bei spannungspfadabhängigem Materialverhalten anhand von 1g-Modellversuchen, Elementversuchen, numerischen Berechnungen sowie Validierungen an drei Fallbeispielen vorgestellt. Wesentliche neue wissenschaftliche Erkenntnisse resultieren insbesondere aus spannungspfadabhängigen Triaxialversuchen. Die bodenmechanischen Kenngrößen sind danach eindeutig spannungspfadabhängig. Darüber hinaus wird eine verbesserte, unmittelbar in der Ingenieurpraxis anwendbare Vorgehensweise zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit vorgestellt, die für zukünftige Projekte bei vergleichbaren Randbedingungen besser abgesicherte Prognosen der Beanspruchungen und besonders der zu erwartenden Verformungen ermöglichen.

**Deformations of excavations in soft soils with stress-path-dependent material behavior.** *The substantial results of a research work on deformations of excavations in soft grounds with stress path dependent material behavior on the basis of 1g-model tests, element tests, numerical analysis as well as validations of three practical case studies are presented. The investigations revealed a pronounced dependency of the stiffness on the stress paths. Therefore, a new approach for numerical analyses is introduced which allows a consideration of the stress path dependent stiffness according to the characteristic stress path zones. Taking into account both temporal and spatial effects in the construction of the three case studies, a good agreement is reached further between the measurements and numerical results. Thus, the new approach contributes to the optimization of the analysis of excavations in soft soils.*

## 1 Einleitung

### 1.1 Allgemeines

Das Verformungsverhalten von Baugruben in weichen Böden ist von einer Vielzahl von Einflussfaktoren abhängig, die nur zum Teil durch den Entwurfsverfasser beeinflusst werden können. Aus diesem Grund ist die Prognose des Verformungsverhaltens mit empirischen und analytischen Ansätzen mit großen Unsicherheiten verbunden und daher nur für erste Abschätzungen geeignet. Die Finite-Elemente-Methode bietet hier eine Möglichkeit das komplexe Spannungs-Verformungsverhalten bei Baugruben zu berücksichtigen. Allerdings wird die FEM mittlerweile seit mehr als drei Jahrzehnten i. d. R. nur in Zusammenhang mit der Beobachtungsmethode, d. h. mit einer baubegleitenden messtechnischen Überwachung, angewendet. Die

Ursachen hierfür sind in der numerischen Modellierung der räumlichen und zeitlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben, aber auch vor allem in der realistischen Beschreibung des Materialverhaltens der weichen Böden zu suchen.

### 1.2 Einflussfaktoren auf das Spannungs-Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden

In der Literatur finden sich zur Identifikation und Interpretation der das Spannungsverformungsverhalten maßgebend prägenden Einflussfaktoren zahlreiche messtechnisch überwachte Fallbeispiele. In [1] sind hierzu über 500 Fallbeispiele aus überwiegend internationaler Literatur (z. B. [2] bis [6]) in einer Datenbank angelegt und systematisch mit dem Ziel ausgewertet aktuelle Richt- und Erfahrungswerte für Verformungsprognosen abzuleiten.

Die durch den Entwurfsverfasser beeinflussbaren Faktoren auf das Spannungsverformungsverhalten sind in erster Linie die Art der Verbaukonstruktion und deren Steifigkeit. In den empirischen Auswertungen werden daher überwiegend diese Einflussfaktoren untersucht. Aufgrund der komplexen Baugrund-Tragwerk-Interaktion konnten aber bislang keine allgemeingültigen Rückschlüsse gewonnen werden.

Für die teilweise beeinflussbaren Größen auf das Spannungsverformungsverhalten, wie z. B. die Methode und Qualität der Verbauwandherstellung und der Aushubarbeiten sowie Bauzeiten und Bauablauf, etc., liegen nur wenige gesicherte Erkenntnisse vor, so dass auch hierbei eine abgesicherte Beurteilung der Auswirkungen nicht möglich ist.

In diesem Beitrag wird nachfolgend das Materialverhalten der weichen Böden als ein grundlegender nicht veränderbarer Einflussfaktor auf die Baugrubenverformungen in den Mittelpunkt gestellt.

## 2 Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden

### 2.1 1g-Baugrubenmodellversuche

Der Forschungsschwerpunkt der in den letzten vier Jahrzehnten durchgeführten 1g-Modellversuche wurde überwiegend auf das Tragverhalten verankerter Baugrubenkonstruktionen und die Erddruckentwicklung bei nichtbindigen Verbauwänden ausgerichtet ([7], [8] und [9]). In

n-g Versuchen wurde die Auswirkung von Bodenverfestigungsmaßnahmen vor dem Verbauwandfuß auf das Tragverhalten von Spundwandkonstruktionen untersucht [10]. In den Niederlanden wurde nach dem Spundwandversuch von Hochstetten in nichtbindigem Boden [11] ein Feldversuch in bindigem Boden zur Untersuchung des plastischen Materialverhaltens der Spundwand und des Einflusses schiefer Biegung geprüft [12]. Das zeitabhängige Verhalten bei Baugruben in weichen Böden unter Berücksichtigung der Spannungsausbreitung im Boden und den daraus resultierenden Verformungen wurde aber bislang noch nicht untersucht.

Aus diesem Grund wurden insgesamt 14 Baugrubenmodellversuche mit normalkonsolidiertem weichen Boden unter Berücksichtigung der Modellgesetze ausgeführt. In erster Linie dienen sie zur Identifizierung der Einflüsse aus der Baugrubenherstellung auf den Porenwasserdruckverlauf und somit auf die zeitabhängige Spannungsentwicklung im Boden. Darüber hinaus wurde für die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden das zeitabhängige Verformungsverhalten untersucht.

Das Versuchsprogramm umfasste zwei Serien im Modellmaßstab 1:10. In der ersten Versuchsserie wurden mit 12 Versuchen (V-01 bis V-12) die Auswirkungen des Stützsysteams, der Oberflächenlasten und von Konstruktionschritten auf die zeitliche Porenwasserdruckentwicklung und den daraus resultierende Verformungen überprüft, siehe auch [13]. Als Stützsysteam wurden dabei eine nicht gestützte, im Boden eingespannte Wand und eine einmal am Wandkopf gestützte und im Boden frei aufgelagerte Wand betrachtet. In der zweiten Versuchsserie wurde die Baugrund-Tragwerk-Interaktion gezielt mit zwei Versuchen (V-13 und V-14) mit größeren Modellabmessungen bei einer einmal am Wandkopf gestützten Verbauwand untersucht. Die Anordnung der Messelemente ist in Bild 1 dargestellt. Folgende Messgrößen wurden dabei erfasst:

- Setzung der Geländeoberfläche
- Verformung der Baugrubenwand
- Porenwasserdruckentwicklung (PWD)
- Horizontale Totalspannungen (TS)

Als Versuchsboden wurde technisch aufbereitetes und homogenisiertes Kaolin als Ersatz für normalkonsolidierten

weichen See- und Beckenton verwendet. Wegen der Ähnlichkeit des Kaolins mit natürlichen Tonen ist es für die Durchführung der Modellversuche sehr geeignet, siehe auch [14], [15], [16], [10] und [17]. Die bodenmechanischen Kenngrößen und Materialparameter des Kaolins sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Zur Beschreibung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit ist das Spannungsverformungsverhalten mit horizontalen Verformungskennwerten  $E_h$  nach Gl. (1) untersucht worden. In einer ersten Näherung sind die horizontalen Spannungsänderungen  $\Delta\sigma_h$  in Abhängigkeit der horizontalen Wandverschiebung  $u_h$  in Höhe des jeweiligen Messpunktes, siehe Bild 1, ausgewertet worden, wobei die Verformungen mit der jeweiligen Aushubtiefe  $H$  normiert wurden.

Tabelle 1. Bodenmechanische Kenngrößen und Materialparameter für Kaolin

Table 1. Soil parameters for Kaolin

Klassifikationskenngrößen	Wichte	$\gamma/\gamma' = 18,0/8,0 \text{ kN/m}^3$
	Korndichte	$\rho_s = 2,71 \text{ g/cm}^3$
	Fließgrenze	$w_L = 36,4 \%$
	Ausrollgrenze	$w_p = 18,6 \%$
	Plastizitätszahl	$I_p = 17,8 \%$
Festigkeitsparameter	effektiver Reibungswinkel	$\varphi' = 22,0^\circ$
	effektive Kohäsion	$c' = 12,5 \text{ kN/m}^2$
	norm. undrän. Scherfestigkeit	$\lambda_{cu} = c_u/\sigma = 0,26$
Steifigkeitsparameter	Steifemodul (Erstbelastung)	$E_s = 2150,0 \text{ kN/m}^2$
	Ent-/Wiederbelastungsmodul	$E_{ur} = 4950,0 \text{ kN/m}^2$
	Kompressionsbeiwert	$C_c = 0,179$
	Schwellbeiwert	$C_{r,s} = 7,24 \text{ E-03}$
	Kriechbeiwert	$C\alpha = 2,44 \text{ E-03}$
Sonstige Kenngrößen	Durchlässigkeit	$k = 1,5\text{E-08 bis } 9,7\text{E-10 m/s}$
	Konsolidationsbeiwert	$c_v = 0,915 \text{ bis } 1,041 \text{ m}^2/\text{a}$

$$E_h = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta\left(\frac{u_h}{H}\right)} \quad (1)$$

In Bild 2 sind die Spannungsverformungsbeziehungen exemplarisch für den zweiten Aushub bei Versuch V-13 dargestellt. Auf der Erdseite der Baugrubenwand gibt es in dem Punkt TS 05, siehe Bild 1, nach der Aushubentlastung eine signifikante Zunahme der horizontalen Spannung bis zu einem Peakwert. Dieser Peakwert ist in Verbindung mit der Mobilisierung der horizontalen Steifigkeit als ein Maximum der horizontalen Spannungszunahme zu betrachten. Ist dieses Maximum erreicht, tritt eine Plastifizierung ein. Bei einer Betrachtung dieses Spannungsverformungsverhaltens unter den Gesichtspunkten der undränierten Scherfestigkeit beträgt die totale horizontale Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_h = 0,70 \text{ kN/m}^2$ . Die in dieser Tiefe maßgebende undränierete Scherfestigkeit ergibt sich in Abhängigkeit der effektiven Überlagerungsspannung mit  $\lambda_{cu} = 0,26$  zu  $c_{u,k} = 0,62 \text{ kN/m}^2$  und bestätigt das Erreichen des

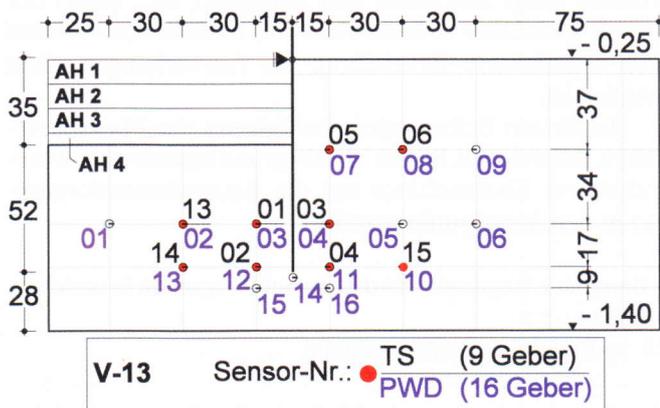


Bild 1. Anordnung der Spannungssensoren beim Modellversuch V-13 (Maße in cm)  
 Fig. 1. Location of stress transducers in model test V-13 (scale in cm)

Grenzzustandes in diesem Bereich. Nach Gl. (1) ergibt sich der Verformungskennwert zu  $E_h = 870,0 \text{ kN/m}^2$ . Mit zunehmendem Abstand von der Wand entsteht zeitgleich mit dem Erreichen des Peakwertes in TS 05 in dem Punkt TS 06 eine horizontale Spannungszunahme. Mit fortschreitender Beobachtungsdauer wird auch hier ein Maximalwert erreicht, d. h. in horizontaler Richtung ist eine zeitabhängige Ausdehnung plastifizierender Bereiche zu erkennen. Der Verformungskennwert beträgt hier  $E_h = 5,3 \text{ kN/m}^2$ . In vertikaler Richtung kann in dieser Aushubphase keine weitere Ausdehnung festgestellt werden, da in den Punkten TS 03 und TS 04 eine horizontale Entlastung vorliegt. Auf der Baugrubenseite ergibt sich infolge der Belastung aus der Wandverschiebung in dem Punkt TS 03 ein Verformungskennwert von  $E_{h,mob} = 120,0 \text{ kN/m}^2$ .

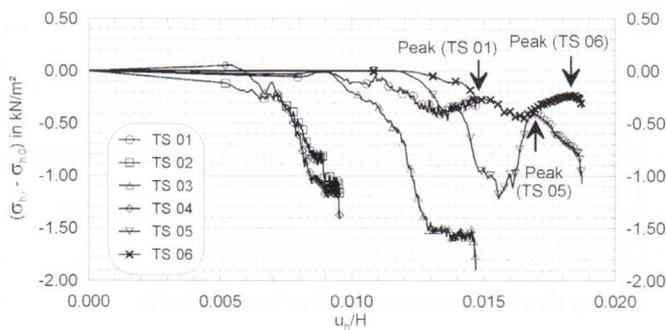


Bild 2. Spannungsverformungsverhalten während Aushub 2 (V-13)  
Fig. 2. Stress-deformation behaviour due to excavation step 2 (V-13)

Die Ausdehnung der Plastifizierungsbereiche wird bei dem dritten Aushub offensichtlich, der in Bild 3 dargestellt ist. In dem Punkt TS 05 auf der Erdseite kann bei einer totalen Spannungsänderung von  $\Delta\sigma_h = 2,5 \text{ kN/m}^2$ , die die undrainierte Scherfestigkeit weit übersteigt, ein Verformungskennwert von  $E_h = 140,0 \text{ kN/m}^2$  berechnet werden. In dieser Aushubphase entstanden nun auch in Richtung Wandfuß horizontale Spannungszunahmen, die durch die Bodenbewegung verursacht wurden und mit der Tiefe abnahmen. So ergibt sich in dem Punkt TS 03 ein mobilisierter Verformungsmodul von  $E_{h,mob} = 55,0 \text{ kN/m}^2$  und in dem tiefer liegenden Punkt TS 04 beträgt dieser nur noch  $E_{h,mob} = 12,0 \text{ kN/m}^2$ .

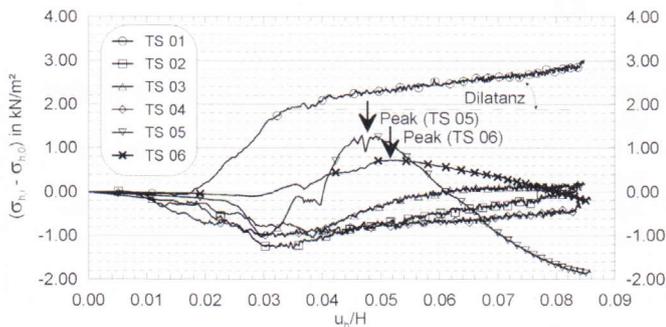
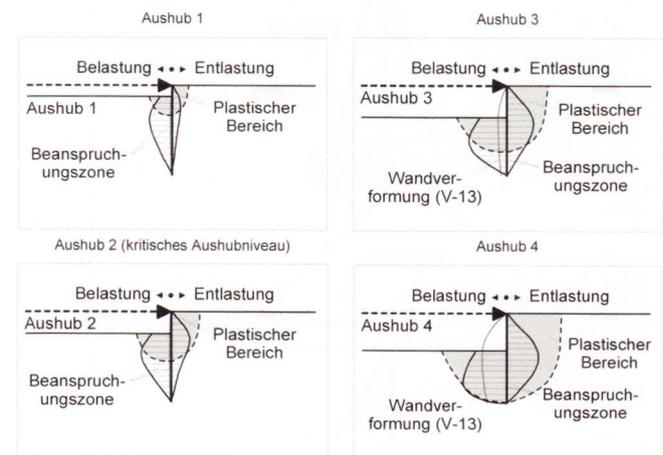


Bild 3. Spannungsverformungsverhalten während Aushub 3 (V-13)  
Fig. 3. Stress-deformation behaviour due to excavation step 3 (V-13)

Aus den beschriebenen Ergebnissen der Modellversuche konnten erste Hypothesen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Bugraben in weichen Böden abgeleitet werden:

- Bei einer gestützten Verbauwand entstehen bei einem kritischen Aushubniveau lokale Bruchzonen (Plastifizierungsbereiche) am Wandkopf, die ein Abrutschen (Fließen) des plastifizierten Bodens verursachen.
- Die lokalen Plastifizierungsbereiche dehnen sich mit zunehmendem Aushub in Richtung Wandfuß aus und verursachen eine Zunahme der horizontalen Spannungen. Des Weiteren entstehen Porenwasserüberdrücke, die zur Reduzierung der effektiven Scherfestigkeit führen und somit die progressive Plastifizierung begünstigen.

Die Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf den Baugrund können dadurch qualitativ in Zonen eingeteilt werden, die den maßgebenden Einflussbereich der Wandverformung und die Ausdehnung der Plastifizierungszonen beschreiben, siehe auch Bild 4.



ANMERKUNG:  
Die Beanspruchungszonen kennzeichnen den Einflussbereich der horizontalen Wandverformung auf die horizontale Spannungsänderung im Boden und können mit dem Verformungskennwert  $E_h$  beschrieben werden. Für die einmal gestützte Wand entsteht auf der Baugrubenseite eine horizontale Belastung und auf der Erdseite eine horizontale Entlastung.  
Die plastischen Bereiche entstehen bei zunehmender Beanspruchung infolge Be- und Entlastung und wurden durch Peakwerte des horizontalen Verformungskennwertes  $E_h$  quantifiziert.

Bild 4. Horizontale Spannungsänderungen infolge Wandverformungen und daraus resultierende plastische Bereiche am Beispiel des Modellversuchs V-13  
Fig. 4. Horizontal stresses due to wall displacements and resulting plastic areas at model test V-13

## 2.2 Charakteristische Spannungsverlaufszonen

Die Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf das zeitabhängige Spannungsverformungsverhalten wurden für idealisierte Bauzustände, wie sie in Bild 5 dargestellt sind, mit einer numerischen Parametervariation untersucht. Der Schwerpunkt lag dabei auf folgenden Einflussfaktoren:

- Verbaukonzept (z. B.: Verbauart, Anzahl der Unterstützungen, Aushubschritte, zeitlicher Ablauf der Herstellung, Konsolidationsdauer, etc.),
- Baugrundeigenschaften (Scherfestigkeit, Steifigkeit, Durchlässigkeit) und
- Systemsteifigkeit (Verbauwand, horizontales Stützsystem).

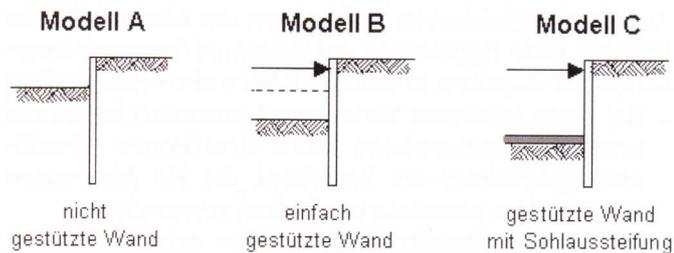


Bild 5. Idealisierte Baugrubenmodelle der numerischen Parameterstudie

Fig. 5. Idealized excavation models for numerical analysis

Als Ergebnis der numerischen Parametervariation sind charakteristische Spannungsverlaufszonen für die maßgebenden Bauzustände bei Baugruben in weichen Böden definiert worden. Hierbei wurden in Abhängigkeit des Bauzustandes und der daraus resultierenden Baugrund-Tragwerk-Interaktion Bereiche mit vergleichbaren totalen Spannungsverläufen identifiziert, die das zeitabhängige Verformungsverhalten maßgebend beeinflussen. In Tabelle 2 sind die charakteristischen Spannungsverlaufszonen (SPZ) in Anlehnung an die idealisierten Spannungspfade aus Bild 6 zusammengestellt.

Tabelle 2. Charakteristische Spannungsverlaufszonen bei Baugruben in weichen Böden

Table 2. Characteristic stress path areas of excavations in soft soils

Charakteristische Spannungsverlaufszonen	Bauzustand und Erläuterungen
	<p>Voraushub (Modell A)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Innerhalb der Baugrube dominiert eine Extensionsentlastung (TSP-F und TSP-D)</li> <li>- Extensionsbelastung in unmittelbarer Wandnähe führt zu Porenwasserüberdrücken</li> <li>- Hinter der Wand entsteht infolge einer Kompressionsentlastung eine Porenwasserunterdruckentwicklung</li> </ul>
	<p>Kopfstützung (Modell B)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Im direkten Einflussbereich der Wand entsteht eine Extensionsbelastung (TSP-E) aus der Porenwasserüberdrücke resultieren</li> <li>- Mit zunehmendem horizontalen Abstand von der Wand drehen sich die totalen Spannungsverläufe innerhalb der Baugrube entgegen dem Uhrzeigersinn. Hier überwiegt die Extensionsentlastung (TSP-D)</li> </ul>
	<p>Sohlaussteifung mit Kopfsteife (Modell C)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Die Sohlaussteifung führt innerhalb der Baugrube zu einer isotropen Entlastungssituation (TSP-ISO-E)</li> <li>- Mit zunehmendem horizontalen Abstand überwiegt die Extensionsentlastung (TSP-D)</li> <li>- Auf der Erdseite entsteht infolge der Sohlaussteifung eine Extensionsbelastung (TSP-E) mit Porenwasserüberdruck</li> </ul>

ANMERKUNG: Die Beanspruchungen der charakteristischen Spannungsverlaufszonen entsprechen den idealisierten totalen Spannungspfaden nach Bild 6.

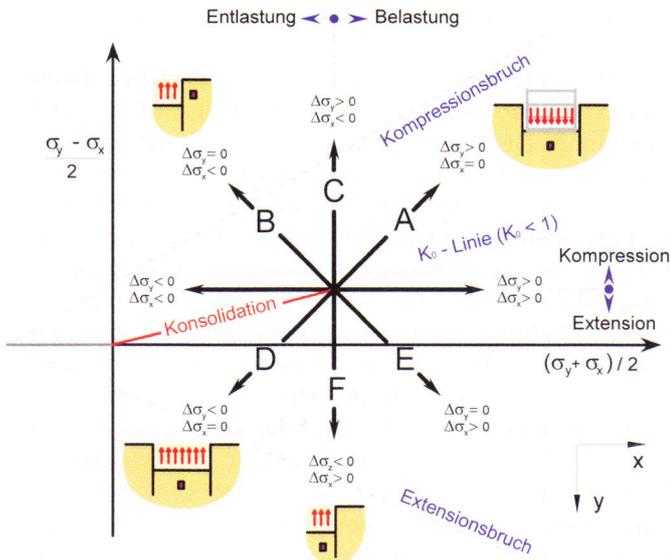


Bild 6. Idealisierte Spannungspfade für triaxiale Spannungsbedingungen  
 Fig. 6. Idealized stress paths in excavations related to triaxial element tests

**3 Materialverhalten von weichen Böden**  
**3.1 Allgemeines**

Das Spannungsverformungsverhalten weicher normalkonsolidierter Böden bei Baugrubenbeanspruchung wurde an normalkonsolidiertem Kaolin und ungestörten Seetonproben aus Konstanz mit eindimensionalen Kompressionsversuchen, Triaxialversuchen mit Kompressionsbelastung und Spannungspfadbelastung untersucht. Auszugsweise sind nachfolgend die wesentlichen Erkenntnisfortschritte aufgrund der durchgeführten spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen dargestellt, für eine ausführliche Beschreibung der Elementversuche wird auf [13] verwiesen.

**3.2 Triaxiale Spannungspfadversuche**

Zur Untersuchung der Spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit und der Porenwasserdruckentwicklung wurden insgesamt 18 anisotrop konsolidierte undrännierte Spannungspfadversuche mit normalkonsolidiertem Kaolin und Seeton von praktischen Projekten durchgeführt, siehe Tabelle 3.

Tabelle 3. Übersicht der durchgeführten Spannungspfadversuche (CAU)  
 Table 3. Overview of conducted stress path tests

Spannungspfad	Neigung β	Spannungsänderung	Kaolin	Seeton (P-II)	Seeton (P-III)
TSP-A	45°	Δσ <sub>a</sub> – zunehmend Δσ <sub>r</sub> – konstant	3	1	1
TSP-B	135°	Δσ <sub>a</sub> – konstant Δσ <sub>r</sub> – abnehmend	1	1	1
TSP-D	225°	Δσ <sub>a</sub> – abnehmend Δσ <sub>r</sub> – konstant	3	1	1
TSP-E	315°	Δσ <sub>a</sub> – konstant Δσ <sub>r</sub> – zunehmend	1	1	1
TSP-F	270°	Δσ <sub>a</sub> – abnehmend Δσ <sub>r</sub> – zunehmend	-	1	1

Die Versuchsergebnisse sind beispielhaft mit dem Spannungs-Dehnungsverhalten in Bild 7a) und der Porenwasserdruckentwicklung in Bild 7b) dargestellt. Weitere Versuchsergebnisse und zugrunde liegende Randbedingungen siehe [13].

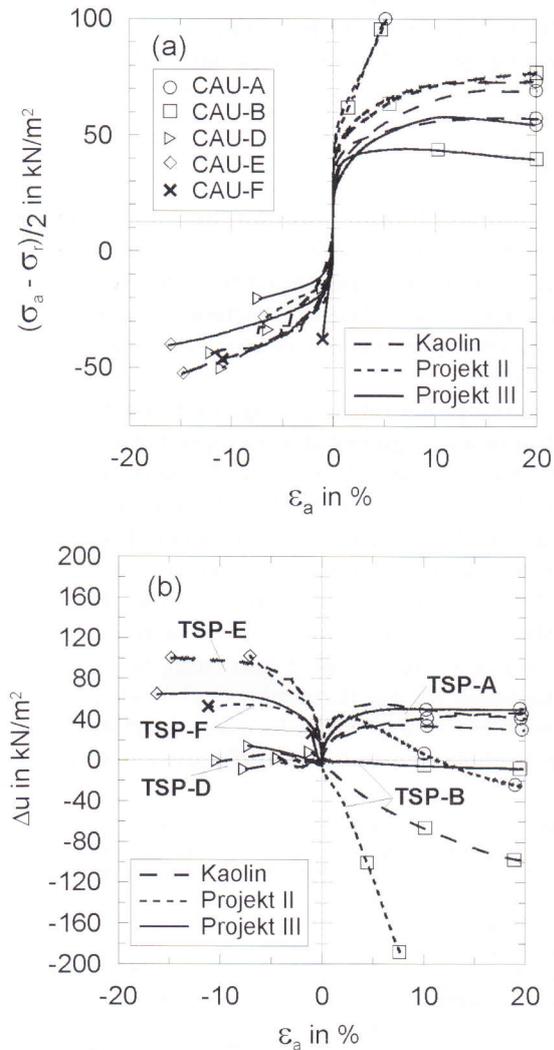


Bild 7. Spannungs-Dehnungsverhalten (a) und Porenwasserdruckänderung (b) in Abhängigkeit triaxialer Spannungspfade  
 Fig. 7. Stress-strain behaviour (a) and pore pressure development (b) dependent on triaxial stress paths

In Tabelle 4 sind die Sekantenmoduln  $E_{50}$  in Abhängigkeit der totalen Spannungspfade gegenübergestellt. Für die Sekantenmoduln  $E_{50}$  ergab sich eine allgemeine Zunahme der Steifigkeit mit der Variation des Spannungspfad. Während für das Kaolin überwiegend nur im Extensionsbereich eine Zunahme um den Faktor 3 eingetreten ist, wurden für den Seeton Erhöhungen bis zum 9-fachen der Sekantensteifigkeit bei einer Kompressionsbelastung ermittelt. In Abhängigkeit der Bodenart sind in Bild 8 die Verhältniswerte der Steifigkeiten  $f_{TSP}$  nach Gl. (2) aufgetragen.

$$E_{TSP} = f_{TSP} \cdot E_{TSP-A} \quad (2)$$

Bei dem Seeton von Projekt II ist der Steifigkeitszuwachs am größten. Für Entlastungspfade beträgt der Faktor in etwa 8 und bei Extensionsbelastung 5,3. Der Seeton von Projekt III hingegen weist Werte zwischen 3 und 5 auf. Lediglich bei Extensionsentlastung beträgt der Steifigkeitszuwachs nur 30 %.

Die Spannungspfadversuche zeigen sehr deutlich eine starke Richtungsabhängigkeit der Steifigkeit. Diese spannungspfadabhängige Steifigkeit ist auf die Anisotropie der weichen Böden zurückzuführen. Für die Baugrund- Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden, mit überwiegender Beanspruchung im Extensionsbereich, ist demnach die Auswirkung des richtungsabhängigen anisotropen Materialverhaltens nicht zu vernachlässigen. In Bild 8 sind für den direkten Vergleich zusätzlich die Steifigkeitsverhältnisse für das Hardening Soil Modell (HSM) unter Verwendung einheitlicher Eingabeparameter angegeben. Die Steifigkeitsverhältnisse betragen im Kompres-

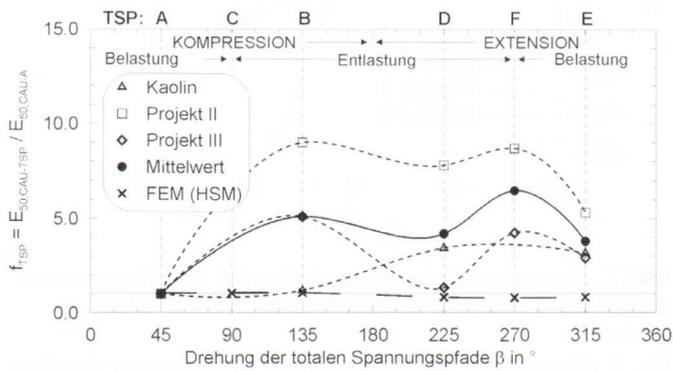


Bild 8. Spannungspfadabhängige Steifigkeitsverhältnisse bei weichen Böden

Fig. 8. Stress path dependent stiffness of soft soils

Tabelle 4. Spannungspfadabhängige Sekantensteifigkeit (CAU-Versuche)

Table 4. Stress path dependent secant modulus (CAU-tests)

Spannungspfad	Kaolin		Seeton (P-II)		Seeton (P-III)	
	$E_{50,TSP}$ in $kN/m^2$	$f_{TSP} = E_{TSP}/E_{TSP-A}$	$E_{50,TSP}$ in $kN/m^2$	$f_{TSP} = E_{TSP}/E_{TSP-A}$	$E_{50,TSP}$ in $kN/m^2$	$f_{TSP} = E_{TSP}/E_{TSP-A}$
TSP-A	3925,2	1,0	3192,3	1,0	3427,8	1,0
TSP-B	4671,0	1,2	28739,3	9,0	17463,2	5,1
TSP-D	13485,5	3,4	24896,4	7,8	4567,6	1,3
TSP-E	12461,7	3,2	16938,5	5,3	9949,8	2,9
TSP-F	-	-	27783,0	8,7	14510,0	4,2

sionsbereich einheitlich  $E_{TSP}/E_{TSP-A} = 1,05$  und im Extensionsbereich  $E_{TSP}/E_{TSP-A} = 0,80$ .

Die Porenwasserdruckentwicklung hat bei Baugruben in weichen Böden einen erheblichen Einfluss auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. In Bild 7 ist bereits die spannungspfadabhängige Porenwasserdruckentwicklung  $\Delta u$  dargestellt worden. Von besonderer Bedeutung sind hier die Spannungspfade TSP-D, -E und -F im Extensionsbereich, die eine kritische Porenwasserüberdruckentwicklung aufweisen. Der Porenwasserüberdruck nimmt dabei mit der Drehung des totalen Spannungspfad im Uhrzeigersinn von der Extensionsbelastung (TSPE) bis zur Extensionsentlastung (TSP-D) ab. Obwohl die Porenwasserdruckentwicklung bei TSP-D gering ist, konnte bei allen Versuchen ein Porenwasserüberdruck bei Erreichen des Bruchzustandes festgestellt werden. Wohingegen Spannungspfadversuche an überkonsolidierten Tonen in [18] bei Extensionsentlastung eine ausgeprägte Porenwasserunterdruckentwicklung mit zunehmender Dehnung aufweisen.

### 3.3 Numerische Simulation der Spannungspfadversuche

Im Folgenden sind für die untersuchten Spannungspfade die experimentellen Ergebnisse numerischen Berechnungsergebnissen auf der Grundlage der Finite-Elemente-Methode gegenübergestellt. Neben dem in der Praxis weit verbreiteten elasto-plastischen Hardening Soil Modell (HS) nach [19] mit doppelter Materialverfestigung ist auch das mit der sogenannten „small strain stiffness“, d. h. mit erhöhter Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, erweiterte Hardening Soil Small Modell (HSS) nach [20] untersucht worden. Darüber hinaus ist das hypoplastische Modell für bindige Böden (HC) nach [21] mit Berücksichtigung der sogenannten intergranularen Dehnungen angewendet worden. Der Vergleich wurde exemplarisch für die Laborversuchsserie von Projekt III durchgeführt.

Die Materialparameter der elasto-plastischen Modelle sind für den Standardspannungspfad TSP-A aus den durchgeführten Kompressions- und Triaxialversuchen ermittelt. Die Ermittlung des zusätzlichen Schubmoduls  $G_0$  bei kleinen Dehnungen und der Scherdehnung  $\gamma_{0,7}$  für das Hardening Soil Small (HSS) Modell erfolgte nach Korrelationen mit empirischen Daten aus [20]. Bei dem hypoplastischen Modell ist die Ausgangsporenzahl  $e_0$  von entscheidender Bedeutung für das Materialverhalten. Die Materialparameter wurden dabei in Anlehnung an die eindimensionalen Kompressionsversuchsergebnisse und nach in [22] publizierten Daten festgelegt, siehe hierzu auch [13].

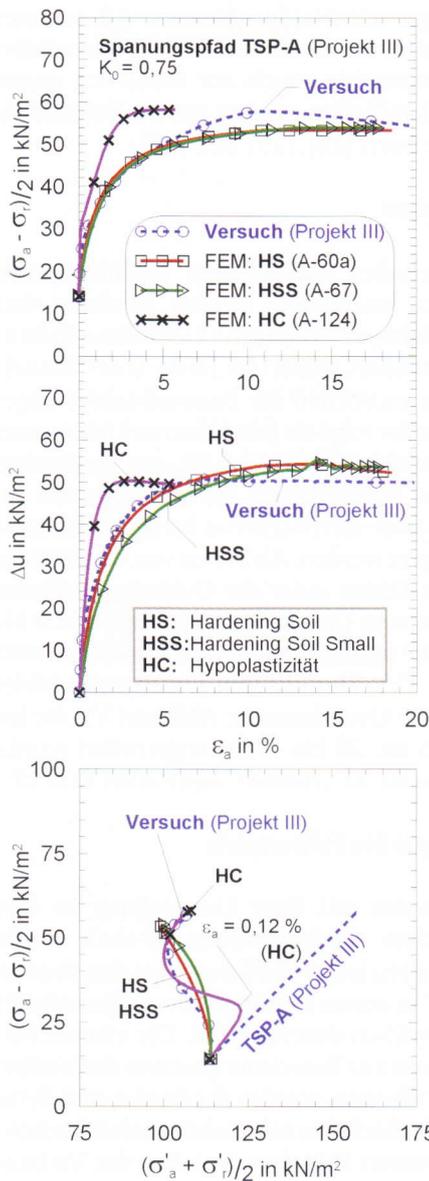


Bild 9. Spannungspfad TSP-A: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse (Projekt III)  
 Fig. 9. Comparison of experimental data and numerical results of stress path TSP-A (Project III)

In Bild 9 ist der Vergleich für den Spannungspfad A (TSP-A) dargestellt, der für die elasto-plastischen Bodenmodelle mit den unveränderten Materialparametern eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen beschreibt.

Während bei kleinen Dehnungen die Steifigkeit mit dem hypoplastischen Modell überschätzt wurde, konnte der effektive Spannungspfad ab einer Dehnung  $\epsilon_a = 0,5 \%$  in sehr guter Übereinstimmung simuliert werden. Allerdings erreichte sowohl die Deviatorspannung als auch der Porenwasserdruck die maximalen Werte bereits bei Dehnungen von  $\epsilon_a = 2,0$  bis  $3,0 \%$ .

Für den Extensionsentlastungspfad TSP-D (Bild 10) wurden erhebliche Abweichungen hinsichtlich Schubsteifigkeit und Porenwasserdruckentwicklung festgestellt. Bereits [23] und [22] bestätigten bei Extensionsversuchen mit richtungsabhängiger Anisotropie und undrained Verhältnissen eine erhebliche Unterschätzung der Schubsteifigkeitsabnahme.

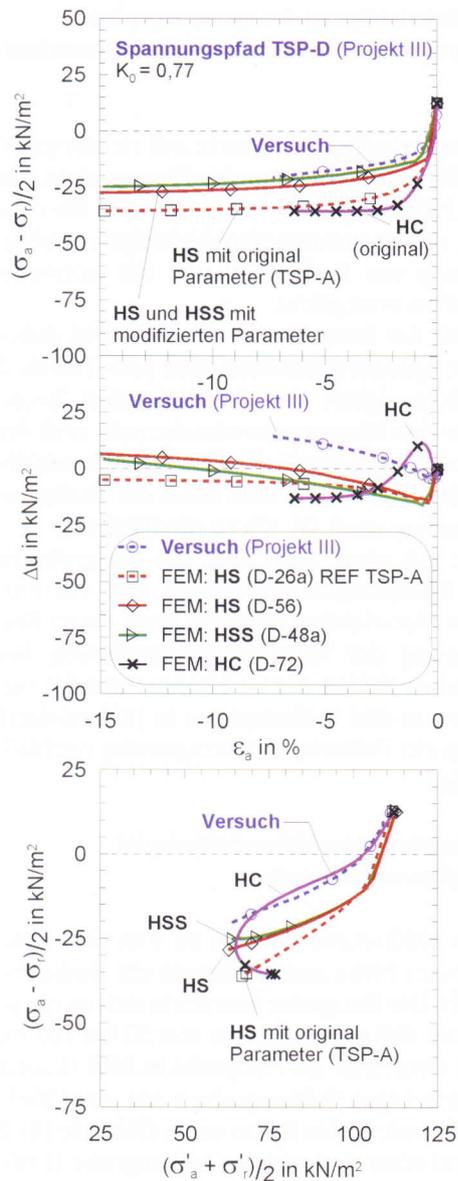


Bild 10. Spannungspfad TSP-D: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse (Projekt III)  
 Fig. 10. Comparison of experimental data and numerical results of stress path TSP-D (Project III)

Bei den elasto-plastischen Modellen bestimmt für diesen Spannungspfad der Entlastungsmodul  $E_{ur,ref}$  die Anfangssteifigkeit. Zur Veranschaulichung ist in Bild 10 das numerische Berechnungsergebnis für das Hardening Soil Modell mit den unveränderten Materialparametern für den TSP-D dargestellt, welches erhebliche Abweichungen zu dem Elementversuch aufweist. Die Berücksichtigung der „small strain stiffness“ (HSS) ergab keine wesentlichen Unterschiede, so dass die Berechnungsergebnisse hier nicht dargestellt sind. Zur Annäherung der Versuchsergebnisse war eine unrealistische Modifikation der Materialparameter erforderlich, wobei der Kompressionsmodul  $E_{oed,ref}$  auf ein Minimum reduziert wurde.  $E_{oed,ref}$  ist neben  $K_{0,nc}$  der maßgebende Parameter, der die Materialverfestigung bei isotroper Kompression bestimmt. Generell ist festzustellen, dass die Extensionsentlastung (TSP-D) mit den verwendeten Bodenmodellen unter Berücksichtigung bodenmechanisch vertretbarer Materialparameter im Sinne der Definitionen der Eingabeparameter nicht hinreichend gut simuliert werden konnte.

#### 4 Methode zur Berücksichtigung des spannungspfadabhängigen Materialverhaltens bei Baugruben in weichen Böden

Da zurzeit kein numerisches Stoffgesetz mit richtungsabhängigen Materialeigenschaften zur Verfügung steht, ist nachfolgend eine Näherungsmethode dargestellt, die eine Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit bei Verwendung von Bodenmodellen mit isotropen Materialeigenschaften ermöglicht.

Das FE-Modell der Baugrubenkonstruktion ist dabei in charakteristische Spannungsverlaufszonen nach Tabelle 2 einzuteilen. In Abhängigkeit der überwiegenden Beanspruchungsform in den Spannungsverlaufszonen und der aus den Elementversuchen ermittelten Steifigkeitsverhältnissen nach Tabelle 4 bzw. Bild 8 sind dann die Steifigkeiten mit dem Faktor  $f_{TSP}$  nach Gl. (2) zu modifizieren.

Die Methode mit einer Einteilung der Baugrube in charakteristische Spannungsverlaufszonen und entsprechend angepassten Materialeigenschaften stellt einen Beitrag zur Optimierung der Verformungsberechnung bei Baugruben in weichen Böden dar und konnte mit der numerischen Analyse von drei Fallbeispielen in [13] validiert werden, von denen ein Fallbeispiel auszugsweise nachfolgend vorgestellt wird.

#### 5 Validierung an einem ausgewählten Fallbeispiel

##### 5.1 Verbaukonstruktion und Bauweise

Anfang des Jahres 2002 wurde eine bis zu 9 m tiefe Baugrube in unmittelbarer Nähe zum Bodensee ein Einkaufszentrum hergestellt. Die Baugrube erstreckte sich in nördlicher Richtung über 180 m mit Breiten von 50 bis 100 m. Der trapezförmige Grundriss der Baugrube in Bild 11 setzt sich aus einer rechteckigen Teilbaugrube I mit einer Tiefe der Baugrubensohle von 9,1 bis 9,9 m unter Gelände für 2 Untergeschosse und einer dreieckigen Teilbaugrube II mit einer Tiefe von 5,8 bis 8,0 m unter Gelände zusammen, die nacheinander hergestellt wurden.

Zur Reduzierung der Verformungen wurde die tiefe Teilbaugrube I in drei Längsstreifen mit Spundwandzwischenabtrennungen unterteilt und abschnittsweise hergestellt, siehe hierzu Bild 11. Die Aussteifung erfolgte über

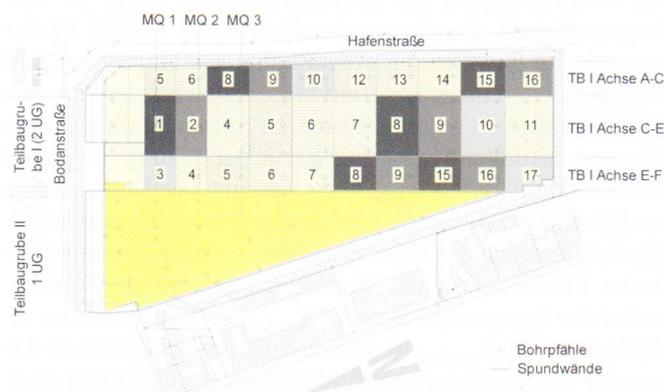


Bild 11. Grundriss mit Konstruktionsplan der Teilbaugrube I und Lage der Messquerschnitte

Fig. 11. Site plan showing succession of excavation and location of cross sections in excavation part I

eine obere Steifenlage mit Stahlprofilen ca. 4,3 m unter Gelände und über eine untere aussteifende Bodenplatte. Die aussteifende Betonsohle wurde zur Sicherung gegen Geländebruch und Umfließen zugfest an die Bohrpfähle angeschlossen, siehe auch [24], [25] und [26].

##### 5.2 Baugrundverhältnisse

Das für das Bauvorhaben maßgebende Schichtenprofil kann mit 5 Schichten beschrieben werden. Zuerst sind etwa 3,0 bis 4,5 m dicke, anthropogene Geländeauffüllungen (Schicht I) anzutreffen, wovon im Bereich des Baufeldes bereits 2 bis 3 m im Vorfeld der Baumaßnahme abgetragen wurden. Darunter folgt als gewachsener Untergrund zunächst eine Deckschicht (Schicht II) aus wechselnd schluffigen Fein- und Mittelsanden, die ab Tiefen von ca. 5,5 bis 9 m unter Geländeoberfläche von breiigen Seetonen (Schicht III) unterlagert werden. Ab Tiefen von ca. 20 m im Norden bis 35 m im Süden unter der Geländeoberfläche gehen diese Tone in einem Übergangsbereich in weiche bis steife Konsistenz über und enthalten verstärkt Sand- und Kiesanteile (Schicht IV). Den tieferen Untergrund bildet die halbsteife und feste Grundmoräne (Schicht V), die im Norden in Tiefen ab ca. 28 bis 32 m angetroffen wurde und im Süden auf bis zu 50 m abfällt, siehe auch Bild 12.

##### 5.3 Numerische Analyse des Fallbeispiels

Die komplexe Bauweise mit ihrer Unterteilung in drei Längsstreifen und dem abschnittweisen Aushub wurde mit einer zweidimensionalen Modellierung für den ebenen Verformungszustand in einem repräsentativen Querschnitt durch beide Teilbaugruben durchgeführt. Die räumlichen Einflüsse, die senkrecht zur Berechnungsebene das Verformungsverhalten beeinflussten, wurden durch eine dezidierte Unterteilung der Aushubschritte mit realitätsnaher Berücksichtigung der wirksamen Stützkonstruktion der Verbauwände modelliert, siehe hierzu [13]. Die zeitabhängigen Einflüsse auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion wurden mit einer undrnierten Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse unter Verwendung der tatsächlichen Bauzeiten erfasst.

Der Berechnungsquerschnitt wurde in den Messquerschnitt MQ 3 (Bild 11) gelegt, ist aber aufgrund des vergleichbaren Bauablaufs auch für die Messquerschnitte MQ 1 und MQ 2 unter Berücksichtigung der entsprechenden Bauzeiten repräsentativ.

In Bild 12 ist ein Ausschnitt des FE Modells mit einem detaillierten Bereich für die Teilbaugrube I dargestellt.

In Tabelle 5 sind für das Hardening Soil (HS) Modell die Materialparameter zusammengestellt.

Zur Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen mit dem Hardening Soil Small (HSS) Modell erfolgte die Ermittlung der zwei zusätzlichen Materialparameter in Anlehnung an [20] auf empirischer Grundlage. In Tabelle 6 sind die verwendeten Parameter zusammengestellt.

Zur Berücksichtigung des spannungspfadabhängigen Materialverhaltens erfolgte eine Unterteilung in charakteristische Spannungsverlaufszonen (SPZ) nach Tabelle 2 für die jeweiligen Längsstreifen der Teilbaugrube I. Die spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit wurde dabei mit

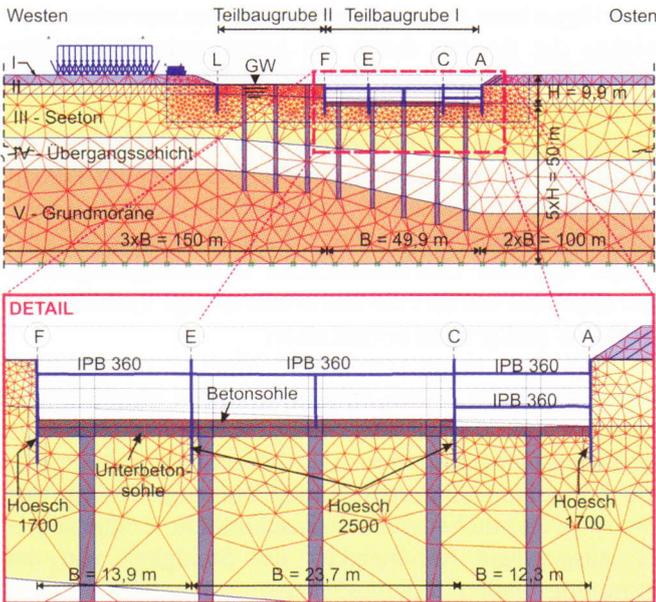


Bild 12. FE-Modell für Messquerschnitt MQ 3  
Fig. 12. FE model for section MQ 3

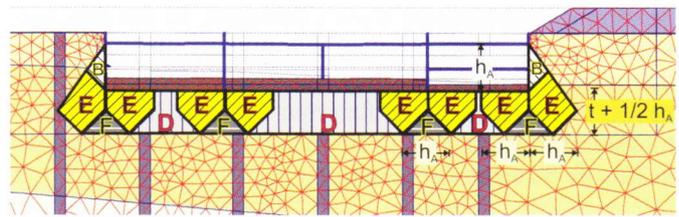


Bild 13. Optimiertes FE-Modell mit charakteristischen Spannungspfadzonen (SPZ)  
Fig. 13. Optimized FE model with characteristic stress path zones (SPZ)

Der Kompressionsmodul  $E_{oed,ref}$  ist in dem Bodenmodell auch ein Parameter zur Beschreibung der kappenförmigen Fließfunktion und dadurch kein unabhängiger Materialparameter. Da  $E_{oed,ref}$  mit anderen Parametern in Abhängigkeit steht, wurde er losgelöst von der bodenmechanischen Definition mit der Sekantensteifigkeit  $E_{50,ref}$  gleichgesetzt.

Da der Einfluss der Spannungspfadabhängigkeit auf den Schubmodul  $G_0$  bei kleinen Dehnungen versuchs-

Tabelle 5. Materialparameter für die Bodenschichten (HS-Modell)  
Table 5. Soil parameters (HS model)

Bodenschicht	$\gamma/\gamma_r$ kN/m <sup>3</sup>	$k_x=k_y$ m/d	$E_{50}^{ref}$ MN/m <sup>2</sup>	$E_{oed}^{ref}$ MN/m <sup>2</sup>	$E_{ur}^{ref}$ MN/m <sup>2</sup>	$p^{ref}$ kN/m <sup>2</sup>	$\nu_{ur}$ -	m -	$\varphi'$ °	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\psi$ °	$R_f$ -
Auffüllung	21/21	8,64E-02	6,0	6,0	30,0	100	0,20	0,70	30,0	0,1	0	0,9
Beckensand	19/20	1,730	8,0	8,0	40,0	100	0,20	0,50	27,5	0,1	0	0,9
Seeton	19/19	8,64E-04	3,0	3,0 <sup>1)</sup>	15,0	100	0,20	0,73	22,5	0,1	0	0,9
Übergangsschicht	22/22	8,60E-04	8,0	8,0	40,0	100	0,20	0,50	25,0	0,1	0	0,9
Grundmoräne	20/20	8,60E-04	40,0	40,0	200,0	100	0,20	0,80	30,0	0,1	0	0,9

1) Für  $E_{oed}$  wurde ein Bereich von 3,0 bis 5,0 MN/m<sup>2</sup> angegeben

Tabelle 6. Ergänzende Materialparameter für die Bodenschichten (HSS-Modell)  
Table 6. Additional soil parameters (HSS model)

Bodenschicht	$G_0^{ref}$ MN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{0,7}$ -
Auffüllung	60,0	2,6E-04
Beckensand	70,0	2,1E-04
Seeton	20,0	3,0E-04
Übergangsschicht	40,0	2,0E-04
Grundmoräne	180,0	8,6E-05

Tabelle 7. Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten  
Table 7. Modified stress path dependent stiffness

SPZ	$f_{TSP}$	$E_{50}^{ref}$ in MN/m <sup>2</sup>	$E_{ur}^{ref}$ in MN/m <sup>2</sup>
D	4,2	12,6	63,0
E	3,8	11,4	57,0
F	6,5	19,5	97,5

modifizierten Materialparametern für die jeweiligen Spannungspfadzonen berücksichtigt. In Bild 13 ist das optimierte FE-Modell dargestellt. Die Einteilung erfolgte unter Berücksichtigung der Bauweise mit einer abschnittsweise hergestellten Sohlanssteifung bei vorhandener hochgelegener oberer Aussteifung. Die verwendete Bezugsgröße wurde durch den Abstand der oberen Aussteifung zur geplanten Aushubtiefe mit  $h_A = 5,9$  m definiert.

In Tabelle 7 sind die modifizierten spannungspfadabhängigen Steifigkeiten für das Hardening Soil Modell zusammengestellt.

technisch nicht untersucht werden konnte, wurde zunächst eine allgemeine Parametervariation durchgeführt. Mit einer Zunahme des Schubmoduls ist erwartungsgemäß eine Reduzierung der Verformungen eingetreten. Eine gleichmäßige Erhöhung bzw. Variation von  $G_{0,ref}$  in den Spannungspfadzonen war aber nicht ausreichend für eine zufriedenstellende Annäherung an die Messergebnisse, weswegen hierzu noch weiterer Forschungsbedarf gegeben ist. Aus [20] ist eine allgemeine Zunahme von  $G_{0,ref}$  in Richtung der größten effektiven Hauptspannung  $\sigma'_1$  bei induzierter Anisotropie bekannt. In Richtung der kleineren effektiven Hauptspannung  $\sigma'_3$  bleibt der Schubmodul nahezu konstant. Darüber hinaus wird von einer Abnahme des Schubmoduls in Richtung der kleineren Hauptspannung  $\sigma'_3$  bei einer Zunahme des effektiven

Spannungsverhältnisses  $\sigma'_1/\sigma'_3$  berichtet. In der durchgeführten numerischen Analyse wurde daher der Schubmodul in den charakteristischen Spannungspfadzonen näherungsweise mit dem modifizierten Ent- und Wiederbelastungsmodul gleichgesetzt. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle 8 zusammengestellt.

Tabelle 8. Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen

Table 8. Modified stress path dependent stiffness at small strains

SPZ	$G_0^{ef}$ in MN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{0,7}$
D	63,0	2,8E-04
E	57,0	2,1E-04
F	97,5	1,3E-04

Die Berechnungsergebnisse für das HSS-Modell sind in Bild 14 dargestellt und beschreiben eine gute Annäherung an die Messergebnisse. In Anbetracht der komplexen Bauweise kann die Baugrund-Tragwerk-Interaktion unter Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit zufriedenstellend simuliert werden. Die Verwendung des Dilatanzwinkels mit  $\psi = 15^\circ$  für den Seeton in den Spannungspfadzonen führte dabei zu einer guten Übereinstimmung.

## 6 Zusammenfassung

In dem Beitrag sind die wesentlichen Erkenntnisse aus einer Forschungsarbeit an der Universität Kassel über das Materialverhalten von weichen Böden hinsichtlich der Verformungen unter besonderer Berücksichtigung charakteristischer Belastungssituationen, die bei der Herstellung von Baugruben entstehen, zusammengefasst.

Die Forschungsarbeit lässt sich in drei aufeinander aufbauende Bearbeitungsschwerpunkte gliedern. Mit umfangreichen Baugrubenmodellversuchen zur qualitativen Beurteilung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion wurde als

erste Hypothese eine Abgrenzung des Beanspruchungsbereiches des Bodens durch die horizontale Wandverformung auf der Grundlage der durchgeführten Spannungsmessungen identifiziert.

In dem zweiten Schwerpunkt wurden mit einer numerischen Parameterstudie an drei idealisierten Verbaukonstruktionen die sensitiven Eingabeparameter des verwendeten höherwertigen Bodenmodells herausgearbeitet. Ferner konnten charakteristische Spannungsverlaufszonen abgeleitet werden, die das zeitabhängige Verformungsverhalten maßgebend beeinflussen.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der weichen Böden wurde im dritten Schwerpunkt mit Elementversuchen untersucht. Besonders hervorzuheben sind hier die spannungspfadgesteuerten Triaxialversuche mit Proben von normalkonsolidiertem Kaolin und ungestörtem Seeton. Als wesentliche neue wissenschaftliche Erkenntnis ist die ausgeprägte Abhängigkeit der Steifigkeit von den Spannungspfaden hervorzuheben.

Abschließend ist eine Näherungsmethode vorgestellt worden, die eine Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit entsprechend den charakteristischen Spannungsverlaufszonen ermöglicht. Unter Berücksichtigung der zeitlichen und räumlichen Effekte bei der Herstellung von Baugruben in weichen Böden konnte das zeit- und spannungspfadabhängige Materialverhalten in einer numerischen Analyse von drei schwierigen Baugrubenprojekten in weichen Böden in der Nähe des Bodensees auf der Grundlage von umfangreichen baubegleitenden Messergebnissen validiert werden, von denen eins hier auszugsweise beschrieben wurde. Die vorgestellte Methode beschreibt somit für die Berechnung von Baugruben in weichen Böden eine Optimierung, die für zukünftige Projekte bei vergleichbaren Randbedingungen besser abgesicherte Prognosen der Beanspruchungen und besonders der zu erwartenden Verformungen ermöglicht.

## Literatur

- [1] Moormann, Ch.: 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 TU Darmstadt, Heft 59 (2002).
- [2] Long, M.M.: Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. J. Geotech. and Geoenvironm. Eng., ASCE 127(3) (2001), pp. 203–224.
- [3] Carder, D.R.: Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques. Report 172 (1995), TRL, Crowthorne.
- [4] Clough, G.W.; O'Rourke, T.D.: Construction induced movements of in-situ walls. De-sign and Performance of Earth Retaining structures, Geotechnical special publication 25 (1990), ASCE, New York, pp. 439–470.
- [5] Clough, G.W.; Smith, E.M.; Sweeney, B.P.: Movement control of excavation support systems by iterative design. Proc. of Congress on Foundation Eng. Current Principles and Practices, Evanston, Illinois, 1989, ASCE, GSP 22, Vol. 2 (1989), pp. 869–884.
- [6] Peck, R.B.: Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the Art Report, Proc. of the VII ICSMFE (1969), Mexico, pp. 225–290.
- [7] Wolff, R.: Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche. Mittei-

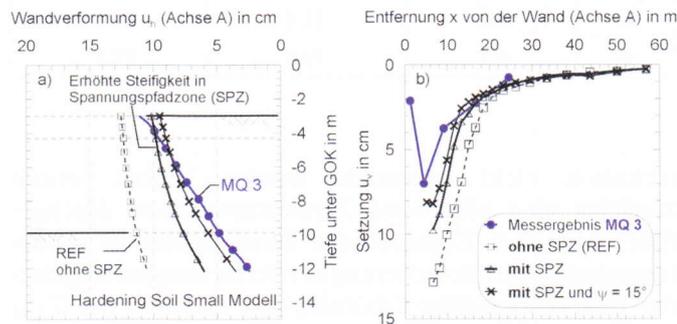


Bild 14. Vergleich der numerischen Ergebnisse unter Berücksichtigung einer erhöhten Steifigkeit in den Spannungsverlaufszonen mit Messergebnissen für MQ 3 nach Aushub auf -9,9 m in Achse A-C (HSS Modell): Wandverformung in Achse A (a) und Setzungen hinter der Wand (b)

Fig. 14. Comparison of numerical results considering stress path dependent stiffness in stress path zones with measurement data in section MQ 3 after excavation depth -9.9 m in axis A-C (HSS model): wall deformation in axis A (a) and settlements behind wall (b)

- lungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TU Darmstadt, Heft 16 (1975).
- [8] *Besler, D.*: Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden. Universität Dortmund, Lehrstuhl Baugrund und Grundbau, Heft 22 (1998).
- [9] *Kremer, A.*: Das Tragverhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen I<sub>g</sub> – Modellversuch. Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bericht-Nr. 18 (1998).
- [10] *Khan, M.R.A.; Hayano, K.; Kitazume, M.*: Effects of sea-side ground improvement on the stability of existing sheet pile quay walls. Numerical Methods in: Geotechnical Engineering. Schweiger (ed.), Taylor & Francis group, London (2006), pp. 865–871.
- [11] *Wolffersdorff, P.-A. von*: Auswertung des Spundwandfeldversuches in Hochstetten. Abschlussbericht (1994).
- [12] *Kort, D.A.*: Steel sheet pile walls in soft soil. Technische Universität Delft. DUP Science, Delft (2002).
- [13] *Becker, P.*: Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden. Universität Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 22 (2009).
- [14] *Soumaya, B.*: Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden. Universität Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 16 (2005).
- [15] *Powrie, W.; Daly, M.P.*: Centrifuge model tests on embedded retaining walls supported by earth berms. Géotechnique 52 (2002), No. 2, pp. 89–106.
- [16] *Powrie, W.; Daly, M.P.*: Centrifuge modelling of embedded retaining walls with stabilising bases. Géotechnique 57 (2007), No. 6, pp. 485–497.
- [17] *Thaher, M.*: Tragverhalten von Pfahl-Plattengründungen im bindigen Baugrund. Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche. Mitteilungen des Inst. für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 15 (1991).
- [18] *Raabe, E.-W.*: Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen. Mitteilung des Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 14 (1984).
- [19] *Schanz, T.*: Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Universität Stuttgart, Mitteilung des Inst. f. Geotechnik, Heft 45 (1998).
- [20] *Benz, T.*: Small strain stiffness of soils and its numerical consequences. Universität Stuttgart. Mitteilung des Institutes für Geotechnik, Heft 55 (2007).
- [21] *Masin, D.*: A hypoplastic constitutive model for clays. In: Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 29(4) (2005), pp. 311–336.
- [22] *Masin, D.; Herle, I.*: Improvement of a hypoplastic model to predict clay behaviour under undrained conditions. Acta Geotechnica (2007), No.2, pp. 261–268.
- [23] *Niemunis, A.*: Extended hypoplastic model for soils. Ruhr Universität Bochum, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 34 (2002).
- [24] *Becker, P.; Gebreselassie, B.; Kempfert, H.-G.*: Back analysis of a deep excavation in soft lacustrine clays. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Arlington, Virginia, USA 2008 (paper 5.17, CD-ROM).
- [25] *Krieg, S.; Lächler, W.; Siebler, G.*: Geotechnische Besonderheiten bei einer großen Baugrube mit Randbebauung in Konstanz Seeton. 3. Geotechniktag in München (2004), S. 111–129.
- [26] *Krieg, S.; Lächler, W.; Siebler, G.*: Tiefe Baugrube in breiigen Seetonen für das Seeuferhaus in Konstanz. Vorträge der Baugrundtagung 2004, Leipzig, S. 49–56.

#### Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Patrick Becker  
University of Strathclyde, Department of Civil Engineering  
107 Rottenrow, Glasgow G4 0NG  
Scotland, UK  
Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert  
Universität Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik  
Fachgebiet Geotechnik  
Mönchebergstr. 7  
34125 Kassel

## BAUTECHNIK aktuell

### Transportbetonindustrie nur verhalten optimistisch

Der Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e. V. (BTB) erwartet nach den massiven Produktionseinbrüchen im vergangenen Jahr auch für 2010 einen weiteren Rückgang der jährlichen Transportbetonmenge. Im Jahr 2009 hatte die Produktion der 1910 Transportbetonwerke bei 37,7 Mio. Kubikmetern gelegen. Dies bedeutete im Vergleich zum Vorjahr ein Minus von 8 %. Der Umsatz der Branche lag 2009 mit 2,502 Mrd. € 3 % unter dem Vorjahresniveau.

Im Rahmen der BTB-Jahrespressekonferenz am 8. September 2010 in Berlin führte Verbandspräsident Dr. Erwin Kern unter anderem den langen Winter als Grund der ausbleibenden Erholung an. Dieser habe die Bautätigkeit massiv gehemmt.

Die Transportbetonindustrie habe in der Folge im ersten Quartal 2010 einen Produktionsrückgang von 20 % verbucht. Trotz eines Aufholprozesses in den Monaten April bis August erwartet Dr. Kern für das laufende Jahr einen leichten Mengenzugang.

Sorgen bereitet der Branche auch die Tatsache, dass nach Angaben des Statistischen Bundesamtes der Durchschnittserlös für Transportbeton bis Juni 2010 gegenüber dem Vorjahresmonat um 4,3 % gesunken ist. Laut BTB spiegeln sich darin Preiskämpfe innerhalb der Transportbetonindustrie wider, die vor allem in den Ballungsgebieten stattfinden. Eine Entwicklung, die insbesondere bislang gesunde mittelständische Betriebe auszubluten droht und die Konzentrations-tendenzen verstärkt.

Für 2011 sieht der Verband eine leichte Belebung im Wohnungsbau, eine stabile Entwicklung im Wirtschaftsbau, während im öffentlichen Bau das Auslaufen der Konjunkturpakete I und II auch der Transportbetonindustrie zu schaffen ma-

chen wird. Im Saldo rechnet der BTB für 2011 nur mit einem stagnierenden bis leicht positiven Ergebnis in der Menge. Weitere Informationen unter [www.transportbeton.org](http://www.transportbeton.org).



Der Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e. V. (BTB) erwartet nach massiven Produktionseinbrüchen im vergangenen Jahr auch für 2010 einen weiteren Rückgang der jährlichen Transportbetonmenge

(Foto: obs/BetonMarketing Deutschland)