

Parameterbestimmung für FE-Berechnungen zur Setzungsprognose auf Tagebaukippenböden¹⁾

Grundlagen und Anwendungsbeispiele

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schanz
Professur Bodenmechanik, Bauhaus-Universität Weimar
Dipl.-Ing. M. Götz
Erdbaulabor Leipzig GmbH, Markkleeberg

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Beitrag wird die Eignung der FEM zur Verformungsabschätzung bei Bauaufgaben auf Tagebaukippen diskutiert. Im Teil 1 des Beitrages wird besonders auf die speziellen Anforderungen die ein derartiges geotechnisches Randwertproblem an die Modellbildung im Bezug auf das Materialverhalten stellt eingegangen. Schwerpunkte sind hierbei die realistische Berücksichtigung der Bodensteifigkeiten, die wirklichkeitsnahe Erfassung des Primärspannungszustandes und eine ausreichende Kalibrierung und Verifizierung des gewählten Modells.

Im Teil 2 werden exemplarisch die Ergebnisse aus Triaxialscherversuchen an Kippenmischböden über eine FE-Modellrechnung rückgerechnet. Aus dem Vergleich der reellen Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der numerischen Simulation wird abgeleitet, dass mit dem HS-Modell das Spannungs-Verformungsverhalten des Kippenbodens in guter Näherung beschrieben werden kann.

EINLEITUNG

In der Geotechnik auftretende Stabilitätsprobleme können heute in der Regel zufriedenstellend gelöst werden. Im Unterschied dazu ist es jedoch schwierig, die Größe von Setzungen und Verformungen von Konstruktionen in der richtigen Größenordnung zu prognostizieren. Es existiert zwar mit den verschiedenen Normen eine umfangreiche Anzahl von Regelarien. Obwohl besonders im Bereich der Verformungsabschätzungen in den letzten Jahrzehnten eine erhebliche Wissenserweiterung stattfand, besteht die Tatsache, dass in der Praxis gemessene Verformungen, durch Berechnungsergebnisse signifikant sowohl unter- als auch überschätzt werden.

Ein wesentlicher Grund für diese Abweichungen liegt im Allgemeinen in der Wahl der Steifigkeitsparameter, die zur Charakterisierung des Verformungsverhaltens des Baugrunds in Berechnungen getroffen wird.

In der Literatur sind verschiedentlich die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen dokumentiert, bei denen ein größerer Teilnehmerkreis Berechnungsprognosen zu einem (oftmals fiktiven) geotechnischen Randwertproblem eingereicht hat. Das Gesamtergebnis dieser Untersuchungen ist jedoch mehr als ernüchternd: trotz der Verwendung von einheitlichen Materialkennwerten, der gleichen Geometrie und z.T. des gleichen Berechnungsprogramms kam es teilweise zu gravierenden Unterschieden in den Berechnungsergebnissen. Dies ist besonders deshalb enttäuschend, weil Verformungsberechnungen in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung gewonnen haben.

Diesem Sachverhalt wird auch durch die aktuellen Bemühungen der europäischen Normung Rechenschaft getragen, innerhalb der zwischen dem üblichen Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem zusätzlichen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden wird.

¹⁾: Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg:
Geotechnisches Kolloquium am 06. 10. 2000

MATERIALMODELL

In diesem Abschnitt wird exemplarisch ein Stoffgesetz, das sogenannte *Hardening Soil Modell* (HS Modell), vorgestellt, welches in der Lage ist, die wesentlichen Eigenschaften von Böden, in diesem Beitrag vorrangig diskutiert bezüglich der Steifigkeit, realistisch zu erfassen. Das Modell wird in einer reduzierten Grundversion, d.h. mit nur einer Fließfläche vorgestellt. Für eine detaillierte Darstellung des vollständigen Modells wird auf Schanz (1998) verwiesen. Das HS-Modell beschreibt das mechanische Verhalten von sowohl nichtbindigen Böden (Sand und Kies) als auch überkonsolidierten Tonen und Schluffen. Es ist seit vielen Jahren in dem FE-Programm *PLAXIS* implementiert und wird weltweit erfolgreich für geotechnische Berechnungen verwendet. Das Modell ist im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie formuliert. Eine wesentliche Komponente des HS-Modells ist die in Bild 1 dargestellte hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Triaxialzustände. Die zweite wesentliche Komponente des HS-Modells bildet die Formulierung der Steifigkeit entsprechend Glg. 1.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m$$

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur} \quad p^{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (1)$$

Es werden die (elastische) Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} und eine konstante Querdehnungszahl ν verwendet. Eine analoge Formulierung gilt für die Steifigkeit bei einer initialen (Erst-)Belastung. Statt dem Anfangstangentenmodul E_i entsprechend Bild 1 benutzen wir jedoch den Sekantenmodul E_{50} , mit

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m$$

Diese Formulierung der Steifigkeit (Spannungs- und Belastungsrichtungsabhängigkeit) stellt einen wesentlichen Vorteil des HS-Modells dar. Durch die Formulierung des Modells im Rahmen der Plastizitätstheorie wird entsprechend der Belastungsrichtung die jeweilige Steifigkeit *automatisch* über eine sogenannte *Schaltfunktion* zugeordnet.

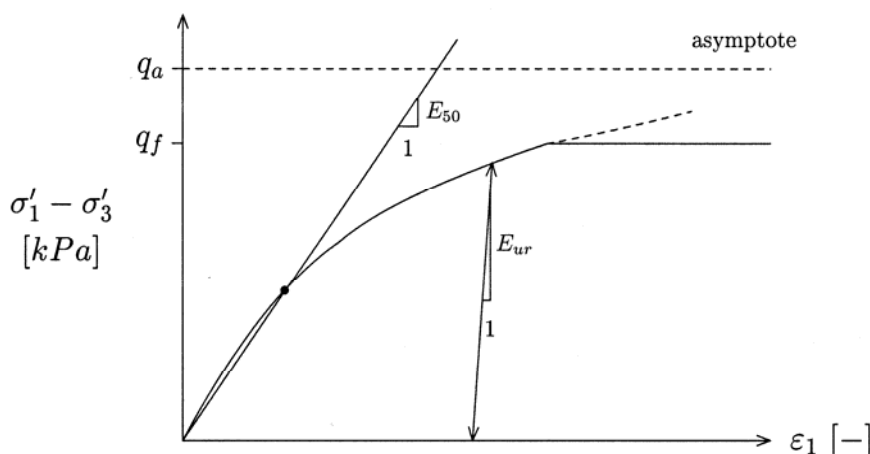


Bild 1: (Hyperbolische) Spannungs-Dehnungsbeziehung für triaxiale Belastungspfade (Kondner & Zelasko 1963)

Das HS-Modell beinhaltet darüber hinaus in seiner Grundversion eine isotrope Reibungsverfestigung; dabei findet ein Mohr Coulomb'sches Kriterium als Bruchbedingung Verwendung. Als Verfestigungsparameter wird der plastische Anteil der Schubverzerrung, γ^p gewählt.

Aus der Definition des plastischen Potentials resultiert eine nichtassozierte Fließregel, die über den mobilisierten Dilatanzwinkel einen Zusammenhang zwischen den plastischen Volumenverzerungsraten und den plastischen Schubverzerrungsraten herstellt.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p$$

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad \varphi_{cv} = \varphi_p - \psi_p$$

Alle im HS Modell verwendeten Parameter haben entweder eine explizite geotechnische Bedeutung, d.h. sie können aus Standard-Laborversuchen ermittelt werden, oder sie werden durch das Nachrechnen einzelner Kalibrierungsversuche ermittelt.

Aber auch derartige Modelle wie das vorgestellte weisen noch Defizite auf, besonders wenn es um die Beantwortung von spezielleren Fragen geht: eine wichtige zukünftige Erweiterung des HS-Modells bestünde z.B. in der Berücksichtigung einer zunehmenden Steifigkeit für kleine Verzerrungen.

Abschließend ist bei der Auswahl und Anwendung eines (verfügbaren) Bodenmodells folgendes zu beachten: wünschenswert wäre in einem ersten Schritt der Berechnung eine Kalibrierung des Modells mittels vorhandener Versuchsergebnisse bzw. empirischer Zusammenhänge (Erfahrung mit dem Boden und dem Modell).

In einem zweiten Schritt wäre die Verifizierung des solchermaßen kalibrierten Modells, z.B. an einem Feldversuch, ideal. Erst mit dem derartig eingespielten Modell erfolgt im dritten Schritt die eigentliche Berechnung.

EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse von 1-dimensionalen Kompressionsversuchen mit verhinderter Seitendehnung (Oedometerversuchen) und Triaxialversuchen an Sand unterschiedlicher Lagerungsdichte dargestellt. In der Praxis ist eine Ermittlung des Steifemoduls E_s als Sekantenmodul, z.B. über einen Spannungsbereich von 50 bis 150 kPa, üblich.

In Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 sind in der Literatur für den Exponenten 'm' aus Glg. 1 Werte zusammengestellt. Die Arbeiten von Janbu (1963) und v. Soos (1997), welche auf der Untersuchung einer Vielzahl von Sanden beruhen, zeigen Werte für m im Bereich von 0.4 bis 0.75. Neben diesen Daten werden drei Sande im folgenden detaillierter untersucht, da für diese sowohl Oedometer- als auch Scherversuche zur Verfügung stehen. Es handelt sich dabei um den Karlsruhe-Sand, den französischen Hostun-Sand und den japanischen Toyoura-Sand. Es handelt sich um drei Feinsande mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50}=0.16, 0.32$ und 0.33 mm. Alle drei Sande sind durch ein Ungleichförmigkeitszahl von ca. 1.5 gekennzeichnet.

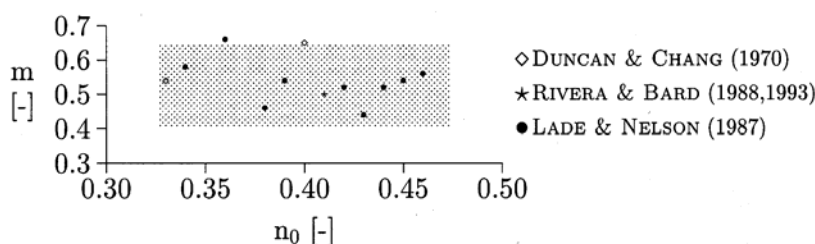


Bild 2: Steifigkeit von Sand im Triaxialversuch - Exponent m

Werte in der Literatur für normalisierte Oedometermodule, d.h. für eine Referenzspannung von 100 kPa bestimmte Steifemodule zeigen deutlich höhere Werte für einen dichten (30-40 MPa) als für einen lockeren Sand (15-25 MPa), wobei sich ein Verhältnis von 2 bis 3 zwischen den Extremwerten ergibt.

Im Gegensatz zur Definition der spannungsabhängigen Oedometersteifigkeit wird für den aus dem Triaxialversuch gewonnenen Modul E_{50} in Anlehnung an *Kondner & Zelasko* (1963) und *Duncan & Chang* (1970) die kleinere Hauptspannung als Referenzspannung gewählt. Unter Berücksichtigung dieses Unterschieds ergeben sich folgende empirischen Ergebnisse: Wie beim Oedometerversuch ergeben sich auch hier (siehe Bild 2) Werte von 0.4 bis 0.7 für den Exponenten m .

In Bild 3 sind gemessene Triaxialmodule in Abhängigkeit der initialen Porenzahl aufgetragen. In der Fachliteratur kaum direkt veröffentlicht, wurden sie aus den Arbeitslinien von vielen Sanden ermittelt. Dabei wurden ausschließlich Versuchsergebnisse mit einem Seitendruck von 100 kPa ausgewertet.

Nachdem Versuchsergebnisse sowohl für den Steifemodul als auch für den Triaxialmodul quantifiziert worden sind, sollen diese Module zunächst rein empirisch miteinander verglichen werden. Auf den ersten Blick erscheinen die normierten Werte schon ähnlich, denn die Erfahrung zeigt Module mit Werten zwischen 10 und 75 MPa, wobei ein lockerer Feinsand mehr zu der unteren Grenze und ein dichter Grobsand mehr zu der oberen Grenze neigt. Es ergibt sich in etwa ein Verhältnis von 2 bis 7 zwischen den dichten Grobsand-Steifigkeiten und den lockeren Feinsand-Steifigkeiten. Ein genauer Vergleich des Steifemoduls mit dem Triaxialmodul ist leider nur bei den drei Spezialsanden (Hostun-, Karlsruhe- und Toyoura-Sand) möglich, denn nur hier sind die Werte der beiden unterschiedlichen Module vorhanden.

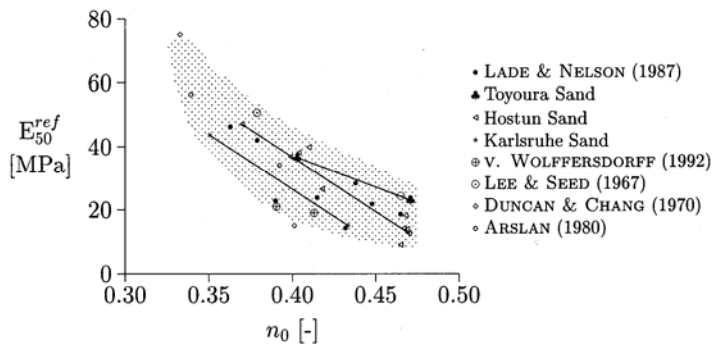


Bild 3: Steifigkeit von Sand im Triaxialversuch - Referenzmodul

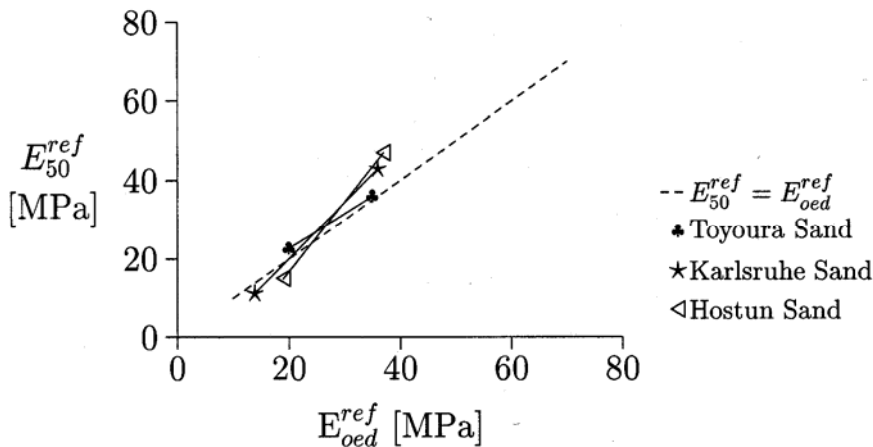


Bild 4: Steifigkeit von Sand - Zusammenfassung

Die in Bild 4 aufgetragenen Werte zeigen dann, dass die im Oedometer ermittelten, normierten Steifemodule gut mit den normierten Sekantenmodulen aus drainierten Standard-Triaxialversuchen korrelieren, zum mindesten nach passender Normierung. Dabei muss auf die unterschiedliche Normierung beider Module Rücksicht genommen werden. Der Steifemodul wurde für eine Vertikalspannung und der Triaxialmodul für eine Horizontalspannung normiert. Bei anisotropen Spannungszuständen ergibt sich deshalb ein Unterschied zwischen dem aktuellen Steifemodul und dem aktuellen Triaxialmodul.

Es soll betont werden, dass die obigen Beziehungen zwischen dem Steifemodul und dem Triaxialmodul rein empirische Korrelationen sind, die vor allem bei nicht-linearen Berechnungen eine wichtige Rolle spielen. Bei einer konventionellen Setzungsberechnung wird üblicherweise keine Arbeitslinie von Triaxialversuchen herangezogen, sondern nur der Steifemodul. Selbst bei der Anwendung von geschlossenen Formeln aus der Elastizitätstheorie, die einen Triaxialmodul verlangen, errechnet man sich diesen Triaxialmodul E aus dem Steifemodul.

In den vorhergehenden Abschnitten wurde zunächst ein normierter Steifemodul eingeführt, der mit der Dichte und der Kornverteilung, aber nicht mit dem Spannungsniveau variiert. Dabei soll ergänzend erwähnt werden, dass das Verhalten von Sanden unter Erstbelastung betrachtet wurde. Somit handelt es sich um einen normalkonsolidierten Boden. Es wurde zusätzlich ein normierter Triaxialmodul eingeführt, der sich aus Triaxialversuchen ermitteln lässt und genau wie der normierte Steifemodul nur von der Dichte und der Kornverteilung abhängig ist. Beim Vergleich von vielen Versuchsergebnissen ließ sich feststellen, dass beide Module meistens in etwa denselben Wert haben. Somit ergibt sich eine Korrelation zwischen Steifemodulen aus Oedometer- und aus Triaxialversuchen.

Letztendlich stellt sich die Frage, welche Steifigkeit man in numerischen Berechnungen verwenden soll. In der Ingenieurpraxis liegen meistens Ergebnisse von Oedometerversuchen in Form von Steifemodulen vor. Aus den Ergebnissen der vorhergehenden Abschnitte ergibt sich unter Beachtung der unterschiedlichen Normierung die empirische Relation $E_s^{ref} \text{ ca. } E_{50}^{ref}$. Berücksichtigt man diesen Unterschied, ergibt sich $E_s \text{ ca. } 1.5 E_{50}$, zumindestens für einen normalkonsolidierten Boden mit $\sigma_1/\sigma_3 \text{ ca. } 0.4$.

Die genannte Korrelation kann zum einen dazu benutzt werden, Oedometermodule in Triaxialmodule umzurechnen, oder umgekehrt.

Eine weitere Anwendung dieser Beziehung liegt im Bereich der numerischen Stoffmodellierung. In diesem Bereich existieren verschiedenartige Modelle zur Beschreibung granularer Materialien, und es wäre interessant zu überprüfen, inwiefern sich diese empirisch gefundenen Zusammenhänge mit den existierenden Modellen bestätigen lassen.

Probleme der Bebauung von Tagebaukippen

Durch die Sanierung der Tagebaurestflächen im Mitteldeutschen Revier kommt es zunehmend zur Inanspruchnahme des Kippenuntergrundes zur Gründung von Bauwerken. Allein am Beispiel der Seenlandschaft im südlichen Anschluss an die Städte Leipzig, Markkleeberg und Zwenkau sind

- wasserbauliche Bauwerke der Seenverbindungen und des Hochwasserschutzes (Schleusen, Hochwasserabsperrbauwerke)
- Verkehrsbauwerke (Neubau A38, inkl. Brücken)
- Sport-, Wohn- und Erholungsbauten

unmittelbar auf Tagebaukippenboden und im Übergangsbereich zwischen Tagebaukippe und Gewachsenem zu planen.

Für die Beurteilung dieser geotechnischen Problemstellungen werden Bodenmodelle auf der Grundlage der Finite-Elemente-Methode als notwendig erachtet.

Für eine praktische Anwendung von FE-Modellierungen zu Setzungsberechnungen sollte die Voraussetzung erfüllt sein, dass mit dem gewählten Stoffgesetz das Spannungs-Verformungsverhalten des Kippenbodens in guter Näherung erfasst werden kann. Für diese Verifizierung der Eingangsparameter im FE-Modell werden im Folgenden die Ergebnisse einer numerischen Simulationen von Triaxialscherversuchen auf der Grundlage des HS-Modells dargestellt und diskutiert.

Datenmaterial

Im Rahmen einer Datenbereitstellung der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH, Borna, sind 20 CIU-pS-Triaxialscherversuche an Proben des Kippenmischbodens aus dem Tagebau Zwenkau ausgewertet worden.

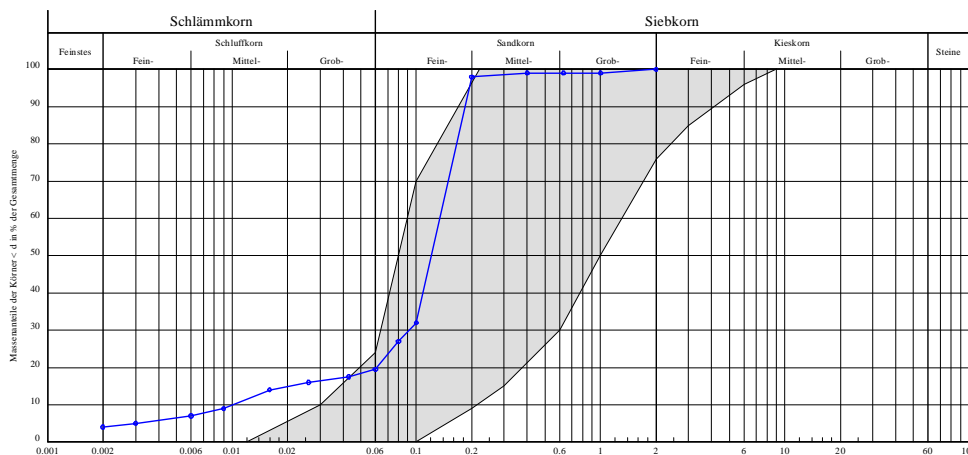


Bild 5: Typische Korngrößenverteilung des Kippenmischbodens mit SF-Band

Die Versuchsauswertungen zum wirksamen Reibungswinkel im Bruchzustand nach dem Kriterium $\sin \phi' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ und zur Steifigkeit E_{50} nach Schanz (1998) sind in Tabelle 1 zusammengestellt:

Tabelle 1: Versuchswerte am Kippenmischboden des Tagebaues Zwenkau

Triax-versuch	Korngröße d_{50} [mm]	wirks. Konsolidationsspannung [kN/m ²]	wirks. Reibungswinkel ϕ' [°]	q_{50} ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) / 2 [kN/m ²]	Porosität nach Konsolidation n_2 [-]	Steifigkeit E_{50} [MN/m ²]
60/89/H G39_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	18,2	14	0,52	9,6
60/89/H G40_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	20,5	14	0,50	32,8
60/89/H G52_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	21,2	13	0,51	10,9
60/89/H G51_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	23,2	15	0,48	34,4
62/89/H G54_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	21,8	16	0,48	34,4
62/89/H G56_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	22,1	13	0,50	25,6

Triax-versuch	Korngröße d_{50} [mm]	wirks. Konsolidationsspannung [kN/m ²]	wirks. Reibungswinkel ϕ' [°]	q_{50} ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) /2 [kN/m ²]	Porosität nach Konsolidation n_2 [-]	Steifigkeit E_{50} [MN/m ²]
62/89/H G57_90	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	23,6	14	0,49	34,9
P 3267 G06991	0,14	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	25,3	18	0,39	34,9
P 3267 G07091	0,14	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	20,7	16	0,43	33,3
P 3267 G07191	0,14	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	27,7	17	0,40	41,2
P 3267 G07291	0,14	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	22,0	16	0,42	36,5
20/88/H G11588	0,09	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	31,8	24	0,46	44,0
20/88/H G11788	0,09	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 100	23,6	35	0,45	19,9
20/88/H G11888	0,09	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 100	24,5	27	0,50	34,6
20/88/H G11988	0,09	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 300	25,3	96	0,40	29,0
21/88/H G11688	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 50	18,2	17	0,48	26,3
21/88/H G12888	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 100	19,3	28	0,48	17,1
21/88/H G12988	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 100	19,9°	29	0,46	41,6
21/88/H G13088	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 300	19,5°	69	0,45	14,9
21/88/H G13188	0,12	$\sigma'_1 = \sigma'_3$ 300	21,5°	76	0,44	24,8

Numerische Simulation der Triaxialscherversuche

Zur numerischen Simulation der Versuche kam das FE-Modell nach Bild 5 zur Anwendung.

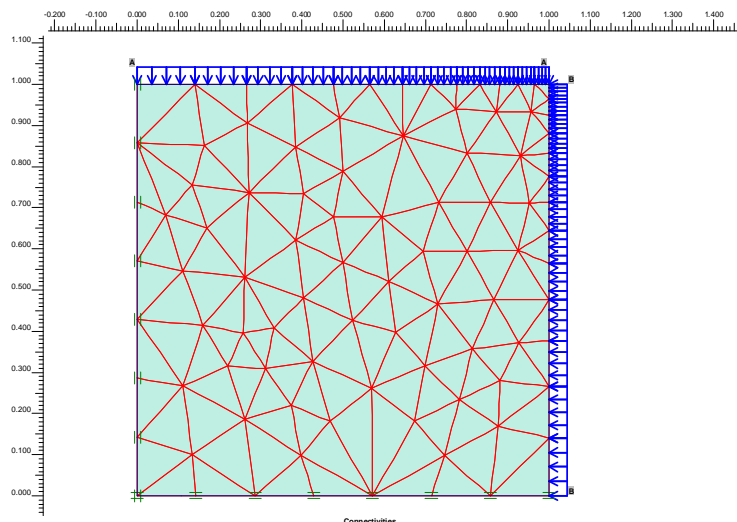


Bild 5: Diskretisierung des FE-Netzes

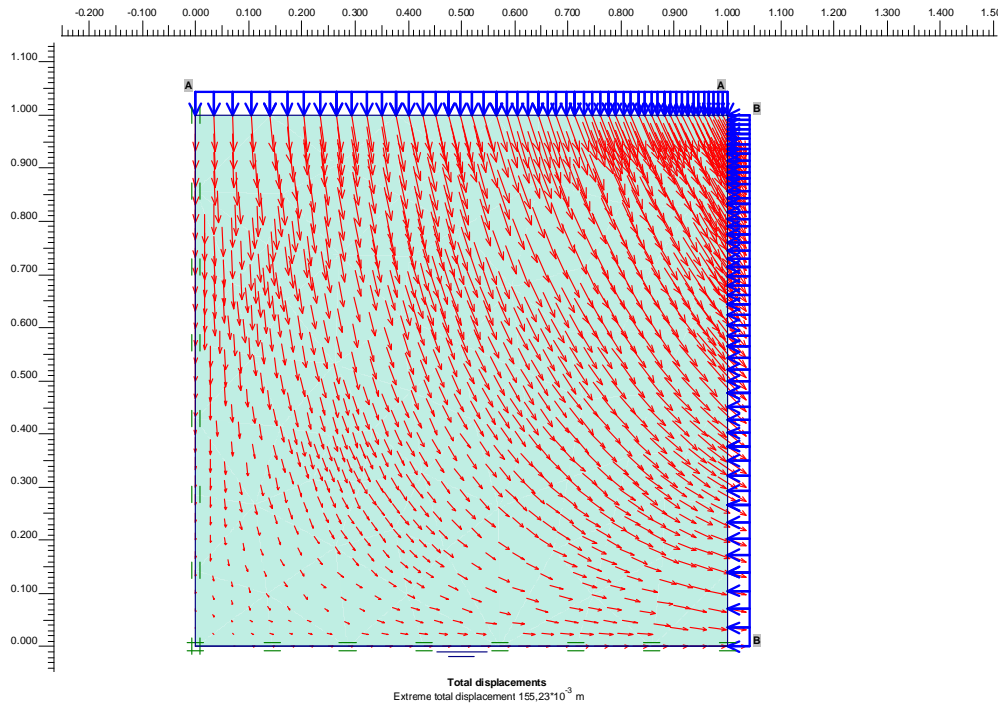


Bild 6: numerisch ermittelte Verschiebungsvektoren im Bruchzustand

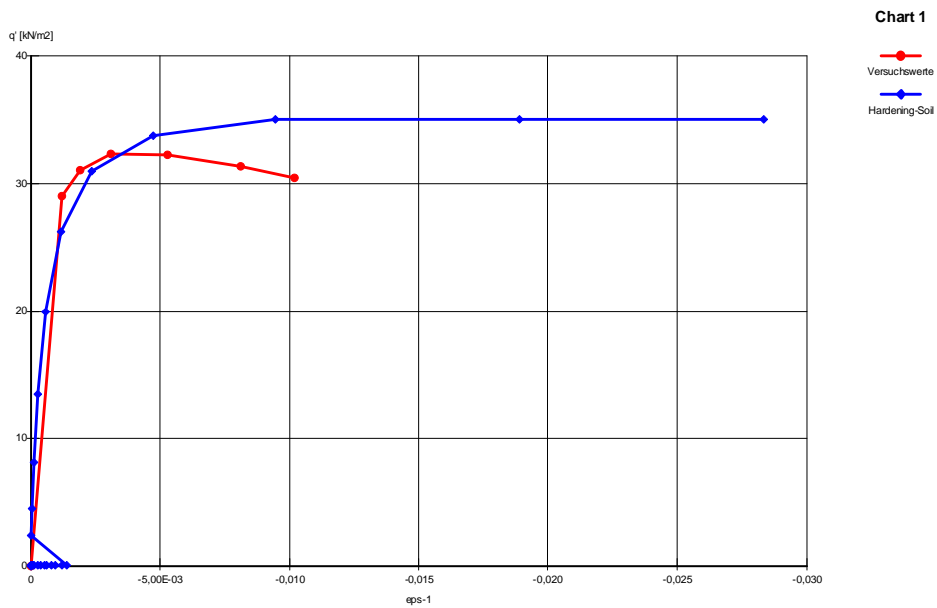


Bild 7: Deviatorspannung versus Axialdeformation aus reellen Versuchsergebnissen und FE-Simulationsrechnung

Zum Vergleich der Deviatorspannungsentwicklung ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) gegenüber der Axialdeformation (ϵ_1) sind die einzelnen Versuche unter Ansatz der laborativ ermittelten Parameter zur wirksamen Scherfestigkeit ($c' = 0$) und zur Steifigkeit (E_{50}) gemäß Tabelle 1 simuliert worden.

Die Ergebnisse der Simulationsrechnung zur Entwicklung der Deviatorspannung und zum Spannungsweg sind anhand von Beispielkurven in den Bildern 7 und 8 dargestellt.

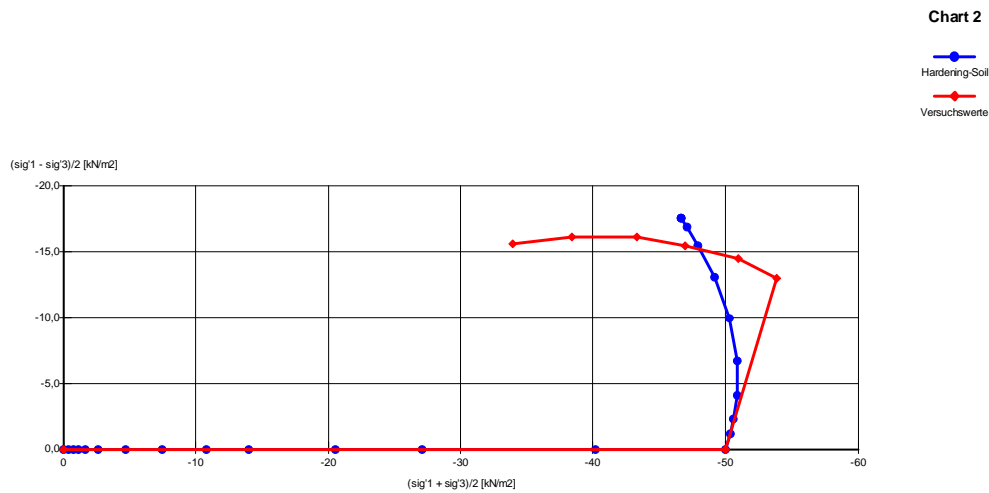


Bild 8: Spannungsweg aus Versuchsergebnissen und FE-Simulationsrechnung

Aus den Vergleichen kann abgeleitet werden:

- Das HS-Modell ist tauglich, in einer Näherung das Spannungs-Verformungsverhalten des Kippenmischbodens aus Triaxialschertests rückzurechnen. Damit kann eine Plausibilitätsprüfung und eine Verifizierung der Berechnungsansätze von FE-Modellen erreicht werden.
- Für die Treffsicherheit bei Vorwärtsrechnungen über die zu erwartenden Auflastsetzungen des Kippenbodens bestehen damit gute Voraussetzungen.
- Das Berechnungsmodell kann das Sackungsverhalten des Kippenbodens jedoch nicht beschreiben. Dieser Verformungsanteil des Kippenbodens muss in jedem Fall gesondert berücksichtigt werden.
- Das HS-Stg. kann die Entfestigung des Bodens nach Überschreiten des Bruchpunktes nicht modellieren. Die Anwendungsgrenze des Modells wird dort erreicht, wo sich die Scherfestigkeitsausnutzung im Boden dem Bruchzustand nähert.
- Die Vergleiche sind exemplarischer Grundlage. Konkrete Anwendungen in Setzungsberechnungen erfordern stets objekt- und situationsbezogene Auswertungen und gesonderte Prüfungen zur Angemessenheit des HS-Modells.

Auswertung der Triaxialscherversuche

Die Versuchsergebnisse nach Tabelle 1 reflektieren exemplarisch eine dichte- und spannungsabhängige Steifigkeit des Kippenmischbodens, so dass die Anwendungsvoraussetzungen des HS-Modells nach Schanz 1998 erfüllt werden.

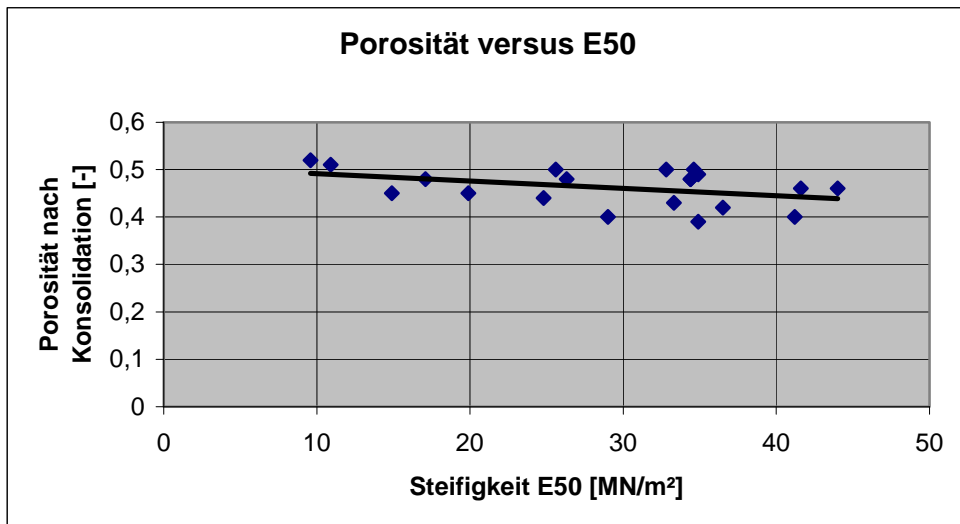


Bild 9: dichteabhängige Steifigkeit

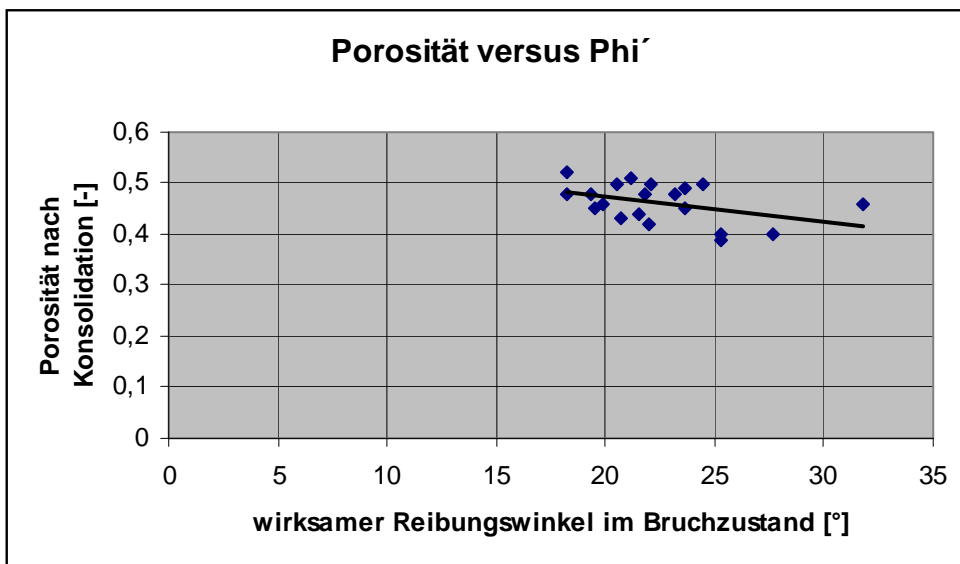


Bild 10: dichteabhängige Scherfestigkeit

Berechnungsansätze

Die Ergebnisse aus Tabelle 1 verdeutlichen erwartungsgemäß jedoch auch die breite Streuung der Scherfestigkeit und Steifigkeiten des Kippenbodens.

Aufgrund des noch zu geringen wissenschaftlichen Kenntnisstandes zum Verhalten des Kippenmischbodens sollten für Setzungsberechnungen stets auf der sicheren Seite liegende Kennwertkombinationen zum Reibungswinkel und zur Steifigkeit gewählt werden.

Anhaltswerte zur Ableitung von Kennwertkombination zur Scherfestigkeit und Steifigkeit können analog wie auf Bild 11 ermittelt werden.

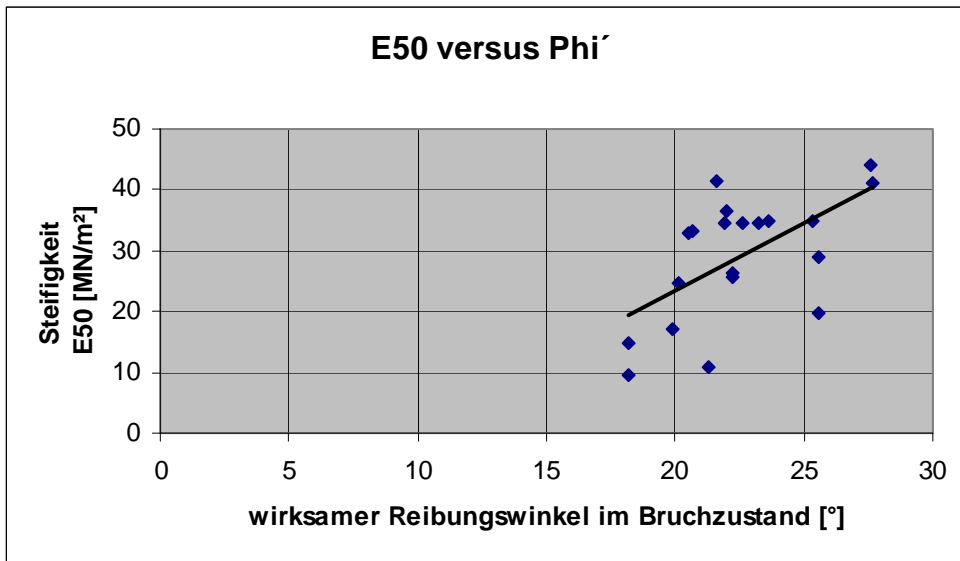


Bild 11: Verhältnis Steifigkeit zu Reibungswinkel

Berechnungsbeispiel

Aus Bild 11 kann für Beispielrechnungen abgeleitet werden, dass für die Normierungsspannung $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ ein Reibungswinkel des Kippenmischbodens im Bruchzustand von $\phi' \approx 20^\circ$ und eine Steifigkeit $E_{50} \approx 10 \text{ MN/m}^2$ eine auf der sicheren Seite liegende Kennwertkombination ergeben.

Mit diesen Kennwerten sind die Setzungen einer Auflast im Übergangsbereich zwischen Tagebaukippe und Gewachsenem exemplarisch ermittelt worden.

Die Bilder 12 und 13 zeigen die Modellierung im Bereich eines überkippten Tagebaurandpfeilers mit Bermen und Teilböschungen. Die Berechnungsergebnisse zu den Setzungsdifferenzen auf den Kippenflächen mit unterschiedlicher Überdeckungshöhe des Gewachsenen und der Verlauf der Verschiebungsvektoren im Kippenboden zeigen, dass mit der vorgestellten Verfahrensweise plausible Lösungen erreicht werden können.

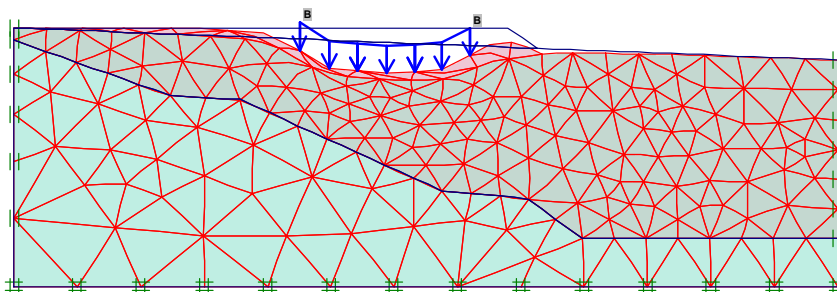


Bild 12: Auflastsetzung einer Flächenlast im Bereich einer überkippten Tagebaurandböschung

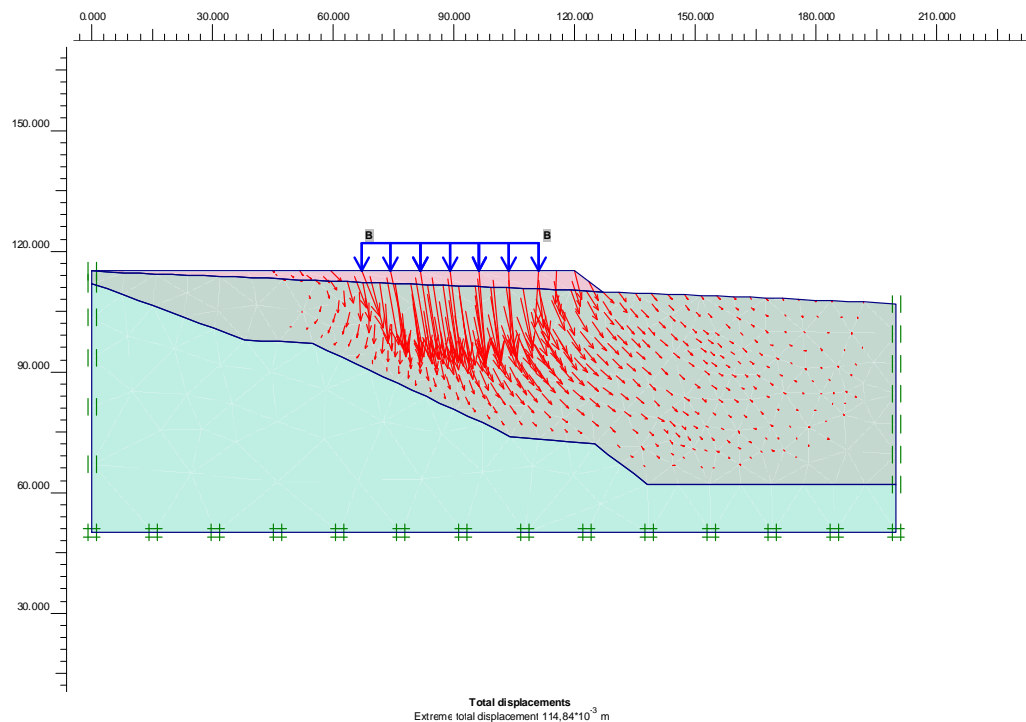


Bild 13: Verschiebungsvektoren aus der Auflastsetzung

ZUSAMMENFASSUNG, AUSBLICK

Zusammenfassend soll dieser Beitrag mit folgenden Thesen abgeschlossen werden:

- Die der Berufspraxis zur Verfügung stehenden numerischen Berechnungsverfahren stellen eine flexible Methode zur Berechnung von Setzungen und Verformungen dar. Zur Ermittlung von realistischen Verformungen, z.B. im Rahmen eines zukünftigen europäischen Sicherheitskonzepts, sind diese Berechnungsverfahren eine, wenn nicht die einzige (?), vielversprechende Methode.
- Die vorhandenen Bodenmodelle sind ausreichend, ihre praxisnahe Absicherung ist jedoch zumindestens z.T. noch unzureichend.
- Eine quantitative Übereinstimmung zwischen Messergebnissen und Berechnungsergebnissen ist auch heute oft nur mit einem großen Umfang an Vorerkundung möglich.
- Allgemeine geotechnische Erfahrung allein reicht zur erfolgreichen Anwendung numerischer Methoden in der Geotechnik nicht aus. Es ist vielmehr eine weitere, detaillierte Untersuchung von nicht vordergründigen Einflussfaktoren auf das Berechnungsergebnis (z.B. der Einfluss der Wahl des Stoffmodells, die Berücksichtigung des Primärzustands und die Berücksichtigung von Bauzuständen) nötig. Dies gilt insbesondere für Baumaßnahmen auf Tagebaukippenböden.
- Neben der Kalibrierung der Bodenmodelle an Labor- und Feldversuchen ist vor der eigentlichen Berechnung eine weitere Verifizierung wünschenswert. Die Ergebnisse der möglichst frühzeitigen Berechnungen müssen mit den baubegleitenden Messungen verglichen und eventuell aktualisiert werden (Konzept der Beobachtungsmethode).

- Die vorgestellten exemplarischen Untersuchungen weisen nach, dass gute Voraussetzungen zur Modellierung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Tagebaukippenböden mit dem HS Modell bestehen. Damit werden konkrete Möglichkeiten zur Fortschreibung des Kenntnisstandes zur Bebauung von Tagebaukippen gegenüber dem Forschungsbericht (1999) eröffnet.
- Ein zusätzlicher Handlungsbedarf besteht bei der rechtlichen Einbindung und Vereinheitlichung derartiger Berechnungsmethoden.

LITERATUR

Schanz, T. (1998): Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, Mitteilung 45, Institut für Geotechnik Universität Stuttgart.

Forschungsbericht: Empfehlungen und Bemessungsgrundlagen für das Bauen auf bindigen Mischbodenkippen der Braunkohlentagebaue im Mitteldeutschen Revier (1999)