

Untersuchungen zum Verhalten von Tragschichten mit verbesserten bzw. verfestigten Böden über Stabilisierungssäulen

P. Botor

BAUGRUND DRESDEN Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden

1 Einleitung

Heute werden mineralische Tragschichten im Verkehrswegebau über säulenartigen Traggliedern in der Regel auf der Grundlage der Annahme einer Gewölbeausbildung geplant und gebaut. Bei mineralischen Tragschichten mit geringer Höhe entstehen infolge Lasten bei angenommenem Gewölbe große, auseinanderstrebende Horizontalkräfte im Kämpferbereich, zu deren Aufnahme konstruktive Maßnahmen erforderlich werden. Meist werden schlaffe Geogitter zur Aufnahme dieser Zugkräfte eingebaut. Das bedeutet, dass sie unter Last zuerst beträchtlich nachgeben, bevor sie die erforderlichen Kräfte aufnehmen können. Gerade bei Bahn- oder Straßendämmen mit geringen Toleranzen gegenüber Verformungen sind ausreichend belegte, rechnerische Nachweise oft nicht verfügbar. Da solche Bauwerke aber offensichtlich existieren und erfolgreich in Betrieb sind, stellt sich die Frage nach den tatsächlichen Kraftverläufen und Mechanismen innerhalb des Dammes, insbesondere in der lastverteilenden mineralischen Tragschicht.

Nach Zaeske (2001) und Heitz (2006) verringert eine zyklische Belastung, wie sie beispielsweise durch überfahrende Verkehrsmittel erzeugt wird, die Gewölbewirkung. Folglich muss die Existenz der Gewölbewirkung im Sinne einer Versagensform in Frage gestellt werden. Dies ist beim Vergleich zwischen Abb. 1b und 1c zu erkennen, wobei angemerkt wird, dass bei kleinerem Verhältnis von Schichtdicke zu Öffnung (hier: h/s) die Druckbögen flacher ausfallen und die o. g. höheren Horizontalkräfte entstehen.

Auch bei der Ausführung einer mit Bindemittel behandelten Tragschicht wird in der Regel von einer Gewölbewirkung ausgegangen und als Versagensform angenommen. Da die Phasenzusammensetzung und somit das Materialverhalten einer solchen Schicht ähnlich der eines Betons ist, ist es naheliegend alternativ einen Durchstanz-Bruchmechanismus wie bei Stahlbetondecken über Stützen anzunehmen. Ein solcher Versagensmechanismus ist in Abb. 1c dargestellt.

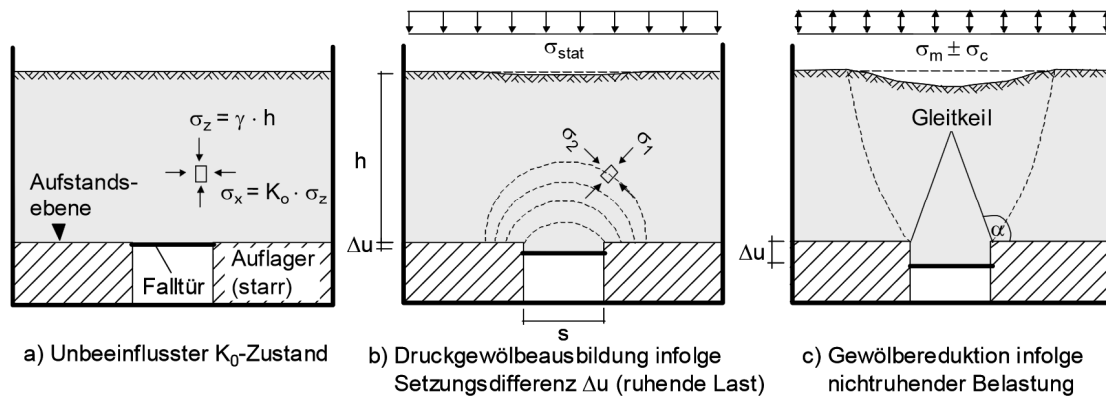


Abb. 1: Gewölbeausbildung im Falltürversuch nach Terzaghi (1936)

Um das Bruchverhalten einer bindemittelverfestigten Schicht über einer Tragsäule zu analysieren, wurden Modellversuche im Großödometer entwickelt und durchgeführt. Untersucht wurde das Verhalten mittels eines als ST* klassifizierten Bodens unter Beimengung eines Mischbindemittels unter Variation des Bindemittelgehaltes.

Die Modellversuche und die ebenfalls ausgeführten einaxialen Druckversuche wurden numerisch anhand von 2D-axialsymmetrischen und 3D-Finite-Elemente-Modellierungen untersucht.

Basierend auf diesen Untersuchungen wird ein analytisches Verfahren vorgeschlagen und anhand eines Beispiels demonstriert.

2 Versuche zum Materialverhalten

Am unverfestigten Ausgangsmaterial wurden Klassifikationsversuche und ein Rahmenscherversuch durchgeführt. Demnach erfolgte eine Einordnung des Materials in die Bodengruppe ST* gemäß DIN 18196 mit den effektiven Scherparametern $\varphi' = 33,2^\circ$ und $c' = 4,8 \text{ kN/m}^2$ bei einer Einbautrockendichte von $1,4 \text{ g/cm}^3$.

Das Hauptaugenmerk der Untersuchungen am Boden-Bindemittel-Gemisch lag auf einer Reihe einaxialer Druckversuche, die an Probekörpern mit 0 %, 2 %, 4 %, 6 % und 8 % Bindemittelgehalt und jeweils nach einer Abbindezeit von 7 und 21 Tagen durchgeführt wurden, um die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung in Bezug auf das Probenalter und den Bindemittelgehalt quantifizieren zu können. Es wurde ein Mischbindemittel aus 50 % Kalk und 50 % Zement verwendet.

Ein einaxialer Versuch, beginnend vom unverformten Probekörper bis zur freigelegten Scherfläche, ist in Abb. 2 dargestellt.

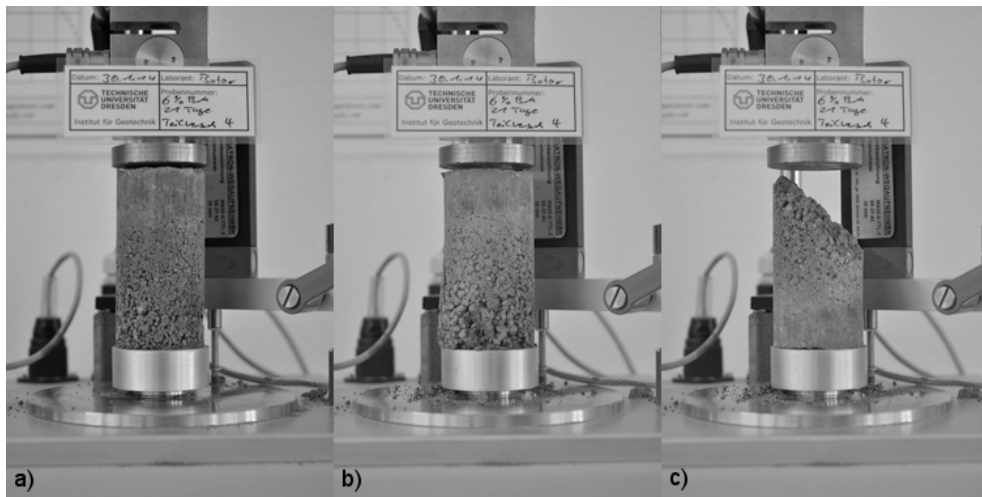


Abb. 2: Probekörper im Versuchsstand: a) Anfangszustand, b) Zustand nach Versuchsende, c) gedrehte Probe nach Freilegung der Scherfläche

Die Proben im Alter von 21 Tagen weisen in Abhängigkeit des Bindemittelgehaltes eine annähernd linear zunehmende Druckfestigkeit auf, wie in Abb. 3 ersichtlich ist. Proben mit bis zu 4 % Bindemittelgehalt haben im Alter von 7 Tagen einen relativ geringen Festigkeitszuwachs entwickelt. Proben mit 6 % und 8 % Bindemittelgehalt weisen in diesem Alter dagegen deutlich höhere Festigkeiten auf als die unbehandelte Probe. Es wird vermutet, dass bei geringeren Bindemittelgehalten innerhalb der Probe Schwachstellen bzw. Lücken in der entstandenen Zementsteinmatrix existieren, welche maßgebend für die frühe Festigkeitsentwicklung ist. Ein höherer Bindemittelgehalt bewirkt, dass die junge Zementsteinmatrix räumlich vollständig verzahnt ist, so dass ein deutlicher Festigkeitsanstieg zu verzeichnen ist.

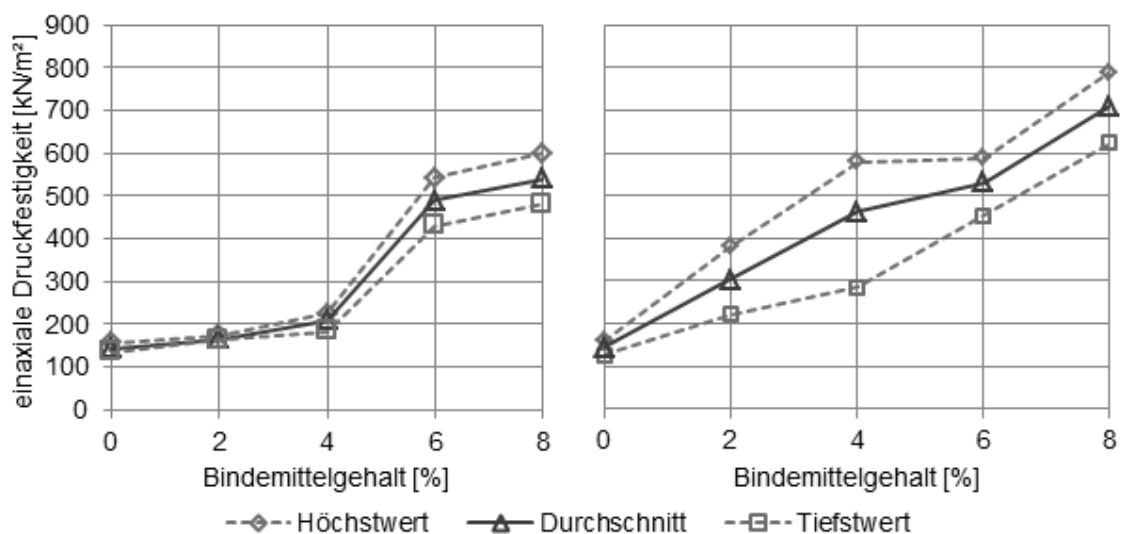


Abb. 3: Versuchsergebnisse – einaxiale Druckfestigkeit nach 7 d (links) und 21 d (rechts)

Die Steifigkeit der Probe wurde als Sekantenmodul E zwischen Versuchsbeginn bis Bruch (Peak) bestimmt (s. Abb. 4). Sie weist ein zur einaxialen Druckfestigkeit f_c ähnliches bindemittel- und zeitabhängiges Verhalten auf (s. Abb. 5).

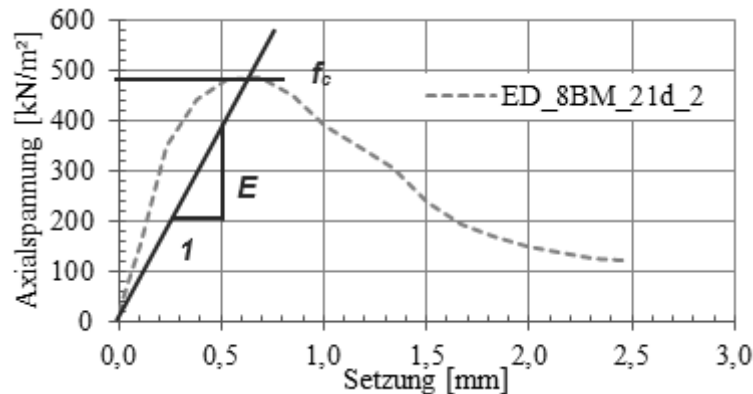


Abb. 4: Ermittlung der Steifigkeit bei einaxialen Druckversuchen

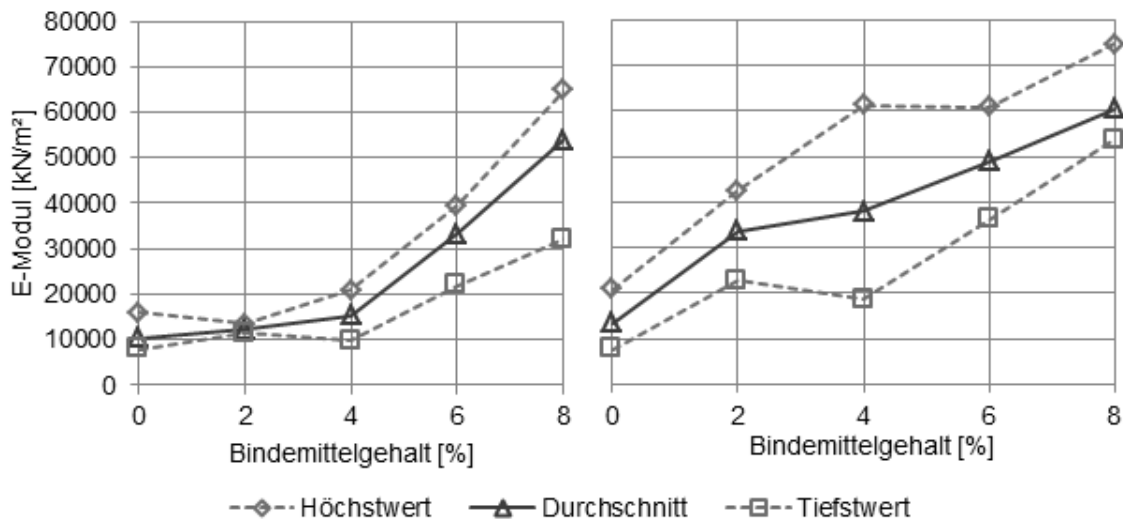


Abb. 5: Versuchsergebnisse – Steifigkeit nach 7 d (links) und 21 d (rechts)

Die aus diesen Versuchen ermittelten Scherparameter φ' und c' sowie die Steifigkeit E sollten auch für das stabilisierte Material der Modellversuche gelten. Deswegen wurde für die Probekörper der einaxialen Druckversuche die gleiche Dichte bzw. Dichteverteilung innerhalb der Probe wie für die Probekörper der Modellversuche angestrebt. Daher weisen auch die Probekörper der einaxialen Druckversuche eine vertikale Inhomogenität in Form einer über die Höhe abnehmende Dichte (s. Abschnitt 3.1) auf.

Diese Inhomogenitäten wurde ebenfalls untersucht. Mit der vereinfachten Annahme, dass sich der Probekörper in einen dichten und einen lockeren Bereich untergliedert, wurden anhand von weiteren einaxialen Druckversuchen und Dichtebestimmungen Verhältnisfaktoren für die Steifigkeit und die einaxiale Druckfestigkeit des dichten zu dem lockerem Bereich ermittelt. Die Größe der bestimmten Verhältnisfaktoren beträgt 2.

3 Modellversuche im Großödometer

3.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Modellversuche wurden in einem Großödometer mit einem Durchmesser von 0,3 m durchgeführt. Der Aufbau des Modellversuchstandes ist in Abb. 6 dargestellt.

Die Probekörper (1) aus bindemittelverfestigtem Material wurden auf einem Stahlzylinder (2) (Durchmesser: 8 cm, Höhe: 7 cm), der ein säulenartiges Tragglied repräsentiert, gelagert. Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Lastverteilung während des Versuchs, wurde eine Styroporschicht (4) auf die jeweiligen Probekörper platziert.

Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert über eine Presse (8) an der Unterseite des Versuchstandes. Die somit eintretende, aufwärts gerichtete Verschiebung des Ödometertopfes wurde durch digitale Messaufnehmer (9) erfasst. Die sich ergebende Kraft wurde mit einer an der Oberseite des Versuchstandes unver-schieblich angeordneten Kraftmessdose (7) gemessen.

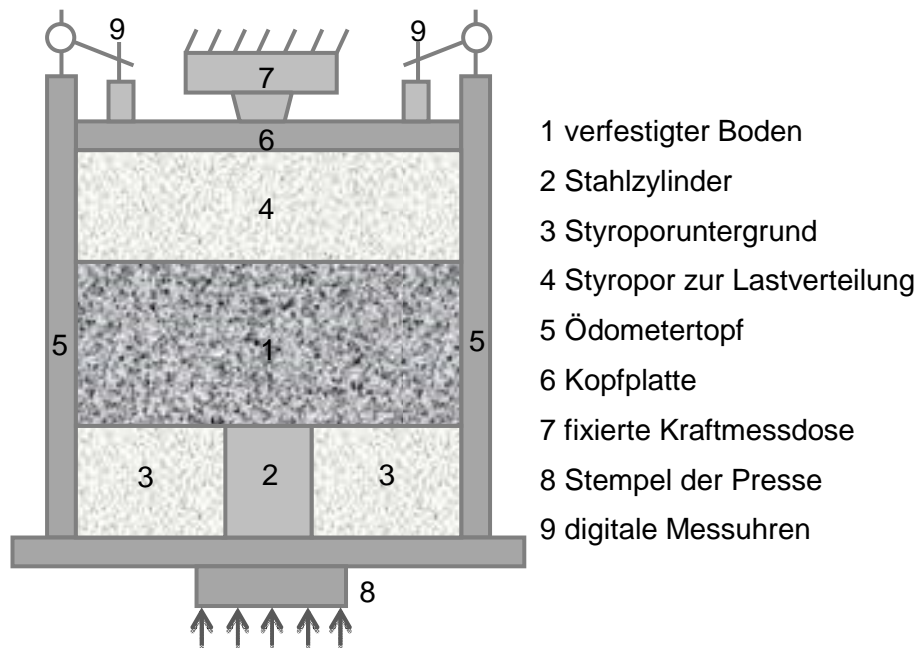


Abb. 6: Schematischer Versuchsaufbau (nicht maßstäblich)

Die Probekörper wurden geschalt hergestellt. Zur Verdichtung wurde ein Handproctorgerät in Kombination mit einer lastverteilenden Platte eingesetzt. Die Probekörper konnten aufgrund von mangelndem Verbund zwischen den einzelnen Lagen nicht lagenweise hergestellt werden. Dadurch ergab sich eine Inhomogenität infolge abnehmender Dichte in Verdichtungsrichtung. Die Probekörper wurden mit der vermeintlich dichteren Seite auf dem Stahlzylinder eingebaut,

so dass sich an der dichten Seite eine Scherfuge ausbilden muss und dadurch die Eigenschaften des dichten Materials einen größeren Einfluss haben.

Es wurden 6 Modellversuche im Großödometer durchgeführt. Dabei wurde zwischen drei Probenhöhen (6,4 cm, 9,4 cm und 12,6 cm) und zwei Bindemittelgehalten (4 % und 6 %) variiert. Die Versuche wurden mit einem Probenalter von 21 Tagen durchgeführt.

3.2 Auswertung der Modellversuche

Da versuchsbedingt nur die Verschiebungen des Gesamtsystems gemessen wurden, konnte während des Versuchs und aus den zugehörigen Kraft-Weg-Verläufen kein eindeutiger Bruchzustand bestimmt werden. Daher wurden die Versuche nach sehr großen Setzungen abgebrochen, als davon ausgegangen werden konnte, dass der Bruch bereits stattgefunden hat. Ein beispielhafter Bruchkörper nach dem Ausbau, wie er bei den meisten Versuchen beobachtet werden konnte, ist in Abb. 7 dargestellt.

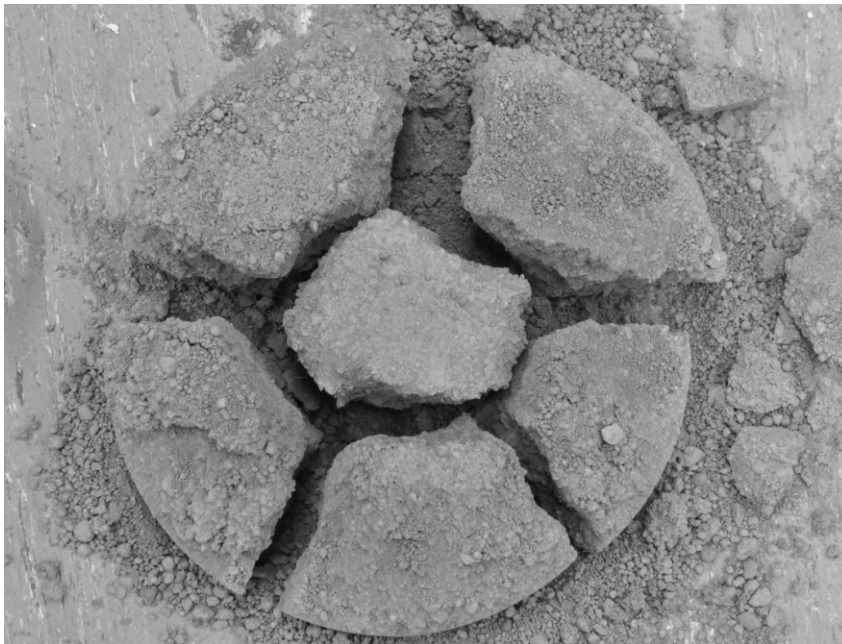


Abb. 7: Bruchkörper nach dem Ausbau

Es handelt sich dabei um eine typische Bruchfigur nach Durchstanzversagen mit einem Mittelbruchstück und einigen Randbruchstücken. Die Neigung des Durchstanzkegels ϑ zur Horizontalen ist dabei unregelmäßig und zumeist sehr steil mit einem Winkel zwischen ca. 70° und 85° . Vereinzelt wurden wesentlich flachere Winkel bis zu ca. 35° festgestellt, wie Abb. 8 zeigt. Aufgrund der fortgeschrittenen Zerstörung der Probe bei sehr spätem Versuchsabbruch, erwies sich die Messung von ϑ als teilweise schwer möglich. Es kann aber festgestellt werden, dass der Scherfugenneigungswinkel mit zunehmender Schichtdicke tendenziell zunimmt.

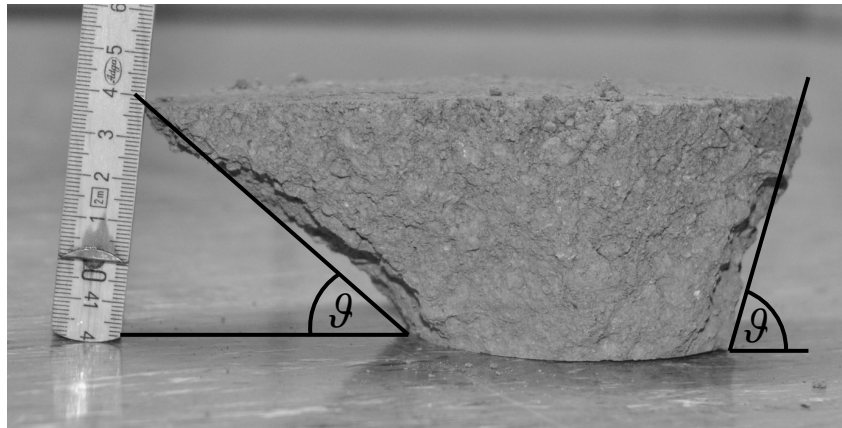


Abb. 8: Mittelbruchstück mit unterschiedlichen Scherfugeneigungen

Bei einem Versuch ergab sich eine von den anderen Versuchen abweichende Bruchfigur. Das zugehörige Mittelbruchstück mit einem angrenzenden Randbruchstück ist in Abb. 9 (links) dargestellt. Auf der rechten Seite ist immer noch eine durchstanztypische geradlinige Scherfuge zu sehen. Auf der linken Seite ist eine gekrümmte zur Mitte geneigte Scherfuge entstanden. Hierbei könnte es sich um das als Eindrücken bezeichnete Versagen handeln, welches sich aus den FE-Berechnungen mit Verhältnissen Schichtdicken d zu Säulendurchmesser d_s von $d/d_s \geq 1,8$ gemäß Botor (2013) (vgl. Abb. 9, rechts) ergeben hat. Bei diesem Modellversuch lag ein Verhältnis $d/d_s = 1,58$ vor.

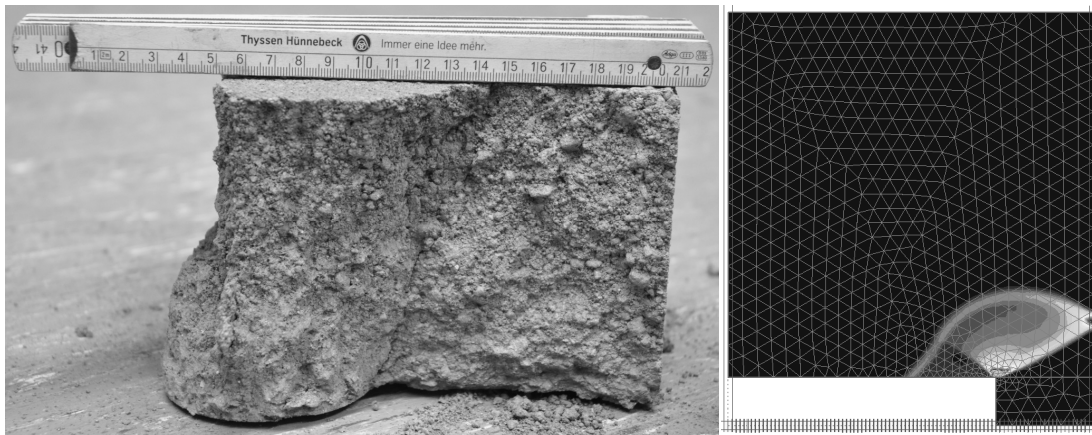


Abb. 9: vom Durchstanzen abweichende Bruchfigur im Modellversuch (links) und nach Botor (2013) (rechts)

Zur Bestimmung der Bruchspannung in den Modellversuchen wurden Versuche mit einer äquivalenten Styroporprobe im Großödometer durchgeführt und somit das Spannungs-Stauchungs-Verhalten des Styropors bestimmt. Aus der Differenz der Setzungen bei gleicher Spannung konnte die Bruchspannung in den Modellversuchen ermittelt werden. Diese sind in Abhängigkeit der Modellgeometrie und des Bindemittelgehaltes in Abb. 10 dargestellt.

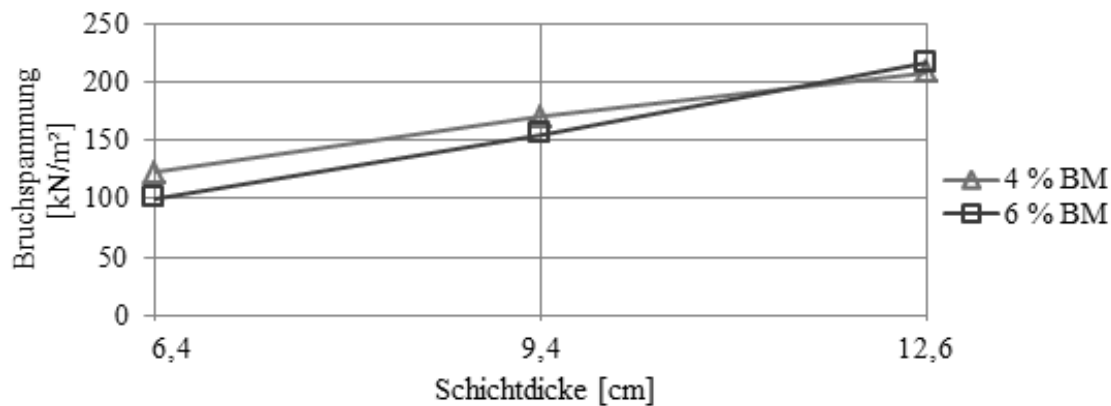


Abb. 10: Berechnete Bruchspannungen der Modellversuche

Es ist zu erkennen, dass die Bruchspannungen mit zunehmender Modellhöhe zunehmen. Die Probekörper der Modellversuche mit 6 % Bindemittelgehalt haben bei gleicher Höhe teilweise schon bei geringeren Spannungen versagt als die Probekörper mit 4 % Bindemittelgehalt. Dieser Umstand könnte auf die Inhomogenität der Probekörper zurückzuführen sein. Es kann jedoch festgehalten werden, dass die Schichtdicke einen größeren Einfluss auf die Bruchspannung hat als der Bindemittelgehalt.

4 Finite-Elemente-Berechnungen

4.1 Stoffmodelle für das bindemittelverfestigte Material und Umfang der Berechnungen

Das Spannungs-Verformungs-Verhalten des bindemittelstabilisierten Materials wurde mit 2 verschiedenen Stoffmodellen beschrieben.

Zum einen wurde das bekannte linear-elastische, starr-plastische Mohr-Coulomb-Modell (MC) mit einer Kalibrierung der Grenzbedingung einschließlich Zugspannungsbegrenzung (Zugfestigkeit) für betonartige Materialien nach v. Wolffersdorff (2009) angewendet. Dieses Modell wurde adaptiert und anhand der im Labor ermittelten Reibungswinkel φ' kalibriert.

Zum anderen wurde das Shotcrete-Modell (SCM) von Schädlich und Schweiger (2014) verwendet. Dieses Stoffmodell kann im Unterschied zum Mohr-Coulomb-Modell eine Entfestigung im Zug- und Druckbereich abbilden und somit das Materialverhalten deutlich realistischer wiedergeben.

Bei beiden Stoffmodellen wurde die Zugfestigkeit f_t mit 11 % der Druckfestigkeit f_c angenommen. Zu den verwendeten Materialparametern wird auf Botor (2014) verwiesen.

Um die Parameter beider Stoffmodelle zu kalibrieren, wurden die durchgeführten einaxialen Druckversuche 3D modelliert und nachgerechnet. Die Berechnung erfolgte verschiebungsgesteuert. Es wurden inhomogene Modelle nach Abschnitt 2 und idealisierte homogene Modelle, bestehend aus dem lockeren Material, verwendet.

Nach der Kalibrierung der Parameter wurden mit den genannten Stoffmodellen die Modellversuche im Großödometer 2D-axialsymmetrisch modelliert. Die gemäß Abschnitt 2 angeordneten Styroporschichten wurden zusätzlich mit dem Hardening-Soil-Modell modelliert, dass es ermöglicht, die im Labor ermittelte, spannungsabhängige Steifigkeit realitätsnah abzubilden. Die Berechnungen wurden wiederum weggesteuert durchgeführt.

4.2 Nachrechnungen der einaxialen Druckversuche

Die Abb. 11 und 12 zeigen, dass beide Stoffmodelle die Ergebnisse der Laborversuche bis zum Bruch quantitativ gut abbilden. Das Mohr-Coulomb-Modell geht gemäß Definition danach in eine starr-plastische Verformung über. Das Shotcrete-Modell bildet außerdem die Entfestigung der modellierten Probekörper ab. Dabei sind jedoch numerische Probleme aufgetreten, wie der alternierende Verlauf in Abb. 12 im Bereich der Entfestigung zeigt.

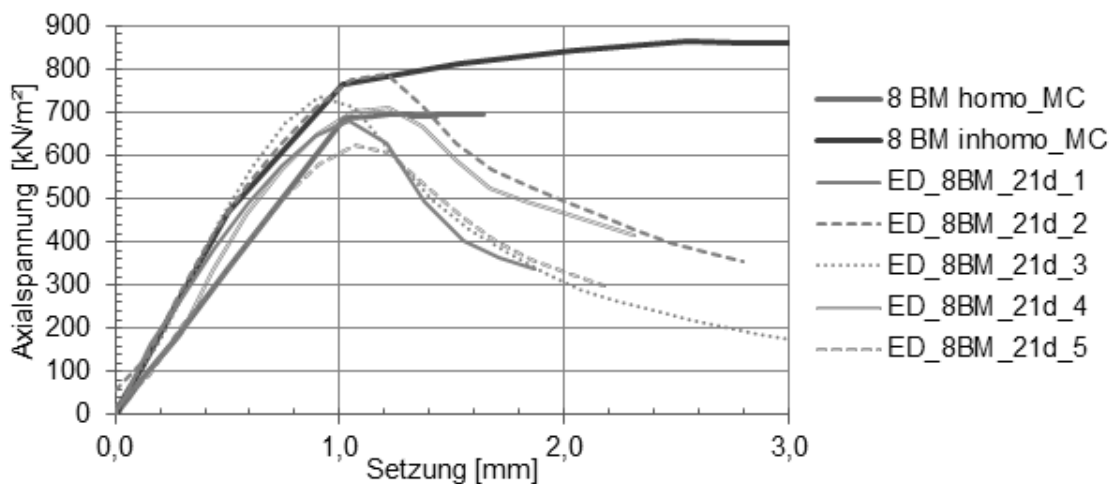


Abb. 11: Vergleich der FE-Berechnungen nach Mohr-Coulomb-Modell und den Laborversuchen

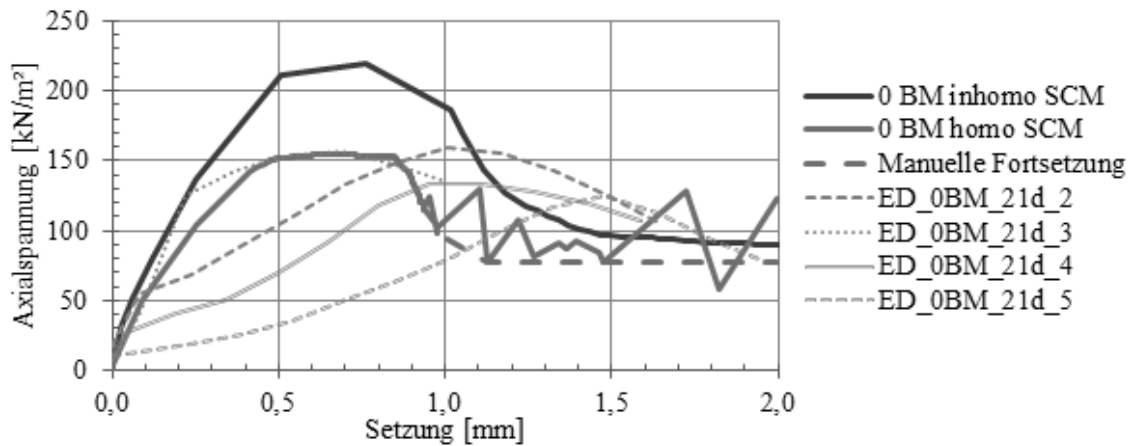


Abb. 12: Vergleich der FE-Berechnungen mit dem Shotcrete-Modell und den Laborversuchen

4.3 FE-Berechnungen zu den Modellversuchen

Die Nachrechnung der Modellversuche erfolgte an 2D-axialsymmetrischen und 3D-Modellierungen. Die Probekörper wurden entsprechend der Modellversuche inhomogen modelliert. Die dabei festgestellten Bruchkörper entsprechen qualitativ denen der tatsächlichen Modellversuche. Die Bruchkörper weisen analog zum Modellversuch im Großödometer sehr steile Neigungswinkel auf, wie in Abb. 13 zu sehen ist.



Abb. 13: Bruchfiguren gemäß Mohr-Coulomb- (links) und Shotcrete-Modell (rechts)

Bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse mit dem Mohr-Coulomb-Modell wurde festgestellt, dass der Winkel der Scherfuge ϑ zur Horizontalen mit zunehmender Schichtdicke zunimmt, wie ansatzweise bei den Modellversuchen beobachtet wurde. Die einaxiale Druckfestigkeit als Basis für die Ermittlung der Scherparameter hat in den FE-Berechnungen keine Auswirkung auf ϑ . Bei den Berechnungsergebnissen mit dem Shotcrete-Modell konnte keine eindeutige Tendenz für die Entwicklung von ϑ festgestellt werden. Auch quantitativ zeigte es sich, dass sich mit dem Mohr-Coulomb-Modell realitätsnähere Ergebnisse für

die Bruchspannungen ergeben, wie Abb. 14 verdeutlicht. Weiterführende Berechnungen wurden daher mit dem Mohr-Coulomb-Modell durchgeführt.

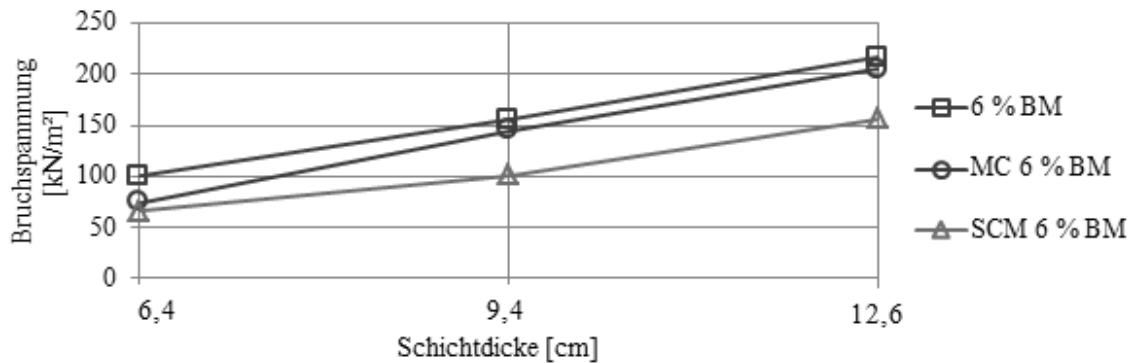


Abb. 14: Bruchspannungen der Stoffmodelle im Vergleich mit dem Modellversuch

4.4 Weiterführende FE-Berechnungen

Für die Analysen der Auswirkung des Bindemittelgehaltes auf das Durchstanzverhalten wurden Berechnungsvarianten mit den 2D-axialsymmetrischen, inhomogenen FE-Modellen für die Modellversuche im Großödometer unter Verwendung des Mohr-Coulomb-Modells zusätzlich mit den Parametersätzen der Materialien mit 2 % und 8 % Bindemittelgehalt durchgeführt (s. Abb. 16, links). Vergleichswerte aus Modellversuchen liegen hier nicht vor.

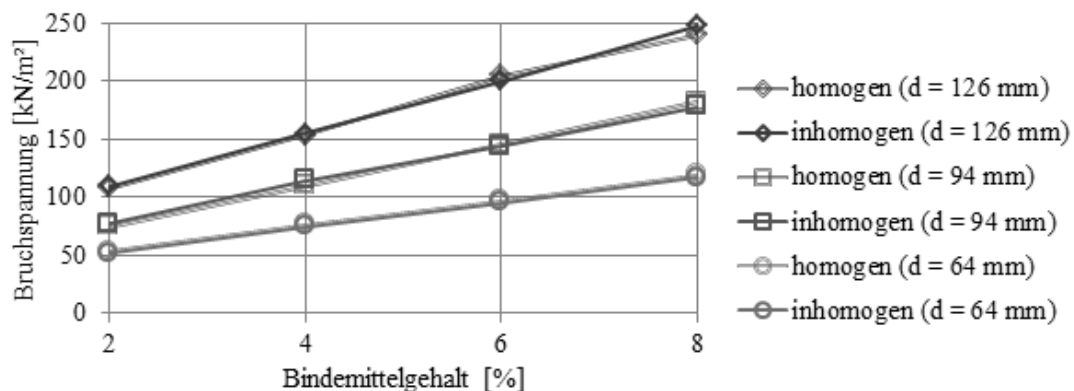


Abb. 15: Bruchspannungen in Abhängigkeit des Bindemittelgehaltes aus FE-Ergebnissen mit inhomogenen und homogenen Modellen

In Abb. 15 sind die errechneten Bruchspannungen in Abhängigkeit des Bindemittelgehaltes (2 %, 4 %, 6 % und 8 %) für die modellierten Schichtdicken dargestellt. Der lineare Festigkeitsanstieg in Abhängigkeit des Bindemittelgehaltes, wie er näherungsweise in Abschnitt 2 festgestellt wurde, spiegelt sich hier wieder. Der Festigkeitsanstieg selbst nimmt mit zunehmender Schichtdicke ebenfalls zu.

Im Hinblick auf den in Abschnitt 5 beschriebenen analytischen Ansatz zur Bestimmung der Bruchspannung wurden zusätzlich homogene Modelle mit gleichen Abmessungen erstellt und mit gemittelten Parametersätzen (von lockerem und dichtem Material) der Bindemittelgehalte von 2 %, 4 %, 6 % und 8 % untersucht (s. Abb. 16, rechts). Die Ergebnisse sind ebenfalls in Abb. 15 enthalten. Es zeigt sich, dass sich die Abweichungen der Bruchspannung zwischen inhomogenen und homogenen Modellierungen sehr klein sind.

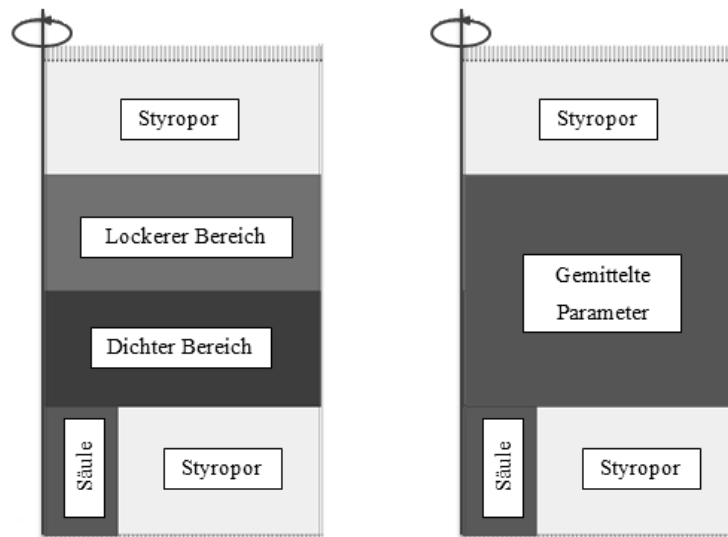


Abb. 16: 2D-axialsymmetrische inhomogene (links) und homogene (rechts) Modellierung der Modellversuche im Großödometer

Bei dem Vergleich der Scherfugen sind die Abweichungen der Neigungswinkel zwischen den beiden Modellierungsarten größer. Bei inhomogener Modellierung nimmt die Neigung der Scherfugen mit zunehmender Schichtdicke zu. Diese Tendenz zeigt sich bei homogener Modellierung nicht. Die Neigung kann hier mit veränderlicher Schichtdicke als konstant angesehen werden. Bei beiden Modellierungen kann kein Einfluss der Parametersätze auf die Scherfugenneigung erkannt werden.

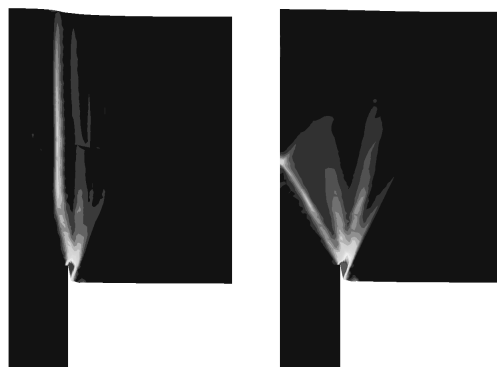


Abb. 17: Vergleich von inhomogenen und homogenen 2D-FE-Ergebnissen

Es wurden auch Berechnungen mit größeren Schichtdicken von 15 cm ($d/d_s = 1,88$) und 18 cm ($d/d_s = 2,25$) und dem Parametersatz für 2 % Bindemittel-

telgehalt durchgeführt, um das Entstehen eines Eindrückmechanismus zu untersuchen. In Abb. 17 sind die Scherfugen bei inhomogener und homogener Modellierung dargestellt. Es zeigt sich, dass bei inhomogener Modellierung selbst bei einer Schichtdicke von 18 cm noch eine Art Durchstanzen mit einer zunächst zur Symmetrieachse geneigten und dann senkrecht nach oben verlaufenden Scherfuge auftritt (Abb. 17, links). Bei homogener Modellierung wird bei 18 cm Schichtdicke das Eindrücken maßgebend (Abb. 17, rechts).

5 Analytische Ansätze

DIN 1045-1 enthält einen Durchstanznachweis für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung, wonach sich die Querkrafttragfähigkeit entlang des kritischen Rundschnitts (vgl. Abb. 18) nach Gleichung (1) ergibt. Es handelt sich dabei um die Kraft, den die Mantelfläche des sich bei Überschreitung ausbildenden Bruchkörpers aufnehmen kann.

$$V_{Rk,ct} = (0,21 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}) \cdot d \cdot u_{crit} \quad (1)$$

mit $\kappa = 1 + \sqrt{200/d}$. Dabei ist

- $\eta_1 = 1$ für Normalbeton, der hier ebenso angenommen wird
- d die mittlere statische Nutzhöhe
- u_{crit} der Umfang des kritischen Rundschnitts
- ρ_l der mittlere Längsbewehrungsgrad
- f_c die einaxiale Druckfestigkeit
- σ_{cd} der Bemessungswert der Normalspannung innerhalb des betrachteten Rundschnitts

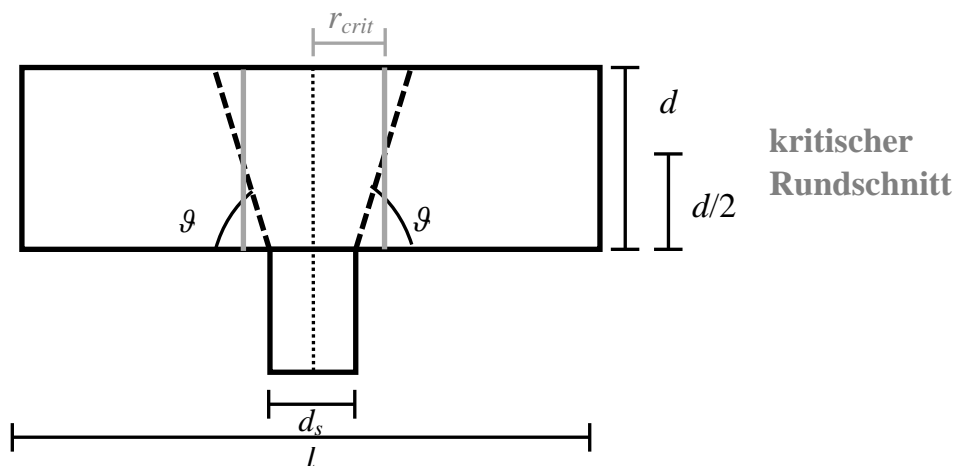


Abb. 18: Lage des kritischen Rundschnitts im homogenen Modell

Die Norm nennt kein Nachweisverfahren für Durchstanzen von gänzlich unbewehrten Bauteilen. Daher ist der Nachweis in dieser Form nicht für bindemittelverfestigte Materialien anwendbar (ein Bewehrungsgrad $\rho_l = 0$ resultiert in einer Querkrafttragfähigkeit $V_{Rk,ct} = 0$).

Eine wichtige Rolle bei diesem Versagensmechanismus spielt die Zugfestigkeit. Diese wird bei Stahlbeton durch die Bewehrung maßgebend beeinflusst. Der Bewehrungsgrad in Gleichung (1) kann somit als Maß für die Zugfestigkeit des Materials verstanden werden.

Übliche Bewehrungsgrade für Fundamente liegen im einstelligen Prozentbereich. Durch die Wahl eines Bewehrungsgrades $\rho_l = 0,0011$ erhält man in Gleichung (2) als Teil von Gleichung (1) den Anteil aus einaxialer Druckfestigkeit, der per Definition nach Abschnitt 4.1 der Zugfestigkeit entspricht.

$$100 \cdot \rho_l \cdot f_c = 100 \cdot 0,0011 \cdot f_c = 0,11 \cdot f_c = f_t \quad (2)$$

Da aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen der jeweilige kritische Rundschnitt ableitbar ist, kann der Nachweis direkt am maßgebenden Rundschnitt durchgeführt werden. Er wird hier vereinfacht als senkrechter Schnitt in der Scherfuge auf halber Schichtdicke angenommen, wie Abb. 18 verdeutlicht.

Somit vereinfacht sich Gleichung (1) auch dadurch, dass keine Normalspannung innerhalb des Rundschnittes vorhanden ist wie folgt:

$$V_{Rk,ct} = 0,21 \cdot \kappa \cdot f_t^{1/3} \cdot d \cdot u_{crit} \quad (3)$$

In Abb. 19 sind die mit Gleichung (3) analytisch und die anhand der FE-Berechnungen ermittelten Bruchspannungen in Abhängigkeit des Bindemittelgehaltes für zwei verschiedene Schichtdicken aufgetragen. Um die Bruchspannungen vergleichen zu können, müssen Ergebnisse nach Gleichung (3) durch die Fläche des kritischen Rundschnitts $A = d \cdot u_{crit}$ dividiert werden.

Bei einem Bindemittelgehalt von 8 % ergibt sich analytisch eine über 50 % geringere Tragfähigkeit im Vergleich zu der numerisch ermittelten Tragfähigkeit.

Mit den durchgeführten FE-Berechnungen konnten die Modellversuche im Großödometer realitätsnah abgebildet werden. Unter dieser Voraussetzung konnte eine veränderte Kalibrierung der empirischen Faktoren in Gleichung (3) anhand der numerischen Berechnungsergebnisse vorgenommen werden. Für die vorhandenen Ergebnisse ergibt sich Gleichung (4).

$$V_{Rk,ct} = 0,9 \cdot \kappa \cdot f_t^{0,8} \cdot d \cdot u_{crit} \quad (4)$$

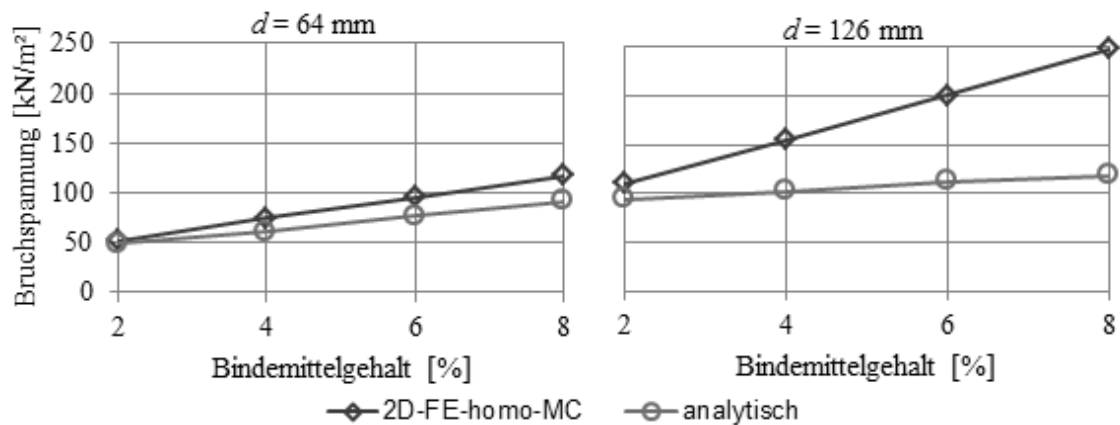


Abb. 19: Vergleich zwischen den analytisch und numerisch ermittelten Bruchspannungen

Für verlässliche, praxistaugliche Aussagen sind allerdings wesentlich mehr Versuche mit praxisrelevantem Material nötig, als bisher durchgeführt werden konnten.

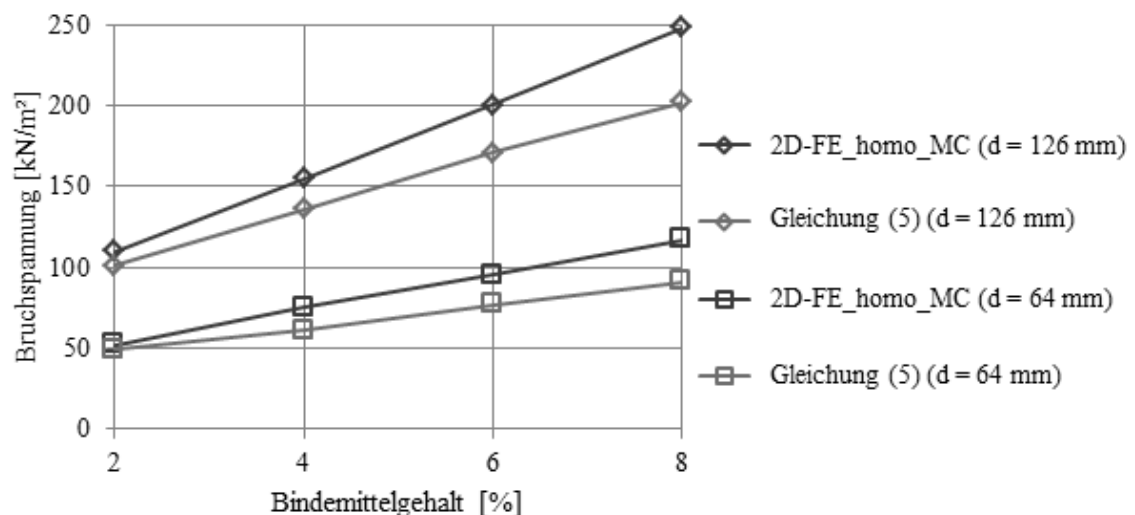


Abb. 20: Vergleich zwischen den analytisch und numerisch ermittelten Bruchspannungen nach Kalibrierung der empirischen Faktoren

Wie Abb. 20 zeigt, sind die Abweichungen zwischen den analytisch nach Gleichung (4) ermittelten und den numerisch berechneten Bruchspannungen nunmehr wesentlich geringer (max. 25 %). Die analytisch berechneten Bruchspannungen liegen auf der sicheren Seite. Die Tendenz der zunehmenden Abweichung bei höheren Festigkeiten bleibt allerdings bestehen.

6 Zusammenfassung

Modellversuche im Großödometer und Finite-Elemente-Analysen zeigen, dass für bindemittelbehandelte Böden über Stabilisierungssäulen das Durchstanzen eine realistische Versagensform ist. Deshalb wird vorgeschlagen, bindemittelbe-

handelte Böden über Stabilisierungssäulen auf der Basis von Durchstanzmechanismen zu bemessen.

Für größere Verhältnisse von Schichtdicke d zu Säulendurchmesser d_s wurde ein Eindrückmechanismus als Versagensform festgestellt.

Die durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass ein Versagen von bindemittelbehandelten Böden über Stabilisierungssäulen überwiegend auf Durchstanzmechanismen – jedoch nicht auf Gewölben – beruht.

Für die Nachweisführung kann der Durchstanznachweis für Stahlbeton nach DIN 1045-1 adaptiert werden, wenn eine Kalibrierung der empirischen Parameter auf Basis ausreichender Erfahrung erfolgt ist. Diese liegen bis dato nicht vor, weshalb die Einführung in die Praxis noch nicht möglich ist.

Des Weiteren basiert die Quantifizierung der Zugfestigkeit des bindemittelbehandelten Materials auf einer Schätzung. Da die Zugfestigkeit direkt in die Nachweisführung eingeht, ist deren Quantifizierung durch geeignete Laborversuche erforderlich.

7 Literatur

Botor, P. (2013)

Untersuchungen zum Materialverhalten und zur Tragfähigkeit von mit Bindemittel verfestigten Böden, Projektarbeit, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Geotechnik

Botor, P. (2014)

Untersuchungen zum Verhalten von Tragschichten mit verfestigten Böden, Diplomarbeit, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Geotechnik

Heitz, C. (2006)

Bodengewölbe unter ruhender und nicht ruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern, Schriftenreihe Geotechnik, Universität GH Kassel, Heft 19

Schädlich, B., Schweiger, H.F. (2014)

A new constitutive model for shotcrete; Numerical Methods in Geotechnical Engineering 2014, Volume 1, 103 - 108

v. Wolffersdorff, P.-A., Koletzko, A., Marx, St., Rosner, S. (2009)

Scherkondetalbrücke – Untersuchungen zum Interaktionsverhalten zwischen Brückenwiderlager und Anschlussdamm, Vorträge zum Ohde-Kolloquium 2009, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 16, 2009, S. 179 – 200

Zaeske, D. (2001)

Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen, Schriftenreihe Geotechnik, Universität GH Kassel, Heft 10

Autor:

Vorname, Name: Philipp, Botor

Titel: Dipl.-Ing.

Firma, Abteilung: BAUGRUND DRESDEN Ingenieurgesellschaft mbH

Adresse: Kleistkaree, Kleiststraße 10a, 01129 Dresden

Tel: +49 (0) 351 8 24 13 34

Fax: +49 (0) 351 8 03 07 86

mail: botor@baugrund-dresden.de

internet: www.baugrund-dresden.de

Teilnahme: ja

Vortragender: ja