

Deformation geotextilbewehrter Konstruktionen

Autor(en): **Springman, Sarah**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **118 (2000)**

Heft 29/30

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-79949>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Der Reibungswinkel und die Kohäsion der Schüttung sind dabei gleich dem Reibungswinkel und der Kohäsion des Untergrunds.

Die Kraft z_{\max} in den Geotextilien ist linear abhängig vom Raumgewicht. Die Lage und die Steigung der Kurven werden direkt von der Grösse des Reibungswinkels und der Kohäsion beeinflusst. Mit kleiner werdendem Reibungswinkel werden die Kurven steiler.

Die geotechnischen Parameter der mittleren und der unteren Kurve in Bild 10 unterscheiden sich in der Kohäsion. Durch das Erhöhen der Kohäsion von 0 auf 5 kN/m^2 wird in diesem Beispiel die mittlere Kurve um rund 5 kN/m parallel nach unten verschoben.

Wird das Raumgewicht $\gamma = \gamma_s = \gamma_u$ variiert und werden φ' und c' konstant gehalten, so resultiert immer dieselbe massgebende Gleitfläche. Das Raumgewicht hat folglich auf die Lage der massgebenden Gleitfläche keinen Einfluss.

Infolge der Linearität zwischen dem Raumgewicht und der Kraft z_{\max} werden bei Vergrößerung von γ um einen Faktor x die maximalen Kräfte z_{\max} ebenfalls um den Faktor x vergrössert. Nach EC 7, Fall B, wird der Bemessungswert des Raumgewichts durch Multiplikation des charakteristischen Werts mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_\gamma = 1,35$ ermittelt. Infolge die-

ser künstlichen Erhöhung des Raumgewichts nehmen die Kräfte z_{\max} in den Geotextilien ebenfalls um den Faktor 1,35 zu. Die Lage der massgebenden Gleitfläche bleibt dabei unverändert. Zudem macht es wenig Sinn, einem Parameter, dessen Grösse ziemlich genau bekannt ist oder bestimmt werden kann, einen Teilsicherheitsfaktor von 1,35 zuzuordnen.

Schlussbemerkungen

Bei Konstruktionen im steileren Gelände ist grundsätzlich Vorsicht geboten, und genauere Abklärungen über die effektiven Untergrundverhältnisse, mögliches Hangwasser usw. sind unerlässlich.

Die Kenntnis von grundlegenden Zusammenhängen zwischen geotechnischen und geometrischen Grössen sowie die Kenntnis der Einflüsse der Bodenkennwerte bilden die Grundlage, um die Grenzen der Einsatzmöglichkeiten von Stützkonstruktionen in der Geotechnik abschätzen zu können, unabhängig davon, ob es sich um eine geotextilarmierte Stützkonstruktion oder um eine vernagelte Wand handelt.

Die Bemessung von Stützkonstruktionen in der Geotechnik sollte heutzutage grundsätzlich nach dem Konzept mit Partialsicherheiten (z.B. nach EC 7, Fall C)

erfolgen. Dabei werden die Unsicherheiten in der Erhebung der Bodenkennwerte direkt mit Teilsicherheitsbeiwerten abgedeckt. Durch die Abminderung der Reibungswinkel und der Kohäsion wird die Lage der Gleitflächen massgeblich beeinflusst, und es werden die effektiv kritischen Fälle untersucht.

Wird der Fall B nach EC 7 gemäss den Richtlinien der EBGEO [3] für alle Bruchmechanismen mit Gleitflächen durch den bewehrten Körper angewendet, so werden unter Umständen die effektiv kritischsten Fälle wie nach Fall C gar nicht betrachtet.

Adresse der Verfasser:

Daniel Flum, dipl. Bauing. ETH/SIA, Rudolf Rieger, dipl. Bauing. ETH/SIA, Rieger Systeme AG, Oberstrasse 200, 9000 St. Gallen

Literatur

[1]

Flum D.: Bewehrter Boden - Untersuchung der Berechnungsmethoden. Diplomarbeit, ETHZ, Institut für Geotechnik, 1999

[2]

Eurocode 7, SIA V 193.001: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. 1994

[3]

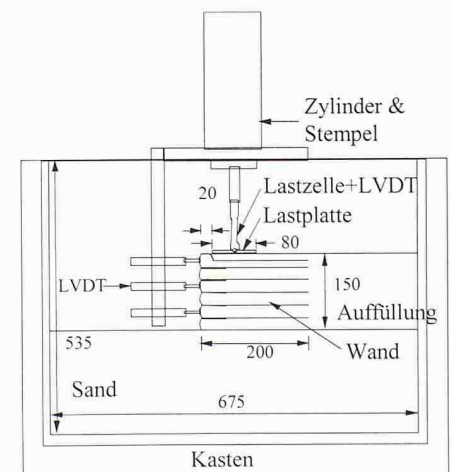
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DG GT): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO, 1997

Sarah Springman, Zürich

Deformationen geotextilbewehrter Konstruktionen

Die Bemessung der Tragfähigkeit bewehrter Wände basiert immer noch auf der Grenzgleichgewichtsanalyse. Diese Methode liegt auf der sicheren Seite, ist aber zur Berechnung von Deformationen nicht geeignet. Für Wände mit dehnfähiger Bewehrung wird die Gebrauchstauglichkeitsanalyse benötigt, um vor allem die Deformationen der Front und der Geländeoberfläche voraussagen zu können. Eine Bemessungsmethode wird entwickelt, die für Wände mit langen Bewehrungslagen geeignet ist. Die Resultate einer solchen Bemessung werden mit Ergebnissen aus Zentrifugenversuchen und mit einem vollmasstäblichen Versuch verglichen, um die Methode zu kalibrieren.

Eine realistische Voraussage der Deformationen ist für bewehrte Wände mit dehnfähiger Bewehrung im Gebrauchstauglichkeitszustand wichtig. Die Deformationen können nicht nur benachbarte Strukturen und Gebäude negativ beeinflussen, sondern auch die Verteilung der Zugkraft in der Bewehrung. Bis jetzt basiert die Bemessungsmethode auf einem Grenzgleichgewicht. Die Überwachung der Kräfte in der Bewehrung ergibt kleinere Werte als die mit der Tragfähigkeitsmethode erwarteten. Dies bestätigt, dass diese Methode, teilweise auf Grund der versteckten Festigkeit durch Dilatanz, zu sehr auf der sicheren Seite liegt. Deformationsmechanismen der bewehrten Wände können durch analytische Methoden wie auch durch Feld- und Laborversuche untersucht werden. In diesem Artikel wird eine Be-

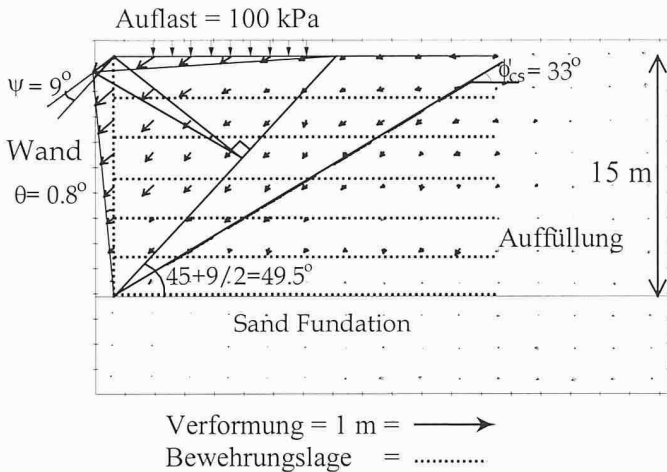


1

Schema und Abmessungen [mm] des Zentrifugenmodells [5, 6]

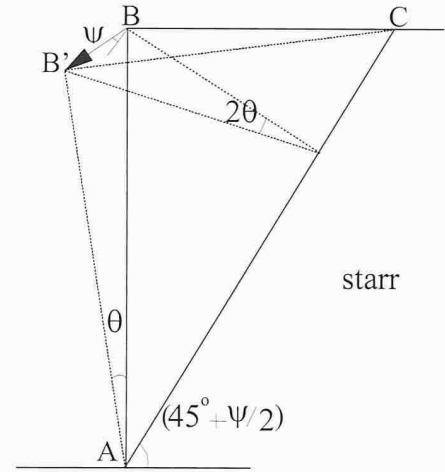
messungsmethode entwickelt, die den Deformationsmechanismus mit einem Gleichgewicht der Kräfte innerhalb der Wand über ein Stoffgesetz koppelt.

Solche analytischen Methoden sollten immer mit experimentellen Untersuchungen bestätigt werden. Kleinmasstäbliche



2 (links)
Deformationsmechanismus äquivalent einer 15 m hohen Wand (in der Zentrifuge von einer Auflast von 100 kPa

3 (rechts)
Einfaches Deformationsfeld [7]



Versuche unter einfacher Erdbeschleunigung sind unzuverlässig, weil das Spannungsniveau zu weit von der Realität entfernt ist, so dass Dilatanzeffekte und Kohäsion, die zu einer zusätzlichen Festigkeit führen, überschätzt werden [1]. Daher wurden jeweils vollmasstäbliche Versuche durchgeführt [z.B. 2, 3], die jedoch oft mit hohen Kosten verbunden sind und keine detaillierten Erkenntnisse über die Entwicklung von Dehnungen und internen Deformationen bzw. über die Zugkraft in der Bewehrung geben.

Im Gegensatz dazu erlaubt die Zentrifuge das Modellieren in einer kontrollierten Umgebung. Mit kleinmasstäblichen Versuchen unter einem höheren Beschleunigungsniveau ergibt sich ein der Realität entsprechendes gleichmässiges Spannungsniveau mit den zugehörigen Bodeneigenschaften [4]. Zentrifugenmodellversuche werden an Wänden durchgeführt (Bild 1), die mit trockenem Sand und verschiedenen herunterskalierten Geotextilien als Bewehrung konstruiert werden [5, 6]. Die maximale Zugfestigkeit der Bewehrung pro Laufmeter liegt zwischen 0,8 und 17,5 kN/m. Die Wände werden im einfachen Schwerefeld der Erde (bei 1 g) gebaut (Bild 1) und mit einem hohen Beschleunigungsniveau belastet: unter 40 bzw. 100 g entsprechen die Wände einer Höhe von 6 bzw. 15 m. Die untersuchten Zugfestigkeiten liegen zwischen 32 und 700 kN/m (40 × 0,8 bzw. 40 × 17,5) bzw. zwischen 80 und 1750 kN/m. Eine vertikale Auflast bis zu 100 kPa wird nach Erreichen des Beschleunigungsniveaus (40 g) aufgebracht.

Deformationsmechanismen

Deformationsmechanismen lassen sich von Fotos, die während des Versuchs aufgenommen wurden, ableiten (Bild 2). Diese Scherdeformationen zeigen ein ähn-

liches Bild wie die von Bransby und Milligan [7] (Bild 3) ermittelten. Dabei wird eine dreieckige Zone ABC mit konstanter Scherdehnung von drei Prozent ($\gamma = 2\theta \sim 0,3 \text{ m}/9,75 \text{ m} \sim 3\%$ in Bild 2 und 3) gefunden. Diese ist mit einer Zunahme des Volumens durch Dilatanz ψ verbunden. Die Deformationen, gemessen mit einem Wegaufnehmer (LVDT), ergeben eine Rotation der Front nach aussen entlang der Linie AB'. Sind Zugkräfte und Steifigkeit der Bewehrung bekannt, lässt sich die Rotation der Front mit einfachen Annahmen bestimmen.

Analyse der Deformationen

Stoffgesetz

Für eine ebene, nach aussen drehende Wand kombiniert die vorgestellte Analyse das durch die Reibung ϕ' gegebene Spannungsfeld (Bild 4a) mit einem Deformations- oder Geschwindigkeitsfeld. Dieses ist definiert durch die Geschwindigkeitscharakteristik (Bild 4b) bei konstanter Dilatanz ψ (Bild 3). In beiden Fällen wirkt die gleiche aktive Kraft P_a , um das Gleichgewicht zu erreichen [8]. Weitere Details finden sich in [9, 10].

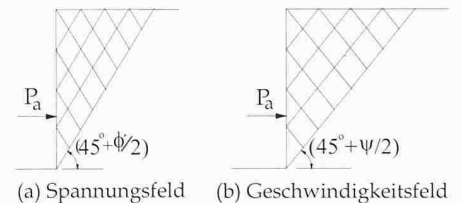
Die Scherparameter ϕ' und ψ müssen durch ein Stoffgesetz verbunden sein. Bild 5 zeigt hierzu die wichtigste Annahme. Die Gleichungen werden nach Bolton [1] in [9] bzw. [10] hergeleitet.

Gleichgewicht

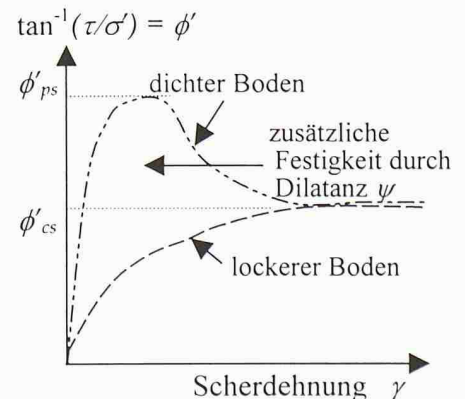
Gleichgewichtsanalysen zeigen drei wichtige Zonen innerhalb einer bewehrten Wand [8, 11] (Bild 6a). Grosse Bewehrungskräfte werden in der Zone 1 benötigt, um die Frontzone vor der Linie AB über den kritischen Ebenen zu verankern. Diese Kräfte werden in Zone 2 kontinuierlich reduziert, da die Neigung θ einer Ebene (OC) bis zur Ebene OD abnimmt. In Zone 3 wird keine Bewehr-

ungskraft gebraucht, weil diese mit einer Neigung von ϕ' begrenzt ist und somit weder vom Spannungs- noch vom Geschwindigkeitsfeld berührt wird.

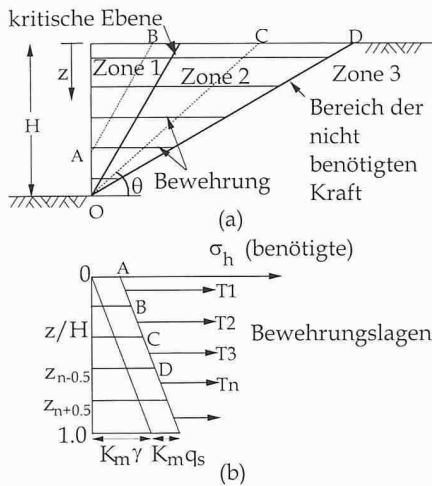
Die benötigten horizontalen Spannungen werden mit dem mobilisierten Erddruckbeiwert $K_m = K_a$ innerhalb Zone 1 als aktiv angenommen. Der Bestandteil $K_a \cdot q_s$ aus der Auflast q_s an der Oberfläche wird als über die Tiefe konstant angesetzt. Er muss zum Erddruckanteil des Eigengewichts des Bodens addiert werden, das mit der Tiefe zunimmt (Bild 6b). Jede Bewehrungsschicht (Tn) wird die Last des Bodens einer halben Schicht darüber $z_{n-0,5}$ und darunter $z_{n+0,5}$ übernehmen; z.B. T1



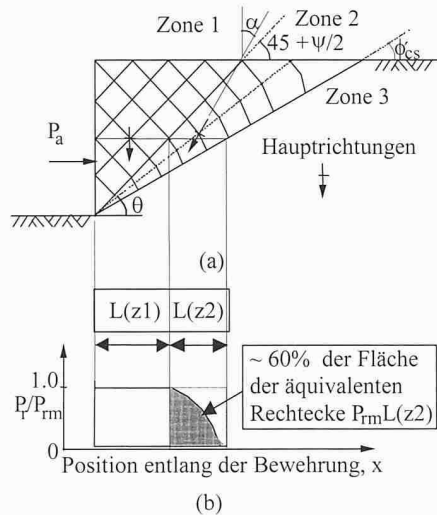
4
Spannungs- und Geschwindigkeitsfeld hinter einer ebenen Wand, die um den Fuss dreht [8]



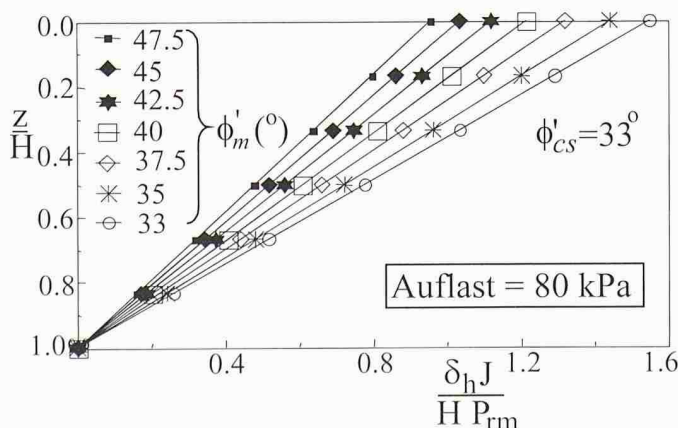
5
Beziehung zwischen ϕ' , ψ und γ als Funktion der Lagerungsdichte



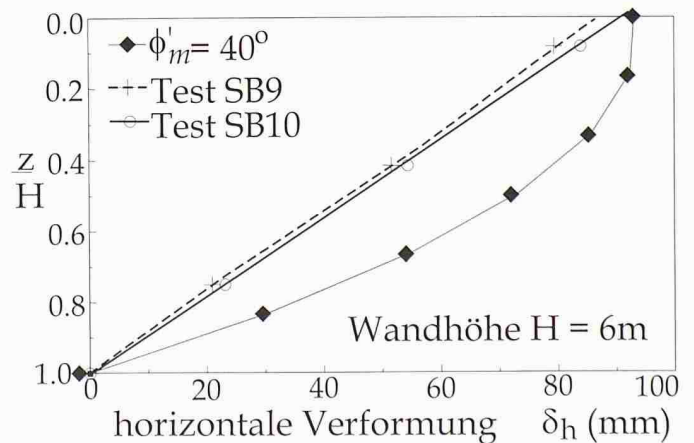
6 Bewehrte Wand mit ideal langer Bewehrung und gleichem Vertikalabstand
(a) kritische Zone, (b) Spannungsgleichgewicht



7 (a) Geschwindigkeitscharakteristik eines Systems mit «idealen Längen»
(b) angenommene Zugverteilung entlang einer Bewehrungslage



8 Darstellung der dimensionslosen normierten horizontalen Verformungen



9 Vergleich der gemessenen horizontalen Verformungen mit der Voraussage (Tests SB9 & SB10)

von A bis B, T2 von B bis C usw. (Bild 6b). Bei gleichem Abstand der Verankerungen steigt die Bewehrungskraft auf ein Maximum am Wandfuss. In der Realität ist die dargestellte Annahme des Erddrucks nicht immer gültig. Der Anteil der Auflast q_s nimmt mit der Tiefe ab, und durch die Verdichtung nimmt der Wert von K_m in den oberen Schichten zu.

Wenn die Bewehrungslagen immer hinter die Zone 2 reichen, werden diese «Ideallängen» genannt. In diesem Fall zeigt die Geschwindigkeitscharakteristik eine vertikale Hauptdehnung in Zone 1. Die Hauptdehnungsrichtung dreht kontinuierlich in Zone 2 (Bild 7a):

$$\alpha = 45 + \psi/2 - \theta \quad (1)$$

Die gesamte horizontale Kraft P_{RM} wird für das Gleichgewicht der Wand gebraucht und ist gleich der Summe der maximalen Kräfte P_{rm} , die auf jede Bewehrungslage wirken. Dies hängt vom gewählten Bewehrungsabstand ab, wobei:

$$P_{RM} = K_m \left(\frac{\gamma' H^2}{2} + q_s H \right) = \sum_1^n P_{rm} \quad (2)$$

$$P_{rm} = \int_{z_{n-0.5}}^{z_{n+0.5}} (K_m \gamma' z + q_s) dz \quad (3)$$

γ' ist das wirksame Raumgewicht, das bei richtiger Drainage dem Raumgewicht ($\rho \cdot g$) entspricht. Weiter wird angenommen, dass der mobilisierte Erddruckbeiwert zum normalen aktiven Wert K_a abfällt.

Eine kleinere horizontale Gesamtkraft P_R ergibt sich für das Gleichgewicht auf einer Ebene mit einer Neigung von θ innerhalb Zone 2. P_R ist also die Summe der Bestandteile der einzelnen P_r , die aus jeder Schicht wirken. Die einzelne Ankerkraft in jeder Bewehrungsschicht P_r variiert ent-

lang der Länge (Bild 7b). Die gesamte Fläche unter der P_r -x-Bewehrungskurve beträgt rund $0,6 (P_{rm} \cdot L(z2))$ (Bild 7b).

Kompatibilität

Die horizontalen Dehnungen innerhalb des charakteristischen Felds können dann auf Grund der Kompatibilität bestimmt werden (d.h. Gleiten zwischen Boden und Bewehrung ist nicht erlaubt). In diesem Fall wird die gesamte horizontale Zugdehnung gleich gross wie die Summe der Dehnungen entlang der Bewehrung ($P_{rm}/J, P_r/J$) innerhalb der Zonen 1 und 2, wobei J die Bewehrungssteifigkeit pro Laufmeter ist.

Die Summe der horizontalen Deformationen vom festen Rand zwischen Zone 2 und 3 bis zur Front der Wand gibt die horizontale Verformung δ_h :

$$\delta_h = (P_{rm} L(z1) + \int_{L(z1)}^{L(z1)+L(z2)} P_r dx) / J \quad (4a)$$

$$\approx P_{rm} (L(z1) + 0,6 L(z2)) / J \quad (4b)$$

Diese horizontale Verformung δ_h hängt von der Höhe der Wand H , der Zugkraft in der Bewehrung pro Laufmeter P_{rm} und P_r und der Steifigkeit der Bewehrung pro Laufmeter J ab. Es ist möglich, die Verformungen für ein Ideallänge-System als eine dimensionslose Gruppe $\delta_h J / H P_{rm}$ zu bestimmen. Diese ist eine Funktion der mobilisierten Scherfestigkeit ϕ'_m und der Dilatanz ψ .

Bild 8 zeigt eine dimensionslose normierte Darstellung der horizontalen Verformungen bei unterschiedlichem mobilisierten Reibungswinkel ($\phi'_m = 33$ bis $47,5^\circ$). Bei einer gleichförmigen Auflast von 80 kPa kann der mobilisierte Reibungswinkel ϕ'_m innerhalb Zone 1 für eine Scherdehnung von $\sim 3\%$ ermittelt werden (Bild 5).

Vergleich der Resultate mit den Modellversuchen in der Zentrifuge

Eine Voraussage der Verformung der Front der Wände in der Zentrifuge wird durch Bild 8 bestimmt. Die Gesamtlänge ist grösser als heutzutage in der Praxis verwendet, aber lang genug, um das Ideallänge-Kriterium zu erreichen. Darum ist die Länge nicht explizit in der Analyse berücksichtigt. Die Resultate der Versuche SB9 und SB10 sind für die Wand mit 6 m Höhe in Bild 9 dargestellt. In diesem Fall wird die Dilatanz zu $\psi = 7^\circ$ angenommen, wie aus den Zentrifugenversuchen ähnlich wie im Bild 2 [6] abgelesen wird.

$$\phi'_m = \phi'_{cs} + \psi = 33 + 7 = 40^\circ$$

Die berechnete Kurve stimmt für ingenieurmässige Lösungen gut mit den in den Versuchen ermittelten Verformungen überein. Die Grössenordnung der durchschnittlichen vorausgesagten Verformungen liegt im Bereich der beobachteten Resultate der Versuche SB9 und SB10. Die Diskrepanz bezüglich der Form ergibt sich aus der beschriebenen Idealisierung der Kraft P_{rm} , die innerhalb Zone 1 konstant bleibt und mit der Tiefe zunimmt. Je steifer die Wand, desto besser stimmen die vorhergesagten Verformungen mit der Realität überein. In diese Analyse wird P_{rm} auch von der auf der sicheren Seite liegenden Annahme beeinflusst, dass der Anteil der Auflast des horizontalen Erddrucks mit der Tiefe konstant bleibe. Wichtig im Gebrauchszustand sind die Verdichtungseffekte, die in den oberen Schichten mehr Einfluss haben.

P_{rm} nimmt mit der Tiefe zu, und die aktive Länge der Bewehrung nimmt mit der Tiefe ab. Diese gegensätzlichen Einflüsse führen zur Vorhersage der bauchigen Form der Deformation: es ergeben sich im oberen Bereich kleinere Verformungen als in der Mitte. Dieses bauchige Profil zeigt sich oft in der Praxis und in vollmassstäblichen Versuchen mit der maximalen horizontalen Verformung bei etwa $\frac{2}{3}$ der Wandhöhe [2].

Nach Abschluss der Zentrifugenversuche durchgeführte numerische Kontinuumsanalysen basieren auf den gleichen Randbedingungen. Es wird ein elastisch-idealplastisches Stoffgesetz mit einem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium verwendet. Die so genannte elastische Steifigkeit wird von der konstanten Scherdehnung innerhalb der Dreiecke (wie AB'C von Bild 3) bestimmt.

Diese Analyse beschreibt das Wachstum der Höhe der Modellwand von 150 mm bis zu 15 m. Damit wird die gleiche Konstruktionsmethode numerisch modelliert [6], die in den Versuchen verwendet

wurde. Dies ist notwendig, da die Spannungspfade und -geschichte einen starken Einfluss auf das Verhalten des Systems haben. Der berechnete Deformationsmechanismus (Bild 10) entspricht dem in der Zentrifuge beobachteten (Bild 2). Zukünftige realitätsnähere Analysen sind geplant, um weitere Hinweise auf die wirksamen Mechanismen herauszufinden.

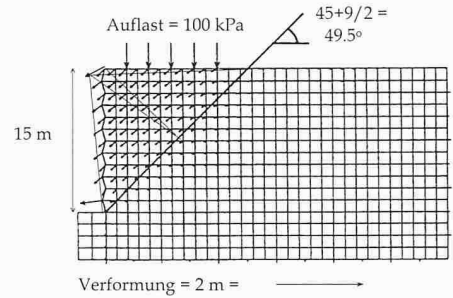
Obwohl der Mechanismus, auf dem die hier vorgestellte Analyse basiert, nicht exakt mit der Realität übereinstimmt, bietet diese Methode eine gute Alternative zur Kontinuumsanalyse an.

Vergleich mit horizontalen Deformationen eines vollmassstäblichen Versuchs

Nakajima et al. [3] haben in Japan einen vollmassstäblichen Feldversuch durchgeführt. Die 8 m hohe starre Front wurde mit in unregelmässigen Abständen verlegten, 6 m langen Geotextillagen zurückgehalten. Um die Konstruktion zu vereinfachen und lokale Instabilitäten zu vermeiden, wurden zwischen den langen Bewehrungen kürzere Lagen eingebaut, die bei der Analyse nicht berücksichtigt wurden. Eine Auflast von 9,8 kPa wurde nach der Fertigstellung aufgebracht. Die Wand wurde mit einem Sicherheitsfaktor von knapp über 1 bemessen.

Eine grosse Anzahl von Messinstrumenten erlaubten das Messen äusserer Deformationen, Erddrücke und Bewehrungsdehnungen während und nach dem Bau.

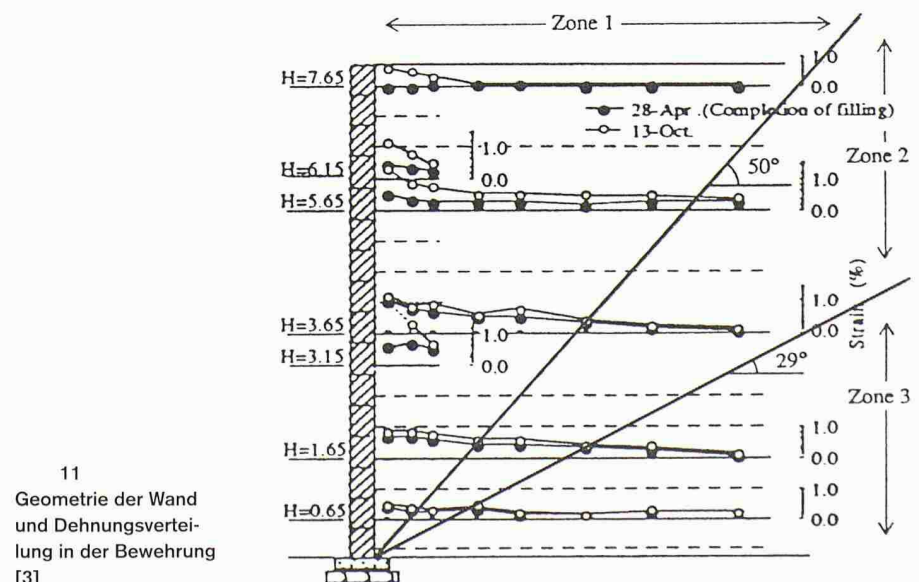
Die Auffüllung bestand aus gebrochenen Schotter und hatte ein Raumbgewicht von $18,6 \text{ kN/m}^3$. Aus vorhandenen Daten wurden folgende Eigenschaften angenommen: $\phi'_{cs} = 29^\circ$, $\psi = 10^\circ$. Die Zone 1 kann durch eine Linie mit einem Winkel



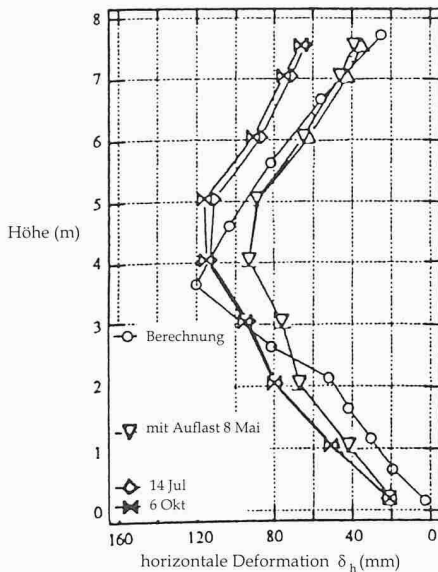
10 Deformationsmechanismus im Versuch SB10 für 15 m Wandhöhe mit Auflast 100 kPa, gemäss numerischer Analyse [6]

$45 + 10/2 = 50^\circ$ zur horizontalen Ebene bestimmt werden (Bild 11). $\phi'_{cs} = 29^\circ$ kennzeichnet die Grenze zwischen den Zonen 2 und 3. In den oberen 60% der Wandhöhe ist die Länge der Bewehrung kürzer als die Ideallänge. Trotzdem sind die Bewehrungslagen lang genug, um ausser in der obersten Lage über die Zone 1 hinauszugehen. Diese reduzierte Länge würde bedeuten, dass die oben an der Wand berechneten Verformungen kleiner als die gemessenen sind. Die Analyse wurde mit Hilfe einer Tabellenkalkulation [10] überprüft, um die Empfindlichkeit kürzerer Lagen und geringerer Verankerungen auf die horizontalen Deformationen abzuschätzen.

Die Verteilung der Dehnungen (Bild 11) sollte ähnlich zur Entwicklung der Zugkräfte in der Stahlbewehrung verlaufen, falls die Steifigkeit ein elastisches Verhalten aufweist. Ein Wert von 900 kN/m wurde für Dehnungen bis 1% gemessen. In diesem Fall war die gemessene Zugverteilung innerhalb der Zone 1 nicht immer konstant. In der Zone 2 nahm sie bis auf Null ab (Bild 7b). Infolge Wandreibung



11 Geometrie der Wand und Dehnungsverteilung in der Bewehrung [3]



12

Horizontale Deformation der Wand [3]

hängt sich der Boden an den Frontelementen auf. Damit wird eine Zugdehnung in der Bewehrung auf Grund der vertikalen Setzung des Bodens innerhalb des hinterfüllten Körpers induziert. Anstelle der gewünschten horizontalen Scherdehnung zwischen Boden und Bewehrung führt dies zu einer lokalen Zunahme der Dehnung.

Die Zugkräfte wurden bei dieser Analyse im oberen Teil der Wand unter- und im unteren Teil überschätzt. Die allgemeine Voraussage der Deformationen war trotzdem erstaunlich gut (Bild 12), obwohl einige zeitabhängige Verformungen nach der Fertigstellung zwischen Mai und Oktober infolge aussergewöhnlichen Regens und innerer Erosion erfolgten. Das Profil zeigt eine Ausbauchung mit maximaler Deformation in mittlerer Wandhöhe, in der gleichen Grössenordnung wie berechnet.

Zusammenfassung

Obwohl die Voraussetzungen dieser neuen Berechnungsmethode ziemlich restriktiv und nicht immer erfüllbar sind, stimmen die horizontalen Deformationen der Wand sowohl für die voll- wie auch für die kleinmassstäbliche Wand im erhöhten Schwerefeld (Zentrifugenversuche) mit den berechneten recht gut überein.

Die Methode ist für Wände mit langen Bewehrungen geeignet (z.B. Ideallänge). Sie kann auch verwendet werden, um die maximale Verformung und das allgemeine Verformungsprofil einer Wand mit kürzerer Bewehrung (75% H) abzuschätzen. Künftige Verbesserungen dieser

Methode sollten den Einfluss der Wandfront und ihrer Steifigkeit sowie Verdichtungseffekte und den horizontalen Bestandteil der Auflast, die auf die Wandfront wirkt, berücksichtigen.

Aus der Sicht der Praxis wäre eine Anzahl dimensionsloser horizontaler Verformungsbilder besonders wertvoll. Mit einem geeigneten mobilisierten Reibungswinkel und einem kritischen inneren Reibungswinkel, der im Labor ermittelt wird, kann das erwartete Deformationsprofil dann vorausgesagt werden. Im Vergleich mit einer numerischen Analyse braucht diese Methode weniger Zeit.

Die Methode könnte auf gekrümmte Gleitflächen erweitert werden, um eine Unterdimensionierung der Bewehrung im unteren Bereich der Wand bei diesem Ansatz der «Ideallänge» zu vermeiden. Die Bewehrung sollte mindestens eine «ideale» Länge haben, Auflasten müssen gleichmässig verteilt sein, zwischen Boden und Bewehrung darf kein Gleiten stattfinden, und der Einfluss des Abscherens in der nicht bewehrten Hinterfüllung wird nicht berücksichtigt.

Die hier vorgestellte Methode erlaubt das einfache Abschätzen von Verformungen, die statische Bemessung muss jedoch mit den üblichen Methoden durchgeführt werden.

Adresse der Verfasserin:

Sarah Springman, Prof., Institut für Geotechnik, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich

Literatur

- [1] Bolton M. D.: The Strength and Dilatancy of Sands. *Géotechnique* Vol. 36, No.1, pp. 65-78, 1986
- [2] De Col R., Jommi C., Nova R.: Design of an Experimental Prototype Reinforced Earth Wall (in Italian). XIX National Geotechnical Conference, Pavia, Italy, Vol. 1, pp. 17-26, 1995
- [3] Nakajima T., Toriumi N., Shintani H., Miyatake H., Dobashi K.: Field Performance of a Geotextile Reinforced Soil Wall with Concrete Facing. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Ochiai, Yasufuku, Omine (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 427-432, 1996
- [4] Schofield A.N.: Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations. *Géotechnique* Vol. 30, No. 2, pp. 227-268, 1990
- [5] Balachandran S.: Modelling of Geosynthetic Reinforced Soil Walls. Ph.D thesis, University of Cambridge 1997
- [6] Springman S.M., Balachandran S., Jommi C.: Modelling pre-failure Deformation Behaviour of Reinforced Soil Walls. *Géotechnique* Vol. 47, No. 3, pp. 653-664, 1997
- [7] Bransby P. L., Milligan G.W.E.: Soil Deformation near Cantilever Sheet Pile Walls. *Géotechnique* Vol. 25, No. 2, pp. 175-195, 1975
- [8] Jewell R.A., Milligan G.W.E.: Deformation Calculations for Reinforced Soil Walls. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, pp. 1257-1262, 1989
- [9] Balachandran S., Springman S.M.: Prediction of Front Wall Deformation of Reinforced Soil Walls. Int. Conf. Ground Improvement Techniques, Macau, pp. 41-52, 1997
- [10] Springman S.M., Balachandran S.: Front Wall Deformation of 'ideal length' Reinforced Soil Walls. *Geotex*, Offizielles Organ des Schweizerischen Verbands der Geotextilfachleute (SVG), 9p, 1998
- [11] Jewell R.A.: Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes. Proc. Symposium on Reinforced Embankments - Theory and Practice, Cambridge, Thomas-Telford, London, pp. 1-27, 1990

Dank

Für die Hilfe bei der Übersetzung möchte ich mich bei den Herren Dr. Laue und Dr. Jaecklin bedanken. Ebenfalls möchte ich mich für die gute Zusammenarbeit mit meinem Doktoranden S. Balachandran bedanken, der im Rahmen seiner Promotion die hier erwähnten Zentrifugenversuche durchgeführt hat.