

Einfluss von Druck und Lagerungsdichte auf den Reibungswinkel des Schotterers in Rüttelstopfsäulen

Ivo Herle, Jimmy Wehr, Michael Arnold

Einführung

Die Anwendung von Schotter als Baumaterial im Bauwesen ist vielfältig. Vor allem scharfkantige Körner von gebrochenem Fels werden bei großen Erdbauwerken, wie z.B. Staudämmen oder Verkehrswegen häufig verwendet. In den letzten Jahren hat die Bodenverbesserung mit pfahlartigen Rüttelstopfsäulen immer mehr an Bedeutung gewonnen. Dabei spielt der Reibungswinkel des Zugabematerials (Schotter, Splitt, gebrochener oder rundkörniger Kies) die entscheidende Rolle für die Bemessung der Tragfähigkeit von Säulen. Bei grobkörnigen Böden hängt dieser stark vom Druckniveau und von der bezogenen Lagerungsdichte ab. Auch Korngröße, -verteilung, -form und die mineralogische Zusammensetzung beeinflussen das mechanische Verhalten.

Da die Untersuchungen in großmaßstäblichen Versuchen schwierig und deshalb selten sind, wird für Schotter oft eine ähnliche Scherfestigkeit wie für mitteldichten Sand angenommen. Sowohl die Druck- und Dichteabhängigkeit als auch die Rolle der Kornverteilung werden dabei außer Acht gelassen. Dies führt i.d.R. zu sehr konservativen Werten des Reibungswinkels, die der Realität widersprechen. Im vorliegenden Beitrag wird deshalb eine Übersicht über einige in der Literatur veröffentlichte Versuche mit Schotter gegeben, die durch eigene Ergebnisse ergänzt wurden. Anschließend wird über direkte Feldmessungen der Dichte in Rüttelstopfsäulen und über Modellversuche im Labor berichtet.

Mechanisches Schotterverhalten

Als Schotter wird ein grobkörniges mineralisches Material bezeichnet, das entweder dem Flusskies bzw. den Geröllablagerungen entspricht oder aus gebrochenem Fels gewonnen wird. Diese Definition von Schotter als Oberbegriff ist auch im Einklang mit der Beschreibung im Lexikon Brockhaus oder Meyers. Die physiko-chemischen Oberflächen- und Wechselwirkungseffekte (wie z.B. Kapillarität) spielen bei der Schotterkorngröße eine untergeordnete Rolle. Das mechanische Verhalten wird daher allein durch geometrische und mineralogische Korneigenschaften und die Verteilung der Körner im Korngerüst bestimmt.

Die Grenzen der Lagerungsdichte werden wesentlich durch die Korngrößenverteilung und Kornform bestimmt [26]. Beide Grenzporozahlen, e_{max} und e_{min} , nehmen mit der zunehmenden Ungleichförmigkeit und mit der zunehmenden Sphärizität der Körner ab. Die Differenz zwi-

schen e_{max} und e_{min} ist von der Kornform nur wenig abhängig [3] und kann näherungsweise als $e_{max} = 1,62e_{min}$ angenommen werden [17]. Die Abschätzung von e_{max} bzw. e_{min} kann anhand der von Youd veröffentlichten Diagramme [26] aus der Kornform und der Ungleichförmigkeit erfolgen.

Die granulometrischen Schottereigenschaften sind auch für die Entmischungsprozesse während des Einbaus entscheidend. Weit gestufte Kornverteilungen und scharfkantige Körner (gebrochenes Material) neigen stärker zur Entmischung als enger gestufte Böden und/oder gerundete Körner [21].

Ein Beispiel der Ergebnisse von direkten Scherversuchen am Schotter, der für Rüttelstopfsäulen verwendet wurde, ist in Abb. 1 zu sehen. Es handelt sich um Schotter aus Kerspleben, der als Flussskies 2/32 charakterisiert werden kann. Die runden bis abgerundeten Körner haben einen mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 17,4$ mm und eine Ungleichförmigkeit von $U = 2,95$. Die Grenzen der Lagerungsdichte können mit den Porenzahlen $e_{max} = 0,635$ und $e_{min} = 0,416$ charakterisiert werden. Die Versuche wurden im Großrahmenschergerät (Hersteller Wille-Geotechnik) mit der Probenfläche von 30×30 cm und Probenhöhe von etwa 16 cm durchgeführt.

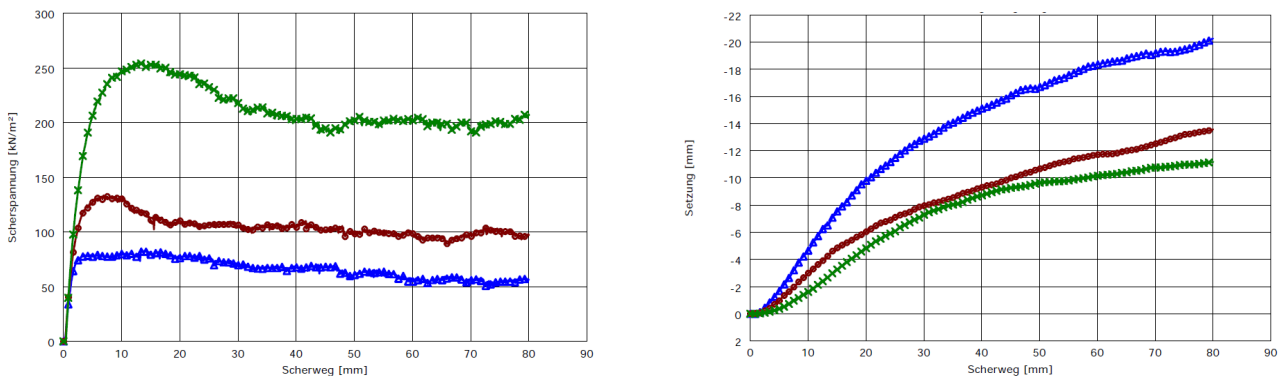


Abbildung 1: Ergebnisse der direkten Scherversuche am Schotter (Normalspannungen: 50, 100 und 200 kN/m²).

Die Auswertung ergibt einen Peakreibungswinkel von $49,3^\circ$ und einen Restreibungswinkel von $45,5^\circ$. Diese Ergebnisse sind in einem gutem Einklang mit den Werten aus der Literatur, siehe Tabelle 2 (z.B. Referenz [25]). Es ist deutlich zu beobachten, wie die steigende Normalspannung die Dilatanz unterdrückt.

Weitere Ergebnisse aus Rahmenscherversuchen der TU Dresden sind in der Tabelle 1 zu finden. Die Auswertung der spannungsabhängigen Reibungswinkel erfolgte unter Annahme der

verschwindenden Kohäsion mit $\varphi = \arctan(\tau_{max}/\sigma)$. Da der Reibungswinkel i.d.R. mit der Zunahme der mittleren Spannung abnimmt, sind in der Tabelle jeweils zwei Paare – $(\varphi_{max}, \sigma_{min})$ und $(\varphi_{min}, \sigma_{max})$ – angegeben. Die konventionelle Auswertung aus der linearen Regression durch drei Versuchspunkte wird mit $\bar{\varphi}$ bezeichnet.

Probe	φ_{max} (°)	σ_{min} (kN/m ²)	φ_{min} (°)	σ_{max} (kN/m ²)	$\bar{\varphi}$ (°)	Anmerkung
Bahrein	63,1	50	53,8	200	49,3	gebrochener Kalkstein
Kerspleben	58,8	50	51,9	200	49,3	Flusskies
Kieswerk Lechstaustufe	57,1	50	50,9	200	48,1	Kies, gerundet, $U = 2,6$
Kieswerk Lechstaustufe	59,2	50	53,2	200	49,3	Kies, gerundet, $U = 2,1$
Kieswerk Merchinger	60,4	50	55,2	200	53,9	kantige Körner

Tabelle 1: Übersicht der spannungsabhängigen Reibungswinkel aus Rahmenscherversuchen an Schotter für Rüttelstopfsäulen, dichte Lagerung.

Eine Übersicht der Reibungswinkel aus einigen in der Fachliteratur veröffentlichten Laborversuchen an Schotter und Kies gibt die Tabelle 2. Die Spannung σ bezieht sich entweder auf die Normalspannung in Rahmenscherversuchen (RS) oder auf den Zelldruck in Triaxialversuchen (TX). Die untersuchten Proben wurden in einer mitteldichten bis dichten Lagerung eingebaut.

Schotter	φ_{max} (°)	σ_{min} (kN/m ²)	φ_{min} (°)	σ_{max} (kN/m ²)	Quelle	Anmerkung
Basalt	60,1	40	42,2	1000	[16]	TX
Flusskies	52,7	40	42,2	1000	[16]	TX
Gneis	50,8	40	34,4	1000	[16]	TX, $d_{10} = 6$ mm
Dolomit	64,0	15	43,0	500	[20]	TX, $\gamma = 1,7$ g/cm ³
Dolomit	54,0	15	40,0	500	[20]	TX, $\gamma = 1,5$ g/cm ³
Basalt	64,2	27	45,6	695	[2]	TX
Sandstein	60,1	27	37,4	695	[2]	TX
verschiedene	52,2	30	45,6	170	[9]	TX, Mittelwerte
Gabro	53-61	100	45-51	500	[23]	RS
Gabro, verwittert	44-49	100	41-44	500	[23]	RS
Flusskies	49,6	50	44,8	290	[25]	TX, $d_{max} = 63,5$ mm
Flusskies	51,3	100	46,9	590	[25]	TX, $d_{max} = 174$ mm
verschiedene	42-55	50	36-47	700	[14, 11]	TX
Basalt	71,8	8	45,6	240	[10]	TX, $d_{50} = 30$ mm
Basalt	70,0	8	51,1	120	[10]	TX, $d_{50} = 39$ mm

Tabelle 2: Übersicht der spannungsabhängigen Reibungswinkel aus einigen in der Fachliteratur veröffentlichten Laborversuchen an Schotter bei mitteldichter bis dichter Lagerung.

Die gemessenen Reibungswinkel können bei niedrigen Spannungen sehr hoch sein. Vor allem

für scharfkantige Schotterkörner nehmen solche hohen Reibungswinkel jedoch mit dem zunehmenden Seiten- bzw. Normaldruck infolge Kornbruchs stark ab. Demzufolge ist die Umhüllende der Mohrschen Spannungskreise stark nichtlinear. Für eine Abschätzung des Druckeinflusses wird vorgeschlagen (z.B. [1]), dass der Reibungswinkel proportional zum Kehrwert von $\log \sigma$ ist. Im allgemeinen bleiben nach der Tabelle 2 für $\sigma < 500 \text{ kN/m}^2$ alle Reibungswinkel bei einem Mindestwert von 40° . Die einzigen Ausnahmen sind die relativ niedrigen Reibungswinkel von gebrochenem Gneis und Sandstein, die für bautechnische Zwecke nur bedingt geeignet sind.

Schotter mit niedrigerer Ungleichförmigkeit ist druckempfindlicher als weitgestufte Schotter [10], d.h. im ersten Fall ist der Kornbruch mit dem zunehmenden Druckniveau ausgeprägter und der Reibungswinkel nimmt schneller ab. Einen ähnlichen Effekt hat die Korngröße: größere Körner brechen schneller als kleinere und deshalb nimmt die Druckempfindlichkeit mit der Schotterkorngröße zu [16, 15, 10]. Beim Flusskies wird jedoch über eine steigende Scherfestigkeit mit der zunehmenden Korngröße berichtet [22].

Der Einfluss der Dichte auf die Scherfestigkeit von Schotter wird seltener untersucht. Der Reibungswinkel nimmt mit der abnehmenden Dichte ebenfalls zu, wie dies bei grobkörnigen Böden und Granulaten immer der Fall ist [12]. Eine quantitative Vorstellung liefern beispielsweise die Versuche von Raymond und Davies [20] an gebrochenem Kalkstein. Während für eine Dichte von $\gamma=1,7 \text{ g/cm}^3$ der Reibungswinkel bei $\sigma=100 \text{ kN/m}^2$ noch 47° beträgt, sinkt er bei $\gamma=1,6 \text{ g/cm}^3$ auf $\varphi=45^\circ$, bzw. bei $\gamma=1,5 \text{ g/cm}^3$ auf $\varphi=43^\circ$ und bei $\gamma=1,4 \text{ g/cm}^3$ auf $\varphi=40^\circ$. Weitere Angaben zum Dichteinfluss enthält z.B. [19] oder [18], wo zur Auswertung die Beziehung $(1 + e) \sin \varphi \approx \text{const.}$ einbezogen wird. Als Grenzfall kann der Schüttwinkel betrachtet werden, der dem druckunabhängigen kritischen Reibungswinkel φ_r entspricht.

Der Einfluss der relativen Lagerungsdichte und der mittleren Spannung lassen sich gut mit dem hypoplastischen Stoffgesetz [4, 24] beschreiben. Es wurde gezeigt, dass man die hypoplastischen Parameter aus granulometrischen Eigenschaften abschätzen bzw. mit einfachen Standardversuchen im Labor bestimmen kann [7]. Die Kalibrierung der hypoplastischen Stoffparameter funktioniert auch für Schotter, wie es am Beispiel von gebrochenem Kalkstein in [6] gezeigt wurde.

Direkte Dichtebestimmung im Feld

Während die Spannungen in den Schottersäulen mindestens in der vertikalen Richtung aus der Dichte und den äußeren Lasten abgeschätzt werden können, ist die Bestimmung der Schotterdichte deutlich unsicherer. Der Durchmesser der hergestellten Säulen ist nur sehr grob bekannt, was eine Dichteberechnung aus der eingebrachten Materialmasse unzuverlässig macht. Indirekte Sondierungen (Ramm- bzw. Drucksondierung) in den Säulen bringen auch wenig Erfolg, da die

Kalibrierung an Säulen mit einer bekannten Dichteverteilung über die Tiefe fehlt. Die Beziehungen nach DIN 4094-3 sind für mit dem Tiefenrüttler eingebauten Schotter wenig hilfreich und berücksichtigen nicht den Einfluss des Spannungsniveaus und der vielen granulometrischen Parameter.

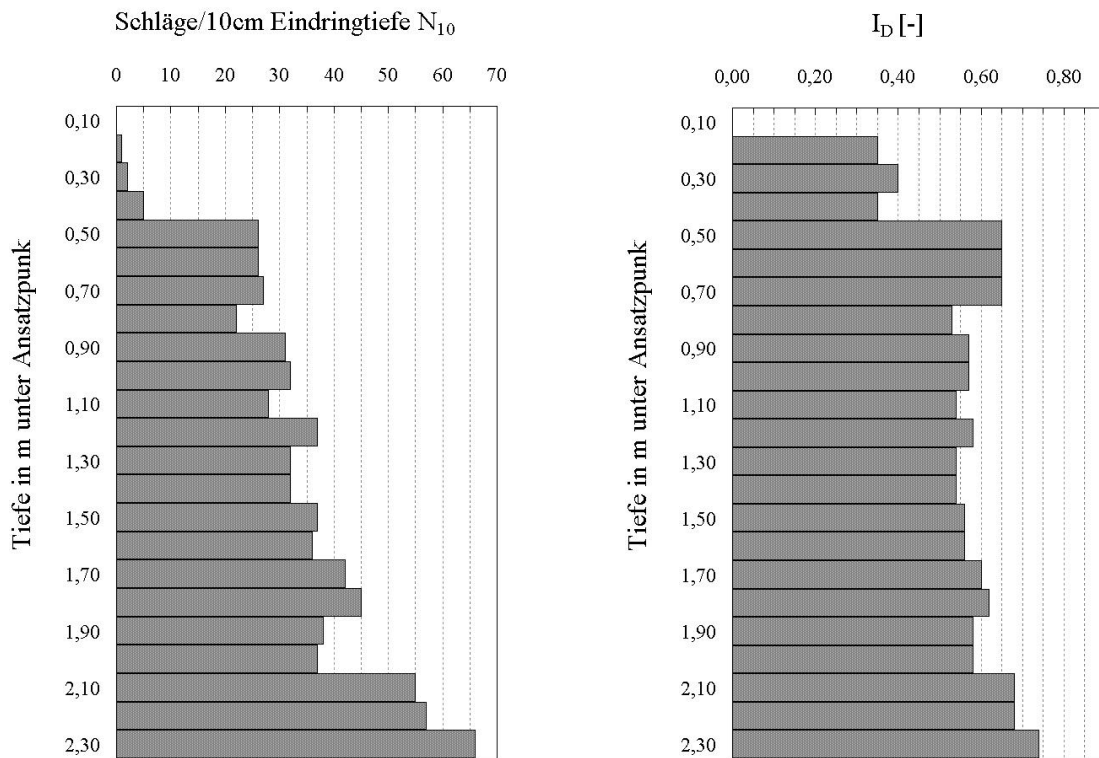


Abbildung 2: Leichte Rammsondierung in einer Schottersäule und die Korrelation zwischen N_{10} und I_D nach DIN 4094-3.

In Abb. 2 ist die Auswertung der leichten Rammsondierung im oberen Bereich der Schottersäulen in Kerspleben bei Erfurt dargestellt. Die Auswertung nach DIN 4094-3 stellt nur mitteldichte Lagerung fest. Parallel zur Rammsondierung wurde deshalb die direkte Dichtebestimmung in den eingebauten Schottersäulen durchgeführt [5]. Einige Säulen wurden abschnittsweise freigelegt und ihre Dichte in situ wurde mit dem Ballonverfahren nach DIN 18125-2 bestimmt, siehe Abb. 3. Der umliegende Boden war toniger Schluff.

Die in situ ermittelten Dichten sind in Abb. 4 dargestellt. Sie entsprechen den Porenzahlen in einem Bereich von 0,27 bis 0,39. Wenn sie mit dem Wert $e_{min}=0,416$ verglichen werden (siehe vorheriger Abschnitt), stellt man fest, dass die bezogene Lagerungsdichte größer als eins ist! Dies widerlegt die konventionelle Auswertung nach DIN 4094-3 und macht deutlich, wie unzuverlässig die Anwendung von Korrelationen für indirekte Sondierungen sein kann.

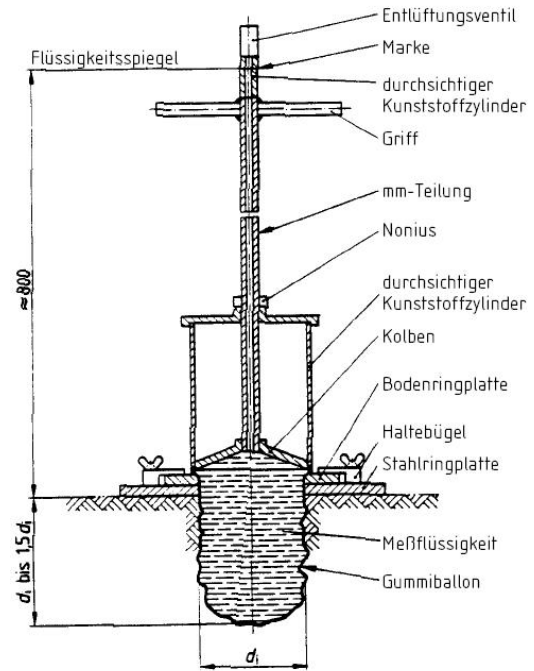


Abbildung 3: Direkte Dichtebestimmung in situ mit dem Ballonverfahren nach DIN 18125-2.

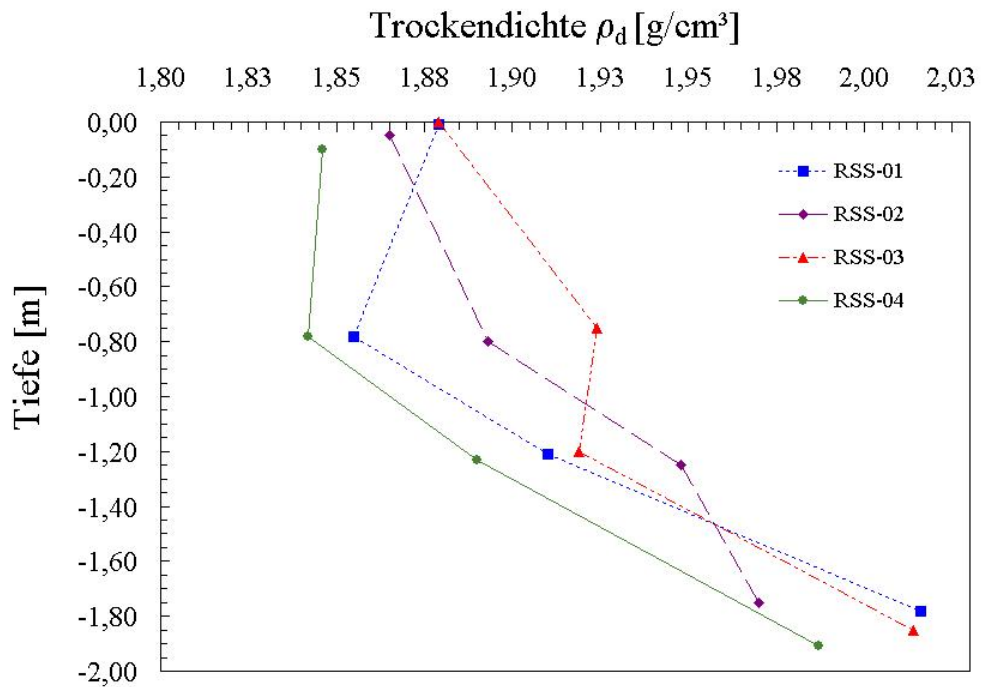


Abbildung 4: Gemessene Zunahme der Schotterdichte mit der Tiefe.

Die gemessene Dichte in den Schottersäulen nimmt gemäß Abb. 4 stark mit der Tiefe zu. Es war verwunderlich, dass sich das Ausgangsmaterial mit einem Tiefenrüttler so stark verdichten läßt. Die Dichtemessung wurde deshalb durch die Bestimmung der Kornverteilung und der Grenzen der Lagerungsdichte für jede Probe ergänzt. Die Auswertung der Kornverteilungen ergab, dass die Ungleichförmigkeit mit der Tiefe ebenfalls zunimmt, siehe Abb. 5 (vgl. mit $U=2,95$ vom Ausgangsschotter). Die Änderung der Ungleichförmigkeit ist dabei auf die Abnahme des mittleren Korndurchmessers d_{50} zurückzuführen. Dies bedeutet, dass während des Verdichtens durch den Rüttler ein ausgeprägter Kornbruch stattfindet, was von einer Entmischung (Absinken der kleineren Körner) begleitet wird.

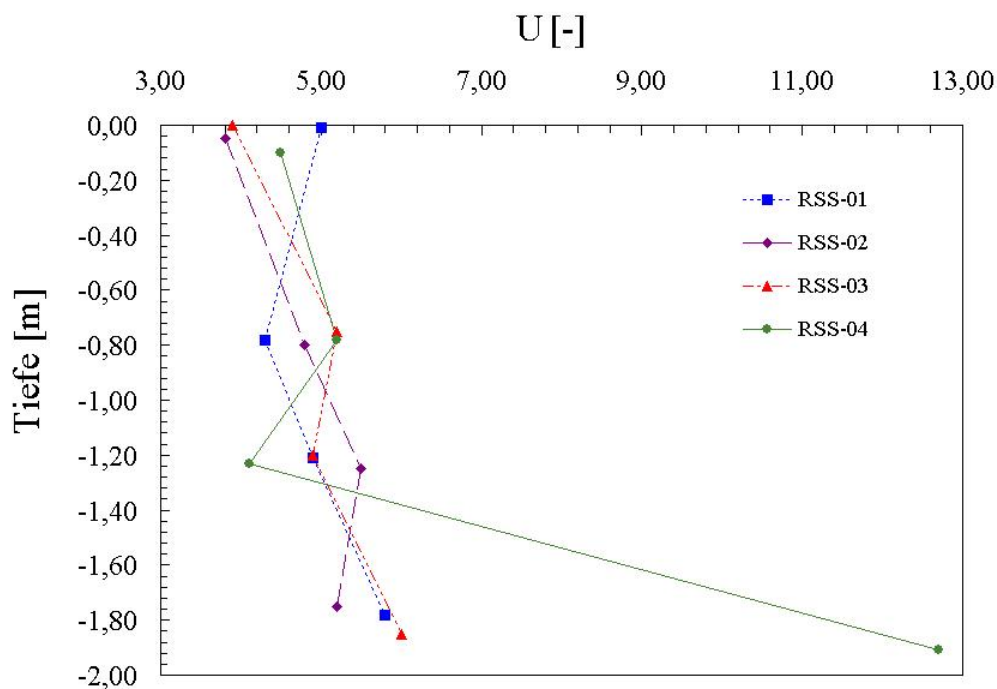


Abbildung 5: Zunahme der Ungleichförmigkeit U mit der Tiefe.

Im letzten Abschnitt wurde erwähnt, dass die Änderung der Ungleichförmigkeit einen entscheidenden Einfluss auf die Grenzporozahlen hat [26]. Mit steigender Ungleichförmigkeit nimmt e_{min} ab, was auch die Laborversuche bestätigt haben. Abb. 6 zeigt den Verlauf der gemessenen Porozahlen mit der Tiefe. Es ist deutlich zu sehen, dass die in situ Porozahlen in der Säule, selbst in der Nähe der Geländeoberfläche, den e_{min} -Werten aus den Laborversuchen, also der dichtesten Lagerung entsprechen.

In Abb. 7 sind die in den Schottersäulen gemessenen Porozahlen in die Diagramme von Youd [26] eingetragen. Sie liegen in dem zu erwartenden Bereich und geben die Kornform zwischen

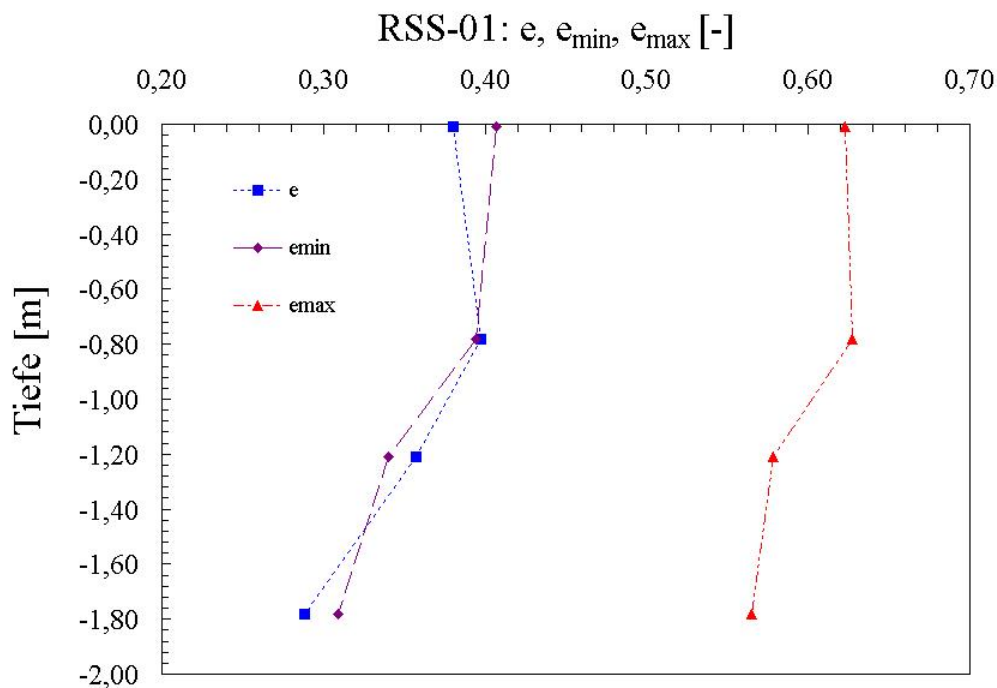


Abbildung 6: Abnahme der Grenzporozahlen und der in situ Porozahlen mit der Tiefe.

abgerundet und eckig an. Dies ist sehr plausibel, wenn man bedenkt, dass viele Kieskörner während des Rüttelns teilweise zerbrochen werden.

Modellversuche

Um die Frage zu beantworten, welchen Einfluss die bezogene Lagerungsdichte auf die Tragfähigkeit der Rüttelstopfsäulen hat, wurde eine Reihe von kleinmaßstäblichen 1-g Modellversuchen im Labor durchgeführt [5]. Die aus einem mittelsandigen Quarzsand bestehenden „Schottersäulen“ wurden in eine Kunststoffschalung eingebaut und mit einem Fallgewicht verdichtet. Um die Dilatanz des umliegenden Bodens beim kleinen Druckniveau zu unterdrücken, wurde als Modellboden ein Gemisch dieses Sandes und Kunststoffpartikeln (sog. Soiltron) verwendet [13]. Es wurde nur eine Halbsäule modelliert, um die optische Auswertung von Verformungen mit Hilfe der PIV-Methode (*Particle Image Velocimetry*) zu ermöglichen. Die Stopfsäulen wurden über einen starren Fundament auf der Bodenoberfläche bis zum Versagen belastet. Ein typischer Versuchsaufbau und die Auswertung der Verschiebungen mit Hilfe von PIV sind in Abb. 8 dargestellt [8].

Ein Beispiel der Versuchsergebnisse befindet sich in Abb. 9. Die dicht eingebaute Säule weist eine fast doppelt so hohe Tragfähigkeit als die locker eingebaute Säule auf. Darüber hinaus

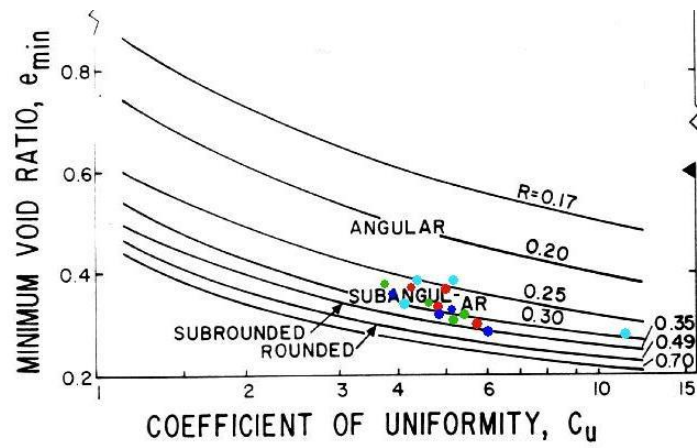


Abbildung 7: Vergleich der in situ Porenzahlen (Punkte) mit e_{min} nach Youd [26].

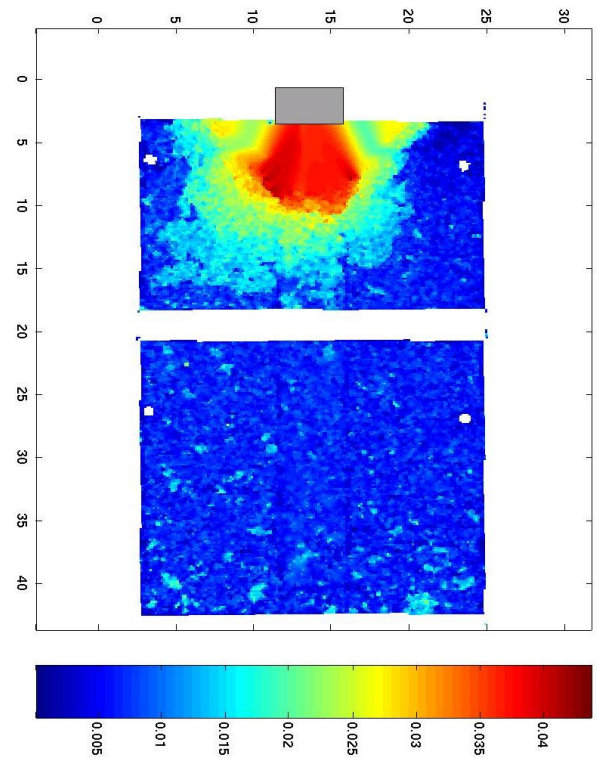


Abbildung 8: Modelversuche zur Belastung einer Einzelsäule und die Auswertung von Verschiebungen mit PIV.

sind die bis zum Peak mobilisierten Setzungen im ersten Fall erheblich kleiner. Dies belegt – zu mindestens qualitativ – die große Bedeutung der optimalen Verdichtung bei Rüttelstopfsäulen.

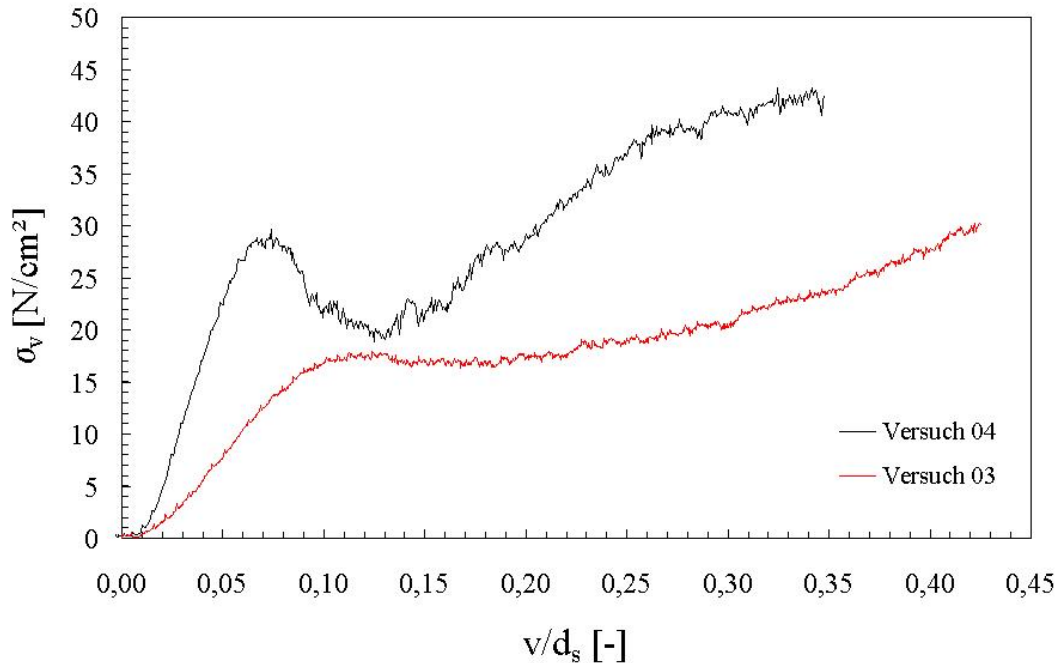


Abbildung 9: Last-Verschiebungskurven der Belastungsversuche einer locker eingebauten Säule (Versuch 03) und einer dicht eingebauten Säule (Versuch 04).

Schlussfolgerungen

Das mechanische Verhalten von Schotter hängt stark vom Druckniveau und der bezogenen Lagerungsdichte ab. Weitere granulometrische Faktoren, wie Ungleichförmigkeit, Korngröße und -form spielen ebenfalls eine wichtige Rolle. Großscherversuche mit dicht eingebautem Schotter ergeben i.d.R. sehr hohe Reibungswinkel, bei niedrigeren Normalspannungen über 50°. Die für den Entwurf gewöhnlich angesetzte Werte von 40° sind deshalb sehr konservativ.

Es konnte durch Freilegung der mit dem Keller-Rüttelstopfverfahren hergestellten Schottersäulen gezeigt werden, dass ihre Porenzahl der dichtesten Lagerung (e_{min}) nach DIN 18126 entspricht. Während der Verdichtung kommt es zu Kornbruch und Entmischung, wodurch sich die Grenzen der Lagerungsdichte verändern. Die konventionelle Auswertung der Rammsondierung nach DIN 4094-3 ist ohne eine Kalibrierung, z.B. mit dem Ballonverfahren, für die Bestimmung der Lagerungsdichte von Rüttelstopfsäulen ungeeignet.

Danksagung

Die Ausführung der Feldversuche erfolgte durch M. Hentschel mit Hilfe von S. Gesellmann. Die Modellversuche wurden von M. Hentschel an der Abteilung für Ingenieurgeologie der Karlsuniversität Prag durchgeführt. Dr. Jan Boháč gilt unser Dank für seine Unterstützung.

Literatur

- [1] N. Barton and B. Kjaernsli. Shear strength of rockfill. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 107(GT7):873–891, 1981.
- [2] J. Charles and K. Watts. The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, 30(4):353–367, 1980.
- [3] E. Dickin. Influence of grain shape and size upon the limiting porosities of sands. In *Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils*, STP 523, pages 113–120. ASTM, 1973.
- [4] G. Gudehus. A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, 36(1):1–12, 1996.
- [5] M. Hentschel. Dichte und Tragverhalten von mit dem Rüttelstopfverfahren erstellten Schotterssäulen. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, 2005. Diplomarbeit.
- [6] I. Herle. Granulometric limits of hypoplastic models. *TASK Quarterly*, 4(3):389–407, 2000.
- [7] I. Herle and G. Gudehus. Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 4(5):461–486, 1999.
- [8] I. Herle, M. Hentschel, J. Wehr, and J. Boháč. Role of density on the behaviour of vibrated stone columns in soft soils. In Gonin, Holeyman, and Rocher-Lacoste, editors, *TRANSVIB 2006*, pages 141–146. LCPC, Paris, 2006.
- [9] A. Hettler. Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf. *ETR*, 36:399–405, 1987.
- [10] B. Indraratna, D. Ionescu, and H. Christie. Shear behaviour of railway ballast based on large-scale triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 124(5):439–449, 1998.

- [11] B. Indraratna, L. S. S. Wijewardena, and A. S. Balasubramaniam. Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill. *Géotechnique*, 43(1):37–51, 1993.
- [12] D. Kolymbas and W. Wu. Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, 60:99–119, 1990.
- [13] A. Laudahn. *An approach to 1-g modelling in geotechnical engineering with Soiltron*. Dissertation, Inst. für Geotechnik und Tunnelbau, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2004.
- [14] T. M. Leps. Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 96(SM4):1159–1170, 1970.
- [15] N. D. Marachi, C. K. Chan, and H. B. Seed. Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 98(SM1):95–114, 1972.
- [16] R. J. Marsal. Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 93(SM2):27–43, 1967.
- [17] K. Miura, K. Maeda, M. Furukawa, and S. Toki. Physical characteristics of sands with different primary properties. *Soils and Foundations*, 37(3):53–64, 1997.
- [18] T. Mogami and H. Yoshikoshi. On the angle of internal friction of coarse materials. In *3rd Budapest Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, pages 190–196, Budapest, 1968.
- [19] N. Moroto and T. Ishii. Shear strength of uni-sized gravels under triaxial compression. *Soils and Foundations*, 30(2):23–32, 1990.
- [20] G. P. Raymond and J. R. Davies. Triaxial tests on dolomite railroad ballast. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 104(GT6):737–751, 1978.
- [21] U. Saucke, J. Brauns, and U. Schuler. Zur Entmischungsneigung körniger Schüttstoffe. *Geotechnik*, 22(4):259–268, 1999.
- [22] A. Varadarajan, K. Sharma, S. Abbas, and A. Dhawan. Constitutive model for rockfill materials and determination of material constants. *International Journal of Geomechanics ASCE*, 6(4):226–237, 2006.
- [23] P. Vaughan. Criteria for the use of weak and weathered rock for embankment fill, and its compaction control. In *Proc. XIII ICSMFE, New Delhi*, pages 195–206. Oxford & IBH Publishing Co, 1994.

- [24] P.-A. von Wolffersdorff. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1:251–271, 1996.
- [25] N. Yasuda, N. Ohta, and M. Takahashi. Dynamic strength properties of undisturbed riverbed gravel. *Canadian Geotechnical Journal*, 34:726–736, 1997.
- [26] T. Youd. Factors controlling maximum and minimum densities of sands. In *Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils*, STP 523, pages 98–112. ASTM, 1973.

Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle, Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden,
01062 Dresden, ivo.herle@tu-dresden.de

Dr.-Ing. Jimmy Wehr, MSc., Keller Grundbau GmbH, Kaiserleistraße 44, 63006 Offenbach,
j.wehr@kellerholding.com

Dr.-Ing. Michael Arnold, Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden,
01062 Dresden, michael.arnold@tu-dresden.de