

# **Grundbruch in geschichtetem Baugrund**

**Dr.-Ing. Christian Gutberlet**

**Dr.-Ing. Olivier Semar**

GeoIngenieure FLG GmbH, Babenhausen

## **1 Einleitung**

Die Standsicherheit von Flachgründungen im Hinblick auf Grundbruch ist eine der ältesten Fragestellungen der modernen Bodenmechanik.

Die gängigen theoretischen Ansätze, die in der geotechnischen Praxis verwendet werden, fußen jedoch durchgängig auf der Vorstellung eines homogenen und isotropen Bodens.

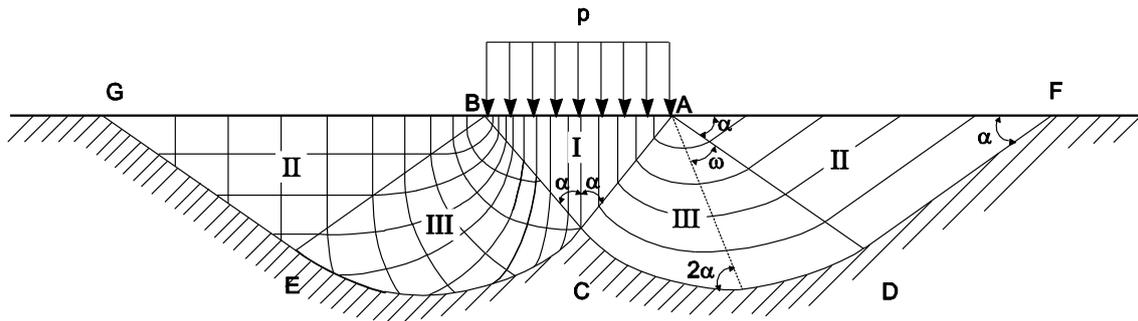
Die vorliegende Veröffentlichung zeigt anhand eines aus der Ingenieurpraxis entlehnten Beispiel, welche Diskrepanzen sich bei der Anwendung der theoretischen Basis auf geschichtete Baugrundmodelle ergeben und welcher Forschungsbedarf hier noch besteht.

## **2 Entwicklung der Grundbruchtheorie hin zum normierten Nachweis**

Die Grundbruchtheorie wurde von Ludwig Prandtl (1920) begründet, allerdings noch nicht auf die Grundbruchproblematik von Fundamenten zugeschnitten, sondern vielmehr auf ein beliebiges Material unter einer normal auf die Oberfläche wirkenden Belastung. Für das im Rahmen der Prandlschen Theorie betrachtete Modell gelten folgende Annahmen und Bedingungen:

1. Das belastete Material ist gewichtslos.
2. Elastische Verformungen werden vollständig vernachlässigt.
3. Als Bruchkriterium gilt die Festigkeitshypothese nach Mohr-Coulomb.
4. Es liegt ein ebener Verformungszustand vor.

Prandtl postuliert für den sich vollständig im Grenzzustand befindlichen Bruchkörper eine Aufteilung in drei Zonen (siehe Bild 1).



**Bild 1** Bruchfigur nach Prandtl  
(links: Hauptspannungstrajektoren, rechts: Gleitflächen)

Mit dieser Theorie erhält man letztendlich den Tragfähigkeitsbeiwert für den Kohäsionssterm nach der heute normierten Grundbruchformel  $N_{c0}$ .

Die physikalisch aufnehmbare Spannung  $p_c$  ermittelt sich damit wie folgt:

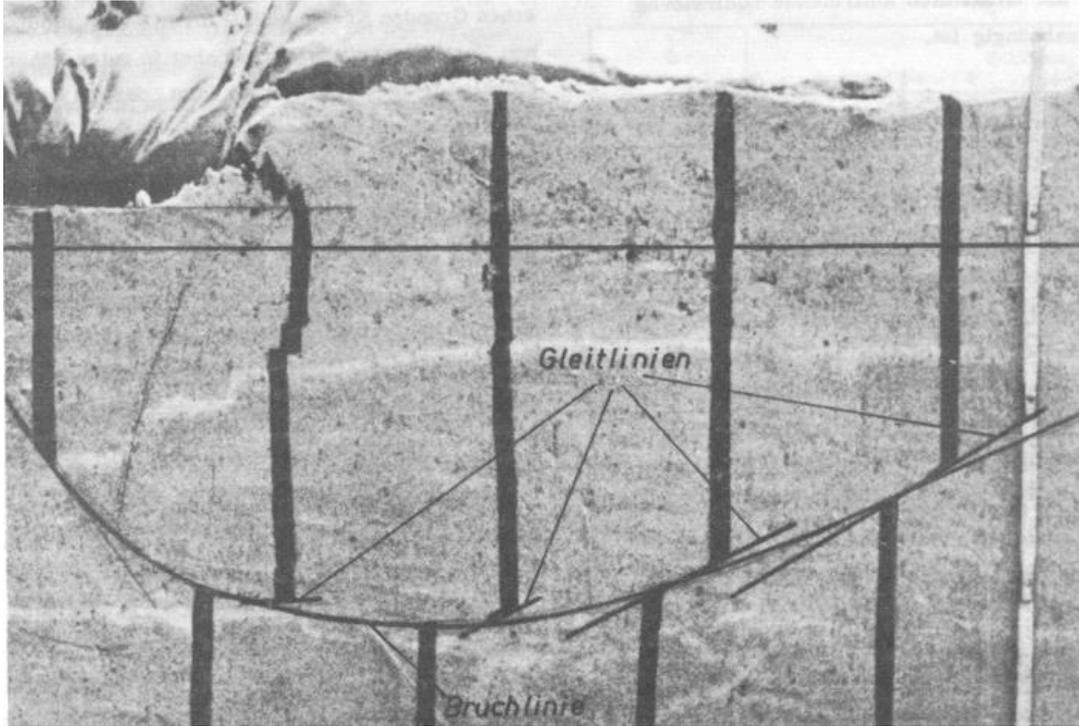
$$p_c = c \cdot \cot \varphi \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} - 1 \right) = c \cdot N_{c0} \quad (1)$$

Die Kernschwäche der Prantlschen Theorie ist in der Vernachlässigung des Eigengewichts begründet. Dies mag für metallische Materialien, deren Festigkeit nur aus Kohäsion besteht und in einer ersten Näherung als vom Spannungszustand unabhängig betrachtet werden kann, vertretbar sein. Bei Böden kann der Anteil der über den Reibungswinkel und das Eigengewicht definierten Scherfestigkeit i.d.R. nicht vernachlässigt werden.

Darum wurde von Buisman (1940) und Terzaghi (1943), die beide unabhängig voneinander an der Grundbruchproblematik arbeiteten, die Prantlsche Bruchfigur für die Anwendung an einem schweren Boden mit  $\gamma \neq 0$  benutzt, wobei der damit einhergehende mathematische Fehler als vernachlässigbar angesehen wurde.

Weiterhin wurde eine Einbindung des Fundamentes durch eine Auflast, die den Boden über der Gründungssohle nur mit seinem Gewicht wirkend repräsentiert, abgebildet. Die Scherfestigkeit des Bodens über der Gründungssohle wird somit nicht angesetzt.

Die Tragfähigkeit von Flachgründungen wurde weiterhin im Rahmen einer Serie von großmaßstäblichen Versuchen durch die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin untersucht (z.B. Muhs und Weiß 1972, siehe Bild 2). Die dabei aufgetretenen Bruchkörper bestätigen die theoretischen Überlegungen zur Ausbildung des Bruchkörpers.



**Bild 2** Bruchkörper im großmaßstäblichen Grundbruchversuch (Muhs & Weiß 1972)

Die Berücksichtigung der Fundamenteinbindung mündet in den Tragfähigkeitsbeiwert  $N_{d0}$ :

$$p_d = \gamma_1 \cdot d \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'} = \gamma_1 \cdot d \cdot N_{d0} \quad (2)$$

Für den Widerstand infolge der durch das Bodeneigengewicht aktivierten Reibung wird der Breitenterm mit dem Tragfähigkeitsbeiwert  $N_{b0}$  verwendet. Dieser ergibt sich nach Buisman über eine komplizierte mathematische Formulierung. Aus den Degeboversuchen wurde folgende empirische Beziehung zur Bestimmung von  $N_{b0}$  abgeleitet:

$$p_b = \gamma_2 \cdot b \cdot N_{b0} \quad (3)$$

mit:  $N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi'$

Aufbauend auf diesen theoretischen Elementen wurde die Ermittlung des charakteristischen Grundbruchwiderstands  $R_{n,k}$  nach DIN 4017 (für den Sonderfall eines zentrisch und rein vertikal belasteten Streifenfundaments auf ebener Sohle und in ebenem Gelände) festgelegt:

$$R_{n,k} = a \cdot b \cdot (\gamma_2 \cdot b \cdot N_{b0} + \gamma_1 \cdot d \cdot N_{d0} + c \cdot N_{c0}) \quad (4)$$

Die 3 Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_{b0}$ ,  $N_{c0}$  und  $N_{d0}$  hängen dabei nichtlinear vom Reibungswinkel des Materials ab.

### 3 Grundbruchwiderstand in geschichtetem Baugrund nach DIN 4017

Die wesentliche Einschränkung der auf der Prandtl'schen Theorie basierenden Grundbruchberechnung liegt in der Voraussetzung eines homogenen Baugrunds. DIN 4017 sieht nichtsdestoweniger eine Anwendung der o.g. Grundbruchformel auf einen geschichteten Baugrund vor, wenn die Werte der Reibungswinkel nicht mehr als  $5^\circ$  vom gemeinsamen arithmetischen Mittelwert abweichen (siehe auch Smoltzcyk und Vogt 2009).

Bei größeren Abweichungen gilt folgendes:

- Sofern die obere Bodenschicht eine deutlich geringere Scherfestigkeit als die darunter befindlichen Schichten aufweist, müssen für den Nachweis der Grundbruchsicherheit die Parameter der oberen (gering tragfähigen) Schicht angesetzt werden.
- Wird eine wassergesättigte, breiige bis weiche Schicht durch eine feste Deckschicht begrenzter Mächtigkeit überlagert, ist der Nachweis auf Durchstanzen der Deckschicht zu führen (siehe auch Kap. 4).

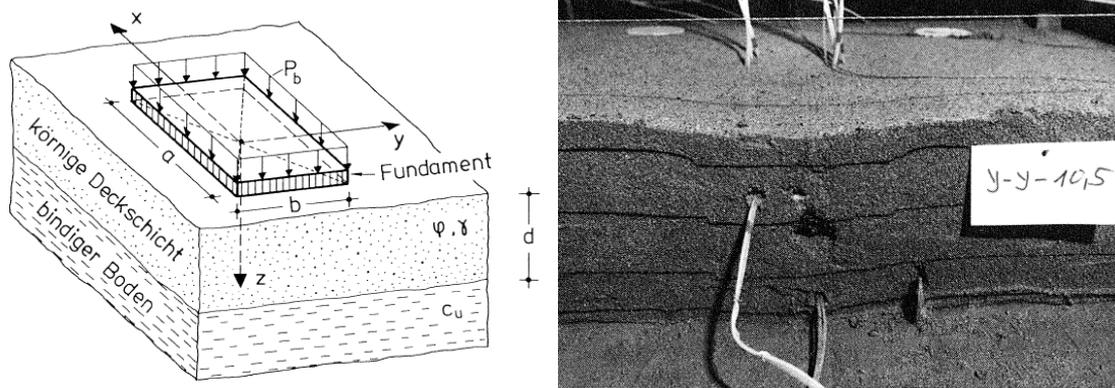
Für die Mittlung der Parameter Reibungswinkel  $\varphi$ , Kohäsion  $c$  und Wichte (unter dem Fundament)  $\gamma_2$  ist das Gleitflächenbild nach DIN 4017, Anhang A anzusetzen.

Der Fall, dass ein dichter nichtbindiger Boden – also mit hohem Reibungswinkel und damit hoher Tragfähigkeit – über einem recht gut tragfähigen bindigen Boden – mit deutlich niedrigerem Reibungswinkel, jedoch maßgeblicher Kohäsion – ansteht, spiegelt sich in DIN 4017 nicht explizit wider. Es findet sich stattdessen nur der Hinweis, dass *„in den Fällen, in denen das [normierte] Verfahren [...] nicht angewendet werden kann, [...] der Grundbruchwiderstand durch besondere Verfahren ermittelt werden [muss]. Dazu gehören die Verfahren der Plastizitätstheorie und die Verfahren nach E DIN 4084 [...]“*

### 4 Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Flachgründungen auf geschichtetem Baugrund

Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Flachgründungen wurden zahlreich durchgeführt (z.B. Muhs und Weiß 1972, Perau 1995, Nübel 2002), allerdings überwiegend mit homogenem und isotropen Baugrund, also ausgesprochenen Laborbedingungen.

Graf et al. (1985) untersuchten gezielt ein Zweischichtsystem, bei dem eine bindige Weichschicht durch eine tragfähige nichtbindige Deckschicht überlagert wird (siehe Bild 3). Aufbauend auf 2 Einzelversuchen wurde ein Bemessungsansatz für Flachgründungen im Hinblick auf Durchstanzen durch die tragfähige Schicht entwickelt.



**Bild 3** links: von Graf et al. (1985) untersuchtes geschichtetes System; rechts: Deformationen im Baugrund infolge Grundbruch in geschichtetem Baugrund

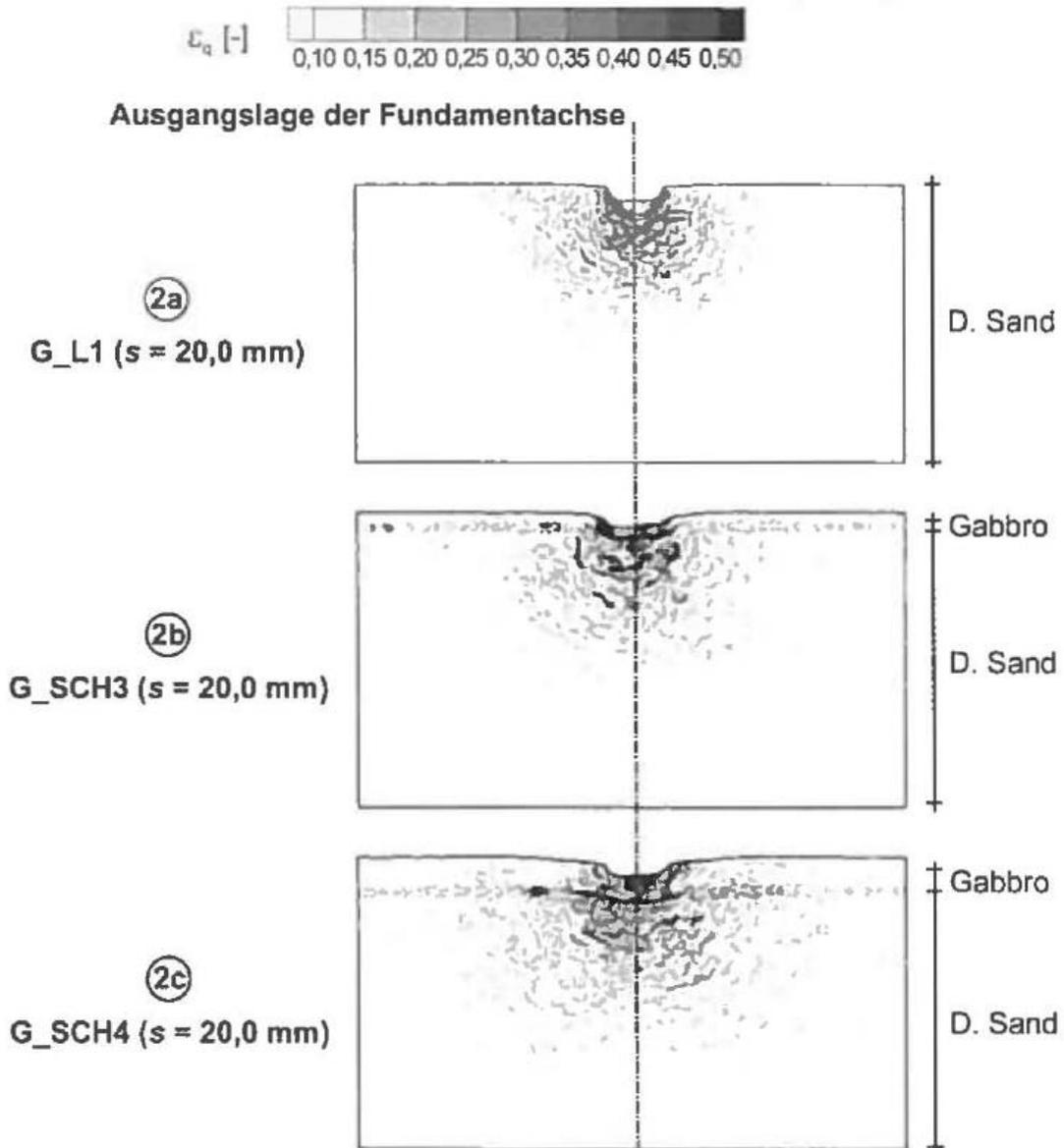
Bachmann (2009) hat zusammen mit Gutberlet (2008) am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt unter Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach (siehe z.B. Katzenbach et al. 2008) entwickelten Versuchs- und Auswertemethodik Grundbruchversuche auch mit geschichtetem Baugrund durchgeführt. Hierbei wurden die Bewegungsfelder des Baugrunds durch PIV-Aufnahmen dokumentiert und über eine Euler-Lagrange-Transformation ausgewertet, so dass nicht nur die Dehnungsraten/Geschwindigkeiten, sondern auch die über den Versuch akkumulierten Dehnungen und Verzerrungen verfolgt werden konnten. Dies erlaubt eine zuverlässige Bestimmung von Scherbruchzonen im Modellbaugrund.

Die Baugrundsichtung wurde durch Bachmann (2009) durch Einbau einer dicht gelagerten Schicht aus Gabbro-Edelbrechsand (gebrochenes und damit körniges Material) über einem je nach Versuch locker oder dicht eingebauten Darmstädter Sand (gerundetes Material) realisiert.

Interessant sind hier natürlich die Versuche mit gegenläufiger Lagerungsdichte wegen der damit verbundenen großen Differenz der Reibungswinkel.

Die gemessenen Dehnungsfelder (siehe Bild 4) zeigen im Gegensatz zu den Versuchen mit dichtem Boden keinen klar abgegrenzten Bruchmechanismus mit Scherlokalisierungen, sondern ein eher diffuses Verformungsbild analog des homogenen lockeren Sands.

Die dargestellten experimentellen Ergebnisse zeigen deutlich an, dass es bei geschichtetem Baugrund zu deutlichen Abweichungen von der Modellvorstellung eines homogenen Bodens kommt.



**Bild 4** Vergleich der Vertikalverschiebungen bei einer Fundamentsetzung von  $s = 20$  mm der Grundbruchversuche mit homogenem Boden (Bachmann 2009) (G\_L1) und Bodenschichtung (G\_SCH3 und G\_SCH4)

## 5 Berechnungsbeispiel

Betrachtet wird ein Projektstandort am westlichen Rande der Fuldaer Innenstadt in ca. einen halben Kilometer Entfernung vom gleichnamigen Fluss.

Der tiefere Untergrund besteht hier aus Gesteinen des oberen Buntsandsteins und Muschelkalks, die in den obersten Meter Lockergesteinscharakter analog eines halbfesten und damit recht tragfähigen Tons aufweisen. Diese tonartigen Gesteine werden durch horizontbeständige Fuldaschotter (Sande und Kiese in dichter Lagerung) und diese wiederum durch örtlich wechselnd Auffüllböden und Relikten der bindigen Deckschicht überlagert.

Die Gründung kommt in einer Tiefe zum Liegen, in der die Deckschicht bzw. Auffüllung keine Rolle mehr spielt und stattdessen überwiegend die Fuldaschotter mit ca. 1-2 m Restmächtigkeit anstehen. Örtlich stehen die Fundamente auch direkt auf dem Felszersatz.

Für die Bemessung der anvisierten Einzelfundamente ist somit in den meisten Fällen ein Baugrundmodell mit zwei Schichten anzuwenden. Es kann bei der exemplarischen Betrachtung von folgenden Scherparametern ausgegangen werden:

<b>Schicht</b>		<b>Fuldaschotter</b>	<b>Felszersatz</b>
Reibungswinkel	$\varphi$ [°]	37,5	25
Kohäsion	c [kN/m <sup>2</sup> ]	0	15

Die Zunahme der Tragfähigkeit des Felszersatzes mit der Tiefe wird hier vernachlässigt.

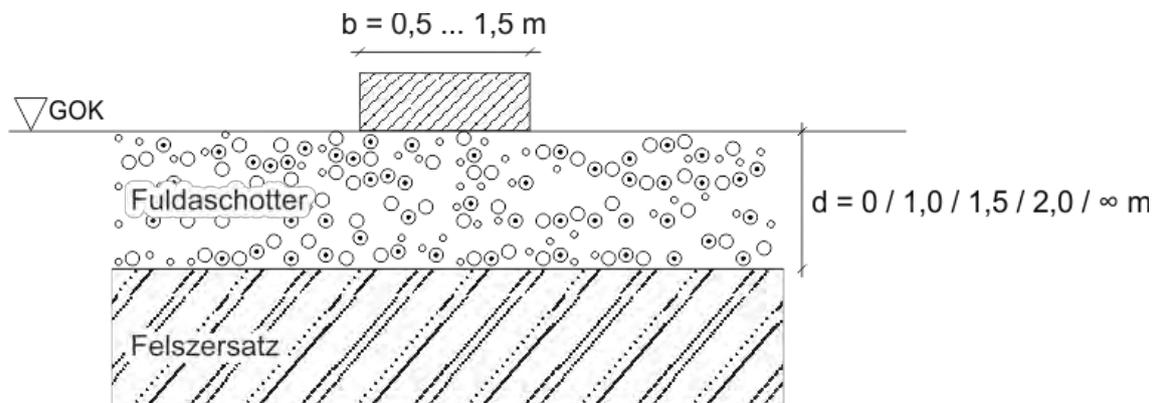
Es liegen somit recht tragfähige, aber im Hinblick auf die Scherparameter deutlich mehr als 5° vom gemeinsamen Mittelwert abweichende Bodenschichten vor. Eine simple Mittlung der Scherparameter nach DIN 4017 (siehe Kap. 3) ist damit nicht zulässig. Es liegen aber andererseits auch nicht die in Kap. 3 aufgeführten ungünstigen Randbedingungen mit einer ausgesprochen gering tragfähigen Schicht vor.

Für den erforderlichen Nachweis gegen Grundbruch kommen im Wesentlichen folgende Ansätze in Frage:

1. Reduktion des Reibungswinkels der Fuldaschotter auf einen geringeren Wert, so dass die 5°-Bedingung eingehalten ist
2. Anwendung anderer Verfahren nach der Plastizitätstheorie, z.B. Gleitkreisverfahren nach DIN 4084
3. Anwendung numerischer Verfahren, z.B. der Finite-Elemente-Methode

Mit der **1. Variante** wird der Reibungswinkel der Fuldaschotter iterativ solange reduziert, bis sich die Reibungswinkel der beiden Schichten nicht mehr als  $5^\circ$  vom gemeinsamen arithmetischen Mittel – gewichtet an den maßgebenden Anteilen an der Gleitkörpergeometrie – unterscheiden.

Diese Vorgehensweise ist die einfachste Methode und liegt stark auf der sicheren Seite. Sie ist den gängigen Berechnungsprogrammen für Flachgründungen implementiert. Hierzu werden im Folgenden Streifenfundamente mit der geometrischen Konfiguration nach Bild 5 betrachtet. Die Fundamentbreite wird zwischen  $b = 0,5$  m und  $b = 1,5$  m variiert.



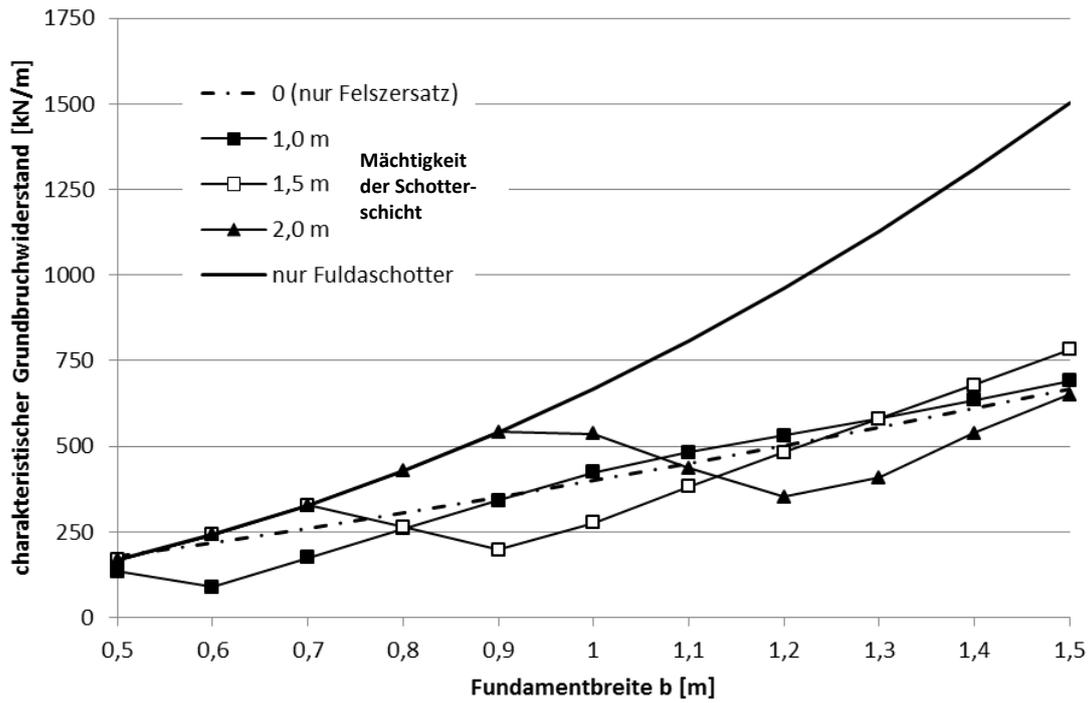
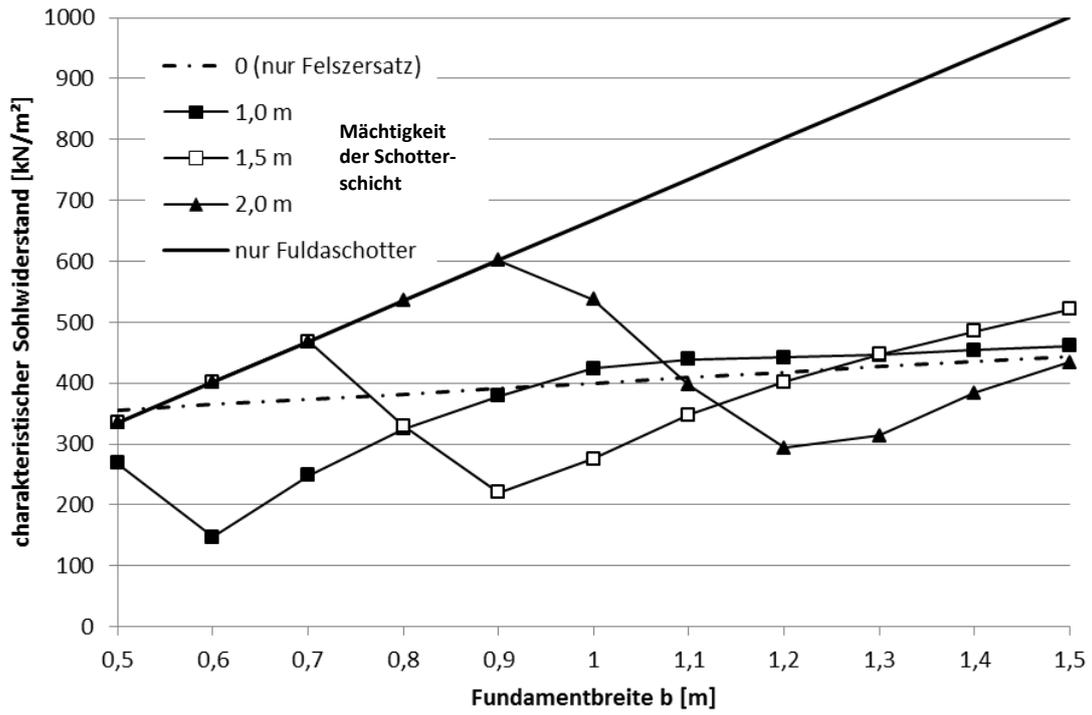
**Bild 5** Betrachtete Beispielkonfiguration

Für die Beispielkonfiguration ergeben sich die in Bild 6 dargestellten Sohl- bzw. Grundbruchwiderstände in Abhängigkeit von der Restdicke  $d$  der Schottererschicht unter dem Fundament und der Fundamentbreite  $b$ .

Die berechneten Größen für die geschichteten Systeme liegen dabei im Wesentlichen zwischen den als mathematische Schranken fungierenden Berechnungsergebnissen für den homogenen Baugrund mit reinem Felsersatz respektive Fuldaschotter.

Auffällig – und übrigens bodenmechanisch widersinnig – ist die Abnahme der Fundamenttragfähigkeit  $R_{n,k}$  mit zunehmender Breite. Diese resultiert aus der stärkeren Wichtung der unteren Felsersatzschicht, so dass das arithmetische Mittel immer weiter reduziert werden muss, um die  $5^\circ$ -Regel noch einzuhalten.

Die Tragfähigkeiten für den geschichteten Boden liegen teilweise unter den Werten für den homogenen Felsersatz als Schicht mit ansonsten niedrigster Festigkeit, was ebenfalls physikalisch unsinnig ist.



**Bild 6** charakteristischer Sohlwiderstand und Grundbruchwiderstand für ein Streifenfundament mit variiertter Mächtigkeit der Schotter-schicht unter der Fundamentsohle vom 1,0; 1,5 und 2,0 m

Da die eben vorgestellte Vorgehensweise nicht zufriedenstellend ist, wird als **2. Variante** auf Berechnungsverfahren nach der Plastizitätstheorie, nämlich den Verfahren nach DIN 4084, zurückgegriffen.

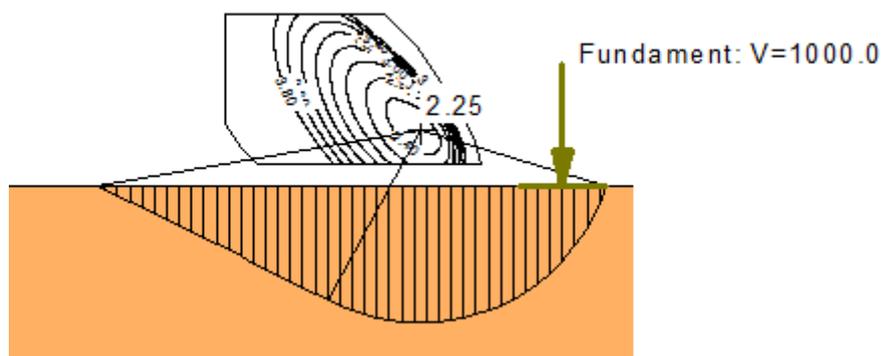
Meistens kommen für Böschungsbruchberechnungen im Lockergestein Gleitkreisverfahren mit Unterteilung des Baugrunds in Lamellen zum Einsatz. Nach z.B. Gudehus (1981) sind diese allerdings nur für reibungsfreie Materialien (undrainingierte Scherfestigkeit wassergesättigter bindiger Böden) zutreffend anwendbar. Erforderlich wäre hier die iterative Berechnung einer Vielzahl möglicher kinematischer Ketten, um dann nach dem Prinzip der kleinsten Sicherheit das maßgebliche System zu bestimmen. Im Rahmen dieser Betrachtung werden die Berechnungen auf klassische Gleitkreise beschränkt.

Die Berechnungen erfolgten für Schichtstärken des Schotters unter dem Fundament von 1,0 m, 1,5 m und 2,0 m und jeweils für Fundamentbreiten von 0,5 m, 1,5 m und 2,0 m. Da die klassische Böschungsbruchberechnung rein zweidimensional ist, wird damit unweigerlich ein Streifenfundament betrachtet.

Die Berechnung erfolgt nach der DIN 4084:1981, die für Fundamente (eigentlich an Böschungsschultern) vorsah, die Fundamentlast so lange zu erhöhen, bis – unter Ansatz nicht abgeminderter Scherparameter – ein Grenzgleichgewicht erreicht ist. Damit wird die Bruchlast des Systems bestimmt. Die aktuelle DIN 4084 sieht diese Methodik nicht mehr vor. Entsprechend dieser Vorgehensweise wird im Rahmen der Berechnung nun – ausgehend von einer willkürlich definierten Gebrauchslast (im unten stehenden Beispiel 1000 kN/m) – unter Ansatz charakteristischer Scherparameter die Fundamentlast so lange erhöht, bis der charakteristische Grundbruchwiderstand ermittelt ist. Dieser berechnet sich über die globale Sicherheit  $\eta$ . Am Beispiel (siehe Bild 7) ergibt sich der charakteristische Grundbruchwiderstand zu

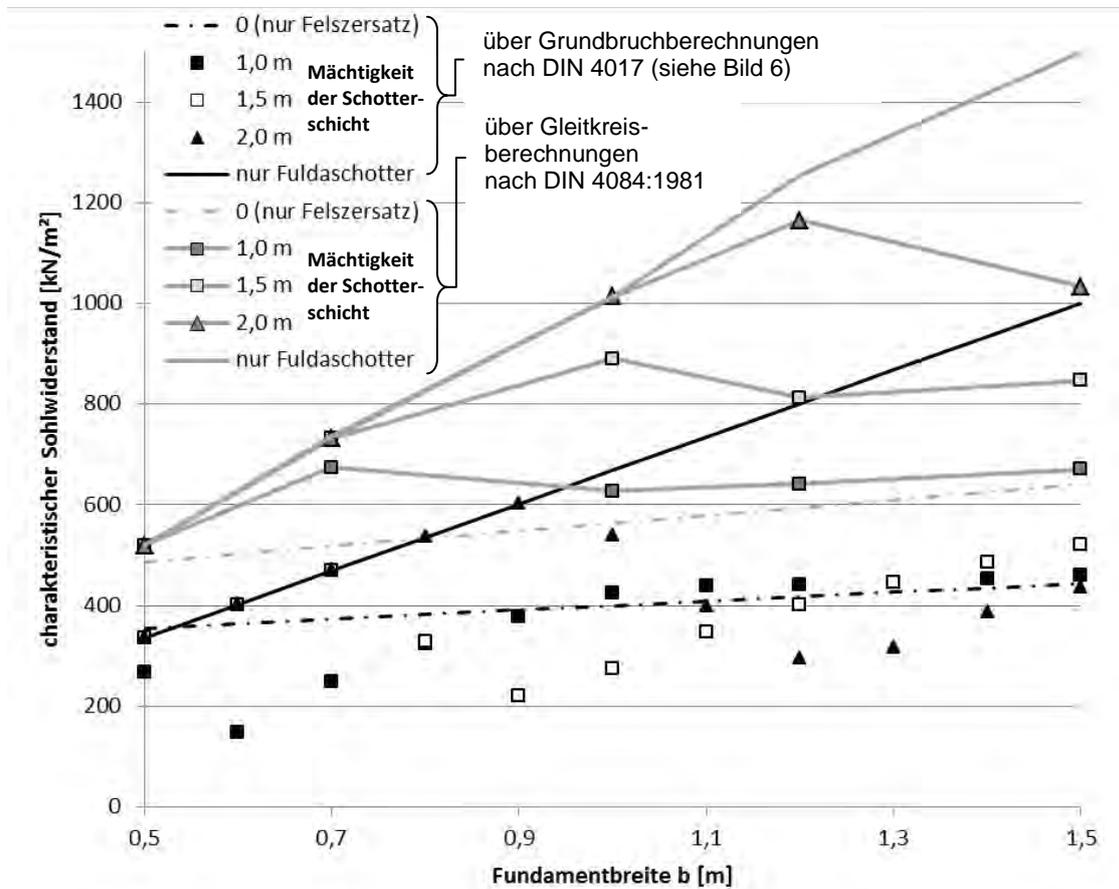
$$R_{n,k} = V_k \cdot \eta = 1000 \text{ kN/m} \cdot 2,25 = 2250 \text{ kN/m} \quad (3)$$

Unter Einschaltung von aktivem und passivem Erddruck ergeben sich dann auch von der reinen Kreisgeometrie abweichendes Bruchbilder (Bild 7).



**Bild 7** Exemplarische Berechnung eines Fundaments  
( $b = 1,5 \text{ m}$ ; nur Fuldaschotter unter der Fundamentsohle)

Die damit ermittelten Sohlwiderstände sind in Bild 8 eingetragen. Zur besseren Identifikation der Berechnungsergebnisse sind die Zahlenwerte tabelliert.



**Bild 8** Vergleich der charakteristischen Sohlwiderstände ermittelt nach DIN 4017 und nach DIN 4084:1981

Fundamentbreite b [m]	charakteristische Sohlwiderstände nach DIN 4084:1981 [kN/m²]				
	Schichtstärke Fuldaschotter unter Fundamentsohle [m]				
	0 (nur Felsersatz)	1,0	1,5	2,0	nur Fuldaschotter
0,5	486	520	520	520	520
0,7	519	674	731	731	737
1	563	627	890	1014	1014
1,2	595	642	813	1165	1255
1,5	641	671	847	1034	1500

Es fällt auf:

- Die damit nach DIN 4084:1981 ermittelten Berechnungsergebnisse nach dem Gleitkreisverfahren liegen für homogenen Baugrund deutlich über den Ergebnissen nach DIN 4017, die ja grundsätzlich durch Modellversuche validiert sind.

- Die Einschränkung auf Gleitkreise ist daher für realistische Berechnungsergebnisse falsch. Es wären im nächsten Schritt andere kinematische Ketten zu prüfen.
- Allerdings sind die nach DIN 4084:1981 ermittelten Sohlwiderstände in Relation zueinander plausibel: Es ergibt sich nicht die physikalisch unsinnige Abnahme des charakteristischen Grundbruchwiderstands  $R_{n,k}$  bei vergrößerter Fundamentbreite  $b$  nach der Vorgehensweise nach DIN 4017.

Was nicht ersichtlich sein kann, jedoch dem aufmerksamen Anwender bei der Ausführung der Berechnungen auffallen wird, ist die Tatsache, dass das Berechnungsergebnis in Form der Globalstandsicherheit  $\eta$  außerordentlich stark von der Vorauswahl der zu prüfenden Bruchmechanismen abhängt und hier kleine Variationen z.B. des Suchrasters das Ergebnis massiv beeinflussen und somit die Gefahr der Fehlinterpretation gegeben ist.

Als **3. Variante** bietet sich der Einsatz numerischer Methoden, speziell der Finite-Element-Methode an, um die Tragfähigkeit auf Basis der Kontinuumsmechanik mit entsprechend hochwertigen Stoffgesetzen zu ermitteln.

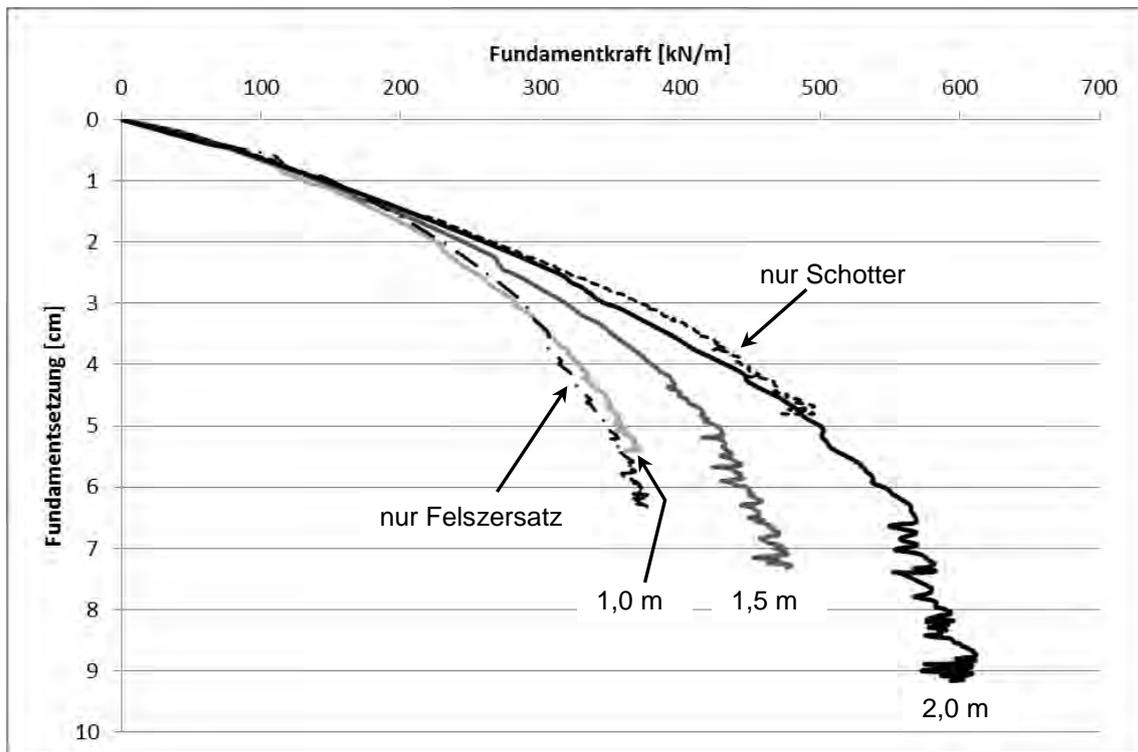
Bei der Ermittlung von Tragfähigkeiten im Hinblick auf Schervorgänge im Boden ist zu beachten, dass es zu Abhängigkeiten der Berechnungsergebnisse von der Netzdiskretisierung infolge des Verlustes der Gutgestelltheit des Systems kommt. In der wissenschaftlichen Bodenmechanik wurde dies bereits ausreichend dargestellt (z.B. Nübel 2002, Maier 2002, Katzenbach et al. 2007). Für die geotechnische Bemessung sind die erforderlichen Methoden zur Beherrschung dieser Netzabhängigkeit noch nicht praxisreif in die zur Verfügung stehenden Softwaresysteme implementiert – daher sind die nachfolgend dargestellten numerischen Berechnungen mit dem gängigen Boltzmannkontinuum vorgenommen worden.

Die Simulation erfolgte dabei mit einer sukzessiven Steigerung der Fundamentlast. Die alternative „strength reduction method“ (siehe z.B. Katzenbach et al. 2007) kann auf Fundamente nur bei bekannten Lasten, die als Bezugsgrößen fungieren, sinnvoll angewandt werden.

Die stoffliche Modellierung umfasst die in nachstehender Tabelle aufgeführten Modellparameter im Stoffgesetz Hardening Soil.

<b>Schicht</b>		<b>Fuldaschotter</b>	<b>Felsersatz</b>
Reibungswinkel	$\varphi$ [ ° ]	37,5	25
Kohäsion	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	15
Steifigkeitsparameter	$E_{50}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	50	50
	$E_{oed}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	50	50
	$E_{ur}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	150	150
	$m$ [ - ]	0,5	0,5
Dilatanzwinkel	$\psi$ [ ° ]	7,5	0
Wichte	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,5	19,5

In nachstehendem Bild 9 sind die Last-Setzungskurven für ein Fundament mit 1,0 m Breite und den oben beschriebenen verschiedenen Baugrundmodellen dargestellt.



**Bild 9** mit Hilfe der FEM ermittelte Last-Setzungskurven für ein Fundament ohne Einbindung und 1 m Breite auf verschiedenen Baugrundsichtungen

Um möglichst nahe an einen rechnerischen Grenzzustand zu gelangen, wurden innerhalb des verwendeten Programms Plaxis die Konvergenzkriterien etwas aufgeweicht, was sich in „Fluktuationen“ der Ergebniskurven bei größeren Verschiebungen bemerkbar macht (siehe Bild 9).

Ein klarer Grenzzustand im Sinne idealplastischen Verhaltens ist natürlich nicht zu erwarten. Als Grenzzustand kann – mit begrenzter Objektivität – eine überproportionale Zunahme der Verformungen betrachtet werden. Damit ergeben sich folgende abgeschätzte Grundbruchwiderstände (den Widerständen nach DIN 4017 gegenübergestellt):

charakteristischer Sohlwiderstand [kN/m]	Schichtstärke Fuldaschotter unter Fundamentsohle [m]				
	0 (nur Felsersatz)	1,0	1,5	2,0	nur Fuldaschotter
mit FEM (ca.)	380-400	400 - 420	450	550 - 600	550 - 600
nach DIN 4017	399,9	423,9	275,8	536,8	668,5

Die mittels FEM abgeschätzte Tragfähigkeit deckt sich teilweise recht gut mit den Ergebnissen nach DIN 4017. Eine signifikante Abweichung zeigt sich bei der Schichtstärke 1,5 m – bei dieser Berechnung zeigt die FEM-Analyse einen deutlich höheren, aber allerdings im Gesamtbild plausibleren Sohlwiderstand.

## 6 Fazit und Zusammenfassung

Die Berechnung der Standsicherheit von Flachgründungen mittels der klassischen Grundbruchtheorie ist ein Standardnachweis und ein zentrales Element der Bodenmechanik. Sie wird heute immer noch unverändert in der ursprünglichen Form – gültig für den Sonderfall eines homogenen Bodens – eingesetzt und auf geschichteten Boden mit einem simplen Mittelungsansatz adaptiert, geregelt in DIN 4017.

Es ist offensichtlich, dass die Berechnungsmethodik bei geschichtetem Boden schnell an ihre Grenzen kommt bzw. unter bestimmten Konstellationen physikalisch unsinnige Ergebnisse liefert.

Als Alternative kann auf die Verfahren nach DIN 4084, die auch beim Nachweis gegen Böschungsbruch angewandt werden, zurückgegriffen werden. Diese liefern jedoch allgemein unrealistisch hohe Grundbruchwiderstände. Sie sind zudem aufwändig und erfordern eine reflektierte Vorauswahl der zu untersuchenden Bruchmechanismen und können durch ungeeignete geometrische Vorgaben und Einschränkungen (z.B. Rasterabstände) schnell zu Fehlinterpretationen führen.

Mit Hilfe der Finite-Element-Methode liegt ein Werkzeug vor, das in der Geotechnik primär für Verformungsberechnungen benutzt wird. Für die Führung der klassischen Standsicherheitsnachweise liegt jedoch noch keine Praxisreife vor.

Es liegt demnach noch erheblicher Forschungsbedarf vor, um hier eine zeitgemäße Berechnungsprozedur zu entwickeln und für den Praxiseinsatz zu normieren.

## Literatur

Bachmann, G. (2009)

Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch – Experimente und Numerik, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 84

Graf, B., Gudehus, G., Vardoulakis, I. (1985)

Grundbruchlast von Rechteckfundamenten auf einem geschichteten Boden. Bauingenieur 60, S. 29-37

Gudehus, G. (1981)

Bodenmechanik. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart

Gutberlet, C. (2008)

Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund – Experimente und Numerik, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 78

- Katzenbach, R., Gutberlet, C., Bachmann, G. (2007)  
Anforderungen an die Anwendung numerischer Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Bauingenieur 82, Nr. 5, S. 199-205
- Katzenbach, R., Gutberlet, C., Bachmann, G. (2008)  
Progressiver Bruch und seine Auswirkungen auf die Standsicherheit geotechnischer Systeme, Vorträge zum 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 79
- Maier, T. (2002)  
Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 24, Universität Dortmund
- Muhs, H., Weiß, K. (1972)  
Versuche über die Standsicherheit flach gegründeter Einzelfundamente in nichtbindigen Böden. Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin, Heft 28
- Nübel, K. (2002)  
Experimental and numerical investigation of shear localization in granular material. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 159
- Perau, E. (1995)  
Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Fundamenten. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität, Heft 19, Essen
- Prandtl, L. (1920)  
Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, mathematisch-physikalische Klasse, S.74-85, Berlin
- Smoltczyk, U., Vogt, N. (2009)  
Flachgründungen. In: Grundbautaschenbuch, Teil 3, 7. Auflage (Hrsg.: Witt, K. J.), Ernst und Sohn Verlag, Berlin