

Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Eurocodes

Für schlanke Pfähle, die teilweise frei bzw. im Wasser stehen oder nur durch weiche Bodenschichten seitlich gestützt werden, ist der Nachweis der Tragfähigkeit gegen Biegeknicken zu führen. Ausgehend von den Werkstoffen gelten z.B. für Pfähle, welche die Einwirkungen überwiegend durch Querschnitte aus Stahl in den Untergrund abtragen, die Regeln der DIN EN 1993 für die Nachweise der inneren Tragfähigkeit. In diesem Beitrag wird die Ermittlung des Biegeknickwiderstandes stabilitätsgefährdeter Pfähle unter Verwendung des Nachweisformates gemäß DIN EN 1993 erläutert. Dabei ergibt sich das Problem, dass besonders Vorgaben zur anzusetzenden Imperfektion den Biegeknickwiderstand deutlich reduzieren. Die resultierenden Ergebnisse führen im Vergleich zum Erfahrungsschatz von Geotechnik-Ingenieuren zu deutlich geringeren Pfahlwiderständen, was einen höheren Aufwand bei dieser Bauwerksgründung nach sich zieht. Es wird daher empfohlen, im Zweifelsfall die Möglichkeit der versuchsgestützten Bemessung mit Pfahlprobebelastungen heranzuziehen, um den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes zu ermitteln.

Keywords Pfahl; Bemessung; Biegeknicken; Stabilität; Bodenstützung; Pfahlprobebelastung

Flexural Buckling Resistance of Micropiles according to the Eurocodes

The analysis of sufficient resistance against flexural buckling is required for slender piles with only partial lateral support due to their embedment in water or layers of soft soil. The design code used for checking the inner load carrying capacity is dependent on the materials making up the pile cross section. For example the rules of DIN EN 1993 apply for the design of piles mainly consisting of a steel section. This paper illustrates the calculation of the resistance against flexural buckling using the specifications according to DIN EN 1993. Thereby the problem arises that requirements regarding imperfections reduce the buckling resistance strongly. The resulting design value of the pile resistance is therefore well below the established experience of geotechnical engineers, resulting in higher construction costs. When in doubt, it is thus recommended to conduct pile load tests in order to obtain an experimental, statistically evaluated design value of flexural buckling resistance.

Keywords pile; design; flexural buckling; stability; soil support; pile load test

1 Einführung

In weichen bindigen und organischen Böden sowie bei teilweise frei stehenden Pfählen kann der Widerstand gegen Biegeknicken die Tragfähigkeit des Gründungssystems bestimmen. Zur Berechnung der Verzweigungslast des Systems Pfahl – stützender Boden steht nach [1] bzw. [2] eine analytische Lösung zur Verfügung, wobei der Werkstoff des Pfahles als elastisch und die Bodenstützung als elastisch-plastisch idealisiert wird. Darüber hinaus beschäftigen sich [3, 4, 5] mit der Berechnung von Verzweigungslasten mithilfe numerischer Berechnungsmethoden. Dabei lässt sich gegenüber der analytischen Lösung die Nichtlinearität im Widerstand des Pfahlwerkstoffes und der Bodenstützung zutreffender erfassen, was jedoch mit einem größeren Aufwand bei der zutreffenden Ermittlung von Rechenparametern verbunden ist. Sowohl die analytische als auch die numerische Lösungsmethode zur Ermittlung der Verzweigungslast führen zur Möglichkeit, die Ergebnisse von Pfahlbelastungsversuchen in Annähe-

rung reproduzieren zu können. Alle genannten Verfahren können neben dem Versagen bei der Annäherung an die Verzweigungslast auch den Bruch des Pfahlwerkstoffes infolge einer Plastifizierung ermitteln. Ein Konzept zum Nachweis für die Bemessung stabilitätsgefährdeter Pfähle wurde erstmals in [3] vorgestellt, was im Folgenden aufgegriffen und entsprechend den Vorgaben aus der DIN EN 1993 für Pfähle aus Stahl erläutert wird. Darauf aufbauend werden die Einflussgrößen Bodenstützung und Imperfektion in Beispielrechnungen diskutiert. Der Aufsatz gibt Informationen, welche Bodenwiderstände tiefenabhängig im drainierten und undrainierten Belastungszustand näherungsweise angesetzt werden können. Ferner kann aus den beispielhaften Berechnungen geschlossen werden, welchen Einfluss die primär vom Werkstoff und Pfahlquerschnitt abhängigen Größen der Imperfektion auf den Biegeknickwiderstand haben.

2 Bemessung stabilitätsgefährdeter Pfähle

2.1 Stützung des Bodens

Der den Pfahlschaft mit dem Durchmesser D umgebende Boden kann einer seitlichen Verformung y der Pfahlachse

*) Corresponding author: s.vogt@bv.tum.de
Submitted for review: 12 November 2012
Revised: 25 April 2013
Accepted for publication: 13 May 2013

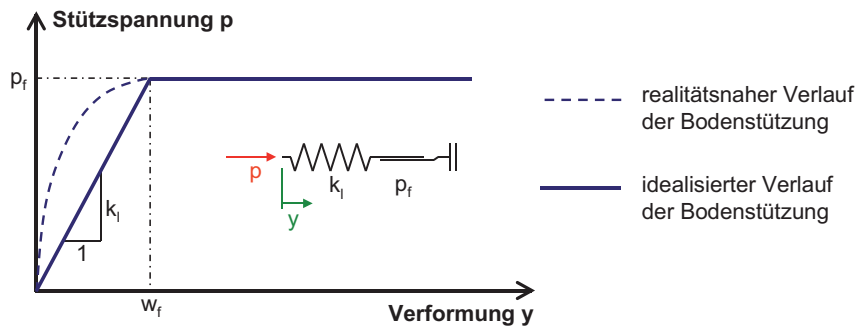


Bild 1 Ansatz der elasto-plastischen Bodenstützung
Elasto-plastic soil support

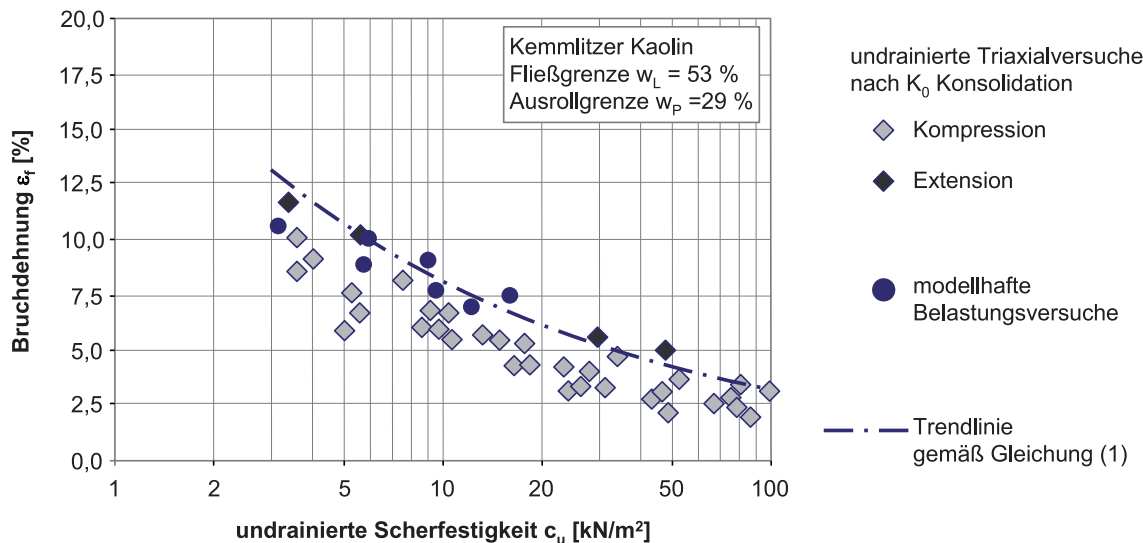


Bild 2 Abhängigkeit der Bruchdehnung ε_f von der undrainierten Scherfestigkeit c_u
Strain at failure ε_f as a function of the undrained shear strength c_u

nur begrenzt Widerstand infolge mobilisierter Stützspannungen p leisten. Bild 1 zeigt hierzu einen stark idealisierten p - y Verlauf (gestrichelte Linie). Ist der Pfahl in größeren Tiefen vollständig von Boden umschlossen, stellt sich ab der Spannung p_f ein Umfließen des Bodens um den Pfahlschaft ein. Bei oberflächennahen Pfahlhälsen kann auch ein muschelförmiges Ausbrechen von Bodenschichten erfolgen und maßgebend werden.

Verschiedene Modelle zur Berechnung des charakteristischen Widerstandes gegen Pfahlknicken verwenden eine elasto-plastische Idealisierung des Bodenwiderstandes (z. B. [1, 2, 3]). Dabei wird das Bodenverhalten bis zum Erreichen der maximalen Stützspannung p_f bei einem Weg $y = w_f$ als linear elastisch angenommen. Eine Aufnahme von Spannungen $p > p_f$ ist nicht möglich.

In früheren Überlegungen [2], die sich an Angaben der DIN 1054:2005, Abschnitt 7.7.3 orientieren, wurde vereinfachend eine von der Steifigkeit bzw. Konsistenz des weichen Bodens unabhängige bezogene Verformung $w_f/D = 0,1$ angesetzt (Anmerkung: [6] bietet hierzu keine weiteren Angaben). Die in Bild 2 eingetragenen Versuchsergebnisse triaxialer Kompressionsversuche und modellhafter Belastungsversuche, bei denen ein Pfahlseg-

ment in einem normalkonsolidierten Boden horizontal bewegt wurde [7], zeigen jedoch eine deutliche Abhängigkeit der Bruchdehnung $\varepsilon_f = (h_{\text{Anfang}} - h_{\text{Bruch}})/h_{\text{Anfang}}$ im Triaxialversuch sowie $\varepsilon_f \approx w_f/D$ im Pfahlmodellversuch von der undrainierten Scherfestigkeit c_u des weichen Bodens.

Eine Trendlinie gemäß Gl. (1) kann die Versuchsergebnisse überwiegend auf der sicheren Seite liegend gut annähern.

$$\frac{w_f}{D} = \frac{0,2}{c_u^{0,4}} \quad (1)$$

Aus der empirisch ermittelten Gl. (1) erhält man die Bruchdehnung ε_f [-], sofern man die undrainierte Scherfestigkeit c_u in der Einheit $[\text{kN/m}^2]$ einsetzt.

Nach der Plastizitätstheorie [8] ergibt sich der Grenzwert der Bodenstützspannung p_f , der sich beim Umfließen des Bodens um kreisförmige Querschnitte einstellt, in einer Bandbreite von

$$p_f = (6 + \pi) \cdot c_u \approx 9,14 \cdot c_u \quad (2)$$

(ideal glatter Pfahlschaft)

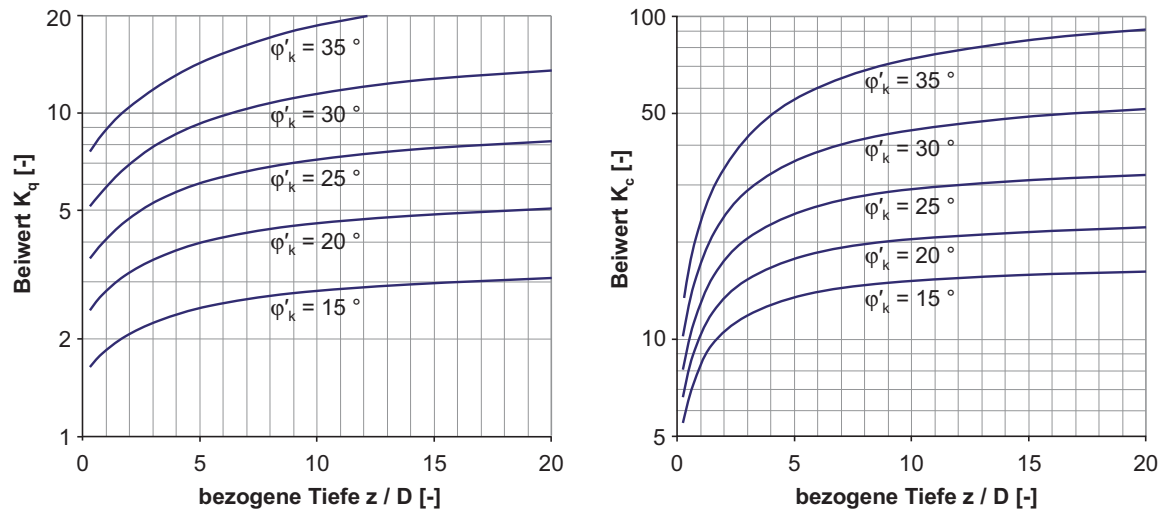


Bild 3 Beiwerte K_q und K_c zur Bestimmung des maximalen Bodenwiderstandes im drainierten Fall nach [10]
Coefficient K_q and K_c for calculating the ultimate drained soil resistance according [10]

bis

$$p_f = (4\sqrt{2} + 2\pi) \cdot c_u \approx 11,94 \cdot c_u \quad (3)$$

(ideal rauer Pfahlschaft).

Geringere theoretische Werte des Bodenwiderstandes ergeben sich, wenn der Pfahl nicht vollständig von Boden umschlossen ist und z.B. durch den Bruchmechanismus ein Spalt entlang der Oberfläche des Pfahlschaftes entsteht. Für diesen Fall gibt [9] eine Lösung entsprechend

$$p_f = (2 + 2\pi) \cdot c_u \approx 8,28 \cdot c_u \quad (4)$$

an. Ferner sind in der Literatur auch geringere Werte der maximalen Stützspannung p_f zu finden, welche darauf basieren, dass ungünstig wirkende Effekte aus der Sensitivität oder Bodenviskosität weicher Tonböden durch einen Faktor pauschal berücksichtigt werden.

Die Gln. (2), (3) und (4) beschreiben nicht den Widerstand, der durch ein oberflächennahes Aufbrechen der entsprechenden Bodenschicht maßgebend wird. Bei geringen bezogenen Tiefen z/D kann dieser Widerstand geringer sein und muss entsprechend Gl. (5) ermittelt werden [8].

$$p_f \approx c_u \cdot \left(2 + \frac{2}{3} \cdot \frac{z}{D} \right) + \sigma'_z \quad (5)$$

Auch bei einem Aufbrechen des Bodens zur Oberfläche hin kann der theoretische Bodenwiderstand im Fall eines glatten Pfahlschaftes gegenüber Gl. (5) um etwa 15 % geringer oder, sofern die Pfahloberfläche ideal rau ist, um 15 % höher sein. Für den Stabilitätsnachweis kann näherungsweise im Bereich der maßgebenden Knickhalbwellenlänge L_{cr} innerhalb einer weichen Bodenschicht ein mittlerer Wert der effektiven Vertikalspannung σ'_z angesetzt werden.

Bei genügend langsamer Belastungsgeschwindigkeit und bzw. oder hoher Durchlässigkeit der betreffenden Bodenschicht kann die maximale Bodenstützung p_f , welche im drainierten Fall geweckt werden kann, angesetzt werden. Vereinfacht kann p_f durch Ansätze nach [10] berechnet werden. Demnach gilt allgemein die Beziehung

$$p_f = K_q \cdot \sigma'_z + K_c \cdot c' \quad (6)$$

wobei die maximale Stützspannung p_f aus zwei Beiwerten, die von der Reibung K_q und Kohäsion K_c des drainierten Bodens abhängen, ermittelt wird. Ferner sind zur Anwendung der Gl. (6) die effektive Vertikalspannung σ'_z und die effektive Kohäsion c' der zu untersuchenden Bodenschicht festzulegen. Die Größen K_q und K_c können näherungsweise entsprechend den Angaben in Bild 3 in Abhängigkeit von der bezogenen Tiefe z/D und dem effektiven Reibungswinkel φ' bestimmt werden.

Die Bodenwiderstände müssen über die Nutzungsdauer des Gründungsbauwerkes erhalten bleiben. Tatsächlich aber kann etwa durch die ortsnahe Schüttung von Erdbauwerken oder die Aktivierung von Gleitflächen im geneigten Gelände die Größe des Widerstandes p_f deutlich verringert werden. Im Grenzfall wirkt der den Pfahl umschließende Boden nicht mehr stabilisierend, sondern muss als Seitendruck auf das Pfahltragwerk einwirkend berücksichtigt werden. Zur Problematik der Beanspruchung von Pfählen durch Seitendruck gibt [6] ausführliche Berechnungsansätze.

Stehen Pfähle in einem sehr engen Abstand zueinander, so können sich die zur Stützung erforderlichen Bodenbereiche überschneiden. In diesem Fall ist damit zu rechnen, dass die oben gezeigten Beziehungen zur Ermittlung von p_f zu günstige Ergebnisse liefern (siehe DIN 4085).

Wassergesättigte und locker gelagerte Bodenschichten insbesondere aus Feinsand und Grobschluff neigen im

Erdbebenfall oder unter anderen dynamischen Einwirkungen zur Verflüssigung. Im Grenzfall geht die Bodensstützung p_f dabei verloren. Dieser Fall ist für den rechnerischen Widerstand gegen das Knicken sehr ungünstig und muss daher bei einer Bemessung von Pfahlgründungen in kritischen Bereichen berücksichtigt werden.

2.2 Ideale Verzweigungslast

Die ideale Verzweigungslast des Systems Pfahl – stützen-der Boden kann nach den analytischen Ansätzen gemäß [1] bzw. [2] berechnet werden. Die Lösungen berücksichtigen eine Vorverformung der Größe e_0 in der Mitte der Knickhalbwellenlänge L_{cr} sowie die elasto-plastische Stützung des den Pfahlschaft stützenden Bodens. Es gilt im Folgenden die Annahme, dass sich die Knickfigur frei von Randbedingungen, wie z. B. dem Anschluss an das Hochbauwerk sowie der stabilisierenden Wirkung an den Schichtgrenzen, zu steiferen Bodenschichten ausbilden kann. In diesem Fall muss L_{cr} variiert werden, um die minimale Verzweigungslast N_{cr} gemäß Gl. (7) zu finden.

$$N_{cr} = \frac{w_f \cdot EI \cdot \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 + p_f \cdot D \cdot \left(\frac{L_{cr}}{\pi} \right)^2}{w_f + e_0} \quad (7)$$

Die Biegesteifigkeit EI eines Stahlpfahles ist mit den Vorgaben aus der DIN EN 1993 gemäß dem zu bemessenden Pfahlquerschnitt anzusetzen. Hierbei sind insbesondere Angaben zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Bauwerkes unter Berücksichtigung der Korrosion von Stahlbauteilen zu beachten. Abschnitt 4.4 der DIN EN 1993-5 gibt dazu Werte für den Dickenverlust infolge Korrosion bei Pfählen und Spundbohlen in Böden mit oder ohne Grundwasser an.

Bei einem Pfahl, welcher teilweise frei oder im Wasser steht bzw. einen Hohlraum im Untergrund durchdringt, muss die Knicklänge L_{cr} entsprechend den Auflagerbedingungen (Anschluss an Bauwerk, haltende Wirkung fester Bodenschichten) angesetzt werden. Gleiches gilt für den Fall Seitendruck, Bodenverflüssigung oder sonstige Umstände, bei denen keine stützende Wirkung des Bodens erwartet werden kann. Angaben zur vereinfachten Abschätzung der Knicklänge von frei bzw. im Wasser stehenden Pfählen werden in DIN EN 1993-5, Abschnitt 5.3.3 gegeben.

Gegenüber Berechnungen im Stahlbau von Hochbauwerken (siehe Abschn. 2.4) können mit dem Parameter e_0 zusätzliche Imperfektionen, die aus dem Baugrund, der Pfahlherstellung oder der Konstruktion des Pfahlsystems (z.B. Länge der Schüsse des Traggliedes, Ausführung der Verbindung und Anschlüsse) folgen, berücksichtigt werden. Bautechnische Zulassungen verschiedener Pfahlprodukte geben Werte für die Imperfektion mit einem Krümmungsradius $1/\kappa$ [m] an. Diese Angaben müssen bei der Bemessung des Biegeknickwiderstandes berücksichtigt

werden. Nachdem die ideale Verzweigungslast N_{cr} von der Ausmitte e_0 abhängt, muss e_0 in Abhängigkeit von L_{cr} gemäß Gl. (8) berechnet werden.

$$e_0 = \frac{L_{cr}}{2} \tan \left(\frac{1}{2} \arcsin \left(\frac{L_{cr}}{2 \cdot 1/\kappa} \right) \right) \quad (8)$$

Da e_0 die ideale Verzweigungslast N_{cr} wie auch L_{cr} beeinflusst, ist an dieser Stelle ein iteratives Vorgehen zur Ermittlung der maßgebenden Last N_{cr} geboten.

2.3 Format des Biegeknicknachweises gemäß DIN EN 1993

Das Format des Biegeknicknachweises gemäß DIN EN 1993 sieht einen Biegeknickwiderstand $N_{b,rd}$ vor, der in Abhängigkeit von der Imperfektion des Pfahlquerschnittes abgemindert ist. Dazu wird der sog. Abminderungsfaktor χ mit der vollplastischen Normalkraft $f_y \cdot A$ unter Berücksichtigung der Korrosion multipliziert und das Produkt durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} geteilt (Gl. 9).

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (9)$$

Der Nachweis hinreichend begrenzter Spannungen infolge normalkraftbedingter Auslenkung wird entsprechend der Definition des Faktors χ implizit erbracht. Ergänzend dazu muss allerdings der Spannungsnachweis für alle Bauteile und Beanspruchungskombinationen separat erfüllt werden, die nicht im Biegeknicknachweis berücksichtigt werden (z.B. Anschluss an das Hochbauwerk oder zulässige Spannungen in Verbindungsteilen).

Bild 4 zeigt mithilfe sogenannter Knickspannungslinien den Abminderungsfaktor χ in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach Gl. (10)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (10)$$

gemäß DIN EN 1993-1-1, wobei N_{cr} die ideale Verzweigungslast des Systems Pfahl – Boden ist, die nach den Angaben des Abschn. 2.3 und Gl. (7) berechnet werden kann. DIN EN 1993-1-1 gibt in Tabelle 6.2 Knickspannungslinien a_0 bis d in Abhängigkeit von der Querschnittsform, der Herstellungsart, der Stahlsorte sowie der Knickebene an. Die Zuordnung der Knickspannungslinien a_0 bis d wird durch die Größe der Imperfektion, welche sich aus geometrischen Vorverformungen, Ungleichmäßigkeiten des Werkstoffes sowie vor allem Eigen- spannungen zusammensetzt, bedingt.

Wie aus Bild 4 zu erkennen ist, kann gemäß den Knickspannungslinien a_0 bis d auf einen Biegeknicknachweis verzichtet werden, wenn der Schlankheitsgrad Werte $\bar{\lambda} \leq 0,2$ annimmt. In diesem Fall ist allein der Spannungsnachweis mit dem Querschnittswiderstand

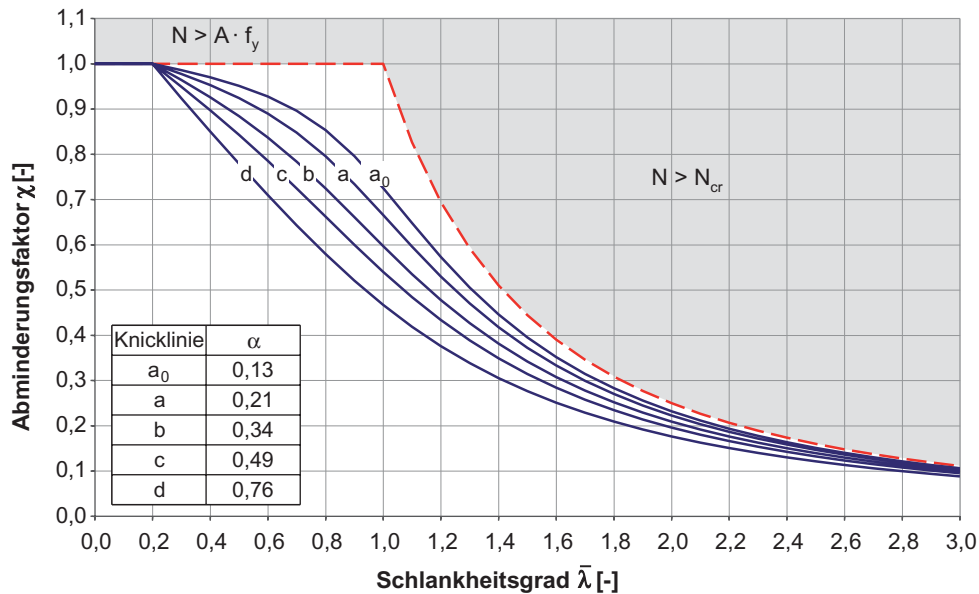


Bild 4 Knickspannungslinien entsprechend DIN EN 1993
Buckling curves according to DIN EN 1993

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (11)$$

zu führen. Für druckbelastete Stäbe bzw. Pfähle ist im Bereich $\bar{\lambda} \leq 0,2$ der Ansatz einer Imperfektion demnach nicht notwendig.

3 Beispielhafte Anwendung

3.1 Allgemeines

Ein beispielhafter Pfahl, ausgeführt als Verpresspfahl mit zentrischem Tragglied aus Stabstahl, wird hinsichtlich seines Biegeknickwiderstandes untersucht und die Einflüsse der Imperfektion und des Bodenwiderstandes erläutert. Angaben zu den Materialeigenschaften und den Querschnittswerten sind in Tab. 1 zusammengefasst.

Für das Nachweisverfahren gemäß Abschn. 2 ist die Biegesteifigkeit EI des Einzelpfahles von zentraler Bedeutung. Bei Verpresspfählen mit zentrischem Tragglied aus Stabstahl, welche nicht weiter z.B. durch Stahlrohrprofile verstärkt sind, ist aufgrund der nicht nachweisbaren Verbundtragwirkung und des bei Biegung zu erwartenden Aufreißens des umgebenden Zementsteines EI allein aus dem Querschnitt des Stabstahles zu berechnen. Diese Annahme entspricht den Vorgaben aus den aktuellen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt für Mikropfähle als Stabverpresspfahl mit Tragglied aus Stabstahl und unterstreicht die Anwendung der DIN EN 1993 zum Nachweis des Biegeknickens. Tatsächlich bietet der Zementstein eine Erhöhung der Steifigkeit und des Knickwiderstandes, die aber rechnerisch nicht genutzt wird. Der Zementstein erhöht jedoch den Durchmesser und damit die Breite des Bodenbereiches, der den Pfahl stützen kann.

Tab. 1 Querschnittswerte (ohne Einfluss Korrosion)
Cross sectional values (without corrosion)

Parameter	Verpresspfahl mit Tragglied aus Stabstahl
Abmessungen des Traggliedes	$d_a = 50 \text{ mm}$
Nenn Durchmesser Pfahlschaft	$D = 270 \text{ mm}$
Elastizitätsmodul	$E = 200\,000 \text{ N/mm}^2$
Streckgrenze	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Fläche des Stahlquerschnittes	$A = 1\,963 \text{ mm}^2$
Flächenträgheitsmoment	$I = 30,68 \text{ cm}^4$
Biegesteifigkeit	$EI = 61 \text{ kNm}^2$
charakteristischer Wert des Widerstandes aus vollplastischer Normalkraft	$f_y \cdot A = 981 \text{ kN}$

Eine detaillierte Beschreibung des Stabilitätsnachweises ist in [12] dargestellt. Neben dem Nachweis zum Stabilitätsversagen im drainierten und undrainierten Fall wird dort auch auf den Biegeknickwiderstand im kritischen Fall Seitendruck eingegangen. Daneben ist in [13] ein Vergleich zu dem in Schweden etablierten Nachweis gegeben.

3.2 Einfluss Bodenstützung und Imperfektion

Der Einfluss der Bodenstützung und Imperfektion wird anhand einer Variation der Parameter $1/\kappa$, w_f sowie p_f gezeigt. Außerdem werden die aus den aktuellen (Jahr 2013) allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) folgenden inneren Tragwiderstände in den Diagrammen mitbetrachtet (Zulassungen für Verbundpfähle mit Traggliedern aus Be-

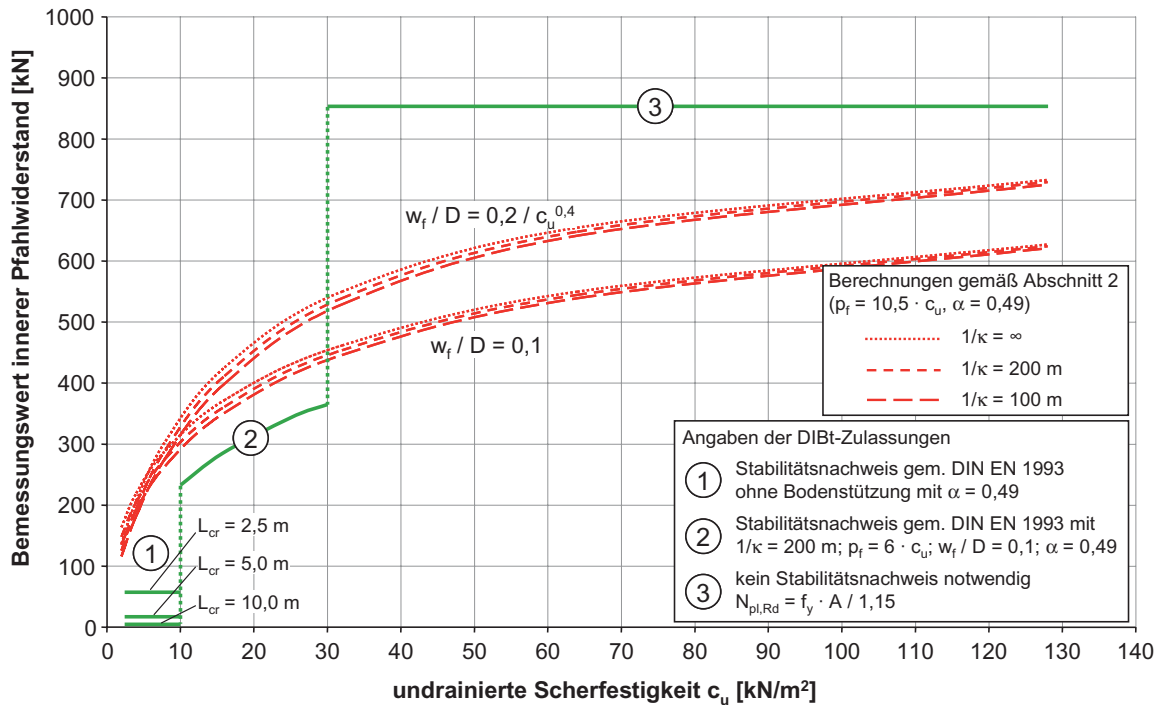


Bild 5 Innere Pfahltragfähigkeit nach aktuellen DIBt-Zulassungen und gemäß Angaben in Abschn. 2 mit Einfluss des Mobilisierungsweges w_f sowie $1/\kappa$ (undrainierter Fall)
Internal pile bearing capacity from current accreditations given by the DIBt according to section 2 showing the influence of the critical deflection w_f and $1/\kappa$ (undrained case)

tonstahl mit gerippter Oberfläche), wobei folgende Erläuterungen der Berechnung der Tragwiderstände gemäß Zulassung gegeben werden:

- Für einen Bereich der Bodenfestigkeit $c_u \geq 30 \text{ kN/m}^2$ bestimmt der Bemessungswiderstand der vollplastischen Normalkraft $N_{pl,Rd} = f_y \cdot A / \gamma_R$ die innere Tragfähigkeit. Dabei ist für die Lastfälle LF 1 bis 3 ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_R = 1,15$ zu verwenden. Für den Beispielpfahl ergibt sich $N_{pl,Rd} = 853 \text{ kN}$.
- Für Werte $c_u < 30 \text{ kN/m}^2$ fordern die Zulassungstexte einen Biegeknicknachweis (Bereiche „1“ und „2“ in nachfolgenden Abbildungen). Im Bereich „2“ von $10 \leq c_u < 30 \text{ kN/m}^2$ darf der weiche Boden unter Ansatz einer bilinearen Funktion der Bodenstützung und mit $w_f/D = 0,1$ stützend in Rechnung gestellt werden. Es wird $p_f = 6 \cdot c_u$ sowie $1/\kappa = 200 \text{ m}$ vorgegeben.
- Im Bereich „1“ mit $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ darf gemäß der Zulassungstexte keine Bodenstützung angesetzt werden. Dort ergibt sich der innere Pfahlwiderstand primär aus der Biegesteifigkeit sowie der Dicke der weichen Bodenschicht, die dann die Knicklänge des Pfahles vorgibt. Für die dargestellten Berechnungsergebnisse wurde die Mächtigkeit der weichen Bodenschicht mit 2,5 m, 5 m und 10 m variiert. Die hier ermittelten inneren Tragwiderstände sind sehr klein und machen das System des Verpresspfahles für derartige Fälle unwirtschaftlich.

Die Regelungen in den Zulassungen führen zu vergleichsweise großen und unbegründet erscheinenden Sprüngen

der ansetzbaren Pfahltragfähigkeit bei $c_u = 10$ und $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$, was in den Bildern 5 und 6 dargestellt ist.

Die Darstellung in Bild 5 zeigt auch den Einfluss des Mobilisierungsweges – ob er konstant mit $w_f/D = 0,1$ angesetzt oder in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit c_u entsprechend Gl. (1) verwendet wird. Es wird deutlich, dass mit Gl. (1) für Werte $c_u > 6 \text{ kN/m}^2$ größere Widerstände $N_{b,Rd}$ ermittelt werden. Der Unterschied der Widerstände für $c_u < 6 \text{ kN/m}^2$ ist marginal.

Es zeigt sich ferner, dass auch für Böden mit $c_u > 30 \text{ kN/m}^2$ Werte $N_{b,Rd}$ berechnet werden, die deutlich kleiner sind als Bemessungswerte, die aus der vollplastischen Normalkraft abgeleitet werden, etwa mit $N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 981 \text{ kN}$ (hier $\gamma_{M0} = 1,0$ im Falle eines reinen Querschnittsnachweises) oder entsprechend Zulassung für $\gamma_R = 1,15$ mit 853 kN. Neben dem für Stabilitätsnachweise anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1} = 1,1$ wird diese Reduzierung primär durch den Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,49$ entsprechend dem Material und der Querschnittsform bedingt. Der Wert $1/\kappa$, der pfahlspezifische Imperfektionen abdecken soll, wurde zwischen „unendlich“ und 100 m variiert. $1/\kappa$ beeinflusst zwar die Verzweigungslast N_{cr} , wirkt sich in diesem Beispiel jedoch auf die Berechnung des Biegeknickwiderstandes kaum aus.

Im Weiteren wurde untersucht, welchen Einfluss der Ansatz einer Bodenstützung im drainierten Fall auf den Biegeknickwiderstand hat (Bild 6), da die Annahme ideal undrainierter Untergrundverhältnisse bei langsamen Belas-

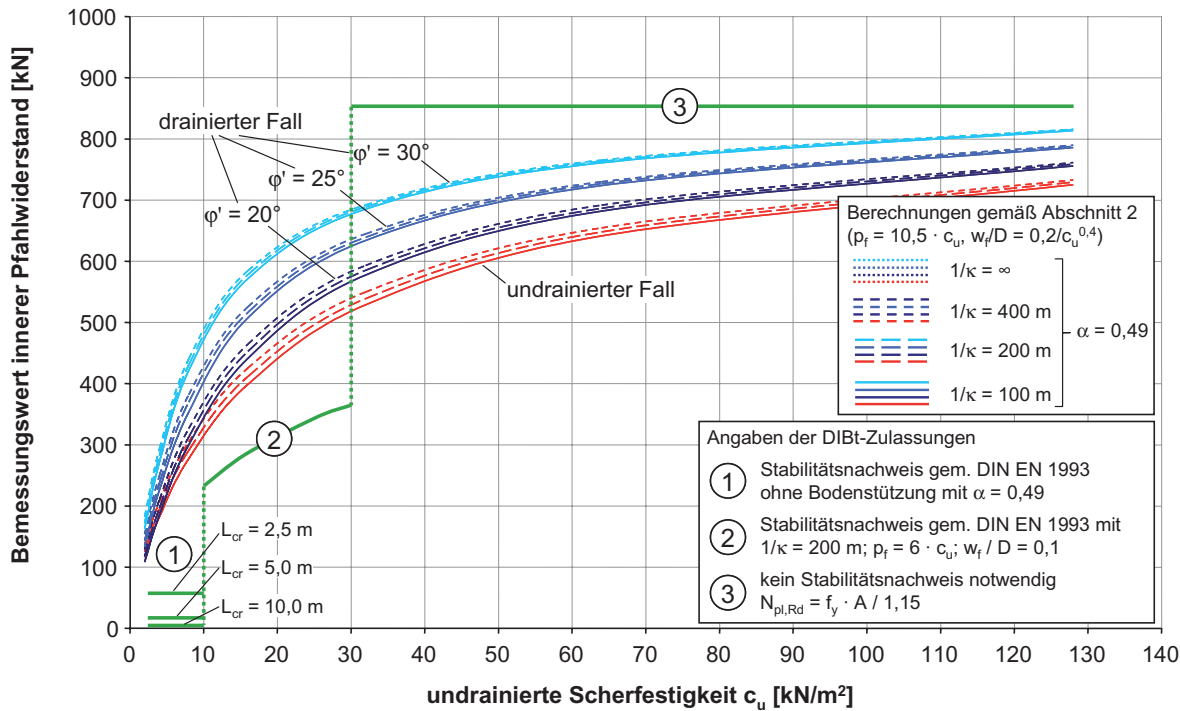


Bild 6 Biegeknickwiderstand $N_{b,Rd}$ für den drainierten und undrainierten Fall
 Flexural buckling resistance $N_{b,Rd}$ drained and undrained case

tungsgeschwindigkeiten zu einer Unterschätzung der tatsächlich im Boden verfügbaren Widerstände führt [7]. Dargestellt sind neben dem undrainierten Fall Rechnungen, in denen für die weiche Bodenschicht effektive Reibungswinkel von $\phi' = 20^\circ$, 25° bzw. 30° angenommen wurden. Um die Rechenergebnisse mit denen des undrainierten Falls vergleichen zu können, wurde der Widerstand p_f im drainierten Fall aus der undrainierten Scherfestigkeit c_u berechnet. Dazu wird zunächst die effektive Vertikalspannung σ'_v in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit zu $\sigma'_v = c_u/\lambda_{cu}$ ermittelt. λ_{cu} ist hier ein dimensionsloser Beiwert, welcher für normal-konsolidierte strukturlöse Böden in der Regel zwischen 0,2 und 0,4 liegt (siehe [12]). Um Gl. (6) mit Bild 3 nutzen zu können, muss ferner die Tiefenlage $z = \sigma'_v/\gamma'$ bestimmt werden. In diesem Fall wurde beispielhaft ein homogener Untergrund mit einem geländegleich anstehenden Grundwasser bei einer effektiven Wichte des Bodens von $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. In den im Bild 6 gezeigten Berechnungen wurde $\lambda_{cu} = 0,35$ zugrunde gelegt. Mit dem angesetzten Reibungswinkel ϕ' , der Spannung σ'_v und der Tiefe z kann aus dem Diagramm im Bild 3 und der Gl. (6) die maximale Bodenstützung p_f im drainierten Fall bestimmt werden. Der Mobilisierungsweg wird entsprechend Gl. (1) angesetzt.

Die Ergebnisse aus Bild 6 zeigen, dass – verglichen zum undrainierten Fall – der Widerstand gegen Biegeknicken im drainierten Fall höher liegt. Jedoch erreicht der Widerstand $N_{b,Rd}$ auch für sehr tief liegende Schichten ($c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ entspricht gemäß Annahmen $z \approx 28,5 \text{ m}$) nicht den Bemessungswert der vollplastischen Normal-

kraft, was im Ansatz des Imperfektionsbeiwertes $\alpha = 0,49$ begründet liegt.

4 Versuchsgestützte Bemessung

Erfahrungen der Baupraxis und Probelastungen im Rahmen von Forschungsarbeiten zeigen, dass Stabilitätsversagen nur in seltenen Fällen bei schlanken Pfählen in weichen Böden als ein die Traglast des Pfahles begrenzendes Verhalten zu erwarten ist. Dies steht im Widerspruch zu den hier gezeigten Rechenergebnissen, bei denen der errechnete Biegeknickwiderstand auch für festere Bodenschichten den Bauteilwiderstand bestimmt. Offensichtlich wirkt sich hier ein höheres Sicherheitsniveau, welches in DIN EN 1993-1-1 für druckbeanspruchte Stahlbauteile festgeschrieben ist, gegenüber bisher üblichen Grenzen der zulässigen Beanspruchung von Mikropfählen entsprechend ihren Zulassungen aus. Ferner ist davon auszugehen, dass ein ggf. auch nur teilweises Mitwirken des Zementsteines bei der Abtragung der Druckkräfte insbesondere bei Einstabverpresspfählen einen starken Anstieg des Biegeknickwiderstandes erwarten lässt. Aufgrund dieser Diskrepanzen wird in kritischen Gründungssituationen vorgeschlagen, den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes aus Versuchen zu bestimmen.

Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit sind in DIN EN 1997-1, Abschnitt 7 Angaben zu Pfahlprobelastungen gegeben. Für Mikropfähle gemäß DIN EN 14199 sind an 3 % der vorgesehenen Gesamtanzahl der Pfähle bzw. mindestens an zwei Pfählen Probelastungen

durchzuführen. Diese werden zur Ermittlung der Widerstände aus Mantelreibung in der Regel aufgrund der einfachen Versuchsdurchführung als Zugversuche ausgeführt. Im Fall des versuchsgestützten Nachweises des Biegeknickwiderstandes müssen zwingend Druckversuche durchgeführt werden, was jedoch bei Gruppen von Pfählen in der Versuchsdurchführung kaum Probleme bereitet, da benachbarte Pfähle als Widerlager Zugkräfte in den Untergrund leiten können. Mindestabstände zu den Reaktionspfählen und detaillierte Angaben zur Versuchsdurchführung sind in [6] erläutert.

Zunächst können die in Probelbelastungen festgestellten Pfahlwiderstände, die in der Regel die äußere Tragfähigkeit über die Grenzfläche zwischen Pfahl und Boden widerspiegeln, als Mindestwerte auch für die innere Tragfähigkeit angesehen werden.

DIN EN 1993-1-1 erlaubt in Abschnitt 2.5 die Bemessung mithilfe von Versuchen. Dabei wird auf den Anhang D der DIN EN 1990 verwiesen. In diesem Anhang wird vorgegeben, wie die Streuung von Versuchsergebnissen zu berücksichtigen ist, wobei von weit größeren Versuchszahlen ausgegangen wird, als sie in der Geotechnik üblich sind. Aufgrund dessen wird hier vorgeschlagen, die Berücksichtigung einer anzunehmenden Streuung entsprechend geotechnischer Praxis auch im Hinblick auf die innere Tragfähigkeit mithilfe der Gleichung 7.2 in DIN EN 1997-1 zu beachten.

Darüber hinaus ist in Abschnitt 7.2 im Anhang D der DIN EN 1990 ein Modellfaktor η_d anzuwenden, mit dem alle Unsicherheiten abgedeckt werden, die durch die Versuche selbst nicht erfasst werden. Traditionell wird einem plötzlichen Versagen, wie es bei Bruch auf Druck oder beim Knickversagen entsteht, eine höhere Sicherheit zugeordnet als dem duktilen Versagen, wie es dem Erreichen der äußeren Tragfähigkeit (Überschreitung der Scherfestigkeit im Boden entlang des Pfahlschafts und ggf. um den Pfahlfuß herum) entspricht. Der Erhöhungsfaktor liegt klassisch (Globalsicherheitswerte aus der Stahlbetonbemessung vor der Einführung der DIN 1045-

1:2001) bei $2,1/1,75 = 1,2$, der auch hier zur Anwendung empfohlen wird, bis weitere Erkenntnisse aus der Auswertung von Pfahlprobelbelastungen vorliegen. Danach ergibt sich der versuchsgestützt ermittelte Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes aus dem nach geotechnischen Regeln durch Probelbelastungen ermittelten Bemessungswert des Pfahlwiderstandes auf Druck, dividiert durch einen Modellfaktor $\eta_d = 1,2$. Gemäß nationalem Anhang der DIN EN 1990 müssen Bauherr und die zuständige Behörde der Anwendung der versuchsgestützten Bemessung zustimmen.

5 Zusammenfassung

Der Biegeknickwiderstand kann die Traglast von schlanken Pfählen in weichen Böden maßgebend beeinflussen. Gemäß dem im EC 7-1 und in der DIN 1054 festgelegten Konzept zur Ermittlung der inneren Tragfähigkeit von Pfählen ist der Nachweis der Biegeknicksicherheit entsprechend den für den Pfahlquerschnitt relevanten Baustoffen zu führen. Es wird hierzu für Pfähle, die Druckkräfte überwiegend durch Tragglieder aus Stahl in den Untergrund abtragen, ein Bemessungsverfahren gemäß DIN EN 1993 vorgestellt. Es zeigt sich, dass insbesondere bei Verpresspfählen mit zentrischem Tragglied aus Stabstahl der rechnerische Biegeknickwiderstand auch für steifere Böden unter dem Bemessungswert der plastischen Normalkraft liegt. Die wenigen überhaupt aufgetretenen entsprechenden Schadensfälle der Baupraxis zeigen jedoch, dass ein Stabilitätsversagen allenfalls unter sehr seltenen Randbedingungen die Traglast eines Pfahles bestimmt. Daher wird neben dem rechnerischen Nachweis der Biegeknicksicherheit die Bemessung basierend auf Versuchen vorgeschlagen, um ein Niveau der Pfahltragfähigkeit beim Gründungsentwurf ansetzen zu können, das mit lange bestehenden Praxiserfahrungen nicht im Widerspruch steht. Zudem sollten zentral Daten von entsprechenden Pfahlprobelbelastungen dokumentiert und einer weiteren Auswertung zugeführt werden, um in Zukunft realitätsnahe Eingabeparameter zur rechnerischen Ermittlung des Biegeknickwiderstandes festlegen zu können.

Literatur

- [1] WENNERSTRAND, J.; FREDRIKSSON, A.: *Capacity of slender Steel Piles*. 1st Geotechnical Seminar on Deep Foundations and Auger Piles, Gent 1988.
- [2] VOGT, N.; VOGT, S.; KELLNER, C.: *Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden*. Bautechnik 82 (2005), Heft 12, S. 889 – 901.
- [3] OFNER, R.; WIMMER, H.: *Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden*. Bauingenieur 82 (2007), Heft 5, S. 206 – 213.
- [4] OFNER, R.; WIMMER, H.: *Knicknachweis von Mikropfählen in geschichteten Böden*. Bautechnik 84 (2007), Heft 12, S. 881 – 890.
- [5] MEIER, T.: *Application of Hypoplastic and Viscoplastic Constitutive Models for Geotechnical Problems*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe (Heft 171), 2009.
- [6] *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2012.
- [7] VOGT, S.; VOGT, N.: *Zeitabhängigkeit von Stützspannungen sehr weicher Böden und ihre Relevanz bei der Bemessung stabilitätsgefährdeter Pfahlgründungen*. Bauingenieur 86 (2011), Heft 2, S. 84 – 94.
- [8] RANDOLPH, M. F.; HOULSBY, G. T.: *The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil*. Geotechnique 34 (1984), Heft 4, S. 613 – 623.

- [9] WENZ, K. P.: *Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen*. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe (Heft 50), 1972.
- [10] HANSEN, B. J.: *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*. Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin No. 12, 1961.
- [11] MITCHELL, J. K.; SOGA, K.: *Fundamentals of Soil Behaviour*. New York: Wiley, 2005.
- [12] VOGT, N.; VOGT, S.: *Nachweis zum Biegeknickwiderstand im drainierten und undrainierten Fall sowie im Fall Seitendruck*. www.gb.bv.tum.de, Veröffentlichungen 2013.
- [13] VOGT, N.; VOGT, S.: *Schwedischer Nachweis zum Biegeknickwiderstand von Pfählen*. www.gb.bv.tum.de, Veröffentlichungen 2013.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
Dipl.-Ing. Stefan Vogt
Zentrum Geotechnik der TU München
Baumbachstraße 7
81245 München
grundbau@bv.tum.de