

1 Einführung

Bei Pfählen mit größeren Durchmessern kann erfahrungsgemäß bei üblichen Situationen ein Stabilitätsversagen selbst in breiigen Böden mit sehr geringen Festigkeiten ausgeschlossen werden. Die EN 1997-1 (Abschnitt 7.8) trifft die Aussage, dass in der Regel kein Knicknachweis zu fordern ist, wenn Pfähle (Anmerkung: an dieser Stelle wird abweichend von der als nächstes zitierten Stelle nicht von schlanken Pfählen gesprochen) von Böden mit einer repräsentativen Scherfestigkeit im undrainierten Zustand von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ umschlossen sind. Sie fordert jedoch, dass schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Mächtigkeit stehen, auf Knicken untersucht werden müssen. Die DIN 1054 (Abschnitt 8.5.1-2) fordert einen Knicknachweis, wenn Pfähle Böden mit $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ durchörteren. Für Pfähle mit Durchmessern unter 30 cm geben die DIN 4128 (Abschnitt 9.3) sowie die bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt für verschiedene Pfahlsysteme eine Grenze der undrainierten Scherfestigkeit von 10 kN/m^2 an, unterhalb der ein Stabilitätsnachweis nach DIN 18800 Teil 2 notwendig wird. Die genannten Grenzen wurden in vielen Aufsätzen und mit Hilfe von Vergleichsrechnungen in Frage gestellt. (BRANDTZARG und HARBOE 1957, MASCARDI 1968, WENZ 1972, MEEK 1999).

Das Ausknicken von Pfählen wird durch die stützende Wirkung eines seitlich anstehenden Bodens behindert. Theoretische Betrachtungen, bei denen eine seitliche elastische Bettung berücksichtigt wird, zeigen, dass schon geringe Bettungsmoduln die Knicklast gegenüber einem ungestützten Pfahl deutlich erhöhen. In weichen oder breiigen bindigen Böden ist die Beschreibung des seitlichen Bodenwiderstandes mit Hilfe eines – gar konstanten – Bettungsmoduls nicht ohne weiteres möglich und sinnvoll. Diese Böden lassen sich nicht durch elastisches Materialverhalten beschreiben und verhalten sich ausgeprägt viskos und plastisch. Dies hat die wesentliche Folge, dass der seitliche Bodenwiderstand mit zunehmender Pfahlverschiebung nur begrenzt zunimmt und über das Maß des Fließdruckes nicht wachsen kann. Aus diesem Grunde überschätzen alle Rechenmodelle, die auf eine elastische Beschreibung der Bodenreaktion zurückgreifen, die tatsächlichen Knicklasten – zum Teil sogar sehr stark.

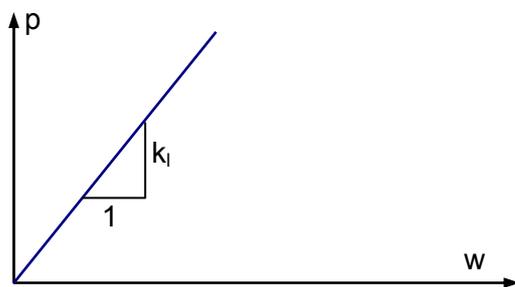
Ein wesentliches Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens besteht in der Quantifizierung der Knickgefahr und der Ableitung einer einfachen Nachweismöglichkeit. Im Wesentlichen umfassen die durchgeführten Arbeiten:

- Überprüfung der in der Literatur aufgezeigten Rechenverfahren
- Auswertung der in der Literatur zu findenden Beschreibungen des seitlichen Bodenwiderstandes auf Pfähle
- Auswertung der in der Literatur dokumentierten Groß- und Modellversuche
- Entwicklung eines Rechenmodells
- Durchführung eigener kleinmaßstäblicher Versuche
- Durchführung von Probelastungen an vier Meter langen Einzelpfählen
- Überprüfung der verschiedenen Rechenmodelle an eigenen und in der Literatur genannten Versuchen
- Vorschlag eines Nachweises

2 Beschreibung der stützenden seitlichen Bodenreaktion

Für eine Betrachtung des Knickvorgangs von Pfählen in Böden ist erforderlich zu wissen, welche seitlichen Stützkräfte in Abhängigkeit von horizontalen Verschiebungen geweckt werden können (Mobilisierungsgesetz). Bei den folgenden Betrachtungen setzen wir voraus, dass der Pfahl im Boden nicht planmäßig, z.B. durch Seitendruck infolge seitlicher Auflasten, horizontal belastet wird. Es gibt eine Vielzahl von Veröffentlichungen, welche im Themenkomplex der horizontal belasteten und seitlich ausweichenden Pfahlgründung modellhaft die Interaktion zwischen Boden und Pfahl beschreiben. Die häufigsten Beschreibungen können aus folgender Abbildung 1 entnommen werden.

elastischer Ansatz:



plastischer und bilinearer Ansatz:

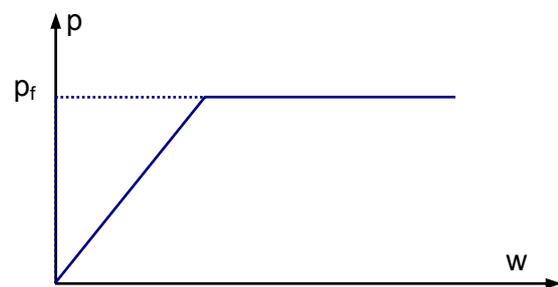


Abbildung 1: Seitliche Bodenreaktionskraft p [kN/m] in Abhängigkeit einer horizontalen Verschiebung der Pfahlachse w

In den meisten der neueren Veröffentlichungen (z.B.: WENZ 1972, POULOS 1980, MEEK 1996, CADDEN 2002) werden die Parameter Bettungsmodul (Linienfeder) k_i [kN/m²] und maximaler Bodenwiderstand p_f [kN/m] mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u korreliert.

Aus der Literatur lassen sich folgende Werte entnehmen:

$$70 \cdot c_u \leq k_i \leq 100 \cdot c_u$$

Wenz (1972), Winter (1982)

$$7 \cdot c_u \cdot d \leq p_f \leq 10 \cdot c_u \cdot d$$

Wenz (1972), Poulos (1980)

Jedoch sind auch stark abweichende Größen der Korrelation zu finden:

$$k_i = 8 \cdot c_u \quad \text{oder} \quad k_i = 44 \cdot c_u$$

Rinkert (1960), Smoltczyk (1966)

3 Bestimmung der maßgebenden Traglast

Da sich die Länge der maßgebenden Halbwelle einer Knickfigur L_{Hw} für die meisten Verhältnisse frei von den Festhaltebedingungen am oberen bzw. unteren Ende der Weichschicht ausbilden kann, wird in der Berechnung von einem unendlich langen Pfahl ausgegangen. Dabei wird in der numerischen Modellierung die Welligkeit mit $n = 1$ angesetzt und die Länge des Pfahles L (entspricht dann L_{Hw}) zwischen den beiden gelenkigen Auflagern oben und unten entsprechend variiert, um die kleinste Knicklast N_{ki} bei konstanter Bodenfestigkeit zu ermitteln.

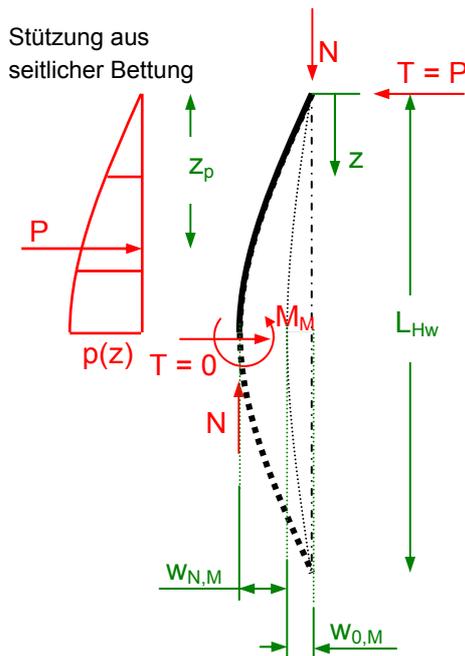


Abbildung 2: Gleichgewicht am Ersatzsystem der Länge L_{Hw}

Beim nicht vorverformten, nur durch eine Normalkraft N beanspruchten elastisch gebetteten Stab entstehen bis zum Erreichen der Verzweigungslast N_{ki} keine horizontalen Verformungen w und auch keine Biegemomente M . Wird der Druckstab seitlich ausgelenkt, so kommt er anschließend in seine unverformte Ausgangslage zurück. Bei Erreichen der Verzweigungslast ist jede beliebige Auslenkung möglich und führt zu einem indifferenten Gleichgewicht. Dabei ist erforderlich, dass zunehmende Verformungen zu zusätzlichen Kräften aus der Bodensstützung führen. Sobald jedoch bei zunehmenden Verformungen die Bettungsreaktion $p(z)$ nicht mehr linear ansteigt, wird ein labiler Zustand erreicht. Der Weg zur Mobilisierung der maximalen Bodenreaktion w_{ki} ist hierzu entscheidend, vor allem, wenn in erster Näherung von einer bilinearen Mobilisierungsfunktion ausgegangen wird. Gleiches gilt auch für vorverformte gebettete Stäbe. Sobald die Auslenkung des Stabes die Größe erreicht, bei der der maximale Bodenwiderstand erreicht wird, kommt es zu einem labilen Zustand (siehe Abbildung 3). Daher werden nachfolgend Gleichgewichtszustände untersucht, bei denen die seitliche Auslenkung des Pfahles gerade so groß ist, dass der maximale Bodenwiderstand erreicht wird. Für die Berechnung der Verzweigungslast des Systems Pfahl-

Boden wird das in Abbildung 2 gezeigte Ersatzsystem der Länge L_{Hw} gewählt. Die Vorverformung $w_0(z)$ wird sinusförmig mit einer maximalen Amplitude von $w_{0,M} = L_{Hw} / \text{imp}$ angenommen. Die Biegelinie w_N infolge der Normalkraft N und der Verlauf der Bodensstützung $p(z)$ werden ebenfalls sinusförmig angesetzt. Dabei ist:

$$w_N(z) = w_{N,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right)$$

und

$$p(z) = k_l \cdot w_{N,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \quad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki}$$

$$p(z) = k_l \cdot w_{ki} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \quad \text{für } w_{N,M} > w_{ki}$$

w_{ki} : Weg zur Mobilisierung der maximalen Bodenreaktion

$w_{N,M}$: Biegestich in Halbwellenmitte infolge einer Normalkraft N zusätzlich zu $w_{0,M}$

Aus der Bedingung $\sum M = 0$ am gelenkigen Kopfpunkt des Druckstabes ergibt sich:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - P \cdot z_p \quad \left| \quad \text{imp} = \frac{L_{Hw}}{w_{0,M}} \right.$$

Dabei ist die Resultierende P der stützenden Bodenkräfte in Abhängigkeit der Verschiebung w_M zu ermitteln. Durch die Bestimmung der Resultierenden P und des Hebelarms z_p mit Hilfe der Integration von $p(z)$ ergeben sich folgende Zusammenhänge:

$$p_M = k_l \cdot w_{N,M} \quad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki}$$

$$p_M = k_l \cdot w_{ki} \quad \text{für } w_{N,M} > w_{ki}$$

$$P = k_l \cdot w_{N,M} \cdot \frac{L_{Hw}}{\pi} \quad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki}$$

$$P = k_l \cdot w_{ki} \cdot \frac{L_{Hw}}{\pi} \quad \text{für } w_{N,M} > w_{ki}$$

$$z_p = \frac{L_{Hw}}{\pi}$$

Damit ergibt sich das Moment M_M in der Mitte der Halbwelle L_{Hw} zu:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2 \quad (1)$$

Trifft man die Annahme, dass des Pfahlwerkstoff elastisch bleibt, so gilt:

$$M_M = -E_p \cdot I_p \cdot w_{N,M}''$$

Und mit der durch die Beanspruchung des Stabes bedingten Krümmung in Stabmitte ergibt sich (Der vorverformte Stab hat nach dieser Definition keine Krümmung!) das Biegemoment nach (2). Dabei beträgt die Krümmung in Stabmitte (sinusförmiger Verlauf):

$$w_{N,M}'' = w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2}$$

$$M_M = E_p \cdot I_p \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot w_{N,M} \quad (2)$$

Das Moment M_M ist damit für eine gegebene Biegelinie bekannt. Durch Gleichsetzen von (1) und (2) kann folgende Gleichung aufgestellt werden:

$$w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2$$

Löst man nun diese Beziehung nach N auf, so lässt sich in Abhängigkeit von der Verschiebung $w_{N,M}$ die Pfahlnormalkraft N errechnen, die den ausgelenkten Stab im Gleichgewicht hält:

$$N = \frac{w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2}{w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}}} \quad (3)$$

Die Verzweigungslast ergibt sich für $w_{N,M} = w_{ki}$ zu:

$$N_{ki} = \frac{w_{ki} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot w_{ki} \cdot k_l \cdot L_{Hw}^2}{w_{ki} + \frac{L_{Hw}}{imp}} \quad (4)$$

Betrachtet man den unendlich langen Stab, so muss für die Bestimmung seiner Verzweigungslast zunächst die maßgebende Halbwelle der Knickfigur bestimmt werden, für welche N_{ki} minimal wird. Dies kann mit Hilfe der ersten Ableitung von (4) nach L_{Hw} gelöst werden. Setzt man die Ableitung gleich Null und löst die Gleichung mit einer numerischen Nullstellensuche, so ergibt sich die Halwellenlänge L_{Hw} , für welche N_{ki} minimal ist.

In einem nächsten Schritt ist zu prüfen, ob der Pfahl aufgrund der begrenzten Materialfestigkeit versagt, bevor die Verzweigungslast N_{ki} erreicht wird. Hier ist die Nutzung des Interaktionsdiagramms zweckmäßig, in der die Kombinationen von M und N dargestellt sind, bei welchen das Material des Stabes plastifiziert. Diese Prüfung gelingt mit Hilfe der Betrachtung der Stelle mit der auftretenden maximalen Verschiebung w_{ki} und dem maximalen Moment, also in der Mitte der Halbwelle. An diesem Punkt müssen die Schnittgrößen unter der Interaktionskurve bleiben, damit die Verzweigungslast N_{ki} die maßgebende Traglast des Pfahles darstellt.

Zur Beschreibung der Interaktionskurve der maximal gleichzeitig wirkenden Schnittgrößen N und M zum Erreichen einer Plastifizierung des Querschnitts eignet sich für den Pfahl die folgende Formel nach DIN 18800:

$$M = M_{pl} \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^\alpha \right)$$

Um nun zu prüfen, ob beim Erreichen der Verzweigungslast N_{ki} die Interaktion der maximal möglichen Schnittgrößen erreicht ist, muss das Moment M_M , welches infolge einer Normalkraft in der Mitte der Halbwelle L_{Hw} wirkt, nach (2) ermittelt werden. Wird das Moment M_M dem maximal möglichen Moment aus der Interaktionsbeziehung gleich gesetzt, so wird die Verschiebung $w_{N,M}$ zu $w_{M,pl}$, bei welcher die Interaktionskurve der vollplastischen Schnittgrößen erreicht wird.

$$w_{M,pl} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^\alpha \right) \quad (5)$$

Damit die Verzweigungslast N_{ki} die Traglast des Pfahles N_u bestimmt, muss stets gelten:

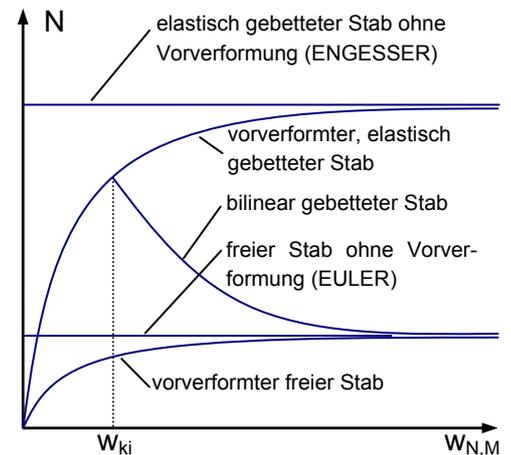


Abbildung 3: Gleichgewichtslagen eines Stabes in Abhängigkeit der Verformung und der seitlichen Stützung

$$w_{ki} \leq w_{M,pl,ki} \quad (6)$$

Dabei ist $w_{M,pl,ki}$ nach

$$w_{M,pl,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_{ki}}{N_{pl}} \right)^\alpha \right)$$

zu bestimmen. Andernfalls versagt der Pfahl durch Überbeanspruchung des Pfahlmaterials.

Ist die Ungleichung (6) nicht erfüllt, so kann zur Bestimmung der Traglast N_u in der Beziehung (3) $w_{N,M} = w_{M,pl}$ gesetzt und danach nach $w_{M,pl}$ aufgelöst werden:

$$w_{M,pl} = \frac{N \cdot \frac{L_{Hw}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot k_l - N} \quad \text{für } w_{M,pl} \leq w_{ki}$$

Nun kann die obige Beziehung der Formel (5) gleich gesetzt werden. Dadurch wird $N = N_u$ die Traglast des bilinear gebetteten Pfahles, die in diesem Fall nicht durch ein Stabilitätsversagen, sondern durch Plastifizierung des Pfahlmaterials erreicht wird.

$$\frac{N_u \cdot \frac{L_{Hw}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot k_l - N_u} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_{pl}} \right)^\alpha \right)$$

Diese Beziehung ist zwar nicht geschlossen lösbar, lässt sich aber leicht durch eine numerische Iteration nach N_u lösen. Auf der sicheren Seite liegend kann der Exponent α der Interaktionsbeziehung zu 1 gewählt werden. Die Beziehung vereinfacht sich dadurch stark und lässt sich dann als quadratische Gleichung schreiben. Diese Gleichung kann durch die Bestimmung der Nullstellen zur Ermittlung von N_u gelöst werden.

4 Versuche

In zwei Stufen – zunächst mit kleinmaßstäblichen, später mit großmaßstäblichen Versuchen wurde das Knicken von Pfählen in sehr weichen Böden in der Versuchshalle des Münchner Zentrum Geotechnik experimentell untersucht. Die kleine Prüfanlage besteht aus einem 80 cm langen Rohr, welches einen Innendurchmesser von etwa 200 mm besitzt. Darin wird ein modellhafter Pfahl zentrisch angeordnet. Der Ringraum wird mit einem in seinen Eigenschaften präzise eingestellten flüssigen Boden verfüllt. Anschließend wird der Boden mit Hilfe von Auflasten konsolidiert, bis die gewünschte Festigkeit erreicht ist. Anschließend wird der Pfahl mit einer hydraulischen Presse bis zum Knicken belastet. Dabei werden die Pfahlnormalkräfte am Pfahlkopf mit einer Kraftmessdose erfasst. Die während der stufenweisen Lastaufbringung auftretenden radialen und axialen Verformungen werden mittels Messeinrichtungen beobachtet: Axial am Pfahlkopf angeordnet registriert

ein potentiometrischer Wegaufnehmer die vertikalen Verschiebungen. Kugelgelenke am Pfahlkopf und Fuß ermöglichen bei Rohren oder runden Vollstäben ein Ausknicken in jede Richtung. Zur Ermittlung dieser seitlichen, horizontalen Verschiebung des Pfahles gegen den Boden sind in Pfahlmitte drei unter 120° versetzte Wegaufnehmer angeordnet. Sie sind über vorgespannte Messdrähte, welche in das Innere des Versuchsbehälters führen, montiert.

Trägt man auf der Abszisse die undrainierte Scherfestigkeit c_u und auf der Ordinate die maximale Traglast N_u der Modellpfähle an, lassen sich die Versuchsdaten mit den Ergebnissen aus den Rechenmodellen vergleichen. Die strichpunktierte Linien in Abbildung 4 zeigen die rechnerischen Knicklasten, die mit dem elastischen Ansatz nach ENGESSER unter Verwendung eines Bettungsmoduls von $k_l = 100$ bzw. $60 \cdot c_u$ erreicht werden. Die gestrichelten bzw. gepunkteten Linien geben die Grenzlasten wieder, welche durch einen elastisch-plastischen Ansatz mit $k_l = 100 \cdot c_u$ und $p_f = 10 \cdot c_u$ bzw. $k_l = 60 \cdot c_u$ und $p_f = 6 \cdot c_u$ mit Hilfe der im Abschnitt 3 gezeigten Beziehungen berechnet wurden. Für diese Gegenrechnung wurde die Knicklänge als konstant mit $0,8$ m als Parameter in den Berechnungen verwendet, da alle kleinmaßstäblichen Probelastungen diese Verformungsfigur aufzeigten.

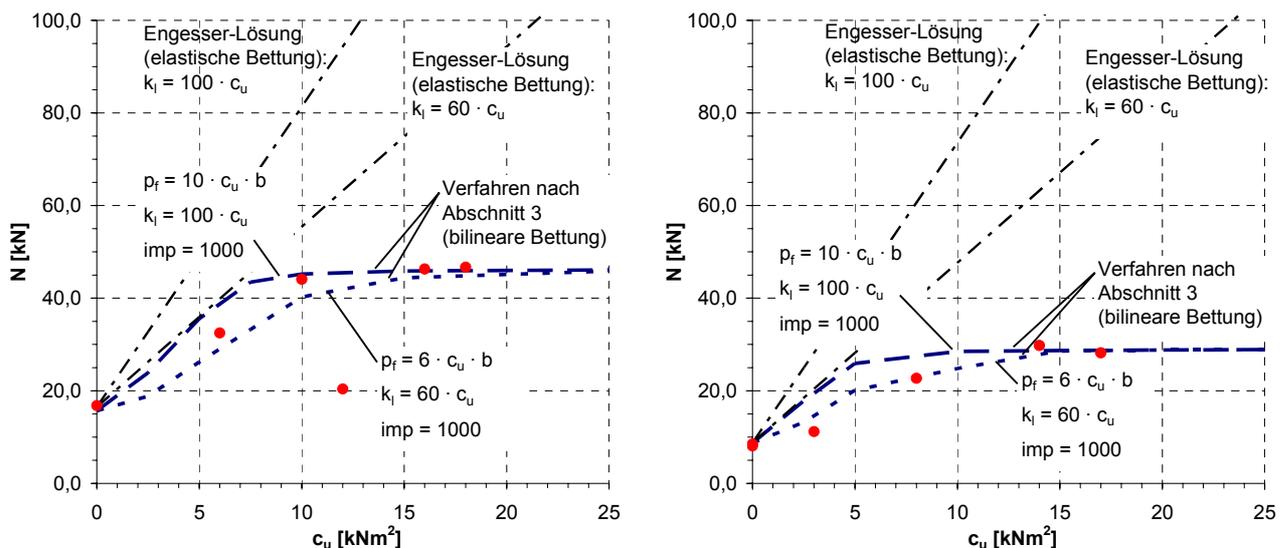


Abbildung 4: Gemessene maximale Traglast N_u gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit c_u (links Modellpfahl A: $E_p \cdot I_p = 1,071 \text{ kNm}^2$, rechts Modellpfahl B: $E_p \cdot I_p = 0,567 \text{ kNm}^2$; jeweils $L_{Hw} = 0,8 \text{ m}$)

In der Versuchsgrube der Halle des Münchner Zentrum Geotechnik wurde für großmaßstäbliche Untersuchungen des Knickens ein weiterer Versuchsstand erstellt. Darin ist es möglich, 4 m lange Pfähle einer Probelastung zu unterziehen. Dazu wurden zwei Behälter, bestehend aus Betonschachtringen, aufgebaut. Die Behälter stehen auf einem bis zur Grubensohle reichenden starren Fundament. Mit einer frei verschiebbaren Belastungsbrücke kann eine hydraulische Presse über den Pfahlkopf positioniert werden.

Ähnlich den kleinmaßstäblichen Versuchen wird der Versuchsboden in flüssiger Konsistenz aufbereitet. Das Mischen und Einpumpen der für die Füllung eines Behälters notwendigen 4 m^3 Bodenmaterials geschieht mit einer leistungsstarken Injektionsanlage. Als Versuchsboden dient wie in den Modellversuchen ein in Sackware vorrätiger Kaolin. Um die gewünschte Scherfestigkeit zu erreichen, ist die Abgabe von Wasser notwendig. Hierfür ist es notwendig, den Behälter so zu fül-

len, dass eine mit der Konsolidation verbundene Setzung möglich ist. Um, ausgehend von einem flüssigen Boden mit einem Wassergehalt von 80 %, eine undrainierte Scherfestigkeit von etwa 15 kN/m^2 zu erreichen, ist eine Setzung von über 1 m notwendig. Die Konsolidation des schwach durchlässigen Tonbodens geschieht unter Auflasten mit zusätzlicher Hilfe von elektroosmotischen Effekten. Die Entwässerung erfolgt über an der Innenseite der Schachtringe befestigte geotextile Vertikaldrains. In diesen Dränstreifen und in Behältermitte befinden sich Elektroden aus kleinen Stahlstangen. Wird eine elektrische Spannung so angelegt, dass sich ein elektrisches Potential zwischen Schachtmitte und Schachtrand im Boden ausbildet, so entwässert der Boden zur Kathode hin. Die Anode trocknet aus. Durch entsprechendes mehrmaliges Umpolen kann so dem Boden gezielt Wasser entzogen werden, ohne dabei im Behälter radial wesentliche Änderungen im Wassergehalt und damit der undrainierten Scherfestigkeit zu erzeugen.

Die messtechnische Erfassung der horizontalen Pfahlverschiebungen erfolgt ähnlich dem kleinmaßstäblichen Versuch mit vorgespannten Messdrähten, welche aus dem Behälter führen und mit Wegaufnehmern verbunden sind. Die Pfahlaulager oben und unten wurden so konstruiert, dass eine freie Drehbarkeit in alle Richtungen möglich ist.

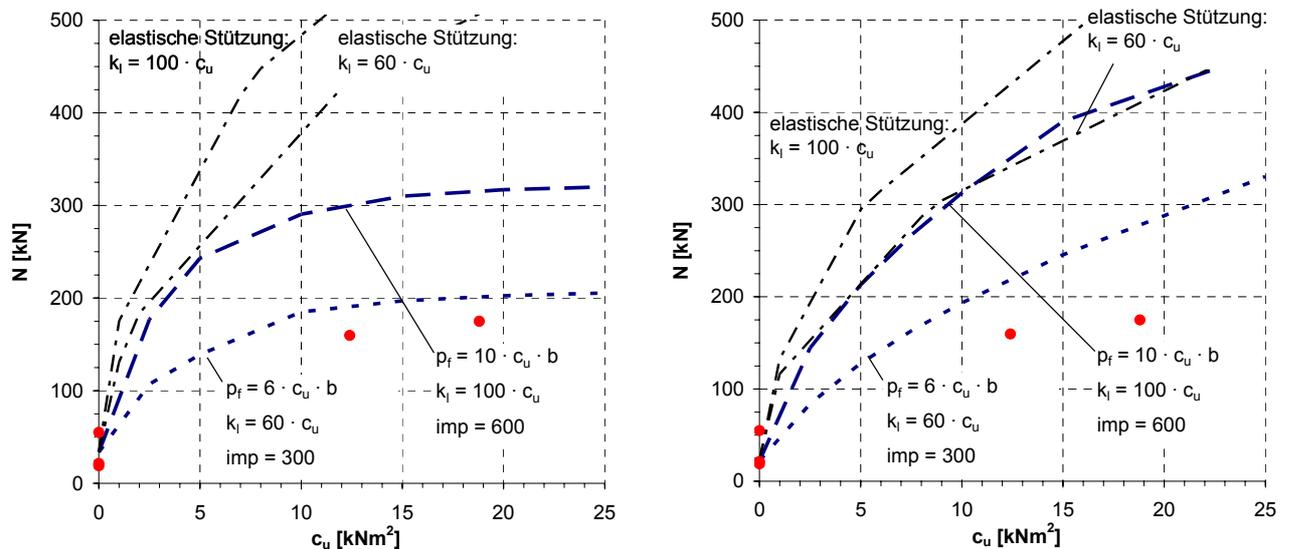


Abbildung 5: Traglasten, die in den Versuchen gemessen wurden, gegenüber den nach der Engesser-Lösung und dem Abschnitt 3 berechneten Traglasten (links: Verbundpfahl $E_p \cdot I_p = 54,7 \text{ kNm}^2$; rechts: Aluminiumprofil $E_p \cdot I_p = 37,3 \text{ kNm}^2$)

5 Ergebnisse

Die Traglasten von Pfählen, welche von Boden umgeben und seitlich gestützt sind, wachsen gegenüber der Verzweigungslast des ungestützten Pfahles auch für geringe Bodenfestigkeiten deutlich an. Dabei weichen die Traglasten, welche mit Hilfe von Rechenmodellen bestimmt wurden, die zur Beschreibung der seitlichen Bodenstützung eine elastischen Modellierung verwenden, stark von den im Versuch gemessenen Traglasten ab. Eine Beschreibung des Knickproblems von Pfählen, welche durch weiche Bodenschichten führen, ist mit Hilfe einer elastischen Modellierung der Bodenreaktionskraft nicht möglich. Zwar ist es grundsätzlich möglich, die Steifigkeit der Linienfeder so zu verringern (etwa nach RINKERT oder BERGFELT), dass ausreichend geringe Traglasten

errechnet werden. Doch sind die dazu gehörenden Pfahlauslenkungen, die sich unter der Normalkraft aus kleinen Imperfektionen ergeben, unrealistisch groß im Vergleich zu den im Versuch registrierten Verschiebungen w .

Wesentliche Effekte, die in den Versuchen festgestellt wurden, können mit Hilfe einer bilinearen Beschreibung der seitlichen Stützwirkung des Bodens erklärt werden. Betrachtet man das Stabilitätsproblem eines Stabes, dessen seitliche Stützung mit zunehmender Verformung unterlinear zunimmt oder konstant bleibt (etwa mit einer bilinearen Beschreibung), so konvergiert die Normalkraft im Stab, die diesem in ausgelenkter Lage das Gleichgewicht hält, für genügend große Verformungen immer gegen die Verzweigungslast des ungestützten Stabes. Bei kleinen Verformungen liegen die zugehörigen Normalkräfte deutlich über der elastischen Knicklast des ungestützten Stabes. Die Kraft-Verformungsbeziehung ist durch zwei Äste gekennzeichnet: Der steigende Ast stellt stabile Gleichgewichtszustände dar – wird der Stab um eine kleine Auslenkung weiter verformt, so findet er unter einer größeren möglichen Normalkraft wieder ein Gleichgewicht. Der fallende Ast konvergiert gegen die Verzweigungslast des ungestützten Systems. Alle Gleichgewichtszustände auf diesem Pfad sind instabil – vergrößert sich die Auslenkung, so verringert sich die zugehörige Normalkraft, für die das System Gleichgewicht hat. Anzumerken ist, dass ein Materialversagen beim Erreichen der Verzweigungslast nicht eintreten muss.

Die Stützkraft des Bodens kann nicht über eine Kraft hinaus ansteigen, bei der Boden um den Pfahl herumfließt und die ein plastisches Versagen charakterisiert. Es ist anzunehmen, dass eine Mobilisierungsfunktion nichtlinear ist und von mehreren Parametern abhängt. Die Grenzreaktion des Bodens ist nach verschiedenen Betrachtungen in einer begrenzten Spanne von $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$ bis $p_f = 11 \cdot c_u \cdot b$ anzunehmen. Dagegen ist die Größe des Weges zur vollen Mobilisierung dieses Grenzzustandes auch nicht eingrenzend abgesichert. Die großmaßstäblichen Versuche zeigen ein sehr steifes Verhalten der Verformungen. Damit kann vermutet werden, dass der Mobilisierungsweg sehr klein und damit die Steifigkeit der Linienfeder in einer bilinearen Beschreibung zunächst sehr hoch ist.

Vor allem hat das viskose Verhalten des bindigen Bodens Einfluss auf die Traglasten: Erfolgt die Belastung rasch, so können kurzfristig große Bodenwiderstände geweckt werden. Werden die Lasten nur langsam gesteigert, so bleiben die Bodenwiderstände begrenzt. Somit sind die seitlichen Bodenstützkraften und damit die Traglasten stabilitätsgefährdeter Pfähle abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. So konnte festgestellt werden, dass das Versagen der Pfähle bei allen großen Belastungsversuchen nicht während einer Laststeigerung erfolgte, sondern anscheinend spontan während des Konstanthaltens der Pfahlnormalkraft auf einer Laststufe. Das Versagen kündigte sich während der Versuchsdurchführung nicht an und die Verformungen vergrößerten sich beim Versagen schlagartig.

Entsprechend der Messergebnisse der seitlichen Verschiebungen der Pfahlachse ergeben sich mit zunehmender Bodenfestigkeit steifere Kraft-Verformungsbeziehungen. Der Weg zur maximalen Mobilisierung des Bodenwiderstandes muss mit steigender undrainierter Scherfestigkeit abnehmen.

Die Belastungsversuche des Aluminiumprofils zeigten, dass beim Versagen durch Knicken die Materialfestigkeit des Pfahls nicht überschritten werden muss. Die aus den Messergebnissen abgeleiteten Schnittgrößen überschreiten die Interaktionskurve der vollplastischen Schnittgrößen nicht.

Das Versagen der Pfähle trat aufgrund eines Stabilitätsversagens und nicht aufgrund einer Spannungsproblematik ein. Ein nach dem Versuch gezogener Pfahl, welcher vollkommen unbeschädigt blieb, beweist diese Tatsache eindeutig.

Dies macht klar, dass die Traglastverfahren, die in ihrer Berechnung von einem Materialversagen ausgehen (WIMMER und ETTINGER, MEEK) nicht alle Effekte der Problemstellung erfassen können. Die mit diesen Verfahren errechneten Traglasten überschätzen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen die Belastbarkeit des Aluminiumprofils, welches eindeutig nicht aufgrund einer Fließgelenkbildung versagte. Auch eine Nachrechnung des ungestützten Pfahles und damit der Verzweigungslast nach EULER ist mit diesen Verfahren nicht möglich.

Die Biegeform, welche in den Belastungsversuchen der kleinmaßstäblichen Pfähle beobachtet wurde, war stets eine Halbwelle über die gesamte Pfahlänge von 80 cm. Diese Form trat bei den Großversuchen nur im Fall der ungestützten Probelastungen auf. Sobald Boden den 4 m langen Pfahl umgab, änderten sich die Biegelinien. Exakte doppelte, dreifache oder vierfache Halbwellen, die sich über die gesamte Pfahlänge zwischen dem oberen und unteren Pfahlgelenk erstrecken, und wie sie als Verformungsfiguren bei allen Rechenverfahren angenommen werden, traten nicht auf. Vielmehr verformte sich der Pfahl frei und anscheinend beliebig. Eine Beschreibung der Biegelinien gelingt über das Addieren von Sinusfunktionen verschiedener Welligkeit und Amplitude. Die maßgebende und zum Pfahlversagen führende seitliche Auslenkung war bei allen Versuchen in der oberen Pfahlhälfte zu finden. Zudem wurde beobachtet, dass sich sowohl die Form der Biegelinie als auch die Verschiebungsrates über die Pfahltiefe mit der Pfahlnormalkraft stets änderte. Eine deutliche Änderung der Biegeform wurde bei jeder durchgeführten Probelastung mindestens einmal festgestellt.

Besonders weit streuen die Traglasten der ungestützten Probelastungen von Verbundpfählen mit mittigem GEWI-Tragglied. Die Wirkung eines vollen Verbundes und die damit gekoppelte Berechnung der Biegesteifigkeit aus dem Zementstein und dem Stahltragglied ist entsprechend der Versuchsergebnisse nicht realistisch. Zudem zeigte das Versagensbild der gestützten Verbundpfähle, dass vor allem der Bereich um den Pfahlkopf gefährdet ist.

Die Berechnungen mit einer bilinearen Beschreibung der Bettungsreaktion kann zwar die genauen Traglasten und Verformungen nicht simulieren, jedoch treten extreme Überschätzungen bei Ansatz üblicher Bettungsmoduln und Fließspannungen nicht auf. Vor allem aber sind mit diesem Rechenverfahren alle möglichen Versagensursachen, dem

- Versagen nach der Lösung von EULER für den ungestützten Pfahl
- Versagen nach der Lösung von ENGESSER für den Pfahl mit elastischer Bettung und sehr großer Fließspannung des Bodens
- Erreichen eines maximal möglichen stabilen Gleichgewichtszustandes bei Erreichen der Fließspannung im Boden (Gleichgewichtszustände des verformten Systems mit größeren Verformungen führen stets zu kleineren Lasten)
- Erreichen der Festigkeit des Pfahlmaterials (z.B. Erreichen der Fließgrenze des Stahls)

hinreichend genau oder exakt erfasst. Zudem sind die Auswirkungen zunehmender Verformungen des Pfahles nach Theorie 2. Ordnung ausgehend von einer spannungsfreien Vorverformung (Imperfektion) berücksichtigbar.

Die Unsicherheiten, welche diesem Rechenmodell zu Grunde liegen, und welche durch die Unterschiede zwischen den numerischen Berechnungen und den Versuchsergebnissen erkennbar sind, müssen durch Teilsicherheitsbeiwerte für den Bauteilwiderstand erfasst werden.