

# Knicken von Pfählen mit kleinem Durchmesser in breiigen Böden

**T 3084**

**T 3084**

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2005, ISBN 3-8167-6885-7

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.IRBbuch.de](http://www.IRBbuch.de)

Endbericht zum Forschungsvorhaben:

## **Knicken von Pfählen mit kleinem Durchmesser in breiigen Böden**

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik  
Kolonnenstraße 30 L  
10829 Berlin

Tel.: 030 / 78730 - 0  
Fax: 030 / 78730 - 320

Herr Prof. Dr.-Ing. Bossenmayer  
Herr Dipl.-Ing. R. Henning - 263  
Frau Dipl.-Ing. Panten - 205

Bezug: Vertrag P32-5-11.63-1064/03 vom 20.01.2003

Textseiten: 123  
Anlagen: 1 bis 5 67 Blatt  
Verteiler: 3-fach an Auftraggeber  
Datei: L:\ZG\F\DIBT\Schlussbericht

Forschung: Technische Universität München  
Zentrum Geotechnik  
Baumbachstraße 7  
81245 München

Ansprechpartner: Prof. Dr.-Ing. N. Vogt Tel.: 089 / 289 27 131  
Dipl.-Ing. S. Vogt Tel.: 089 / 289 27 155

Zeichen: Vo/Vg

Ort, Datum: München, 9.05.2005

## Inhaltsverzeichnis

<b>1 Allgemeines</b>	<b>5</b>
1.1 Einführung in die Problemstellung	5
1.2 Arbeitsablauf	6
<b>2 Grundlagen der Theorie II Ordnung am Beispiel des ungestützten Pfahles</b>	<b>8</b>
2.1 Gleichgewicht am verformten System	8
2.2 Elastisches Knicken des perfekten Stabes	9
2.3 Der imperfekte Druckstab	11
2.4 Besonderheiten des Stahl – Beton – Verbundquerschnitts	13
2.5 Zusammenfassung	14
<b>3 Allgemeine Definitionen und Systemfindung für einen mit Boden gestützten Pfahl</b>	<b>15</b>
3.1 Statisches System	15
3.2 Beschreibung der seitlichen Bodenreaktion	17
3.2.1 Allgemeines	17
3.2.2 Maximaler Bodenwiderstand (Fließdruck)	18
3.2.3 Ansätze zur Bettung	21
<b>4 Rechenmodelle zur Lösung des Problems</b>	<b>23</b>
4.1 Bereits veröffentlichte Rechenverfahren	23
4.1.1 Knicklasten von Pfählen mit einer elastischen Stützung und konstantem Bettungsmodulverlauf (ENGESSER, 1885)	23
4.1.2 Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen (WENZ 1972)	25
4.1.3 Traglastberechnung nach MEEK (1999)	29
4.1.4 Traglastberechnung nach WIMMER und ETTINGER (2004)	32
4.2 Entwickelte Verfahren	34
4.2.1 Beschreibung und Lösung des Problems mit Hilfe der finiten Elemente	34
4.2.2 Direktes numerisches Verfahren zur Ermittlung der Traglast eines verformten Stabes	34
<b>5 Versuchsboden</b>	<b>40</b>
5.1 Herkunft und Mineralogie	40
5.2 Korngrößenverteilung und Durchlässigkeit	40
5.3 Bildsamer Bereich und Klassifizierung nach DIN 4022	41
5.4 Undrainierte Scherfestigkeit	42
5.4.1 Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit mittels Handdrehflügelsonde	42
5.4.2 Messwerte	46

<b>6 Versuchspfähle</b>	<b>47</b>
6.1 Werkstoffeigenschaften	47
6.1.1 St-52	47
6.1.2 Al Mg Si 0,5	48
6.1.3 BSt 500 S	49
6.1.4 Zementstein C20/25	49
6.2 Modellpfähle	50
6.2.1 Modellpfahl A	50
6.2.2 Modellpfahl B	51
6.3 Pfähle für die Großversuche	52
6.3.1 Pfahl GEWI28	52
6.3.2 Pfahl GEWI28_100	52
6.3.3 Pfahl FLACH40x100	55
<b>7 Kleinmaßstäbliche Versuche</b>	<b>56</b>
7.1 Konzeption	56
7.2 Versuchsergebnisse und Vergleichsrechnung	60
<b>8 Großversuche</b>	<b>66</b>
8.1 Konzeption	66
8.1.1 Konstruktion	66
8.1.2 Instrumentierung	69
8.1.3 Konsolidierung	72
8.2 Versuche	76
8.2.1 Pfahl GEWI28	76
8.2.2 Pfahl GEWI28_100	76
8.2.3 Pfahl FLACH40x100	82
8.3 Zusammenfassung und Vergleichsrechnung	86
8.3.1 Pfahl GEWI28	86
8.3.2 Pfahl GEWI28_100	86
8.3.3 Pfahl FLACH40x100	97
<b>9 Vergleichsrechnungen an weiteren Versuchen</b>	<b>103</b>
9.1 Modellversuche von Wenz 1972	103
9.2 Großversuche von BRANDTZAEG 1957	105
<b>10 Folgerungen</b>	<b>108</b>
10.1 Allgemeines	108
10.2 Ermittlung der maßgebenden Traglast	111
<b>11 Zusammenfassung</b>	<b>121</b>



## 1 Allgemeines

### 1.1 Einführung in die Problemstellung

Mikropfähle bieten eine wirtschaftliche Lösung für etliche geotechnische Probleme. Bei einer Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionssysteme ist das Prinzip der Lastabtragung immer identisch: Ein Tragglied aus Stahl wird zentrisch mit einer Druck- oder Zugkraft beansprucht. Dieses Tragglied, meistens ein Rohr oder Vollstab, leitet die Kraft über einen Verpresskörper in den Boden weiter. Eine Pfahlgruppe, bestehend aus mehreren Pfählen unterschiedlicher Neigungen, ermöglicht auch das Abtragen von Horizontalkräften oder Momenten vom Bauwerk in den Untergrund.

Einerseits bestimmen Verpresskörper und Boden die äußere Tragfähigkeit eines Pfahls. Die innere Tragfähigkeit wird durch den Pfahlquerschnitt und die Werkstofffestigkeiten bestimmt. Für druckbeanspruchte Pfähle trägt der Verbund aus Verpresskörper und Stahltragglied. Eine maximal aufnehmbare Druck- oder auch Zugkraft kann aus der vollplastischen Normalkraft errechnet werden, wobei allerdings – z.B. nach der bauaufsichtlichen Zulassung von GEWI-Pfählen – oft nur der Stahlquerschnitt berücksichtigt wird. Diese Druckkraft wird aber nur maßgebend, wenn bis zu dieser Last ein Stabilitätsversagen nach Theorie 2. Ordnung ausgeschlossen ist.

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: hier wird 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  $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$  durchörtern. 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  $10 \text{ kN/m}^2$  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 Rechenmo-

delle, 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. Gegenstand des vorliegenden Endberichtes ist die Dokumentation der 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

## 1.2 Arbeitsablauf

Im Laufe des Jahres 2004 und gegenüber dem Zwischenbericht konnten weitere Berechnungsansätze aus der Literatur recherchiert werden. Die für die vorliegende Problemstellung bedeutendsten wurden aufbereitet und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Ein weiterer Schwerpunkt bestand in der Recherche von Ansätzen seitlicher Bodenreaktionskräfte auf horizontal ausweichende Pfähle.

Ein numerisches Rechenmodell wurde bereits im Jahr 2003 verwirklicht. Mit Hilfe dieses Modells wurden Parameterstudien und Gegenrechnungen der vorliegenden Versuche unternommen. Am Ende der Bearbeitungszeit wurde ein gleichwertiges neues und einfacher handhabbares Rechenmodell geschaffen, welches als eigenständiges kleines EDV-Programm allgemein verfügbar gemacht werden kann.

Im Rahmen von zwei Diplomarbeiten erfolgte die abgesicherte Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit in weichen und breiigen Böden und die Entwicklung und Durchführung der Modellversuche. Die Modellversuche wurden im vergangenen Jahr weiter optimiert und auf unterschiedliche Randbedingungen erweitert.

Nachdem die Ergebnisse der Vorversuche ausgewertet und der Zwischenbericht erstellt waren, konnten die Großversuche im Detail geplant und durchgeführt werden. Zu Beginn wurden der Versuchsstand hergerichtet und die Belastungseinrichtung gewartet. Nachdem die Behälter aus Betonschachtringen aufgebaut waren, fertigte die hauseigene Werkstatt weitere erforderliche Teilkonstruktionen (Auflager, Konsolen für die Instrumentierung usw.). Die Fertigstellung der beiden großmaßstäblichen Versuchsstände erfolgte mit der Durchführung erster Belastungsversuche an ungestützten Pfählen im August 2004. In den Monaten November 2004 bis Februar 2005 konnten Belastungsversuche an mit bindigen Böden gestützten Pfählen durchgeführt werden.

	2003						2004										2005			
	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Januar	Februar
Literaturrecherche																				
Erarbeitung numerischer Rechenmodelle																				
Laborversuche zur gesicherten Ermittlung der undrain. Scherf.																				
Entwicklung des Vorversuches																				
Bau des Versuchstandes für die Vorversuche																				
Durchführung der Vorversuche																				
Planung des Großversuchs																				
Konstruktion des Großversuchs																				
Versuchsreihe an 4 m langen Pfählen																				
Auswertung und Nacharbeit																				

Abbildung 1.1: Zeitlicher Ablauf der Forschung

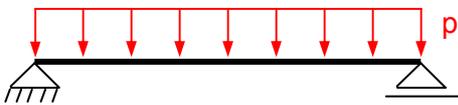
An großmaßstäblichen Versuchen wurden 4 Pfähle mit 4 m Länge, die in breiigem bzw. weichem Kaolin mit undrainierten Scherfestigkeiten zwischen  $10 \text{ kN/m}^2$  und  $20 \text{ kN/m}^2$  eingebettet waren, bis zum Knicken belastet. Zweimal wurden Aluminiumpfähle mit Querschnittsabmessungen  $40 \times 100 \text{ mm}$ , zweimal Verbundquerschnitte mit  $\varnothing 28 \text{ mm}$  Stahl /  $\varnothing 100 \text{ mm}$  Zementstein eingesetzt.

## 2 Grundlagen der Theorie II Ordnung am Beispiel des ungestützten Pfahles

### 2.1 Gleichgewicht am verformten System

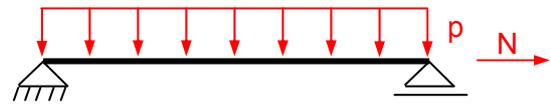
Infolge von Beanspruchungen des Tragwerks entstehen Verformungen. Die Verformungen haben Einfluss auf das Kräftegleichgewicht. Dieser Einfluss ist in der nachfolgenden Veranschaulichung an einem Balken der Biegesteifigkeit  $EI$  gezeigt:

unverformtes System:



Moment in Trägermitte:

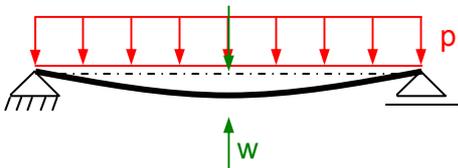
$$M_I = \frac{p \cdot L^2}{8}$$



Moment in Trägermitte:

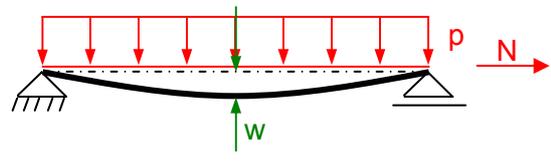
$$M_I = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

verformtes System:



Moment in Trägermitte:

$$M_{II} = \frac{p \cdot L^2}{8}$$



Moment in Trägermitte:

$$M_{II} = \frac{p \cdot L^2}{8} - N \cdot w \quad \begin{array}{l} > M_I \text{ für } N < 0 \\ < M_I \text{ für } N > 0 \end{array}$$

Abbildung 2.1: Momentengleichgewicht am unverformten und verformten System

Die Entwicklung der Differentialgleichung für Stabelemente 2. Ordnung gelingt mit einer Gleichgewichtsbetrachtung am differentiell kleinen Element.

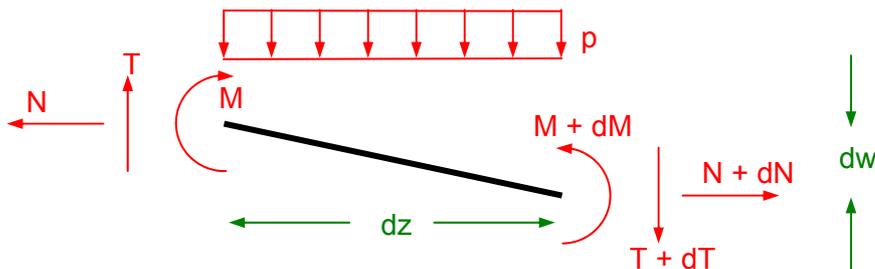


Abbildung 2.2: Gleichgewicht am differentiell kleinen Element

$$\sum V = 0: dT + p \cdot dz = 0$$

$$\Rightarrow \frac{dT}{dz} + p = 0$$

$$\sum M = 0: T \cdot dz - N \cdot dw - dM - p \cdot dz \cdot \frac{dz}{2} = 0$$

Vernachlässigung des Terms höherer Ordnung:  $\frac{p \cdot dz^2}{2} \rightarrow 0$

$$\Rightarrow \frac{dM}{dz} + N \frac{dw}{dz} - T = 0$$

für den elastischen Stab soll gelten:

$$M = -EI \cdot \frac{d^2 w}{dz^2}; \quad N = \text{const}; \quad EI = \text{const};$$

$$\Rightarrow -\frac{d}{dz} \cdot \left( \frac{dM}{dz} + N \cdot \frac{dw}{dz} - T \right) = EI \cdot \frac{d^4 w}{dz^4} - N \cdot \frac{d^2 w}{dz^2} - p = 0$$

## 2.2 Elastisches Knicken des perfekten Stabes

Der zentrisch belastete ohne Imperfektion Stab bleibt für kleine Lasten perfekt gerade. Um ihn seitlich auszulenken, ist eine zusätzliche Seitenkraft erforderlich. Wird diese weggenommen, kommt der Stab wieder in seine perfekte Lage zurück. Es gibt jedoch genau eine Normalkraft, unter der bei einer zufällig herbeigeführten Auslenkung dieser Stab in der ausgelenkten Lage stabil bleibt. Für die Last gibt es also zwei stabile Verformungszustände: den geraden und den ausgelenkten Stab.

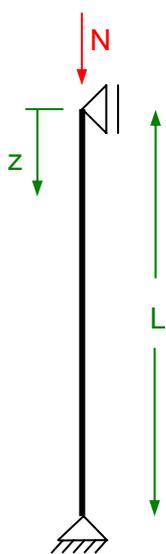


Abbildung 2.3: Ideal gerader, elastischer Stab

Die Last - Verformungskurve verzweigt sich (Verzweigungs- oder Stabilitätsproblem). Wird die Last über das kritische Lastniveau weiter gesteigert, lässt sich für eine geringfügige seitliche Auslenkung kein Gleichgewicht mehr finden und es kommt zum Versagen des Tragwerks.

Ansatz einer ausgelenkten Biegelinie für den im unbelasteten Zustand ideal geraden, elastischen Stab:

$$w(z) = A_0 \cdot \sin\left(\frac{z}{L} \cdot \pi\right)$$

$$w''(z) = -\frac{\pi^2}{L^2} \cdot w(z)$$

$$w^{IV}(z) = \frac{\pi^4}{L^4} \cdot w(z)$$

Einsetzen in die Differentialgleichung ( $p = 0$ ):

$$EI \cdot \frac{\pi^4}{L^4} \cdot w(z) + N \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot w(z) = 0$$

$$\Rightarrow N_{ki} = -\frac{\pi^2}{L^2} \cdot EI$$

Die Lösung der Differentialgleichung liefert die Größe der kritischen Last  $N_{ki}$ , jedoch keine Aussage über Verformungen des Stabes, da der Stab in jeder Auslenkung ein Gleichgewicht findet. Dies wird durch Abbildung 2.4 verdeutlicht.

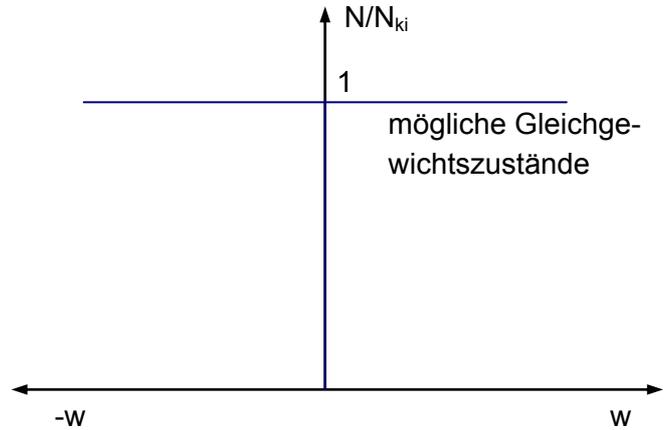


Abbildung 2.4: Homogene Lösung der Differentialgleichung

Durch die Einführung der Halbwelle der Knickfigur  $L_{Hw}$  (oft: Knicklänge  $s_k$ ) ist für verschiedenartig gelagerte Druckstäbe eine einheitliche Betrachtung durch die Rückführung auf ein Grundsystem mit gleicher Knicklast möglich. In Abbildung 2.5 sind Stäbe der Biegesteifigkeit  $EI$  mit unterschiedlichen Auflagerbedingungen gezeigt. Je steifer die Lagerbedingungen werden, desto kleiner wird bei gleichbleibender Stablänge  $L$  die Knicklänge  $L_{Hw}$ .

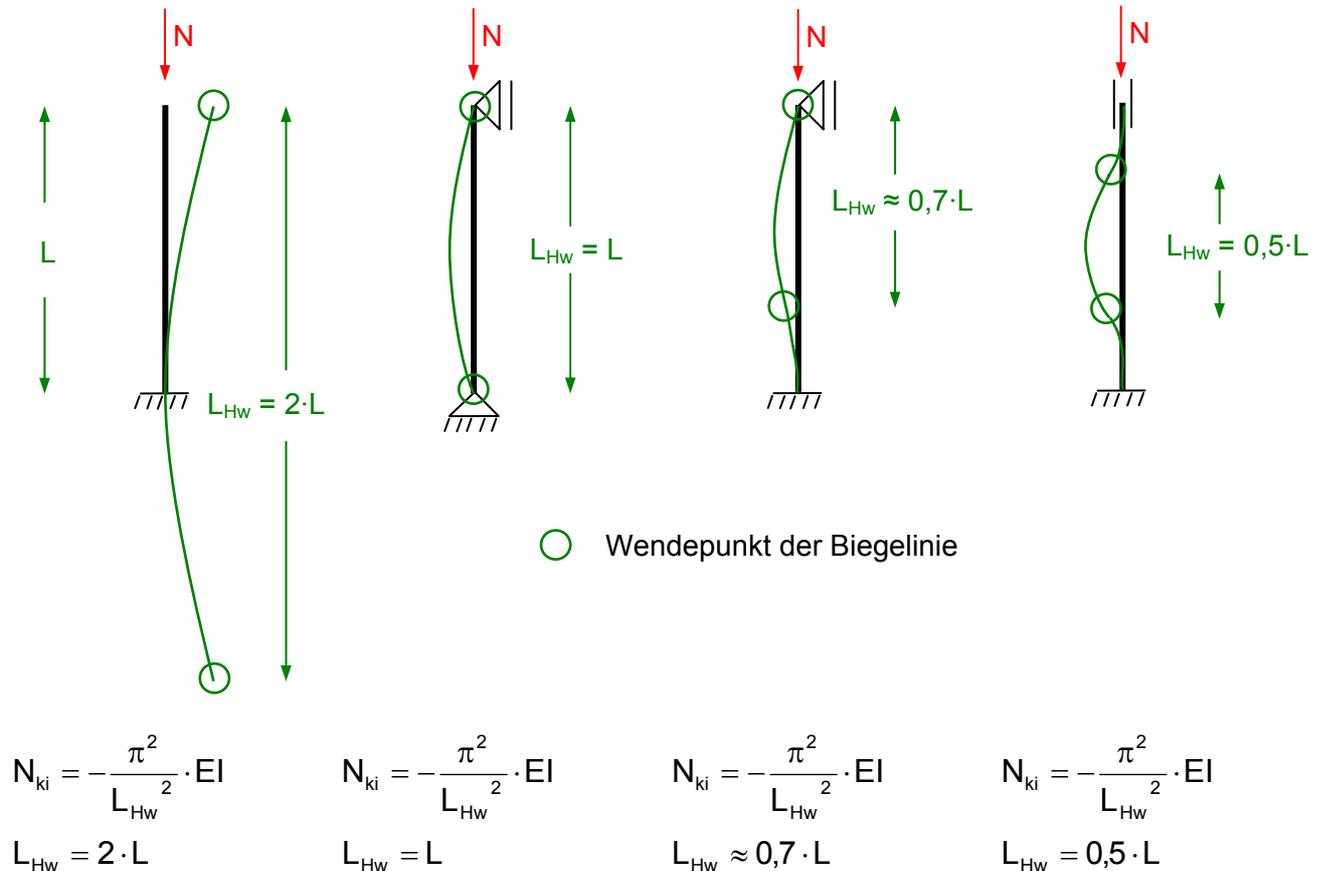


Abbildung 2.5: Einfluss der Auflagerbedingungen auf die Knicklast

### 2.3 Der imperfekte Druckstab

Die Herstellung von exakt geraden und vertikalen Stäben ist in der Realität nicht möglich. Imperfektionen ergeben sich bei allen Stabwerken aus:

- der geometrischen Imperfektion
- der Lageänderung des Querschnittsschwerpunkts aus einer zufälligen Veränderung der Querschnittsform
- der Streuung der Materialeigenschaften im Querschnitt
- Temperaturverkrümmungen
- Kriech- und Schwindverformungen bei nicht symmetrischen und nicht homogenen Querschnitten

Beim imperfekten System nimmt die seitliche Auslenkung unter Drucklast stetig zu. Es gibt kein Verzweigungsproblem. Ein (labiler) Gleichgewichtszustand, der beim perfekt geraden Stab auch oberhalb der Knicklast vorstellbar ist, ist beim imperfekten Stab nicht möglich. Die zufälligen Auslenkungen, die beim perfekten Stab angesetzt werden, sind beim imperfekten Stab von vornherein vorhanden.

Ein Versagen des Druckstabes ist bereits vor dem Erreichen der Knicklast des perfekten Systems durch die beschränkte Materialfestigkeit möglich (siehe Abschnitt 2.5).

Eine Möglichkeit zur Ermittlung von Verformungen an vorgebogenen Stäben mit einer exzentrisch angreifenden Druckkraft ist die Aufstellung des Gleichgewichtes in verformter Ausgangslage:

$$M = N \cdot (w_0 + e + w)$$

Es wird nach wie vor davon ausgegangen, dass die Verschiebungen sehr klein bleiben und damit die Koordinate  $z$  des geraden Stabes auch für den verformten Stab weiter verwendet werden darf. Das Elastizitätsgesetz bleibt damit unverändert gültig:

$$M = -EI \cdot w''$$

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung und dem Elastizitätsgesetz ergibt sich folgende inhomogene Differentialgleichung:

$$EI \cdot w'' + N \cdot w = -N \cdot (w_0 + e)$$

Als Vorverformung  $w_0$  wird eine Sinushalbwellen mit der Amplitude  $w_{0,M}$  gewählt:

$$w_0(z) = w_{0,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot z\right)$$

Mit  $\Lambda^2 = N / EI$  ergibt sich:

$$w'' + \Lambda^2 \cdot w = -\Lambda^2 \cdot \left( w_{0,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot L}{z}\right) + e \right)$$

Diese Differentialgleichung hat die allgemeine Lösung:

$$w = A_0 \cdot \cos(\Lambda \cdot z) + A_1 \cdot \sin(\Lambda \cdot z) + \frac{w_{0,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{L}\right) - e}{\left(\frac{\pi}{\Lambda \cdot L}\right)^2 - 1}$$

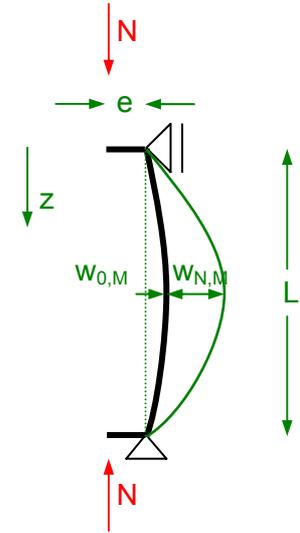


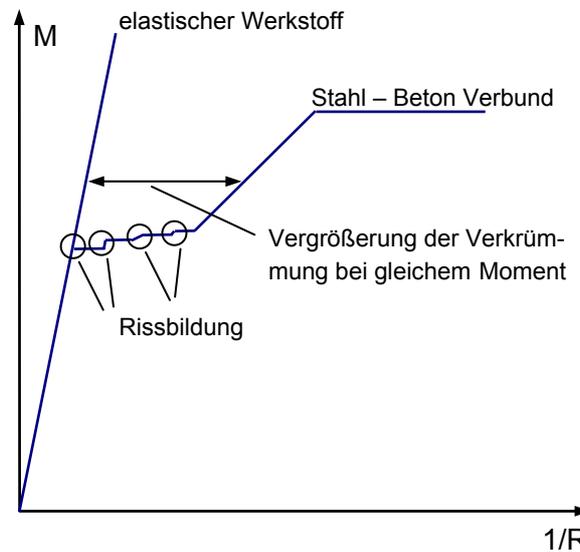
Abbildung 2.6: Der imperfekte Druckstab

Mit den zu erfüllenden Randbedingungen  $w(0) = 0$  und  $w(L) = 0$  ergibt sich:

$$w = \frac{w_{0,M}}{\left(\frac{\pi}{\Lambda \cdot L}\right)^2 - 1} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{L}\right) + e \cdot \left( \frac{\cos\left(\frac{\Lambda \cdot L}{2} - \Lambda \cdot z\right)}{\cos\left(\frac{\Lambda \cdot L}{2}\right)} - 1 \right)$$

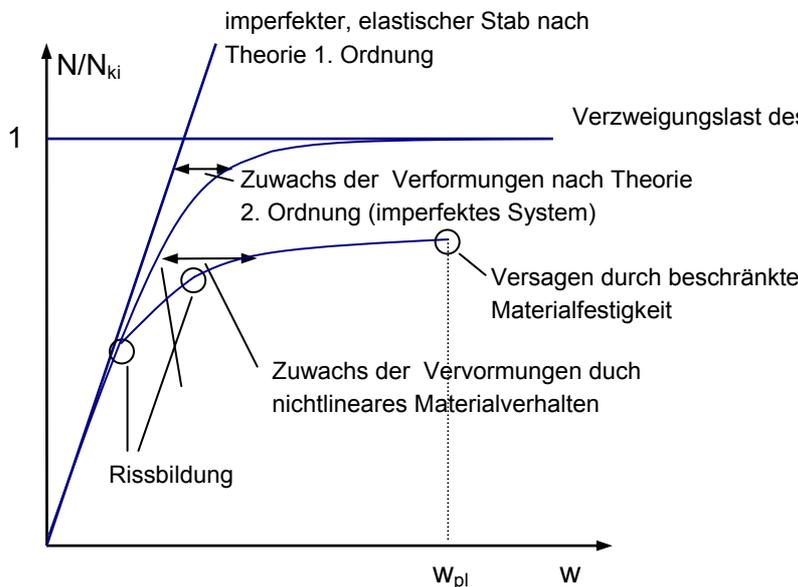
## 2.4 Besonderheiten des Stahl – Beton – Verbundquerschnitts

Stäbe mit Verbundquerschnitten aus Beton und Stahl weisen eine ausgeprägt nichtlineare Last – Verformungs – Beziehung auf. Überschreiten die aus Biegemomenten oder Zugkräften herrührenden Zugspannungen die Festigkeit des Betons, verringert sich die Steifigkeit des Systems stark. Die entstehenden Zugrisse verkleinern die nutzbare Querschnittsfläche und das Flächenträgheitsmoment. Dadurch wandert die Resultierende der Spannungen weiter aus dem Zentrum des Querschnitts und vergrößert dadurch zunehmend das Biegemoment im Stab. Diese Effekte sind bei einer Berechnung nach Theorie 2. Ordnung zu berücksichtigen. Zudem weisen Stahlbetontragglieder ausgeprägte Kriech- und Schwindverformungen auf. Diese beeinflussen die Traglast, sind jedoch schwer quantifizierbar und werden in den nachfolgenden Betrachtungen nicht beachtet.



**Abbildung 2.7: Krümmungen des elastischen Stabes und des Stahlbetonstabes**

## 2.5 Zusammenfassung



aus der Bedingung:

$$\frac{N \cdot w}{M_{pl}} + \frac{N}{N_{pl}} \leq 1$$

folgt:

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

$N_{pl}$ : vollplastische Normalkraft

$M_{pl}$ : vollplastisches Moment

**Abbildung 2.8: Betrachtung von Kraft - Verformungsbeziehungen des elastischen Stabes, des imperfekten Stabes und eines Stabes mit Beton - Stahl - Verbundquerschnitt**

Die oben genannten theoretischen Überlegungen sind in der Abbildung 2.8 zusammengefasst. Die erreichbaren Traglasten ungestützter Stäbe sind demnach durch zwei Grenzen beschränkt:

- geometrisch bedingte Verzweigungslast (elastische EULER Knicklast)
- Materialfestigkeit, gegeben durch die Interaktion von Normalkräften und Biegemomenten

Diese Tatsachen wurden durch Vorversuche ohne seitliche Bodenstützung erwartungsgemäß bestätigt. Welche Grenze maßgebend wird und die Traglast bestimmt, ergibt sich aus einer Reihe von zum Teil schwer zu bestimmenden Parametern. Es scheint, dass vor allem geometrische Imperfektionen und Imperfektionen, welche sich aus den Werkstoff- und Querschnittseigenschaften ergeben, maßgebend sind.

### 3 Allgemeine Definitionen und Systemfindung für einen mit Boden gestützten Pfahl

#### 3.1 Statisches System

##### Pfahlgeometrie und Pfahlwerkstoff

Die räumliche Situation der Pfahlgründung wird in einem zweidimensionalen Raum abgebildet. Dabei kann der Pfahl auch als Stab- oder Balkenelement betrachtet werden. Die Pfahldeformation sei durch die Biegelinie (entspricht der verbogenen Stabachse)  $w(z)$  gekennzeichnet. Biegelinien können sich in der  $y$ - $z$  Ebene ausbilden. Alle Kraftwirkungen sind vertikal ( $z$ -Richtung) oder horizontal ( $y$ -Richtung) und die Wirkungslinien der Kräfte gehen durch die Schwerpunkte (bzw. Flächenschwerpunkte) der Querschnittsfläche des Pfahles. Weiter sollen die in der Balkentheorie üblichen Annahmen gelten:

Die Naviersche Hypothese:

Die Größe der Biegespannung im differentiell kleinen Querschnittselement ist proportional zum Abstand von der Spannungsnulllinie.

Die Bernoulli-Hypothese:

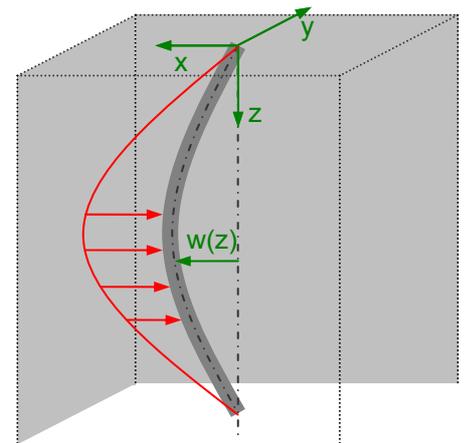
Die Querschnitte, die im differentiell kleinen Abstand voneinander betrachtet werden, bleiben eben (unverwölbt) und stets senkrecht zur Biegelinie.

Die Homogenität des Baustoffes:

Die Eigenschaften des Werkstoffes sind vollkommen gleichmäßig auf den von ihm eingenommenen Raum verteilt.

Das Hookesche Gesetz:

Die Dehnungen verhalten sich proportional zu den Spannungen



**Abbildung 3.1: Knickender Pfahl im Raum**

### Weichschicht und Randauflager des Pfahles

Der Pfahl überbrückt eine Weichschicht der Dicke  $T_w$ . Steht der Pfahl vertikal und verläuft die Weichschicht horizontal im Untergrund, so ist Länge des Pfahles in der Weichschicht gleich deren Dicke. Auf der sicheren Seite liegend wird eine freie Verdrehbarkeit an den Schichtgrenzen zu festen Bodenschichten angenommen. Beginnt die Weichschicht direkt unter dem Bauwerk und schließt der Pfähle starr an das Bauwerk an oder binden Pfähle in einen festen Felshorizont ein, so können auch andere Lagerbedingungen modelliert werden. Die maximal mögliche Knicklänge  $L$  reduziert sich dann. Berechnungen und die durchgeführten Versuche zeigen jedoch, dass unter den meisten Randbedingungen die Festlegung der Lagerbedingungen von untergeordneter Bedeutung für Stabilitätsbetrachtungen sind: Die sich einstellenden Knicklängen häufig aufgrund von Knickformen höherer Welligkeit kleiner als die Mächtigkeit der Weichschicht  $T_w$  ( $L_{Hw} < L$ ). Ist dies der Fall, so ist die Modellierung der Pfahlaullager oben und unten als feste Einspannung oder frei drehbares Gelenk unerheblich für die Größe der Traglast nach Theorie 2. Ordnung (siehe auch Abschnitt 4).

Die seitlichen Stützkräfte des Bodens sind über die Breite des Pfahles  $b$  ungleichmäßig mit einem Verlauf  $q^*(y)$  verteilt. Die auf die Pfahllänge bezogene mittlere Bodenreaktionsspannung  $q$  [ $\text{kN/m}^2$ ] ergibt sich aus der Integration aller normal zur Pfahlachse angreifenden Spannungen dividiert durch den Pfahldurchmesser  $D$  (bzw. Breite  $b$ ).

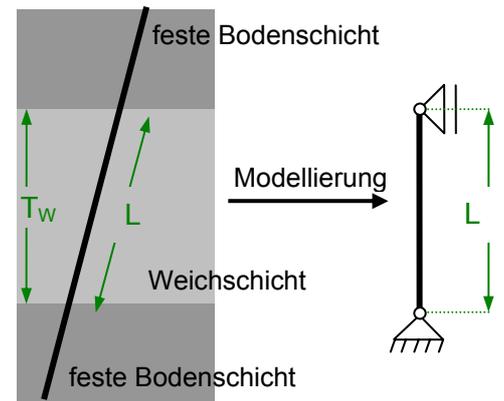
$$q = \frac{\int_{-0,5D}^{+0,5D} q^*(y) \cdot dy}{b}$$

Multipliziert man die mittlere Bodenreaktionsspannung  $q$  [ $\text{kN/m}^2$ ] mit dem Pfahldurchmesser  $D$  (bzw.  $b$ ), so erhält man die in der Pfahlachse angreifende Linienlast der Bodenreaktion  $p$  [ $\text{kN/m}$ ]:

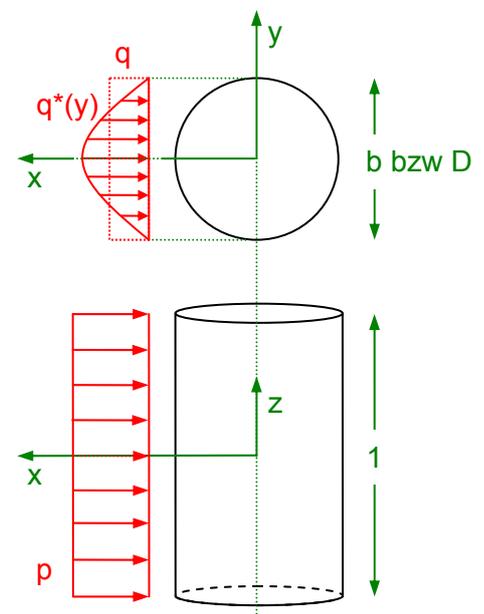
$$p = q \cdot b$$

Die Zusammenhänge mit dem Bettungsmodul  $k_s$  [ $\text{kN/m}^3$ ] und der Steifigkeit der Linienfeder  $k_l$  [ $\text{kN/m}^2$ ] ergeben sich nun wie folgt:

$$k_s = \frac{q}{w} \quad \text{sowie: } k_l = \frac{p}{w}$$



**Abbildung 3.2: Pfahl in Weichschicht**



**Abbildung 3.3: Spannungen und Kräfte infolge der Bodenwiderstände**

Dabei ist die Größe  $w$  die Relativverschiebung der Pfahlachse gegen den anstehenden Boden.

### 3.2 Beschreibung der seitlichen Bodenreaktion

#### 3.2.1 Allgemeines

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). Als Vereinfachung kann das räumliche Problem auf ein ebenes, zweidimensionales Modell reduziert werden.

In der Literatur sind eine Vielzahl von Veröffentlichungen zu finden, welche im Themenkomplex der horizontal belasteten und seitlich ausweichenden Pfahlgründung modellhaft die Interaktion zwischen Boden und Pfahlbauwerk beschreiben. Die Ansätze und Grundlagen, auf denen diese Modelle beruhen, sind jedoch höchst verschieden. Daher sind die Lösungen in den seltensten Fällen ineinander überführbar.

Die zur Bestimmung eines geotechnischen Modells verwendeten Methoden lassen sich wie folgt zusammenfassen:

##### großmaßstäbliche Versuche

Mit Hilfe von Pfahlprobelastungen unter horizontaler Last wird die Interaktion Bauwerk – Boden messtechnisch erfasst. Die gewonnenen Daten können unmittelbar als Parameter in ein Mobilisierungsgesetz einfließen. Dieses ist jedoch nur auf die entsprechende Bauwerksgeometrie und Bodenart kalibriert.

##### Plattendruckversuche, o. ä.

Oft wird die vertikale Bodenreaktion an der Oberfläche mit einer horizontalen Reaktion gleich gesetzt.

##### empirische Korrelationen mit anderen bodenmechanischen Kennwerten

Aus Erfahrungen und durch Rückkopplung von großmaßstäblichen oder Laborversuchen wird eine Beziehung zwischen einem gesuchten Parameter, der eine seitliche Bodenreaktion beschreibt, und einem meist leicht zu ermittelnden (z.B. Sondierwiderstände, Festigkeiten) Bodenparameter erarbeitet.

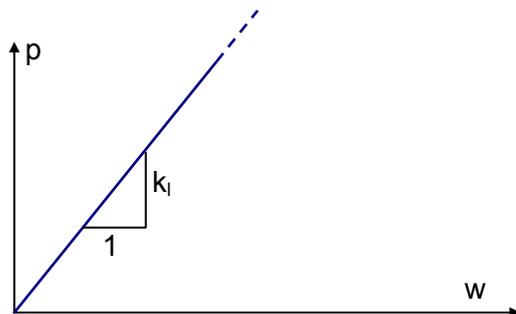
##### Beschreibung durch ein mathematisches Modell

Die Interaktion Pfahl – Boden wird durch ein mathematisches Modell ausgedrückt. Geeignet sind nichtlineare Finite Elemente Programme. Mit komplexen Stoffgesetzen wird der Boden beschrieben, das Bodenvolumen durch räumliche Elemente oder rotationssymmetrisch abgebildet und die zu untersuchende Pfahlgeometrie wird durch Stab-, Balken oder Volumenelemente im Zusammenhang mit Interface – Elementen dargestellt. Durch Parameterstudien können wesentliche Einflüsse erkannt und eine Korrelation zwischen Bodenparametern und der Charakteristik einer seitlichen Pfahlbewegung geschaffen werden. Dies erfordert zur Validierung Versuchsreihen an Modellen oder Versuchen im Feld.

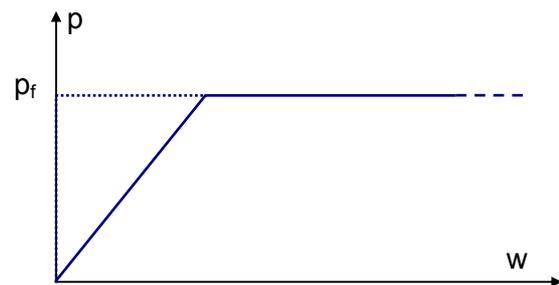
Die prinzipiellen Eigenschaften der durch die oben genannten Methoden gefundenen Mobilisierungsgesetze können aus folgender Abbildung 3.4 entnommen werden. Alle bisher gefundenen Rechenmodelle zur Erfassung des Stabilitätsproblems beruhen auf diesen einfachen Zusammen-

hängen. Wobei die meisten Modelle von einer rein elastischen Bodenreaktion ausgehen und ausschließlich den Bettungsmodul  $k$  zur Beschreibung der seitlichen Bodenstützung einführen (linkes Bild). Im rechten Bild ist die Stützwirkung durch eine plastische Begrenzung der Bodenreaktion  $p_f$  gekennzeichnet. In einigen Rechenmodellen wird von einem ideal plastischen Medium ausgegangen. Dann reagiert der Boden bei jeder Verschiebung  $w$  mit einer Stützkraft  $p_f$ .

elastischer Ansatz:



plastischer und bilinearer Ansatz:



**Abbildung 3.4: 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)  $k_l$  [kN/m<sup>2</sup>] und maximaler Bodenwiderstand (pro Pfahlmeter)  $p_f$  [kN/m] mit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  korreliert.

Aus der Literatur lassen sich folgende Werte entnehmen:

$$6 \cdot c_u \cdot b \leq p_f \leq 11 \cdot c_u \cdot b$$

Wenz (1972), Poulos / Davis (1980)

$$75 \cdot c_u \leq k_l \leq 138 \cdot c_u$$

Cadden / Gómez (2002)

Jedoch sind auch stark abweichende Größen der Korrelation zu finden:

$$k_l = 8 \cdot c_u \quad \text{oder} \quad k_l = [16..25] \cdot c_u$$

Rinkert (1960), Bergfelt (1957)

### 3.2.2 Maximaler Bodenwiderstand (Fließdruck)

#### 3.2.2.1 ideal plastischer Ansatz (BINGHAM)

Für WENZ ist die Betrachtung eines weichen bindigen Erdstoffes als elastisches Medium nicht zulässig. Für Konsistenzzahlen kleiner  $I_c = 0,5$  beschreibt WENZ den Boden als ideal plastischen BINGHAM – Körper. Eine plastische Verformung tritt ein, sobald die Schubspannungen im Boden die Fließgrenze  $\tau_0$  überschreiten. Über dieser Grenze wachsen die Verformungen mit gleich bleibender Belastung unendlich an. Die Verformungsgeschwindigkeit ist von der Viskosität  $\eta$  des Bodens abhängig.

Bei der Berechnung von seitlich gestützten Pfählen in Böden mit Konsistenzzahlen  $I_c$  kleiner 0,5 wird anstelle eines horizontalen Bettungsmoduls eine von der Verformung unabhängige seitliche

Bodenreaktionskraft angesetzt. Diese Kraft ermittelt WENZ mit Hilfe der Plastizitätstheorie. Dabei zitiert er PRANDTL und HILL, welche einen starren, auf einer Oberfläche liegenden, unendlich langen Stempel betrachten. Der Halbraum, auf dem der Stempel zunächst ruht, ist ein inkompressibles und quasiplastisches Material. Wird der Stempel mit einer Linienlast  $q$  belastet, bilden sich zuerst an den Ecken (Punkte 1 und 2) plastische Bereiche. Erst wenn sich der plastische Bereich unter der gesamten Aufstandsfläche ausgebildet hat, dringt der Stempel in den Halbraum ein.

Die Gleitlinie stellt dann die Linie 4 – 6 – 7 – 3 – 8 – 9 – 5 dar. Nun wird die Fließbedingung für ebenes plastisches Fließen nach MISES betrachtet:

$$\frac{1}{4} \cdot (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau^2 - \tau_0^2 = 0$$

Es bedeuten:

$\sigma_x, \sigma_y$  die Normalspannung in x-, bzw. y-Richtung,

$\tau$  die Schubspannung,

$\tau_0$  die Fließgrenze.

Für die Strecke 4 – 1 sowie 2 – 5 muss gelten:

$$\sigma_y = 0$$

$$\tau = 0$$

Daraus folgt aus der Gleichung nach MISES:

$$\sigma_x = |2 \cdot \tau_0|$$

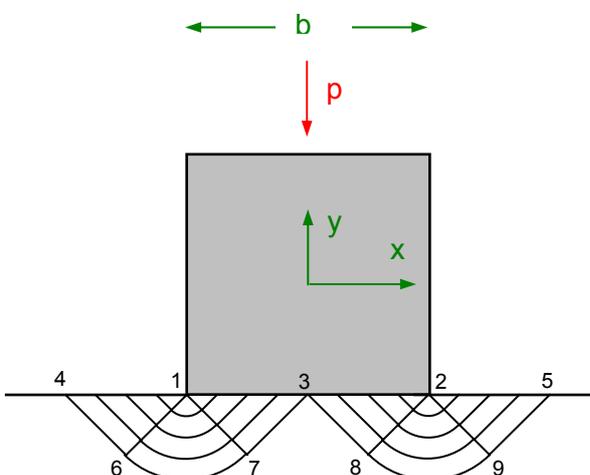


Abbildung 3.7: Linien gleicher Spannung unter dem Stempel

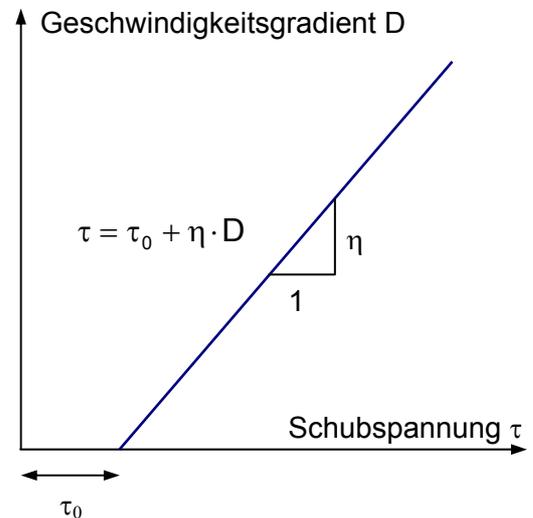


Abbildung 3.5: Fließkurve des BINGHAM – Körpers

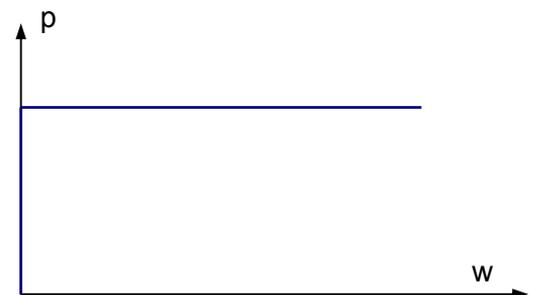


Abbildung 3.6: Reaktionskraft eines BINGHAM – Körpers

Ähnlich ergeben sich die Spannungen an der Unterseite des Stempels ( $\tau = 0$ ) zu:

$$\sigma_y = -(2 + \pi) \cdot \tau_0$$

Mit einer entsprechenden Betrachtung des Gleichgewichts in einer horizontalen Schnittführung ergibt sich die maximale Bodenreaktionskraft  $p_f$  [kN/m] zu:

$$p_f = b \cdot (2 + \pi) \cdot \tau_0$$

Ist der Pfahl ganz von Boden umgeben, errechnet sich die maximale Bodenreaktion  $p_f$  mit:

$$p_f = b \cdot (2 + 3 \cdot \pi) \cdot \tau_0$$

Befindet sich ein kleiner Spalt an der Pfahlrückseite, so kann Boden in diesen Spalt einfließen. Der maximale Bodenwiderstand verkleinert sich:

$$p_f = b \cdot (2 + 2 \cdot \pi) \cdot \tau_0$$

Die oben gezeigten Betrachtungen können grundsätzlich auch für andere Formen und Arten von Gleitlinien unternommen werden. Eine analoge Berechnung für runde Pfahlquerschnitte ist nicht ohne weiteres möglich. WENZ gibt mit dem Hinweis auf Versuche an, dass in guter Näherung für kreisrunde Pfahlquerschnitte 80 bis 85 % des Bodenwiderstandes quadratischer bzw. rechteckiger Pfähle der Breite  $b$  angenommen werden kann. Dabei ist in einer Berechnung der Durchmesser  $d$  gleich der Kantenlänge  $b$  zu setzen.

### 3.2.2.2 Beschreibung nach POULOS und DAVIS, 1980

In einem rein kohäsiven Boden steigt der maximale seitliche Bodenwiderstand  $p_f$  von der Oberfläche bis in eine Tiefe von  $3 \cdot b$  an. Für größere Tiefen bleibt  $p_f$  konstant. Mit konstantem  $p_f$  versagt der Boden seitlich und der Boden fließt plastisch um den Pfahl. Die Größe der maximalen Bodenreaktion wird durch einen seitlichen Widerstandsfaktor  $K_c$  bestimmt:

$$p_f = K_c \cdot c_u$$

Der Faktor  $K_c$  hängt von dem Verhältnis der Pfahladhäsion  $c_a$  zur Kohäsion  $c_u$  und dem Seitenverhältnis des Pfahlquerschnitts ab.

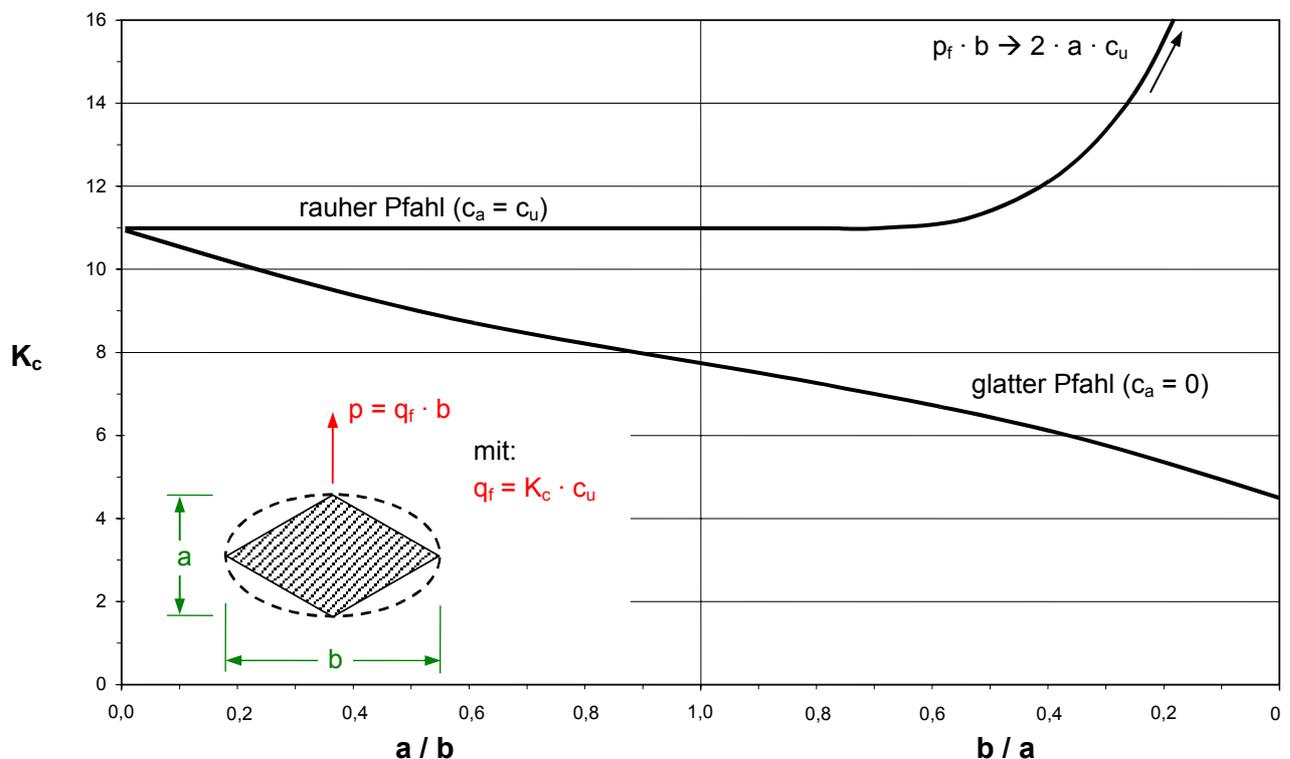
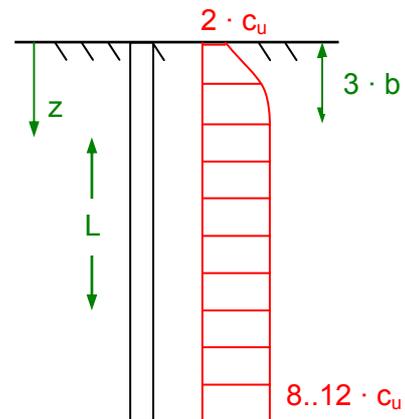


Abbildung 3.8: Der Effekt des Flächenverhältnisses und der Adhäsion auf den maximalen seitlichen Bodewiderstand in kohäsiven Böden nach POULOS

Ein genügend rauer Pfahl mit kleinem Durchmesser (Breite)  $b$  und genügend großer Dicke  $a$  hat im Grenzfall die Bodenreaktionskraft  $2 \cdot a \cdot c_u$ . Glatte Pfahlschäfte können im Vergleich zu rauen geringere Bodenwiderstände wecken. POULOS gibt für Zwischenfälle ( $0 < c_a < c_u$ ) die Möglichkeit der linearen Interpolation an. Für genügend flache Pfähle mit kleiner Breite  $b$ , etwa Flachprofile, ist der Bodenwiderstand annähernd unabhängig von der Rauigkeit der Pfahloberfläche.

Für eine einfache Betrachtung (siehe auch Abbildung 3.9) gibt POULOS eine maximale Bodenwiderstandskraft von  $[8...12] \cdot c_u \cdot b$  an. Dabei erfährt der Pfahl bereits an der Geländeoberfläche die Widerstandsspannung  $2 \cdot c_u$ .



**Abbildung 3.9: Vereinfachter Verlauf des maximalen Bodenwiderstandes nach POULOS**

### 3.2.3 Ansätze zur Bettung

#### 3.2.3.1 Beschreibung nach CADDEN und GÓMEZ (2002)

In ihrer Veröffentlichung wird die seitliche Bodenreaktion mit einer für große Verschiebungen gegen den maximalen Bodenwiderstand  $p_f$  konvergierende Mobilisierungsfunktion beschrieben. In ihren Berechnungsansätzen (Lösungen nach ENGESSER, siehe auch Abschnitt 4.1.1) beschreiben sie den Boden als elastisches Medium. Die Steifigkeit der auf den Pfahl mit der Breite  $b$  wirkenden Linienfeder  $k_l$  wird durch den Sekantenmodul aus den Mobilisierungsfunktionen nach RESSES et al. 2000 ausgedrückt::

$$k_l = \frac{0,5 \cdot p_f}{0,04 \cdot b}$$

Setzt man die maximale Bodenreaktion  $p_f$  gleich den oben gezeigten Grenzen ( $p_f = [6...11] \cdot c_u$ ) so ergeben sich für den Bettungsmodul  $k_l$  folgende Grenzen:

$$75 \cdot c_u \leq k_l \leq 138 \cdot c_u$$

#### 3.2.3.2 Annahme von RINKERT (1960)

Aufgrund der zunehmenden plastischen Verformungen des Erdstoffes um den horizontal ausweichenden Pfahlschaft reduziert RINKERT den horizontalen Bettungsmodul  $k_l$  [ $\text{kN/m}^2$ ] auf:

$$k_l = 8 \cdot c_u$$

### 3.2.3.3 Versuche von BERGFELT (1957)

Aus einer Reihe von modell- und großmaßstäblichen Versuchen leitet BERGFELT eine empirische Beziehung zwischen der Scherfestigkeit des umgebenden Erdstoffes und dem horizontalen Bettungsmodul ab. Es ergab sich eine Spanne des Bettungsmoduls  $k_l$  von:

$$16 \cdot c_u \leq k_l \leq 25 \cdot c_u$$

#### Anmerkungen:

Die Arbeiten von RINKERT und BERGFELT konnten bis zum Zeitpunkt dieser Veröffentlichung noch nicht recherchiert werden. Die oben genannten Angaben sind aus der Arbeit von WENZ (1972) übernommen worden.

Bei allen gefundenen Beschreibungen fällt auf, dass die Größe des Bettungsmoduls der Linienfeder  $k_l$  unabhängig von der Pfahlbreite ist. Sehr schlanke Pfähle wie Mikropfähle erfahren nach diesen Ansätzen also den selben Widerstand gegenüber einer seitlichen Verschiebung wie Pfähle mit großem Durchmesser.

## 4 Rechenmodelle zur Lösung des Problems

### 4.1 Bereits veröffentlichte Rechenverfahren

#### 4.1.1 Knicklasten von Pfählen mit einer elastischen Stützung und konstantem Bettungsmodulverlauf (ENGESSER, 1885)

Mit der Formel nach ENGESSER errechnet sich die Verzweigungslast  $N_{ki}$  des perfekt geraden, elastischen, im Querschnitt konstanten Stabes mit elastischer Bettung  $k_i$  [kN/m<sup>2</sup>] und konstantem Verlauf der Bettung über die Pfahltiefe zu:

$$N_{ki} = n^2 \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \cdot k_i$$

Sie gehört zur Lösung der Differentialgleichung des konstant elastisch gebetteten Biegestabes:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 w}{dz^4} - N \cdot \frac{d^2 w}{dz^2} + k_i \cdot w = 0$$

Hierin bedeutet  $w$  die Verschiebung des Stabes senkrecht zur Achse. Die Eingabeparameter in die Berechnung von Knicklasten elastisch gebetteter Pfähle nach ENGESSER beschränken sich auf:

- maximal mögliche Knicklänge des Pfahls  $L$
- Biegesteifigkeit  $E_p \cdot I_p$  des Pfahls
- Bettungsmodul  $k_i$  (Linienfeder) des umgebenden Bodens

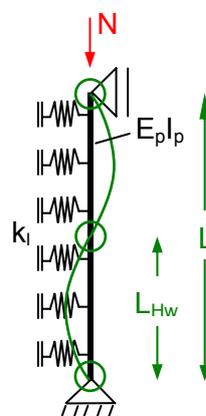
Der erste Summand ist die bekannte Grenztragfähigkeit eines ungebetteten Stabes nach Euler. Die Knicklast  $N_{ki}$  für den gebetteten Stab erhöht sich um den zweiten Summanden, in den die Linienbettung  $k_i$  eingeht. Der Bezeichner  $n$  ist ein ganzzahliges Maß für die Welligkeit der Knickfigur. Die maßgebende Knicklast ist das Minimum der für die Welligkeiten  $n = 1, 2, 3 \dots n_i$  ( $n = L / L_{Hw}$ ) berechneten Knicklasten.

Bei einem unendlich langen Pfahl kann sich die Knicklänge frei von Auflagerrandbedingungen beliebig ausbilden. Die zugehörige Knicklast berechnet sich zu:

$$N_{ki} = 2 \cdot \sqrt{E_p \cdot I_p \cdot k_i}$$

Dabei ergibt sich eine Knicklänge  $L_{Hw}$  von:

System mit Randbedingungen:



freie Ausbildung der Knicklänge:

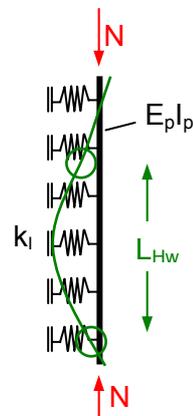


Abbildung 4.1: Systeme mit elastischer Bodensstützung

$$L_{Hw} = \pi \cdot 4 \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_l}}$$

Die Knicklänge  $L_{Hw}$  ist ausschließlich vom Verhältnis der Pfahlsteifigkeit  $E_p \cdot I_p$  zum Linien-Bettungsmodul  $k_l$  abhängig. Je höher die Bettung des Pfahles ist, desto welliger wird sich bei konstantem EI des Pfahls eine Knickfigur einstellen. Je steifer die Pfahlbettung ausgebildet ist, umso kleiner wird sich die Halbwelle einer Knickfigur einstellen. Aus geometrischen Gründen können sich bei endlich langen Stäben nur Halbwellen mit einer Länge von genau  $L$  oder einer Länge kleiner als  $L/2$  ausbilden.

Aussagen über Verformungen sind mit den oben genannten Formeln grundsätzlich nicht möglich, da beim perfekten Stab unter der Verzweigungslast jede Verformung bei Einhaltung der Sinusform einen Gleichgewichtszustand bilden kann. Sobald jedoch Imperfektionen z.B. mit Hilfe einer Streckenlast  $p_{ers}$  über die Pfahllänge berücksichtigt werden, lassen sich auch Verformungen berechnen – das System verzweigt nicht mehr. Wir haben die Differentialgleichung mit der Streckenlast  $p_{ers}$  ergänzt und gelöst. Dabei ergibt sich die Größe von  $p_{ers}$  aus der Größe der Imperfektion  $w_0$  aus der Bedingung, dass die Durchbiegung ohne Druckkräfte  $N$  gleich der Durchbiegung, welche aus einer Imperfektion herrührt, ist. Zudem könnten seitlich einwirkende Kräfte  $p$ , etwa aus belastenden Fließdrücken wegen einer seitlichen Auflast, berücksichtigt werden. Es gilt:

$$\sum p = p + p_{ers}$$

mit,

$$p_{ers} = \frac{384}{5} \cdot \frac{E_p \cdot I_p}{imp \cdot L^3}$$

Hierin ergibt sich  $imp$  [-] aus der Größe des Biegestiches in Pfahlmitte  $w_{0,M}$  [m] nach der Definition:

$$w_{0,M} = \frac{L}{imp}$$

Die Differentialgleichung wird wie folgt ergänzt:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 x}{dz^4} - N \cdot \frac{d^2 x}{dz^2} + k_l \cdot x + \sum p = 0$$

#### Anmerkung:

Es gibt eine Vielzahl von Veröffentlichungen, welche den Boden, wie auch den Pfahlwerkstoff, als elastisches Medium beschreiben. Recherchiert und überprüft wurden die Rechenverfahren von:

- MADHAV und DAVIS, 1974
- PRAKASH, 1987
- HEELIS, PAVLOVIĆ und WEST, 2004

Sie alle stellen im Wesentlichen Erweiterungen der allgemeinen Lösung der oben genannten Differentialgleichung dar oder lösen mit Energiebetrachtungen das Knickproblem. Sie lassen sich alle in

die Lösung nach ENGESSER überführen. Die Berechnungen von HEELIS, PAVLOVIĆ und WEST berücksichtigen z. B. eine mögliche Abnahme oder Zunahme der Normalkraft durch Mantelreibung am Pfahlschaft bzw. negativer Mantelreibung durch Setzungenvorgänge. Dabei können auch die elastischen Knicklasten von Pfählen berechnet werden, welche ausschließlich über Mantelreibung ihre Lasten in den Untergrund abtragen. Weiter kann der Verlauf des Bettungsmoduls variiert und etwa als linear oder trapezförmig zu- oder abnehmend über die Tiefe modelliert werden.

Diese Rechenverfahren werden im Folgenden nicht weiter betrachtet, da die elastische Beschreibung der seitlichen Bodenreaktionskraft mit der Begründung von HEELIS, PAVLOVIĆ und WEST als „einfache aber für gewöhnlich vernünftige Abbildung der Bodenreaktion“ für kohäsive Böden geringer Scherfestigkeit nicht zutrifft. In den Gegenrechnungen der Versuche wird stets von einem konstant über die Tiefe verlaufenden Bettungsmodul ausgegangen. Weiter tragen die Versuchspfähle ihre Lasten ausschließlich über den Spitzendruck am Pfahlfuß ab. Damit ist die Normalkraft im Pfahl konstant. Es ist somit gerechtfertigt, unter diesen Randbedingungen die Ergebnisse der ENGESSER-Lösung mit denen der oben genannten drei Rechenverfahren gleich zu setzen.

#### 4.1.2 Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen (WENZ 1972)

Nach WENZ trifft ein elastisches Modell, mit welchem ein in Boden gebetteter und seitlich gestützter Pfahl beschrieben wird, für Böden mit Konsistenzzahlen  $I_c$  kleiner 0,5 nicht zu. Seinen Überlegungen zufolge verhält sich breiiger Boden eher nach den Gesetzen des BINGHAM – Körpers, also entsprechend einem ideal plastischen Stoffgesetz (Abschnitt 3.2.2.1). Unabhängig von der Größe einer seitlichen Auslenkung der Pfahlachse in den Boden erfährt der Pfahl die Stützkraft  $p$  [kN/m]. In den rechnerischen Ansätzen wird diese Stützkraft  $p$  stets als konstant über die Pfahltiefe angenommen (Abbildung 4.2).

WENZ errechnet die Grenzlasten näherungsweise mit Hilfe der Energiemethode. Dazu ist der Ansatz einer Biegelinie notwendig. Diese setzt er sinusförmig an.

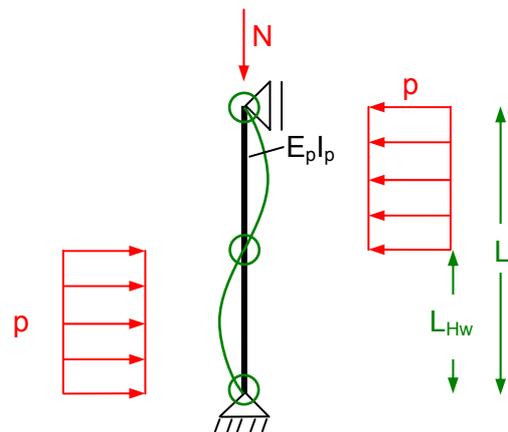
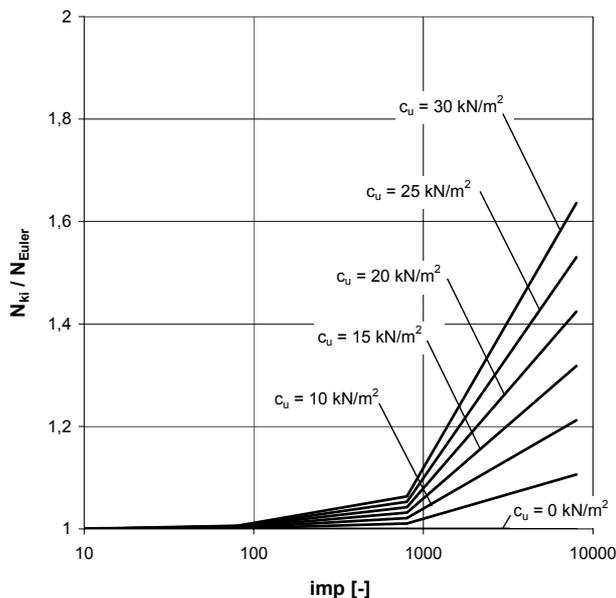


Abbildung 4.2: Ansatz der Stützkraft  $p$  auf eine Knickfigur der Welligkeit  $n = 2$

Grundsätzlich werden in dieser Veröffentlichung folgende Fälle behandelt und mit Hilfe von Energiebetrachtungen geschlossene Lösungen gefunden:

### A) Der zentrisch belastete, in seiner Ausgangslage elastisch vorgebogene Pfahl bei einer plastischen Bodenstützung



**Abbildung 4.3: Rechnergebnisse der elastisch vorgebogenen Pfahles mit einer plastischen Bodenreaktion (Nachrechnung des Modellpfahles A)**

Selbst in Böden mit geringer seitlicher Stützung wachsen die Traglasten mit kleiner werdenden Biegestichen  $w_{0,M}$  sehr rasch an. Für  $p$  ( $c_u = 0$ ) gegen Null wird der zweite Summand der obigen Gleichung zu null. Damit ergibt sich genau die Verzweigungslast des ungestützten Pfahles  $N_{ki,Euler}$  ( $N_{ki} / N_{ki,Euler} = 1$ ).

### B) Der zentrisch belastete Pfahl mit einer ideal elastischen Bodenstützung

Die durch WENZ gewonnenen Lösungen können in die bereits genannten Formeln nach ENGESSER überführt werden. Aus diesem Grund werden die Lösungen des elastisch gebetteten Pfahles von WENZ nicht weiter verfolgt.

### C) Der zentrisch belastete, in der Ausgangslage spannungslos vorgekrümmte Pfahl mit einer plastischen Bodenstützung

Die Vorverformung wird so angenommen, dass sich über die Länge der maßgebenden Halbwelle  $L_{Hw}$  der Knickfigur eine sinusförmige Vorverformung ausbildet (Abbildung 4.4). Zur Vereinfachung wird in diesem Rahmen, entgegen den Betrachtungen nach WENZ, die maßgebende Halbwelle  $L_{Hw}$

Mit folgender Formel errechnet sich nach WENZ die Verzweigungslast  $N_{ki}$  eines elastisch vorgebogenen Pfahles, welcher in einem plastischen Medium einbindet und seitlich ausknickt:

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p \cdot n^2}{L^2} + \frac{8 \cdot p \cdot L^2}{\pi^3 \cdot n^2 \cdot w_{0,M}}$$

Wobei:

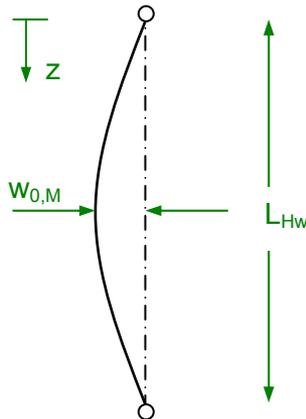
$$L_{Hw} = \frac{L}{n} \quad \text{und} \quad \text{imp} = \frac{L}{w_{0,M}}$$

Die Bezeichnungen  $L$  und  $w_{0,M}$  sind in Abbildung 4.4 und Abbildung 4.5 definiert.  $N_{ki}$  ist dabei die minimale Verzweigungslast für alle ganzzahligen  $n$ .

Die Abbildung 4.3 (Nachrechnung des Modellpfahles A) zeigt eine sehr starke Abhängigkeit der errechneten Verzweigungslasten  $N_{ki}$  von der Imperfektion  $\text{imp}$  des Pfahles.

der Knickfigur gesondert betrachtet. Im Allgemeinen müssen bei einer Untersuchung eines Pfahls der Länge  $L$  immer eine Vielzahl von geometrisch möglichen Halbwellen untersucht werden. Die sich aus dem Spektrum der möglichen Halbwellen errechnete kleinste Knicklast ist maßgebend.

$$w_0(z) = w_{0,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right)$$



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

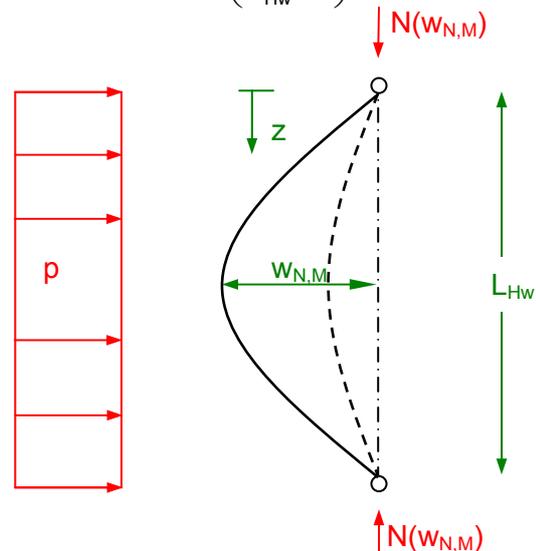


Abbildung 4.4: Vorverformung des Pfahles

Abbildung 4.5: Biegelinie des Pfahles unter der Last  $N(w_{N,M})$

$$N(w_{N,M}) = \frac{E_P \cdot I_P \cdot \pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot \left( \frac{1 - \frac{w_{0,M}}{w_{N,M}}}{1 + \frac{w_{0,M}}{w_{N,M}}} + \frac{8 \cdot p \cdot L_{Hw}^4}{E_P \cdot I_P \cdot \pi^5 \cdot (w_{N,M} + w_{0,M})} \right)$$

Die Beziehung ist nicht geeignet, eine kritische Last zu ermitteln. Sie ergibt für geringe Auslenkungen sehr hohe mögliche Pfahlnormalkräfte, da bereits geringste seitliche Verschiebungen der Pfahlachse den maximalen Fließdruck mobilisieren. Bei großen Auslenkungen wird das haltende Moment aus der Bodenstützung sehr klein gegenüber dem abtreibenden Moment aus der Normalkraft und der seitlichen Auslenkung des Pfahls. Die Traglast konvergiert für große Verschiebungen gegen die Verzweigungslast des ungestützten Systems.

#### D) Der exzentrisch belastete Pfahl mit einer plastischen Bodenstützung

In dieser Berechnung wird angenommen, dass die Pfahlnormalkraft mit einer kleinen Exzentrizität  $e$  wirkt. Nach WENZ lässt sich dann die Biegelinie in folgender allgemeinen Form schreiben:

$$w(z) = w_M \cdot \sin\left(\frac{n \cdot \pi \cdot z}{L}\right) \quad n = 1, 3, 5, \dots$$

Es können den Betrachtungen zufolge nur Biegelinien entstehen, welche eine Kopf- bzw. Fußpunktverdrehung in Richtung des wirkenden Momentes  $M = N_{ki} \cdot e$  aufweisen (Abbildung 4.6). Dabei kann die Anzahl der entstehenden Halbwellen  $n$  nur aus ungeraden Ganzzahlen, also 1, 3, 5 usw. bestehen.

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} \cdot \frac{w_M \cdot n^4 + \frac{8 \cdot p \cdot L^4}{\pi^5 \cdot E_p \cdot I_p}}{w_M \cdot n^2 + \frac{8 \cdot e \cdot n}{\pi}} \quad n = 1, 3, 5 \dots$$

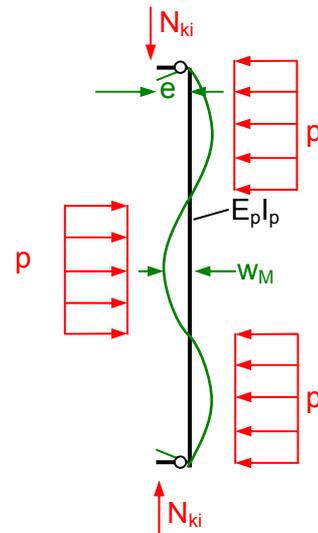


Abbildung 4.6: Biegelinie  $n = 3$

Wie Abbildung 4.7 zeigt, vergrößern bereits sehr geringe seitliche Stützkräfte die aufnehmbaren Pfahlnormalkräfte  $N$  deutlich. Proberechnungen zeigen, dass bei sehr großen Auslenkungen  $w_M$  die aufnehmbare Normalkraft im Pfahl  $N$ , wie bei der Lösung des zentrisch belasteten und in der Ausgangslage spannungslos vorgebogenen Pfahles nach WENZ, gegen die Verzweigungslast des ungestützten Pfahles konvergiert. Die vom System Pfahl-Boden aufnehmbare maximale Pfahlnormalkraft kann mit Hilfe einer Auswertung für alle möglichen Welligkeiten  $n$  gelingen. Dabei ist für eine bestimmte seitliche Verschiebung  $w_M$  bzw. Pfahlnormalkraft  $N$  stets die Welligkeit mit der kleinsten sich ergebenden Normalkraft maßgebend. Ist der Pfahl ungestützt und werden sehr geringe Exzentrizitäten angesetzt, so reagiert das System sehr steif, konvergiert aber immer gegen die Verzweigungslast nach EULER. Werden jedoch bereits sehr geringe seitliche Bodenstützkräfte in die Rechnung aufgenommen, so erhöhen sich die Traglasten unrealistisch stark (Abbildung 4.8).

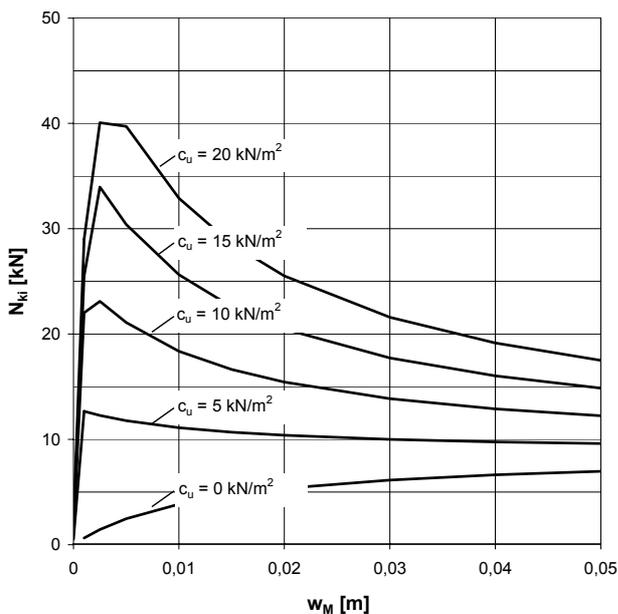


Abbildung 4.7: Exzentrisch belasteter Pfahl nach WENZ (Auswertung für den Modellpfahl A,  $e = 0,005 \text{ m}$ ,  $p = 10 \cdot c_u \cdot b$ )

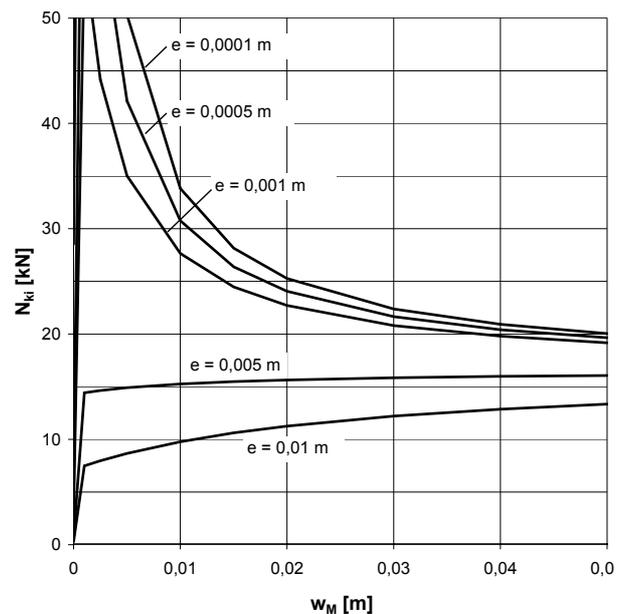


Abbildung 4.8: Exzentrisch belasteter Pfahl nach WENZ (Auswertung für den Modellpfahl A,  $p = 10 \cdot c_u \cdot b$  mit  $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ )

#### 4.1.3 Traglastberechnung nach MEEK (1999)

MEEK stellt fest, dass sämtliche Aspekte des Knickproblems nichtlinear sind und geschlossene Lösungen mittels Differentialgleichungen oder Energiemethoden eine, im Hinblick auf die stark schwankende Scherfestigkeit und damit der Stützwirkung des Bodens auf den Pfahl, unnötige Genauigkeit vorspielen. Er leitet aus dem Versagensmechanismus eine kinematische Beziehung ab, aus welcher sich durch einfaches Gleichgewicht am Pfahl die maximale Traglast iterativ bestimmen lässt.

Die Nichtlinearität der Bodenstützung  $p$  berücksichtigt er mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion. Dabei greift er auf den Ansatz der maximalen Bodenreaktion kohäsiver Böden von  $p_f = 10 \cdot c_u$ , welche mit einer Relativverschiebung Pfahl-Boden bei  $0,1 \cdot D$  erreicht ist, zurück. Nichtlinearitäten des Pfahlwerkstoffes (Traggliebes) berücksichtigt er mit einem elasto-plastischen Gesetz, welches die Bestimmung des Biegemomentes und der Normalkraft im maßgebenden Pfahlquerschnitt in Abhängigkeit der jeweiligen Verschiebung  $f$  und den vollplastischen Schnittgrößen ermöglicht (Abbildung 4.9). Dabei gibt zwar die vierfache Differentiation der Biegelinie des Pfahls die Funktion der stützenden Bodenreaktionskraft nicht mehr exakt wieder, dieser Effekt ist jedoch nach MEEK für die Berechnung der Traglasten des Pfahles im Hinblick auf die Genauigkeit der Eingabeparameter unbedeutend. Für die Implementierung in Berechnungsprogrammen nähert er die elasto-plastische Steifigkeit des Pfahltraggliebes mit Hilfe einer trilinearen Beziehung an.

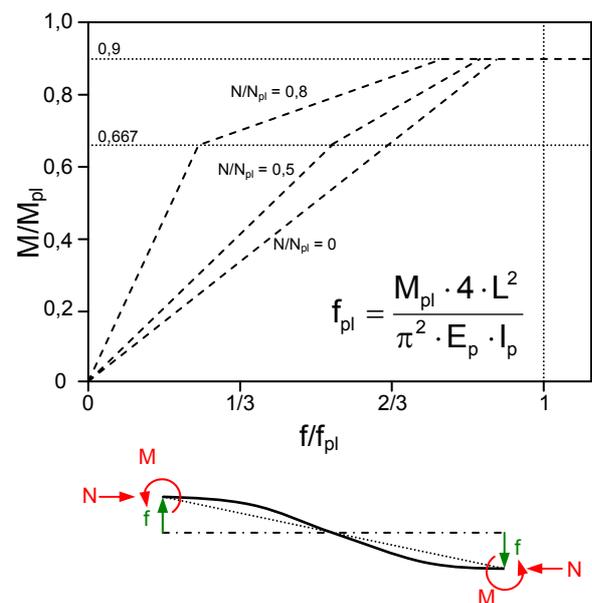


Abbildung 4.9: Elastoplastische Steifigkeit des Stabstahles

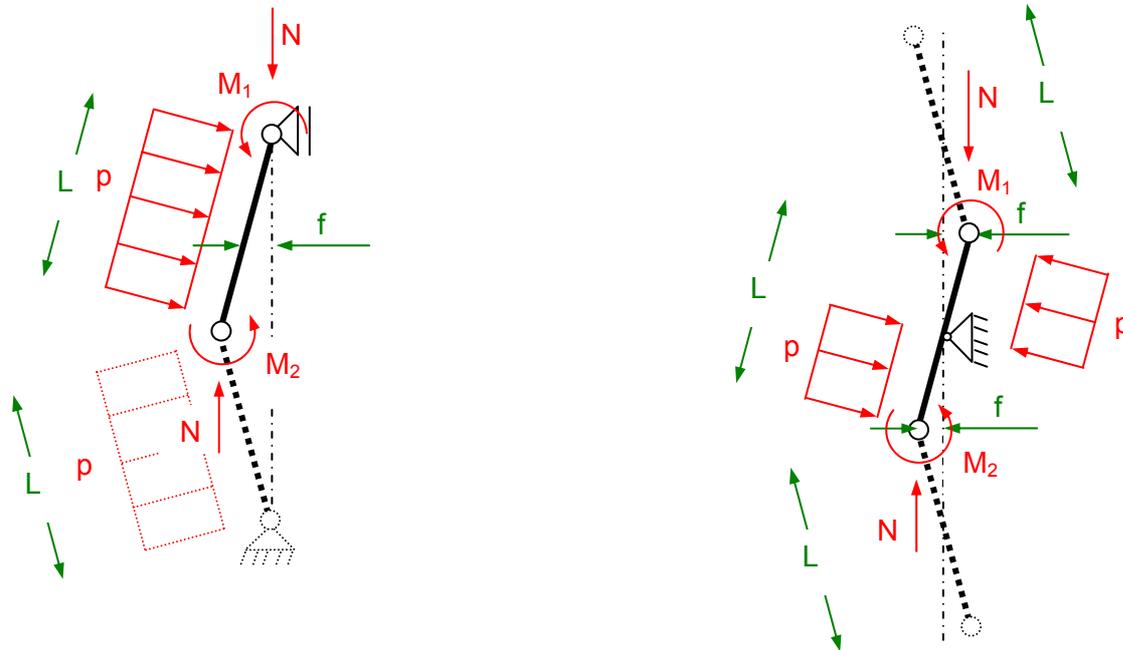
#### Anmerkung:

MEEK verwendet zur Beschreibung der Interaktion von Normalkraft und Biegemoment zum Erfüllen der Bedingung des Plastifizierens näherungsweise eine Interaktionsbeziehung nach der Form:

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

Hierbei gibt er in seiner Veröffentlichung einen Exponenten  $\alpha$  von 2,1 an. Für quadratische Querschnittsformen erfüllt ein Exponent  $\alpha = 2,0$  die exakte Interaktionsbeziehung. Für Rechteck-, Rohrquerschnitte und andere Querschnittsformen liegt  $\alpha$  zum Teil deutlich unter 2,0. Ein Wert von 2,1 überschätzt in der Auswertung die numerisch berechneten Interaktionsbeziehungen für die unter-

suchten Versuchspfähle. Mit einem Exponenten von  $\alpha = 2,1$  erhöhen sich die möglichen Schnittgrößen und die Traglastberechnung liegt auf der unsicheren Seite.



$n = 1$  (nach MEEK:  $n = 2$ )

$n \geq 2$  (nach MEEK:  $n \geq 3$ )

**Abbildung 4.10: Knickfiguren nach MEEK**

Die Stabilitätsbedingung wird nun mit Hilfe des Momentengleichgewichtes berechnet:

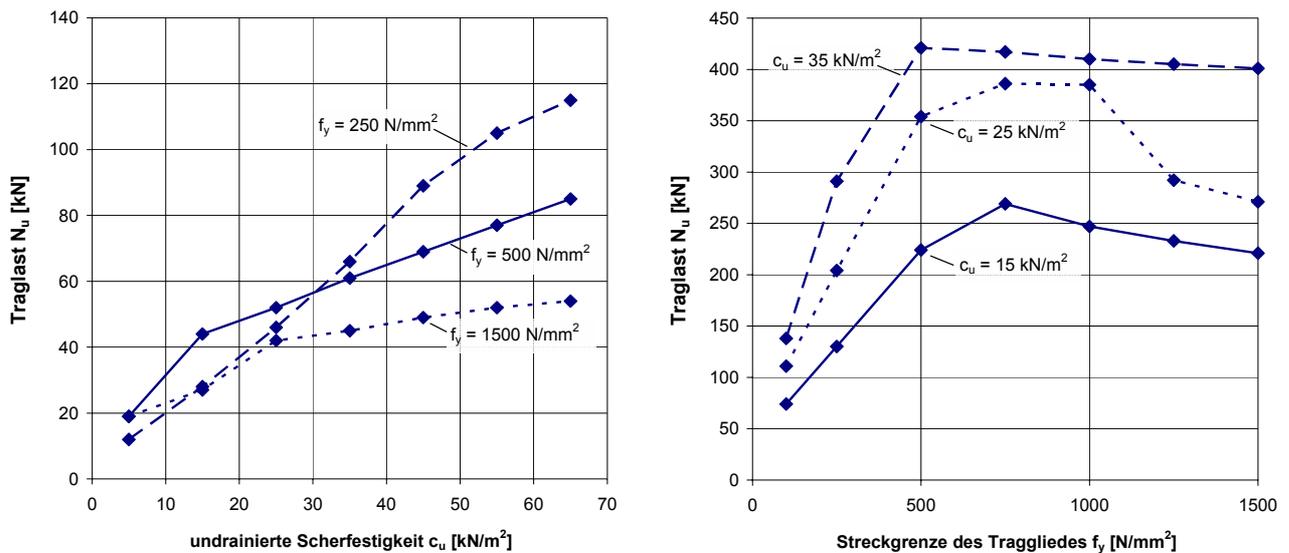
$$N \cdot 2 \cdot (f + L / 200) = M_1 + M_2 + M_{\text{Boden}}$$

Die haltenden Momente an den Stabenden  $M_1$  und  $M_2$  werden mit der Annahme eines elastisch-plastischen Verhaltens des Pfahlwerkstoffes bestimmt. Zudem stützt das Moment aus der Bodenstützung  $M_{\text{Boden}}$  den Pfahlabschnitt. Die Traglast ermittelt sich nun aus einem Minimax-Optimierungsverfahren: Die Länge des Pfahlabschnittes wird zu Beginn den Randbedingungen entsprechend frei gewählt. Für diese Länge wird die seitliche Verschiebung  $w$  bzw.  $f$  schrittweise erhöht, bis Versagen eintritt. Danach wird die Länge des Pfahlabschnittes  $L$  und damit die Länge der Halbwelle der Knickfigur variiert. Für ein ganzes Spektrum an möglichen Halbwellen kann daraus die maßgebende Traglast errechnet werden. Obwohl MEEK (Bautechnik 1996) grundsätzlich einen Bezug zur klassischen Stabilitätstheorie herstellen kann, konvergieren die Traglasten für Pfähle in Böden mit sehr geringer Scherfestigkeit gegen Null und nicht gegen die Verzweigungslast nach EULER.

Nach MEEK können die Traglasten der schlanken Pfähle durch Initialverschiebungen aufgrund von Setzungen des Bauwerkes stark gesenkt werden. Dafür betrachtet er das kinematische Modell des Pfahles zwischen zwei festen Bodenschichten. Setzt sich der Boden der oberen festen Schicht, so nimmt er den Pfahl mit (negative Mantelreibung). Dadurch erhöhen sich die seitlichen Auslenkungen  $f$  und die aufnehmbare Normalkraft verringert sich. Weiter können seitliche Auflasten zu einem

Erddruckgradient in der Weichschicht führen. Der Pfahl wird durch belastenden Fließdruck weiter ausgelenkt, während sich die resultierende stützende Bodenreaktionskraft verkleinert. Auch dieser Effekt führt zu einer deutlichen Abnahme der Traglasten des Pfahles.

Das linke Bild in der Abbildung 4.11 zeigt eine Erhöhung der Traglasten mit steigender Bodenstützung. Untersucht wurde ein Tragglied GEWI 28 ohne Zementsteinkörper (Länge 4,0 m). Die Bodenreaktion wirkt dann nur auf eine Breite von 2,8 cm. Das GEWI 28 Tragglied besteht aus dem Baustahl der Güte Bst 500 S mit einer Streckgrenze  $f_y$  von  $500 \text{ N/mm}^2$ . Wird diese Materialfestigkeit erhöht, so sinken die errechneten Traglasten  $N_u$ . Reduziert sich die Materialfestigkeit, so steigen die Traglasten. Dies ist offensichtlich falsch. Deutlich wird dieser Zusammenhang auch im rechten Bild der Abbildung 4.11: Als Berechnungsgrundlage diente hier ein Verbundpfahl mit einem Durchmesser des Traggliedes von 50 mm und einem Verpresskörper mit einer Breite von 10 cm (Länge 4,0 m). Die Berechnung ergibt, dass eine Erhöhung der Traglasten nur beschränkt durch eine steigende Materialfestigkeit zu erreichen ist. Für sehr hohe Streckgrenzen  $f_y$  (würden etwa Spannstähle als Bewehrung eingesetzt) verringern sich nach MEEK die Traglasten. Noch deutlicher wird dieser Effekt, wenn die Bodenstützung sehr stark, etwa auf über  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ , erhöht wird.



**Abbildung 4.11: der Einfluss der Materialfestigkeit des Pfahles auf die Traglast  $N_u$  nach MEEK**  
( $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b \cdot 10$ )

Ein weiterer Kritikpunkt am Verfahren nach MEEK ist, dass es zwingend ein Versagen des Stabmaterials voraussetzt. Tatsächlich ist aber das Knicken kein Problem der Materialfestigkeit und die numerischen Berechnungen belegen, dass auch bei üblichen Abmessungen kritische Lasten auftreten können, bevor Fließen mit Material stattfindet.

#### 4.1.4 Traglastberechnung nach WIMMER und ETTINGER (2004)

In einem ersten Schritt wird die maßgebende Knickfigur ermittelt. Dies geschieht mit den Formeln nach ENGESSER. Die so ermittelte Halbwelle wird nun gesondert betrachtet, und das Gleichgewicht in der Mitte dieser Halbwelle ermittelt. Als haltende Momente werden das vollplastische Moment und das Moment aus der Bodenstützung herangezogen. Abtreibend wirkt das Moment aus der Pfahlnormalkraft, multipliziert mit der Auslenkung beim Pfahlversagen. Diese Auslenkung wird aus dem plastischen Drehwinkel  $\kappa_{pl}$  bestimmt. Dieser kann nach WIMMER für Stahlprofile als annähernd konstant angenommen werden. Es ist bis jetzt unklar, ob Derartiges auch für Verbundquerschnitte aus Stahl und Beton gilt. Außerdem haben Messerergebnisse der modellmaßstäblichen Versuche und Recherchen in der Literatur ergeben, dass dieser plastische Drehwinkel selbst bei Stahlprofilen stark schwanken kann ( $0,023 < \kappa_{pl} < 0,222$ ). Entsprechend dieser Bandbreite entstehen auch Unsicherheiten bei der Berechnung von Auslenkungen und damit auch in den einwirkenden Biegemomenten.

Das gesamte Rechenmodell hängt von der Geometrie des Ersatzsystems ab. Die maßgebende Knicklänge des Pfahles wird mit Hilfe der Formel

$$L_{Hw} = \pi \cdot 4 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{k_l}}$$

berechnet. Somit bauen die Berechnungen nach WIMMER auf der Abschätzung einer maßgebenden Knicklänge auf, die aus der elastischen Berechnung nach ENGESSER gewonnen wird (elastische Bodenreaktion).

Bei dieser Berechnung kann die maximale Traglast nicht geschlossen ermittelt werden. Das im ersten Berechnungsschritt ermittelte rückhaltende Moment aus dem Pfahlwiderstand (vollplastisches Moment  $M_{pl}$ ) kann durch die ebenfalls einwirkende Pfahlnormalkraft nicht mobilisiert werden. Es müssen verschiedene Querschnittsbereiche der Normalkraft und dem Biegemoment zugeordnet werden. Das geschieht durch eine Interaktionsbeziehung, bei welcher der Bereich um den Schwerpunkt der Normalkraft zugeordnet wird und die Querschnittsbereiche mit großen Schwerpunktabständen für die Aufnahme

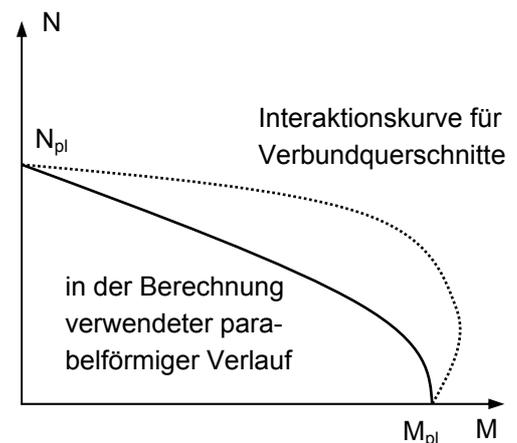


Abbildung 4.12: Angenäherte, parabol-förmige Interaktionskurve (nach DIN 18800) und tatsächliche Interaktionskurve für Verbundquerschnitte aus Stahl und Beton

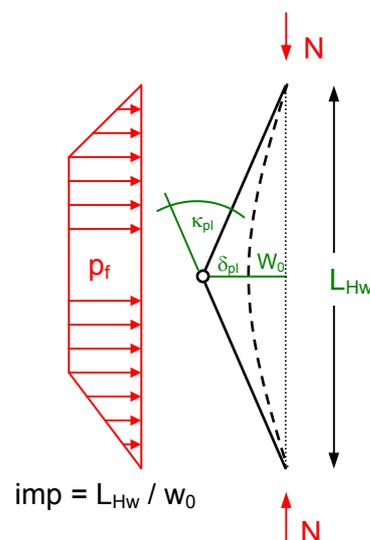


Abbildung 4.13: Ersatzsystem nach WIMMER

der Biegemomente verwendet werden. Für Stahlprofile lässt sich diese Interaktionsbeziehung zwischen maximal zulässigen Normalkräften und Biegemomenten gut als parabelförmige Gleichung annähern. Gleiches gilt nicht für Verbundquerschnitte, da der überdrückte Querschnitt größere Biegemomente aufnehmen kann als der Querschnitt ohne einwirkende Normalkraft. Eine Abschätzung durch die angenäherte Interaktionsbeziehung, wie sie in der DIN 18800 gegeben ist, liegt jedoch auf der sicheren Seite.

Neben dem rückhaltenden Moment aus dem Pfahlquerschnitt wird das Moment aus der Bodenstützung herangezogen. Unabhängig von der tatsächlichen Verschiebung  $\delta_{pl}$  (entspricht dem gemessenen  $w$  in den Knickversuchen) wird angenommen, dass der maximale Fließdruck  $p_f$  erreicht wird. In der Veröffentlichung von WIMMER wird dabei ein trapezförmiger Verlauf angenommen, bei welchem die maximale Bodenreaktionskraft  $p_f$  bei 1/4 der Halbwellenlänge erreicht wird. Diese Annahmen sind zwar grundsätzlich plausibel, können jedoch mit den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht bestätigt werden.

Die größte Einschränkung in diesem Berechnungsverfahren ist jedoch die Nichtberücksichtigung jeglicher Effekte, welche aus der Theorie 2. Ordnung herrühren: Als Traglasten gibt das Verfahren nach WIMMER ausschließlich Punkte auf der Interaktionskurve wieder. Somit können theoretisch nur Traglasten errechnet werden, die sich aus der beschränkten Materialfestigkeit ergeben (siehe auch Abschnitt 2.5 ). Für sehr geringe Bodenfestigkeit und bei ungestützten Pfählen überschätzen die nach WIMMER errechneten Traglasten die in den Versuchen gemessenen Maximallasten deutlich. Für stark gedrungene Querschnitte steigt die elastische Knicklast. Sind dagegen die Imperfektionen groß genug, könnten die Traglasten durch die Berechnungsmethode nach WIMMER gut abgeschätzt werden. Eine experimentelle Untersuchung steht diesbezüglich jedoch aus. Allerdings zeigen die Verweise einer Veröffentlichung von HERZOG (Stahlbau 64, 1995), dass eine Abschätzung von Traglasten mit Hilfe des plastischen Drehwinkels für Stützen mit ausmittigem Druck bzw. großen Imperfektionen grundsätzlich möglich ist. Jedoch sollte immer geprüft werden, ob die elastische Knicklast nach EULER oder ENGESSER kleiner als die nach WIMMER errechnete Traglast ist und somit maßgebend wird.

## 4.2 Entwickelte Verfahren

### 4.2.1 Beschreibung und Lösung des Problems mit Hilfe der finiten Elemente

Für die Ermittlung der Grenzlast für das Modell eines hinsichtlich der seitlichen Stützung ideal elastisch – ideal plastischen Bodens wurden im Zusammenhang mit dieser Arbeit FEM-Berechnungen (SOFISTIK) durchgeführt. Die Grenzlast, die durch iterative Berechnungen mit kleinen Lastinkrementen ermittelt wurde, ist bei gegebenem Pfahlquerschnitt und gegebener Pfahllänge abhängig von der Vorverformung des Pfahles (Welligkeit und Amplitude) sowie der Bettung. Das Minimum der erhaltenen Werte für verschiedene Biegeformen stellt die charakteristische Knicklast dar. Die Vorverformung wurde im Regelfall zu  $l/300$  gewählt. Das Modell besteht aus  $n$  Stabelementen mit gleichen Längen und Querschnittswerten.

Die Bettung wird durch senkrecht zur Pfahlachse angeordnete Einzelfedern an den  $n + 1$  Pfahlknoten simuliert, denen eine Risslast von  $0,0001 \text{ kN}$  und eine Fließlast von im Regelfall  $10 \cdot c_u \cdot \text{Elementlänge} \cdot \text{Pfahldurchmesser}$  zugeordnet wurde. Die Federsteifigkeit wurde im Regelfall zu  $100 \cdot c_u \cdot \text{Elementlänge}$  gewählt. Pfahlgeometrie, Vorverformung (Welligkeit und Amplitude) sowie Bettung und Fließlast sind in der Eingabedatei als Variablen deklariert, so dass Parameterstudien schnell und einfach durchgeführt werden können.

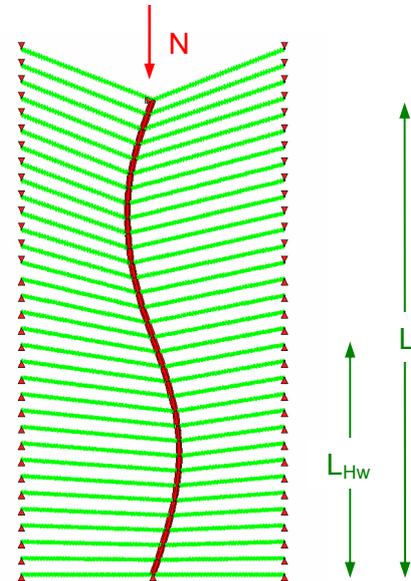


Abbildung 4.14: Pfahl im ausgeknickten Zustand (Welligkeit  $n = 2$ )

### 4.2.2 Direktes numerisches Verfahren zur Ermittlung der Traglast eines verformten Stabes

Die Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten druckbeanspruchten Stabes bei homogenem Querschnitt, gleichmäßiger Bettung und beidseitiger gelenkiger Lagerung ist eine Sinusfunktion. Das heißt, dass Biegelinie, Momentenverlauf und die aus der Bettung geweckte Reaktionsspannung einen sinusförmigen Verlauf über die Pfahllänge aufweisen. Der Begriff sinusförmiger Verlauf beinhaltet nicht nur einen Verlauf mit einer Halbwelle, sondern auch Verläufe mit zwei oder mehr Halbwellen auf der Länge des Pfahles. Die Form der Biegelinie eines elastisch gebetteten Pfahles ist also durch die Welligkeit ( $n = 1, 2, 3 \dots$ ) und durch die Amplitude (Maximalverschiebung in Halbwellenmitte) festgelegt. Wenn man sich bei gegebener Pfahlsteifigkeit und gegebener Bettung eine Welligkeit und eine Amplitude vorgibt, dann lässt sich durch numerische Iterationsberechnung einfach ermitteln, welche Normalkraft im Pfahl dieser Biegeform das Gleichgewicht halten kann. Bei dieser numerischen Berechnung kann auch einfach eine spannungslose Vorverformung des Pfahles berücksichtigen werden, solange sie die gleiche Form wie die Biegelinie aufweist. Ebenso lässt sich berücksichtigen, dass die Bettungsreaktion auf eine Grenzspannung begrenzt wird, um ein bilineares Bettungsverhalten zu beschreiben. Auch hier wird jedoch eine Formvorgabe gemacht: Sobald die Bettungsreaktion an der Stelle der maximalen Verschiebung die Grenzspan-

nung des Bodens erreicht hat, wird über die gesamte Pfahlhöhe ein weiteres Anwachsen von Bettungsspannungen ausgeschlossen, obwohl an Stellen geringerer Horizontalverformungen die Grenzspannung noch nicht erreicht ist. Dieser Ansatz unterschätzt eventuell die Knicklast des Pfahles gegenüber einem Ansatz, bei dem an jeder Stelle die Grenzspannung, die zum Fließen des Bodens um den Pfahl herum führt, im Boden erreicht werden kann, bei dem aber die Form der Biegelinie dann von einem sinusförmigen Verlauf abweichen würde.

Die Berechnung für den Pfahl mit der Länge  $L$  und dem Durchmesser  $D$  läuft wie folgt ab:

- Vorgabe einer Welligkeit der sinusförmigen Biegelinie:  $n = 1, n = 2, n = 3 \dots$
- Vorgabe einer spannungslosen Vorverformung des Pfahles  $w_0(z)$  – in der Form der o.g. Welligkeit, also mit Festlegung einer Vorverformung  $w_{0,M}$  im Zentrum einer Halbwelle (Amplitude), z.B.  $w_{0,M} = 0$  oder  $w_{0,M} = L/300$ . Die Funktion lautet  $w_0(z) = w_{0,M} \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot z / L)$ .
- Vorgabe einer biegebedingten Verformung  $w_1(z)$  des Pfahles – in der Form der o.g. Welligkeit, mit Festlegung einer Verformung im Zentrum einer Halbwelle (Amplitude  $w_{1,M}$ ), z.B. 0 mm, 1 mm, 2 mm, 3 mm... Die Funktion lautet  $w_1(z) = w_{1,M} \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot z / L)$ .
- Berechnung der Bettungsreaktion als Folge der vorgegebenen biegebedingten Verformung. Dies ist eine Linienlast  $p(z) = k_1 \cdot w_1(z)$ . Die Bettungsreaktion sei begrenzt durch eine Grenzspannung des Bodens  $p_f$ . Diese wird bei einer Verschiebung  $w_{ki} = p_f \cdot D / k_1$  erreicht. Sobald im Zentrum der Halbwelle(n) diese Verschiebung erreicht oder überschritten ist, wird angenommen, dass die Bettungsreaktion über die gesamte Pfahllänge nicht mehr anwächst. Damit verbleibt die Linienlast  $p(z) = p_f \cdot D \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot z / L)$  auch für Biegelinien mit größerer Verschiebung unverändert.
- Berechnung des Biegemomentes aus der Bettungsreaktion durch zweifache numerische Integration der Linienlast  $p(z)$ .
- iterativ: Vorgabe einer Vertikallast  $N$  für den Pfahl. Berechnung des Biegemomentes nach Theorie 2. Ordnung aus  $M(z) = N \cdot (w_0(z) + w_1(z))$ . Berechnung der zugehörigen Biegelinie durch zweifache numerische Integration des Momentes unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit des Pfahles. Vergleich der derart errechneten Biegelinie mit der o.g. Vorgabe und Erhöhung oder Verminderung der Last, bis errechnete und vorgegebene Biegelinie hinreichend übereinstimmen.
- Durch Vorgabe weiterer Verformungen im Bereich 0 bis 50 mm und Welligkeiten 1 bis 4 werden eine Vielzahl von Gleichgewichtszuständen ermittelt, bei denen Biegelinien, Bettungsreaktionen und Lasten zusammenpassen. Dabei zeigt sich durch Analyse der Verläufe der Gleichgewichtskurven für die verschiedenen Welligkeiten die Gleichgewichts-Situation, die als kritische Last anzusehen ist. Es ist eine Last, für die eine benachbarte Gleichgewichtslage mit einer etwas größeren Verschiebung mit einer gleich großen oder geringeren Normalkraft erreicht wird.

Folgende Beispiele sollen typische Fälle von Berechnungsergebnissen erläutern:

Die nebenstehende Abbildung 4.15 zeigt Gleichgewichtszustände für einen 4 m langen Pfahl mit 10 cm Durchmesser ohne Vorverformung. Es handele sich um einen Verbundpfahl (Tragglied  $D = 28 \text{ mm}$ ,  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ ), bei dem der Zementstein bis zur Symmetrieachse aufgerissen ist. Als  $E \cdot I$  ist  $54,7 \text{ kNm}^2$ , als Linienbettung ist ein Wert von  $k_l = 700 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt. Die aufnehmbare Spannung des Bodens neben dem Pfahl ist zunächst nicht begrenzt. Dargestellt sind Gleichgewichtszustände für 4 Welligkeiten. Die Verzweigungslast für die Welligkeit 1 ist  $1169 \text{ kN}$ , für  $n = 2$  ist sie  $419$ , für  $n = 3$  ist sie  $430 \text{ kN}$  und für  $n = 4$  ist sie  $611 \text{ kN}$ . Eine Normalkraft von  $611 \text{ kN}$  kann den Pfahl also in seiner 4. Eigenform bei allen Halbwellenverschiebungen von  $0 \text{ mm}$  bis  $500 \text{ mm}$  im (indifferenten) Gleichgewicht halten. Die dargestellten Grafen entsprechen der Lösung nach Engesser.

Die Markierungen am rechten Rand der Grafiken zeigen die Verzweigungslasten nach Euler.

Ein Dreieck in den Graphen markiert, dass das Material des Stabes ins Fließen gerät.

Die folgende Abbildung 4.16 zeigt Gleichgewichtszustände für einen Pfahl mit denselben Randbedingungen, nur dass hier die maximale seitliche Bettungsreaktionsspannung auf  $70 \text{ kN/m}^2$  begrenzt ist. Das führt bei allen Welligkeiten zu einem Knick bei einer Auslenkung von  $10 \text{ mm}$ . Bei größeren Auslenkungen sind nur noch labile Gleichgewichtszustände möglich. Alle Kurven streben für große Verformungen gegen die Euler-2-Lasten ihrer Welligkeit, also für  $n = 1$  gegen  $34 \text{ kN}$ , für  $n = 2$  gegen  $135 \text{ kN}$ , für  $n = 3$  gegen  $304 \text{ kN}$  und für  $n = 4$  gegen  $540 \text{ kN}$ , wobei sie jeweils von oben kommend, von den Engesser-Knicklasten ausgehend, den Euler-2-Werten zustreben. Der Knick tritt bei der Verformung  $w_{ki} = p_f \cdot D / k_l = 10 \text{ mm}$  auf. Da bei größeren Halbwellenverschiebungen kei-

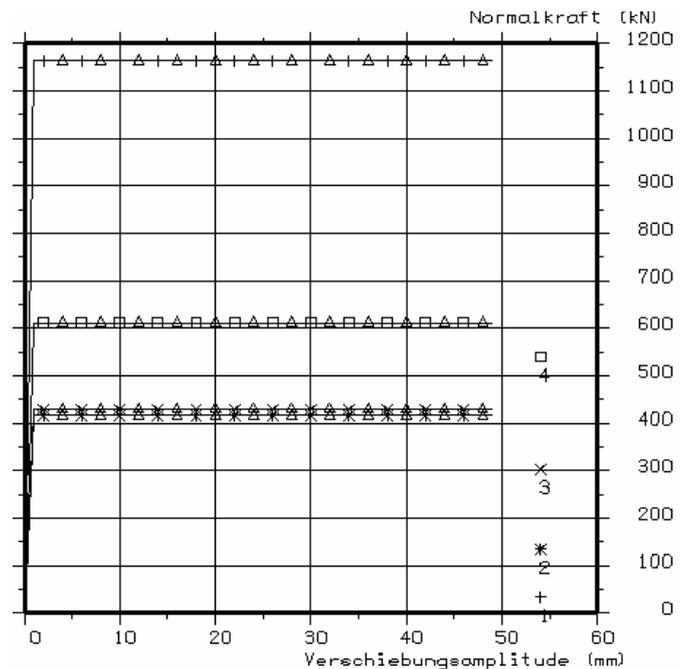


Abbildung 4.15: Gleichgewichtszustände eines elastisch gebetteten Pfahles

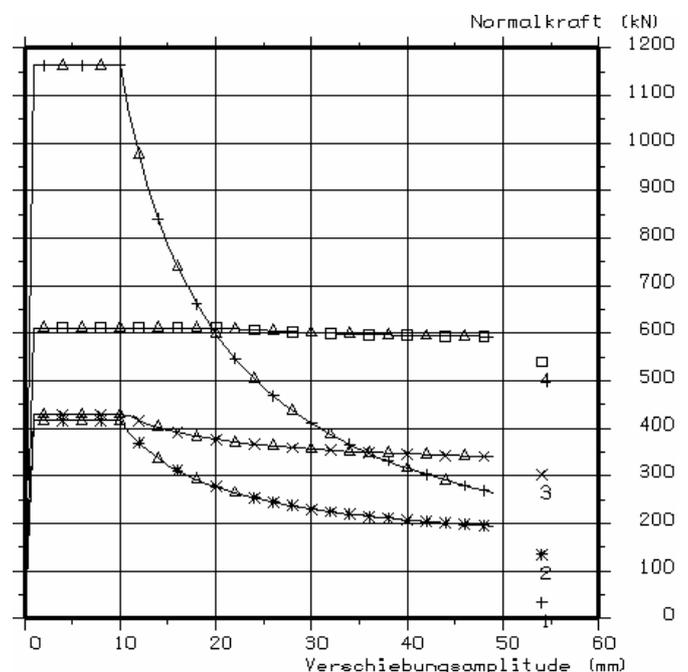


Abbildung 4.16: Gleichgewichtszustände eines Pfahles mit bilinearer Mobilisierung der Bodenreaktion

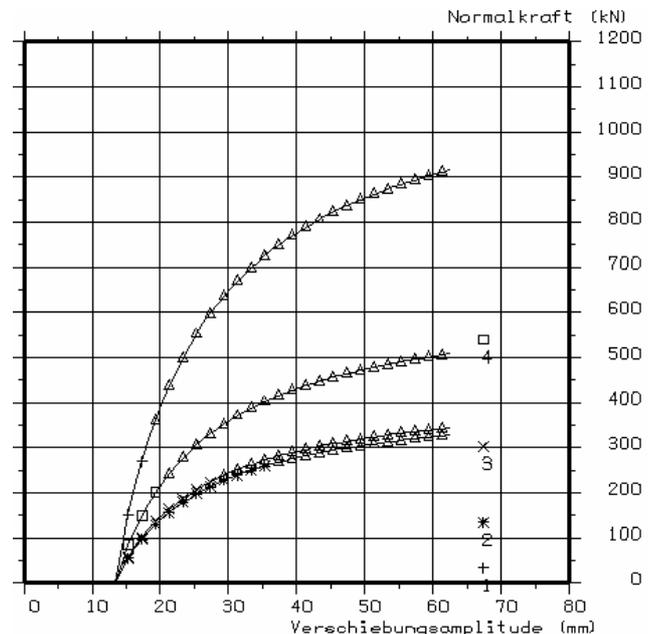
ne zusätzlichen Bettungsreaktionen mehr geweckt werden können, reduzieren sich die Gleichgewichtslasten gegenüber den im ersten Bild konstanten Engesser-Werten, die zugehörig sind zu proportional zu den Verformungen zunehmenden Bettungsreaktionsspannungen.

Das dritte Bild (Abbildung 4.17) ist das Ergebnis einer Berechnung mit den Randbedingungen wie in der Abbildung 4.15, jedoch mit einer Vorverformung von  $13,3 \text{ mm} = L/300$ . Die Kurven für alle Welligkeiten streben gegen die Engesser Grenzwerte. Es kommt nicht mehr zu einer Verzweigungslast, vielmehr nehmen die Normalkräfte, welcher einer Auslenkung des Pfahles das Gleichgewicht halten, stetig zu.

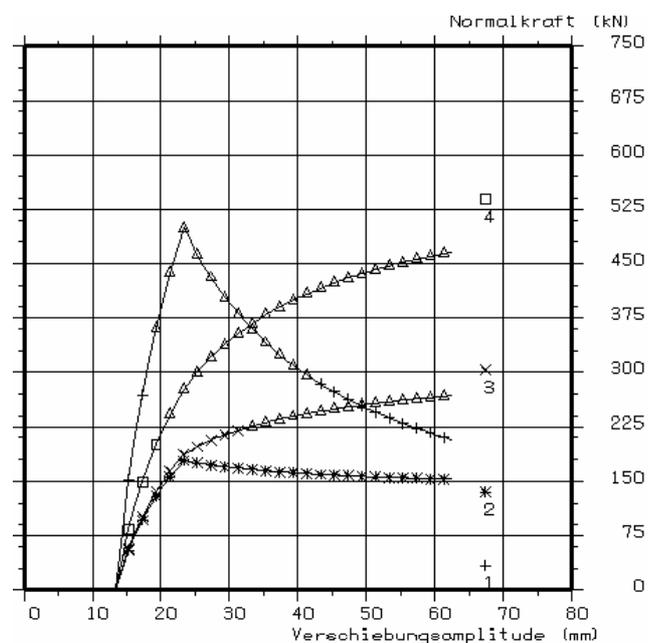
In der Berechnung, deren Ergebnisse in Abbildung 4.18 gezeigt sind, ist zusätzlich zur Vorverformung von  $13,3 \text{ mm} = L/300$  berücksichtigt, dass die Spannung im Boden auf einen Wert von  $70 \text{ kN/m}^2$  begrenzt ist. Wieder treten für alle 4 Welligkeiten Knicke bei einer zusätzlichen Verformung von  $10 \text{ mm} = w_{ki} = p_f \cdot D / k_i$  auf. Bei dieser Verschiebung ist allerdings die Engesser-Last bei weitem noch nicht erreicht. Nach dem Knick streben die für das Gleichgewicht erforderlichen Normalkräfte wieder den Euler-2-Lasten zu, wobei dies für die Welligkeiten 1 und 2 ein Abfallen der (hier labilen) Gleichgewichtslasten bedeutet, während für die Welligkeiten 3 und 4 die Gleichgewichtslast am Knickpunkt noch unterhalb der Euler-2-Last liegt und damit die Normalkräfte von unten an diese heran streben. Maßgebend ist hier die Welligkeit 2. Am Knickpunkt hat die Normalkraft, die dem verformten Stab das Gleichgewicht zu halten vermag, einen Wert von  $179 \text{ kN}$  erreicht.

Für diese Last sind in Abbildung 4.19 und Abbildung 4.20

- der Verlauf der seitlichen Verschiebung  $w$ , wie sie sich aus einem Aufintegrieren der Momente in der letzten, rechten Spalte ergeben,



**Abbildung 4.17: Pfahl mit Vorverformung und elastischer Bodenstützung ohne Begrenzung der seitlichen Stützkkräfte**

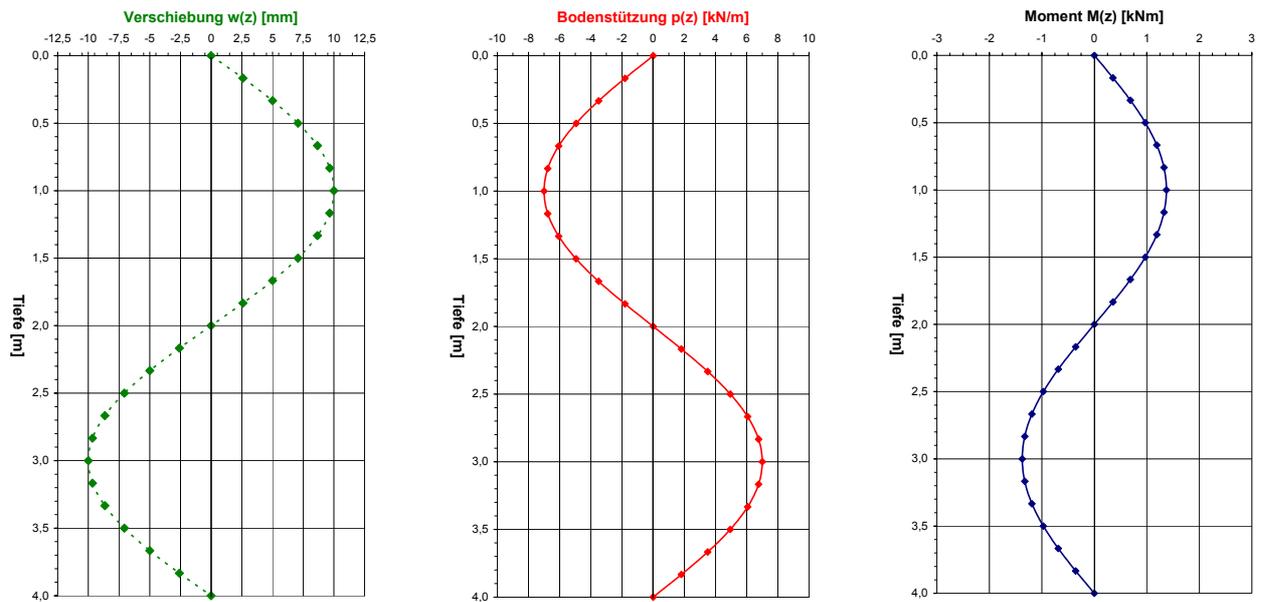


**Abbildung 4.18: Pfahl mit Vorverformung und bilinearer Charakteristik der Bodenstützung (Begrenzung der Bodenreaktionskräfte)**

– zum Vergleich der Verlauf einer exakt sinusförmig verlaufenden Biegelinie,  
 – die geweckte Bettungsreaktion,  
 – das Moment aus der Bettungsreaktion,  
 – das Moment aus Theorie 2. Ordnung und  
 – das Gesamtmoment – Summe der beiden zuvor genannten –  
 angegeben. Das maximale Biegemoment für die Last von 179 kN beträgt dabei 1,37 kNm. Wird nur das Bewehrungsglied angesetzt, so ergibt sich bei einem Widerstandsmoment von  $2,155 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$  und einer Querschnittsfläche von  $6,158 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$  eine maximale Randspannung von  $927 \text{ N/mm}^2$ , die oberhalb der Streckgrenze des Stahles von  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$  liegt. Betrachtet man den halbgerissenen Verbund-Querschnitt, so beträgt die maximale Stauchung im Stahltragglied  $-1,8 \text{ mm/m}$ . Dem entspricht eine Spannung von  $378 \text{ N/mm}^2$ . Der Stahl wird dann nicht bis zu seiner Festigkeit ausgenutzt.

Ergebnisse für Verschiebungsampl. 10.0 mm und Welligkeit 2: Last 178.612 kN						
v (mm)	v(sin) mm	Bett kN/n	Mon(Bett)	Mon(Th.2.O.)	Mon(gesamt) [kNm]	
0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5884	2.5882	-1.812	-0.722	1.077	0.355	
5.0003	5.0000	-3.500	-1.394	2.081	0.687	
7.0716	7.0711	-4.950	-1.972	2.943	0.971	
8.6609	8.6603	-6.062	-2.415	3.604	1.189	
9.6600	9.6593	-6.761	-2.693	4.020	1.326	
10.0008	10.0000	-7.000	-2.788	4.162	1.373	
9.6601	9.6592	-6.761	-2.693	4.020	1.326	
8.6611	8.6602	-6.062	-2.415	3.604	1.189	
7.0719	7.0710	-4.950	-1.972	2.943	0.971	
5.0007	4.9999	-3.500	-1.394	2.081	0.687	
2.5889	2.5881	-1.812	-0.722	1.077	0.355	
0.0006	-0.0001	0.000	0.000	-0.000	0.000	
-2.5877	-2.5883	1.812	0.722	-1.077	-0.355	
-4.9996	-5.0001	3.500	1.394	-2.081	-0.687	
-7.0707	-7.0711	4.950	1.972	-2.943	-0.971	
-8.6600	-8.6603	6.062	2.415	-3.604	-1.189	
-9.6591	-9.6593	6.761	2.693	-4.020	-1.326	
-9.9998	-10.0000	7.000	2.788	-4.162	-1.373	
-9.6591	-9.6592	6.761	2.693	-4.020	-1.326	
-8.6601	-8.6602	6.062	2.415	-3.604	-1.189	
-7.0710	-7.0710	4.950	1.972	-2.943	-0.971	
-4.9999	-4.9999	3.500	1.394	-2.081	-0.687	
-2.5882	-2.5881	1.812	0.722	-1.077	-0.355	
-0.0000	0.0001	-0.000	0.000	0.000	0.000	

Abbildung 4.19: Tabellarische Zusammenstellung der Zustandsgrößen über die Pfahltiefe



**Abbildung 4.20: Verschiebungen  $w(z)$ , seitliche Stützkräfte  $p(z)$  und die Biegemomente  $M(z)$  entlang der Stabachse  $z$  für den imperfekten Pfahl mit einer bilinearen Charakteristik der Bodenstützung**

Das dargestellte numerische Verfahren ist in einem Basic-Programm programmiert und wird von den Autoren jedem interessierten Nutzer zur Verfügung gestellt.

## 5 Versuchsboden

### 5.1 Herkunft und Mineralogie

Für die Versuche wurde ein Kaolin („china clay“, Aluminiumsilikathydrat  $Al_4((OH)_8 Si_4(O_{10}))$ ) der Amberger Kaolinwerke Eduard Kick GmbH & Co. KG aus dem Werk Kemmlitz in Sachsen verwendet. Die Kaoline dort, die oberflächennah mit Mächtigkeiten zwischen 10 m und 60 m anstehen, sind Verwitterungsprodukte magmatischer Gesteine (Granit und Porphy). Sie entstanden im Tertiär vor ca. 60 Mio. Jahren. Sauerstoff, Wasser und schwache Säuren begünstigten unter subtropischen Bedingungen die Umwandlung von Feldspat aus dem Quarzporphyr in Kaolinit (Kaolinisierung). Der Boden wurde gemahlen in Sackware mit einem Wassergehalt von 1,5 % angeliefert. Die Mineralogische Analyse der Herstellerfirma ergab folgende Zusammensetzung:

Kaolinit	65 %
Illit und Montmorillonit	7 %
Feldspat	0 %
Quarz	28 %

### 5.2 Korngrößenverteilung und Durchlässigkeit

Durch eine kombinierte Sieb- und Sedimentationsanalyse mittels des Aräometerverfahrens nach CASAGRANDE wurde nach DIN 18123 folgende Korngrößenverteilung ermittelt:

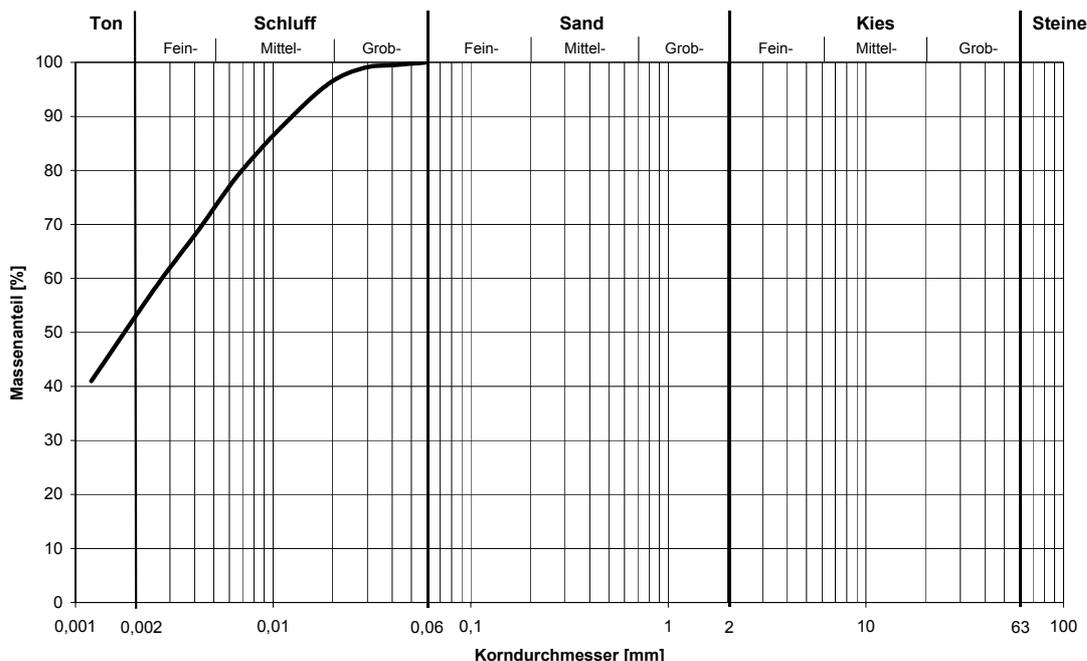


Abbildung 5.1: Korngrößenverteilung aus Sieb- und Schlämmanalyse

Die Durchlässigkeit des Versuchsbodens wurde mit einer Durchlässigkeitsbestimmung und veränderlichem Druckgefälle nach DIN 18130-1 bestimmt. Der Durchlässigkeitsbeiwert von drei weichen Bodenproben lag zwischen  $3 \cdot 10^{-10}$  m/s und  $7 \cdot 10^{-10}$  m/s.

Die Durchlässigkeit ist direkt vom Porenraum des Bodens abhängig. Unter der Annahme, dass der Porenraum jeweils voll mit Wasser gesättigt ist oder sich der Anteil der Luftporen mit zu- oder abnehmendem Wassergehalt nicht verändert, steigt die Durchlässigkeit mit zunehmendem Wassergehalt an. Sinkt der Wassergehalt und wird der Boden fester, so steigt die Durchlässigkeit. Für die spätere Betrachtung einer Konsolidation, bei welcher der flüssige Versuchsboden bis zum Erreichen einer weichen Konsistenz Wasser abgibt, wird der Rechenwert des Durchlässigkeitsbeiwertes zu  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s angenommen.

### 5.3 Bildsamer Bereich und Klassifizierung nach DIN 4022

Die Ausrollgrenze  $w_p$  des Versuchsbodens liegt bei 28,0 %, die Fließgrenze  $w_l$  bei 55,0 %. Damit ergibt sich eine Plastizitätszahl  $I_p$  von 0,27. Nach DIN 18196 ist der vorliegende Boden als ausgeprägt plastischer Ton zu klassifizieren.

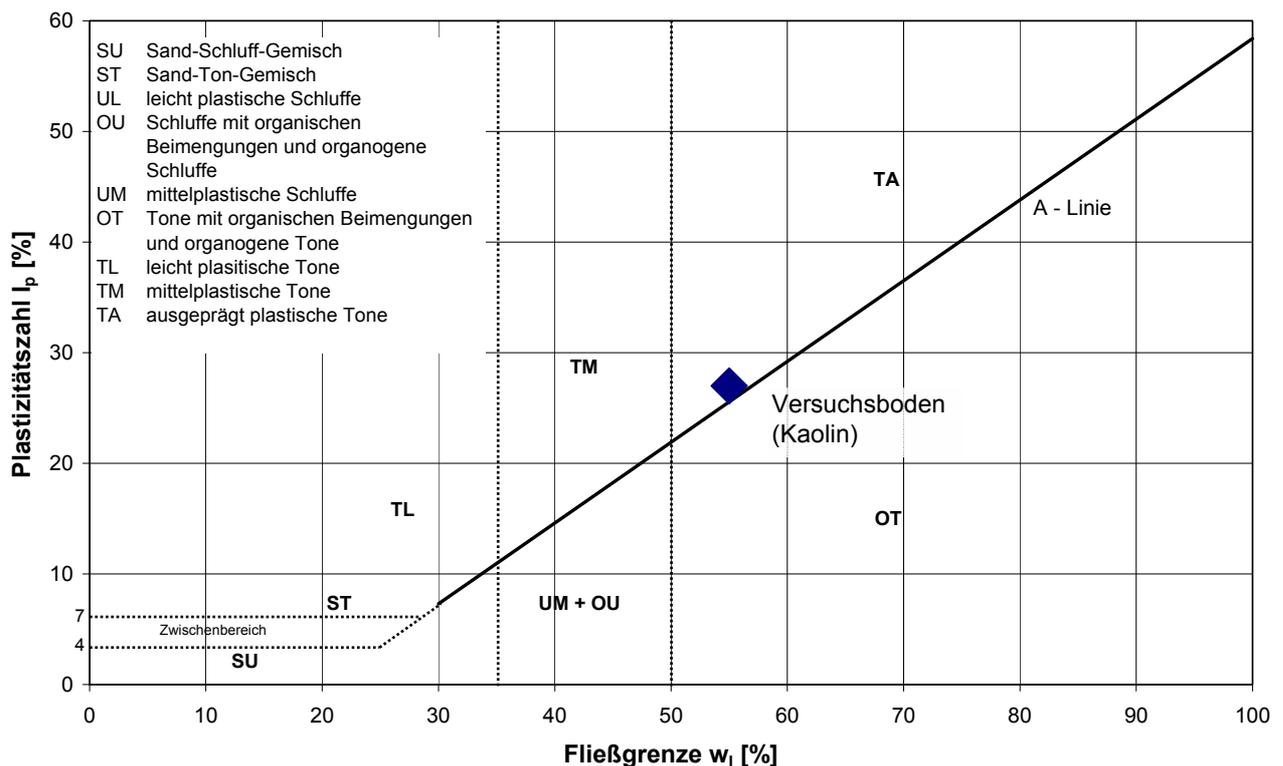


Abbildung 5.2: Lage des Kaolins im Plastizitätsdiagramm

Der bildsamer (plastische) Bereich ist bei Kaolinen, verglichen mit anderen Tonen, sehr gering. Das drückt die geringe Aktivitätszahl des Versuchsbodens von 0,56 aus (Illite: 0,9; Bentonite: 7,2). Daher ist die Lage des Versuchsbodens im Plastizitätsdiagramm sehr nahe der A-Linie nicht untypisch.

Nach DIN 4022 ergibt sich eine Klassifizierung als Ton, stark schluffig (T,  $\bar{u}$ ).

## 5.4 Undrainierte Scherfestigkeit

### 5.4.1 Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit mittels Handdrehflügelsonde

#### 5.4.1.1 Allgemeines

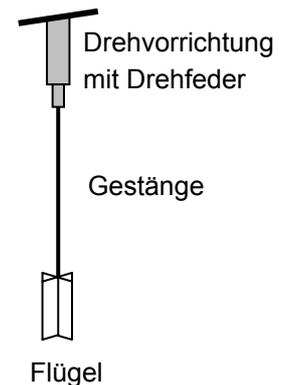
Flügelsondierungen werden bei wassergesättigten bindigen Böden angewendet. Mit Hilfe einer Handdrehflügelsonde lässt sich die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  schnell und einfach bestimmen. DIN 4094-4 regelt die technische Spezifikation und die Durchführung von Erkundungen des Bodens mit Hilfe von Flügelscherversuchen. Die Anwendbarkeit ist auf feinkörnige Böden mit Konsistenzzahlen  $0 \leq I_c \leq 1,0$  begrenzt. Handdrehflügelsonden bestehen aus einer Drehvorrichtung mit Messeinrichtung zur Registrierung des Drehmomentes, einem in der Länge frei wählbarem Gestänge und dem Flügel (Abbildung 5.3).

Zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit einer Bodenschicht wird die Handdrehflügelsonde bis in die entsprechende Tiefe geführt und eine konstante Drehung von maximal  $0,5 \text{ }^\circ/\text{s}$  am Kopf bewirkt. Die eingeleitete Drehung spannt zunächst eine Drehfeder in einer Drehvorrichtung. Der Drehwinkel  $\varphi$  multipliziert mit der Drehfedersteifigkeit  $k_\varphi$  ergibt ein Drehmoment, welches in den Boden weitergeleitet wird, bis der maximale Verdrehwiderstand des Bodens erreicht ist und der Flügel sich mit der Drehvorrichtung zu drehen beginnt. Der abzulesene Skalenwert an der Drehvorrichtung und das Moment korrelieren mit dem Drehwinkel  $\varphi$ .

$$\varphi = M / k_\varphi$$

Mit Hilfe der Betrachtungen des Abschnittes 5.4.1.2 wird aus diesem maximalen Verdrehwiderstand der maximale Scherwiderstand  $c_{fv}$  errechnet. Bei bindigen Böden geringer Konsistenz können auch viskose Materialeigenschaften eine Rolle spielen. Schnellere Beanspruchungen führen zu größeren Scherwiderständen. Die Scherfestigkeit ist dann abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. Grundsätzlich können dadurch die im Labor oder im Feld mit der Handdrehflügelsonde gemessenen Scherfestigkeiten zu einer Überschätzung der Verhältnisse in der Natur führen. Nach BJERRUM korreliert der viskose Einfluss auf die Scherfestigkeit mit der Plastizitätszahl. Er schlägt vor, die mit Hilfe einer Drehflügelsonde gewonnen undrainierten Scherfestigkeiten abzumindern. Der Versuchsboden Kaolin besitzt eine geringe Plastizitätszahl. Der sich nach BJERRUM und aus der Rückrechnung von Schadensfällen ergebende Abminderungsfaktor liegt etwa bei 0,9. Viskose Effekte des Bodens haben sicher Einfluss auf die gewonnenen Ergebnisse, werden jedoch aufgrund der kaum zu greifenden Größenordnung in dieser Arbeit grundsätzlich ausgeklammert. Daher wird der maximale Scherwiderstand  $c_{fv}$  nach DIN 4094-4 ohne Abminderung stets gleich der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  gesetzt.

$$c_{fv} = c_u$$



**Abbildung 5.3: Handdrehflügelsonde**

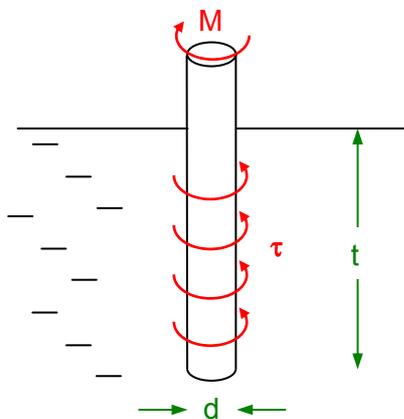
Zur Ermittlung der Restscherfestigkeit (Rest-Scherwiderstand  $c_{Rv}$ ) wird nach dem Erreichen des maximalen Verdrehwiderstandes die Drehvorrichtung und damit der Flügel zehnmal gedreht und erneut der Widerstand bestimmt.

Als Handdrehflügelsonde kam das Modell „Taschenflügelsonde H-60“ der Firma GEONOR, Oslo zum Einsatz.

#### 5.4.1.2 Geometrien, Spannungen und Drehmoment

##### Gestänge

In den Boden wird ausschließlich das Gestänge der Handdrehflügelsonde  $D = 10$  mm eingeführt und gedreht. Unter der Vernachlässigung der unteren Kopffläche des Gestänges ergeben sich folgende Zusammenhänge:



**Abbildung 5.4: Geometrie und auftretende Spannungen am Gestänge**

Kontaktfläche Boden – Gestänge, auf welcher  $\tau$  wirkt:

$$A = t \cdot d \cdot \pi$$

Moment unter der Annahme einer konstanten Verteilung von  $\tau$ :

$$M = \frac{1}{2} \cdot d^2 \cdot t \cdot \pi \cdot \tau$$

Für das Gestänge ( $d = 10$  mm) gilt:

$$1,57 \cdot 10^{-4} \cdot t \text{ [m]} \cdot \tau \text{ [N/m}^2\text{]} = M \text{ [Nm]}$$

Der maximale Widerstand  $\tau_{\max}$  den ein kohäsiver Boden gegenüber einer Verdrehung des Gestänges entgegensetzen kann, ist:

$$\tau_{\max} = c_u$$

Bisherige Beobachtungen haben gezeigt, dass mit anwachsender Bodenfestigkeit bzw. zunehmender Konsistenz oder fallendem Wassergehalt  $w$  die mobilisierbare Spannung  $\tau$  abnimmt. Bei steifer werdenden Böden entsteht während des Eindrückens des Gestänges ein kleiner Ringraum. Der Boden wird gestört und die Adhäsion des Gestänges am umgebenden Boden wird kleiner. Da aus diesen Gründen die Mantelreibung des Gestänges kaum zu quantifizieren ist, schreibt DIN 4094-4 die Ermittlung des Einflusses der Mantelreibung auf das Drehmoment für jede Sondierung vor.

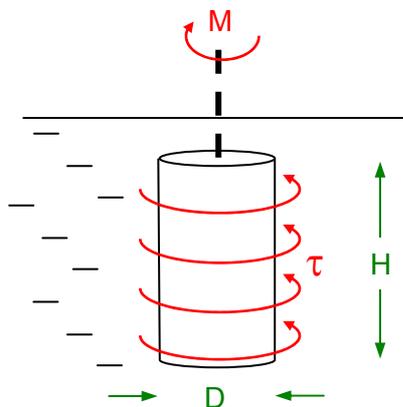
In den getätigten Untersuchungen wurde stets das Drehmoment zunächst ohne, dann mit Flügel bestimmt. Durch Subtraktion des Drehmomentes von Gestänge mit montiertem Flügel vom Drehmoment, welches ausschließlich vom Gestänge bewirkt wird, ist die korrekte Bestimmung der un-drainierten Scherfestigkeit möglich.

FlügelKleiner Flügel (FVT 16):

Der „kleine“ Flügel besitzt eine Flügelbreite von 16 mm und eine Flügelhöhe von 32 mm. Im Folgenden werden die Einflüsse des Gestänges nicht berücksichtigt. Es ergeben sich folgende Zusammenhänge.

Die Kontaktfläche Boden – Zylinderwand, auf welcher  $\tau$  wirkt, ergibt sich zu:

$$A = H \cdot D \cdot \pi$$



**Abbildung 5.5: Geometrie und auftretende Spannungen am Flügel**

Weiter beträgt die Kontaktfläche Boden – Zylinderober- bzw. Unterseite, auf welcher  $\tau$  wirkt:

$$A = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot D^2 \cdot \pi$$

Das Moment errechnet sich damit unter der Annahme einer konstanten Verteilung von  $\tau$  und einem Verhältnis  $D / H = 2$  zu:

$$M = \frac{7}{6} \cdot D^3 \cdot \pi \cdot \tau$$

Für den kleinen Flügel (FVT 16) gilt damit:

$$1,501 \cdot 10^{-5} \cdot \tau \text{ [N/m}^2\text{]} = M \text{ [Nm]}$$

Mittlerer Flügel (FVT 20):

Flügelbreite = 20 mm

Flügelhöhe = 40 mm

Für den „mittleren“ Flügel (FVT 20) gilt:

$$2,932 \cdot 10^{-5} \cdot \tau \text{ [N/m}^2\text{]} = M \text{ [Nm]}$$

Großer Flügel (FVT 25,4)

Die Abmessungen betragen: Flügelbreite = 25,4 mm, Flügelhöhe = 50,8 mm

Für den „großen“ Flügel (FVT 25) gilt:

$$6,006 \cdot 10^{-5} \cdot \tau \text{ [N/m}^2\text{]} = M \text{ [Nm]}$$

Übergroßer Flügel (FVT 50)

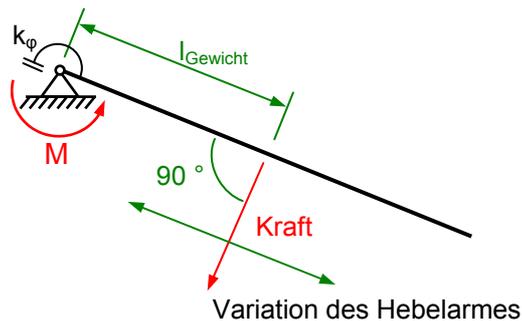
Um den Einfluss des Gestänges zu minimieren und zur besseren Unterdrückung des Einflusses von Bodeninhomogenitäten (Luftporen) wurde ein größerer Flügel gebaut. Dieser wird in der DIN 4094 Teil 4 als FVT 50 genannt und dessen Maße als „gebräuchlich“ angegeben. Die Flügelbreite beträgt 50 mm, die Flügelhöhe 100 mm. Das Blech ist 1,5 mm stark.

Für den „übergroßen“ Flügel (FVT 50) gilt:

$$4,5815 \cdot 10^{-4} \cdot \tau \text{ [N/m}^2\text{]} = M \text{ [Nm]}$$

### 5.4.1.3 Kalibrierung GEONOR H-60

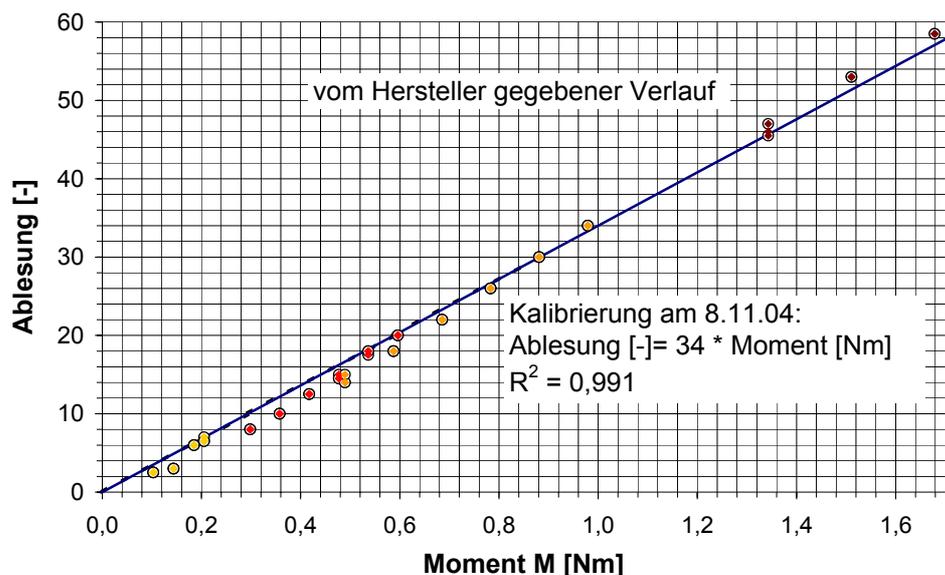
Draufsicht:



**Abbildung 5.6: Kalibrierung der Handdrehflügelsonde**

Am Kopf der Handdrehflügelsonde ist über eine Adaption ein Stab angeschlossen. An diesem Stab kann ein Stahlseil in verschiedenen Abständen vom Drehpunkt befestigt werden. Es ist nötig, die angreifende Kraft vom Betrag her gering zu halten, um eine zu große Reibung im Drehlager und damit eine Verfälschung der Anzeige zu minimieren. Diese stets senkrecht zum Stab angreifende Kraft bewirkt eine Drehung des Gelenkes mit der Drehfeder. Die Kraft wird mit Hilfe eines Stahlseils, welches über eine Umlenkrolle geführt wird und an dessen Ende ein Gewicht hängt, erzeugt. Durch die Variation der Hebelarme werden unterschiedliche Momente im Gelenk erzeugt.

Der Einfluss der Reibung auf die Verdrehung der Handdrehflügelsonde wird damit reduziert, dass der gesamte Kalibrierstand dynamischen Anregungen unterworfen wird. Somit kann sich die Gleichgewichtslage frei ausbilden. Nachfolgend ist das Ergebnis der Kalibrierung angezeigt. Wie zu erkennen ist, weichen die gewonnenen Daten kaum von der vom Hersteller gegebenen Abhängigkeit Drehmoment – Ablesung ab.



**Abbildung 5.7: Kalibrierung der Handdrehflügelsonde**

### 5.4.2 Messwerte

Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  von einem normalkonsolidierten Boden hängt im Wesentlichen von der effektiven Normalspannung  $\sigma'$  in der jeweiligen Bodenschicht und dem Wassergehalt  $w$ , welcher sich im vollgesättigtem Zustand  $S_r = 1$  aus dem Porenraum ergibt, ab. KÉZDI gibt nebenstehendes Diagramm an, um den Zusammenhang zu veranschaulichen (Abbildung 5.8).

Steigen die effektiven Spannungen, so erhöht sich die undrainierte Scherfestigkeit. Auch mit fallendem Wassergehalt vergrößert sich die undrainierte Scherfestigkeit. Im Rahmen dieser Arbeiten war nur die Schaffung von künstlichen Böden in Versuchsbehältern möglich. Es ist unwahrscheinlich, dass sich diesen Behältern aufgrund der geringen Durchlässigkeit des

Versuchsbodens vollkommen konsolidierte Verhältnisse einstellen werden. Zudem sind die maximal möglichen effektiven Normalspannungen aufgrund der geringen Bauhöhen der Versuchsbehälter begrenzt. Aus diesem Grund war die Ermittlung eines groben Zusammenhanges zwischen dem Wassergehalt und der undrainierten Scherfestigkeit völlig ausreichend. Wie die Abbildung 5.9 zeigt, steigen die undrainierten Scherfestigkeiten mit abnehmendem Wassergehalt bzw. zunehmender Konsistenz rasch an. Dabei liegt die Ausgleichskurve der Scherfestigkeiten, welche aus händisch aufbereiteten Proben gewonnen wurden, etwas unter der Ausgleichskurve von Proben, die in flüssiger Konsistenz aufgemischt wurden und anschließend in Ödometerständen konsolidierten.

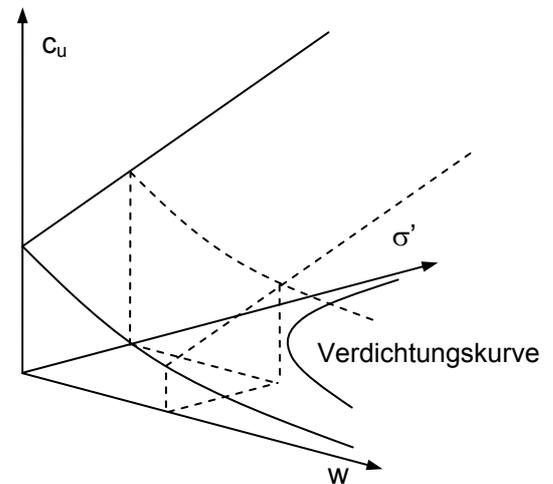


Abbildung 5.8: Einflüsse auf die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$

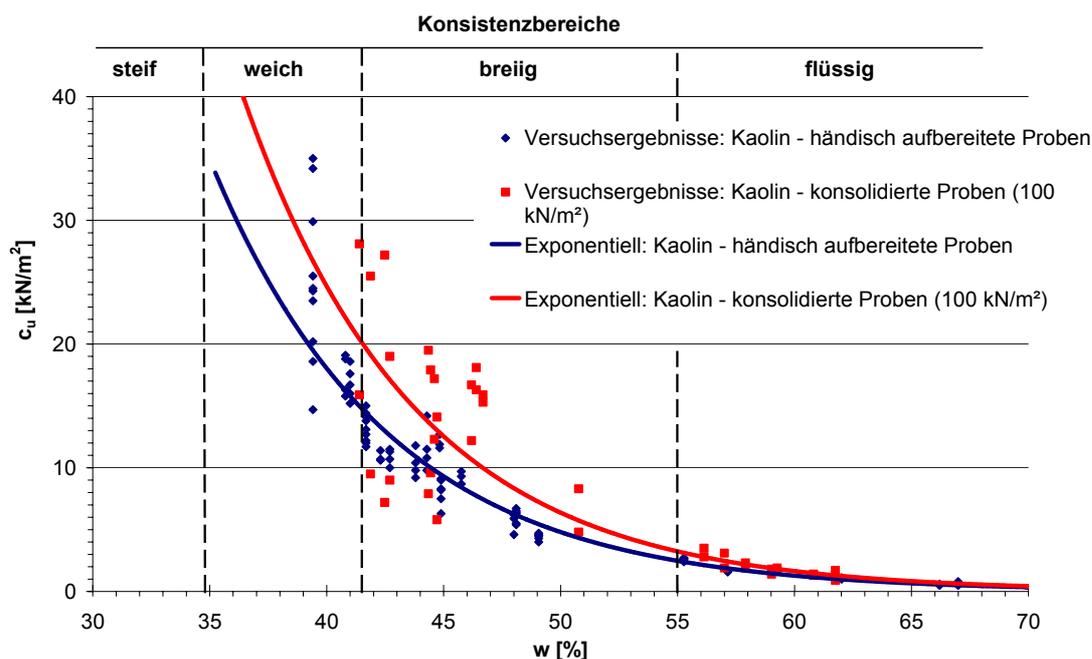


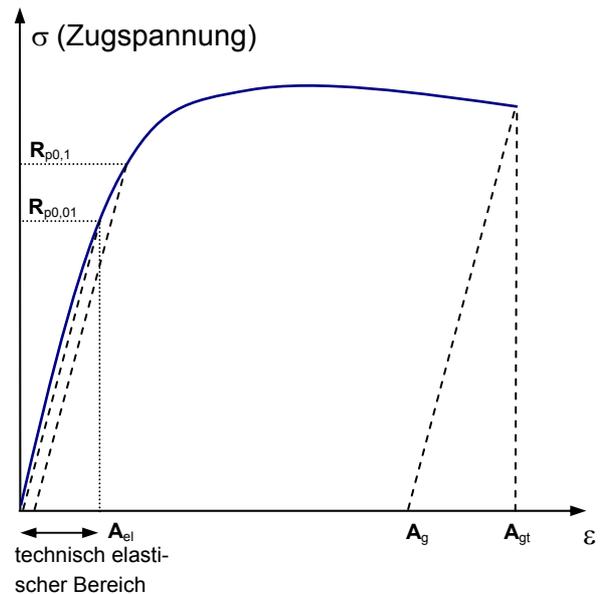
Abbildung 5.9: Entwicklung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  gegenüber dem Wassergehalt  $w$

## 6 Versuchspfähle

### 6.1 Werkstoffeigenschaften

#### 6.1.1 St-52

Der in den Berechnungen verwendete idealisierte Spannungs – Dehnungs – Verlauf entspricht nicht den wirklichen Gegebenheiten. Zutreffend ist stattdessen ein kontinuierlicher Übergang des elastischen in den plastischen Verformungsbereich (Abbildung 6.1). Nach einer Belastung und Entlastung verbleiben also bereits Verformungen im Pfahl, auch bevor die rechnerische Streckgrenze  $f_y$  erreicht wird. Zur grundsätzlichen Überprüfung der Werkstoffeigenschaften, wurden an zwei Stahlrohren (Modellpfahl A und B) Zugversuche nach DIN EN 10002 unternommen: Ein deutliches Fließplateau war aus den Messergebnissen nicht zu erkennen. Vor allem ist anzumerken, dass zu den Dehnungsverläufen im Druckbereich keine durch Messungen abgesicherte Beurteilung zu treffen ist. Aus den Messergebnissen wurden die Rechenwerte der Stahldehnungen  $\varepsilon_{y1}$  und  $\varepsilon_{y2}$  mit 2,38 bzw. 10 mm/m festgelegt. Die Fließgrenze  $f_y$  wird zu  $500 \text{ N/mm}^2$ , der Elastizitätsmodul zu  $210000 \text{ N/mm}$  angenommen.

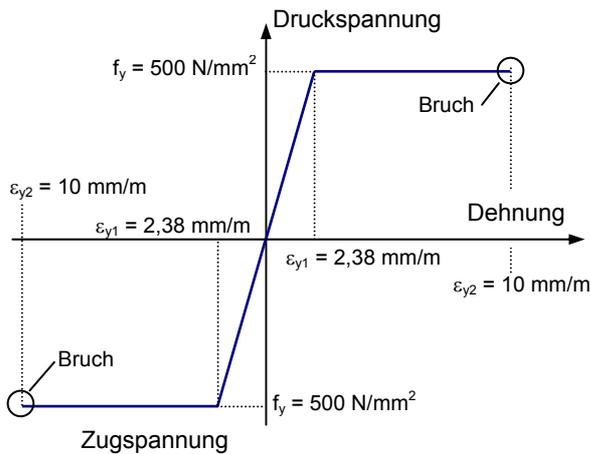


**Abbildung 6.1: Spannungen und Dehnungen nach DIN 10002**

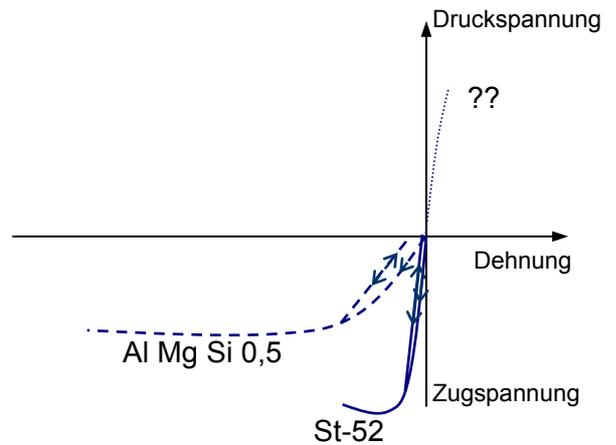
Modellstab	E-Modul	$R_{p0,01}$	$R_{p0,1}$	$R_{p0,2}$	$A_{el}$	$A_g$
A	$193,0 \text{ kN/mm}^2$	$367,59 \text{ N/mm}^2$	$559,64 \text{ N/mm}^2$	$542 \text{ N/mm}^2$	0,20 %	1,7 %
B	$208,7 \text{ kN/mm}^2$	$351,03 \text{ N/mm}^2$	$502,27 \text{ N/mm}^2$	$621 \text{ N/mm}^2$	0,18 %	1,1 %

**Abbildung 6.2: Kennwerte aus den Zugversuchen nach DIN EN 10002 (St-52)**

Es ist anzumerken, dass die aus den Zugversuchen gewonnenen Daten der Fließgrenze und der Grenzdehnungen grundsätzlich auch für den Druckbereich übertragen wurden (siehe Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4).



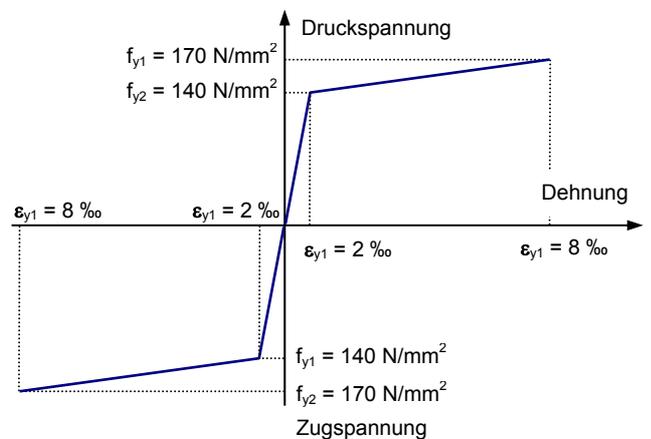
**Abbildung 6.3: idealisierter Dehnungsverlauf (St-52)**



**Abbildung 6.4: wirklichkeitsnahe Dehnungsverläufe (St-52 und Al Mg Si 0,5)**

### 6.1.2 Al Mg Si 0,5

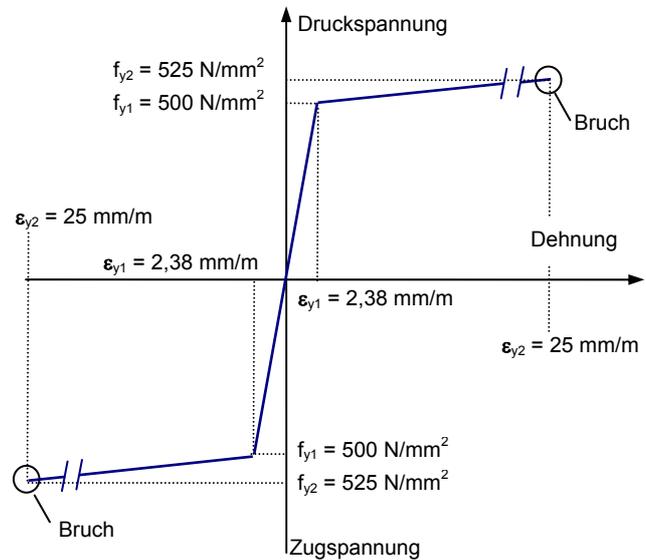
In den genormten Versuchen wird wie bei Stahl die Spannungs – Dehnungs – Beziehungen ausschließlich in Zugversuchen bestimmt. Die aus den Zugversuchen gewonnenen Werkstoffkennwerte werden dann auf den Druckbereich übertragen. Für die Aluminiumlegierung Al Mg Si 0,5 ergibt sich in Anlehnung an die DIN 4113-1 eine Bruchfestigkeit von 170 bis 195 N/mm<sup>2</sup>. In den Berechnungen wurde ein idealisierter Spannungs-Dehnungs-Verlauf nach EN AW-6060 verwendet. Die Dehnungen, bei welchen die Bruchfestigkeit erreicht wird, liegen in erster Näherung in einem Bereich von 20 mm/m. In der nebenstehenden Abbildung 6.5 findet sich der für die Berechnung verwendete Spannungs-Dehnungs-Verlauf. Für den Werkstoff Al Mg Si 0,5 des Versuchspfahles FLACH40x100 wird  $\epsilon_{y1}$  mit 2 mm/m angenommen. Seine maximale Festigkeit wird mit 170 N/mm<sup>2</sup> angesetzt, der Elastizitätsmodul (Anfangssteigung) mit 70000 N/mm<sup>2</sup>.



**Abbildung 6.5: Für die Berechnungen verwendeter Dehnungsverlauf des Al Mg Si 0,5 entsprechend EN AW-6060**

### 6.1.3 BSt 500 S

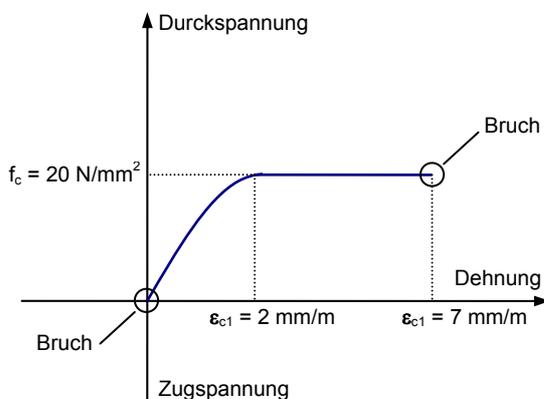
Der in den Versuchspfählen (GEWI28 und GEWI28\_100) verwendete gerippte Betonstahl der Güte BSt 500 S weist mit einer zulässigen Stahldehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1045-1 von  $\varepsilon_{y2} = 25 \text{ mm/m}$  eine hohe Duktilität, verglichen mit dem Stahl der Güte St-52, auf. Die Streckgrenze  $f_{y1}$ , welche ab einer Dehnung von  $\varepsilon_{y1} = 2,38 \text{ mm/m}$  erreicht ist, wird mit  $500 \text{ N/mm}^2$  angenommen. Zur zulässigen Stahldehnung  $\varepsilon_{y2}$  wächst die Stahlspannung auf  $f_{y2} = 525 \text{ N/mm}^2$  an. Der Elastizitätsmodul beträgt  $210000 \text{ N/mm}^2$ . Der idealisierte Dehnungsverlauf ist in Abbildung 6.6 gezeigt.



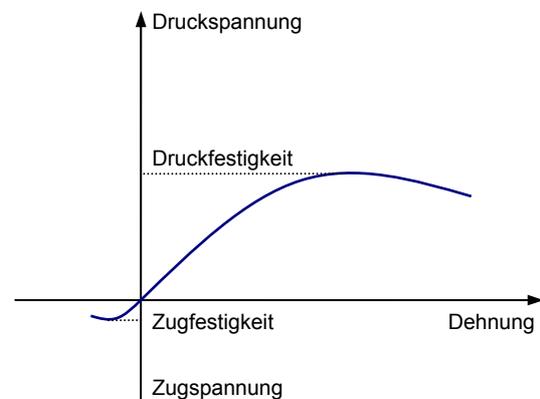
**Abbildung 6.6: idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung des BSt 500 S**

### 6.1.4 Zementstein C20/25

Der Verbundpfahl GEWI28\_100 besteht aus einem zentrisch eingestellten Tragglied GEWI28 und dem umgebenden Zementsteinkörper aus Beton C20/25 ( $w/z = 0,55$ ) mit einem Größtkorn von  $8 \text{ mm}$ . Eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons ist durch einen parabelförmigen Verlauf gekennzeichnet. Dabei beträgt die Druckfestigkeit des C20/25 mit  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$  etwa 10 mal mehr als die Zugfestigkeit. Zudem ist die Zugfestigkeit von Beton eine stark streuende Größe. Sie wird für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt, macht jedoch eine realistische Abschätzung der Traglasten sehr schwer (siehe Abschnitt 8.3.2). In Anlehnung an DIN 1045-1 wird für die Berechnungen eine idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet (siehe Abbildung 6.7).



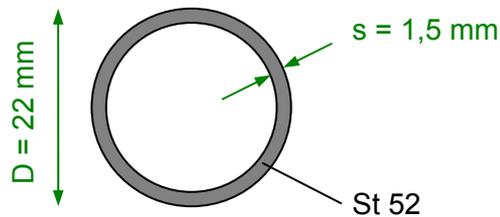
**Abbildung 6.7: idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung des C20/25**



**Abbildung 6.8: wirklichkeitsnaher Dehnungsverlauf des C20/25**

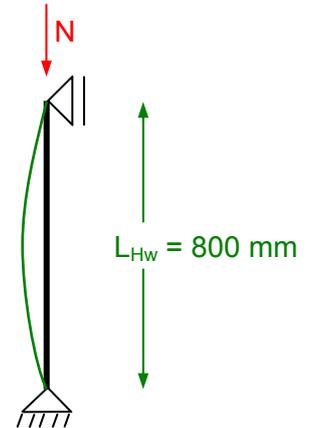
## 6.2 Modellpfähle

### 6.2.1 Modellpfahl A



EULER II – Fall:

$$N_{ki} = 16,52 \text{ kN}$$



Geometrie:

$$E_p \cdot I_p = 1,071 \text{ kNm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_y = 2,38 \text{ mm/m}$$

$$N_{pl} = 48,3 \text{ kN}$$

$$M_{pl} = 0,315 \text{ kNm}$$

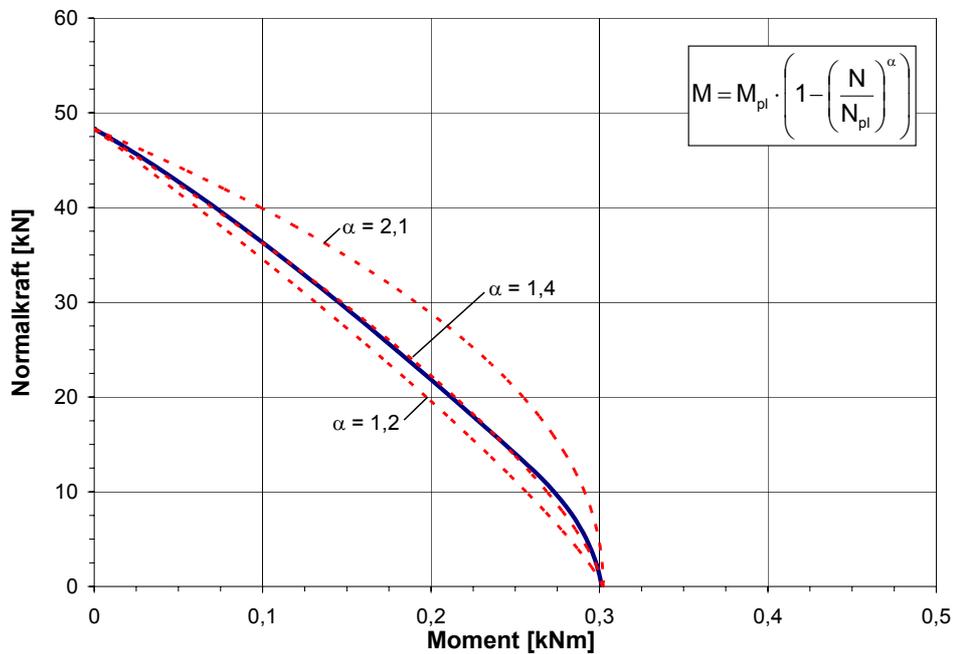
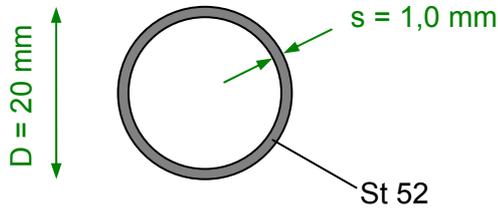


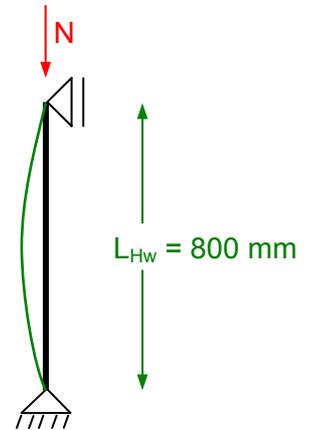
Abbildung 6.9: Interaktionsbeziehung des Pfahles Modellpfahl A (blaue Linie numerisch mit dem Programm INCA2 berechnet)

6.2.2 Modellpfahl B



EULER II – Fall:

$$N_{ki} = 8,74 \text{ kN}$$



Geometrie:

$$E_p \cdot I_p = 0,567 \text{ kNm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_y = 2,38 \text{ mm/m}$$

$$N_{pl} = 29,9 \text{ kN}$$

$$M_{pl} = 0,172 \text{ kNm}$$

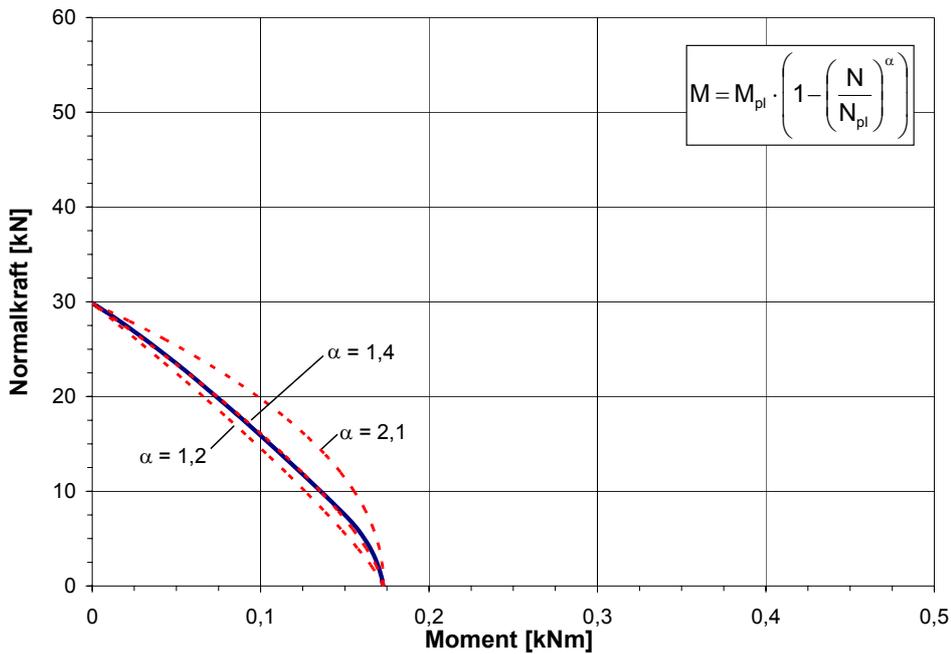
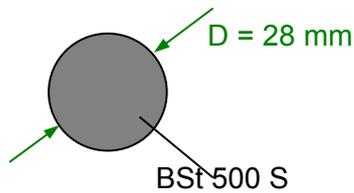


Abbildung 6.10: Interaktionsbeziehung des Pfahles Modellpfahl B (blaue Linie numerisch mit dem Programm INCA2 berechnet)

### 6.3 Pfähle für die Großversuche

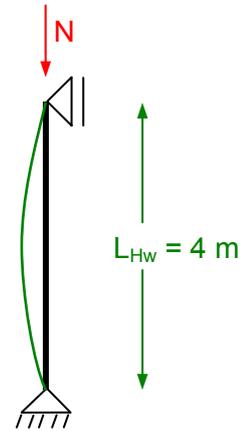
#### 6.3.1 Pfahl GEWI28

Geometrie:



EULER II – Fall:

$$N_{ki} = 3,9 \text{ kN}$$



$$E_p \cdot I_p = 6,34 \text{ kNm}^2$$

$$f_{y1} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{y1} = 2,38 \text{ mm/m}$$

$$N_{pl} = 309,7 \text{ kN}$$

$$M_{pl} = 1,6 \text{ kNm}$$

$$f_{y2} = 525 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{y2} = 25 \text{ mm/m}$$

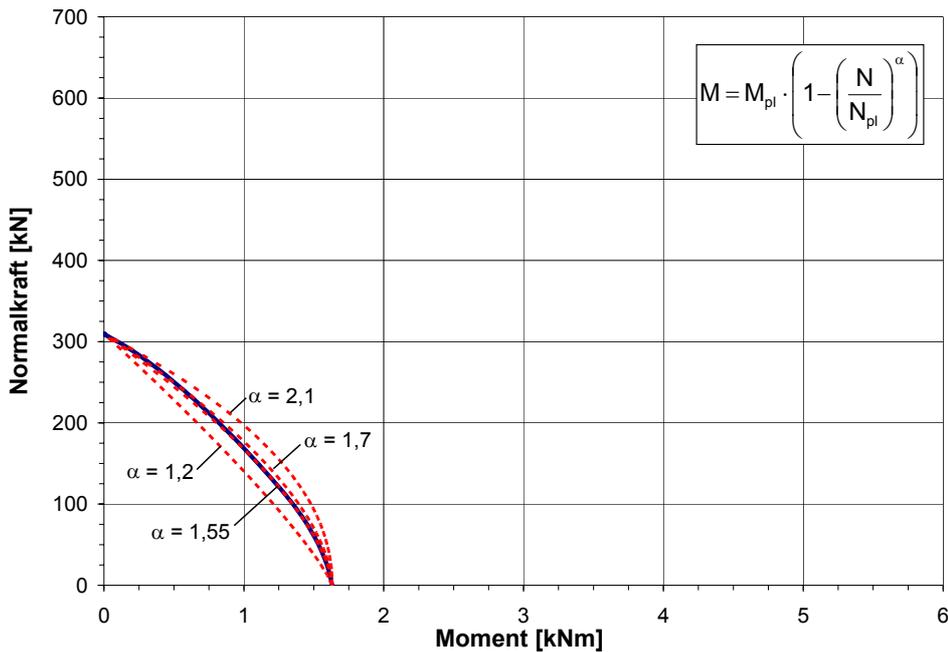


Abbildung 6.11: Interaktionsbeziehung des Pfahles GEWI28 (blaue Linie numerisch mit dem Programm INCA2 berechnet)

#### 6.3.2 Pfahl GEWI28\_100

Aufgrund der starken Nichtlinearität des Tragverhaltens des Verbundpfahles werden die Gegenrechnungen des Pfahles GEWI28\_100 stets in drei Varianten durchgeführt:

- voll wirkender Verbund

- halbseitig gerissener Querschnitt
- Biegesteifigkeit allein aus dem Tragglied

Der Verbundpfahl wurde in einer vertikal stehenden Schalung aus PVC-Rohren hergestellt. In die Rohre wurde, mit Abstandshalter gesichert das Tragglied (GEWI28) eingestellt. Anschließend wurden von oben der Beton in Lagen eingebracht und zu große Lufteinschlüsse mittels Vibrationen an der Schalung verhindert. Nach dem Abbinden wurde die Schalung längsseitig aufgeschnitten und entfernt.

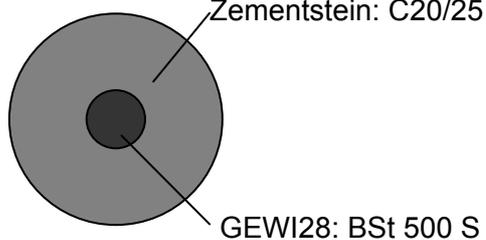
#### voll wirkender Verbund

Es wird davon ausgegangen, dass der Beton entweder auf Zug voll mit trägt oder der gesamte Querschnitt überdrückt ist. Beide Annahmen bezüglich der Schnittgrößenentwicklung in den Belastungsversuchen sind grundsätzlich wenig realistisch. Doch wird durch diese Betrachtung eine gewisse „obere Grenze“ des Tragverhaltens definiert.

Man beachte, dass das größte aufnehmbare Moment bei einer Druckkraft von knapp 100 kN erreicht wird.

Geometrie:

100 mm



$$E_p \cdot I_p = 152,7 \text{ kNm}^2$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{y1} = 2,38 \text{ mm/m}$$

$$N_{pl} = 415,8 \text{ kN}$$

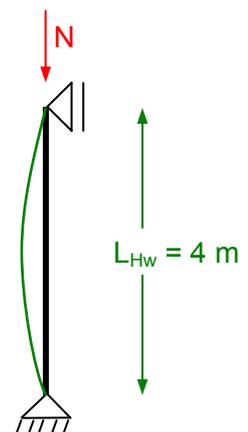
$$M_{pl} = 2,0 \text{ kNm}$$

$$f_c = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{c1} = 2 \text{ mm/m}$$

EULER II – Fall:

$$N_{ki} = 94 \text{ kN}$$



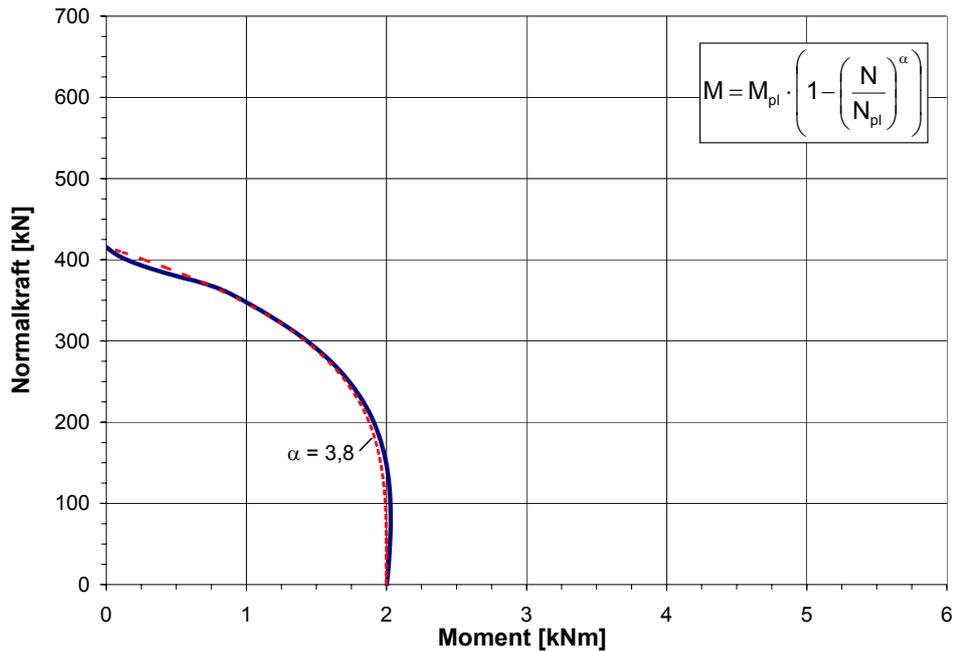
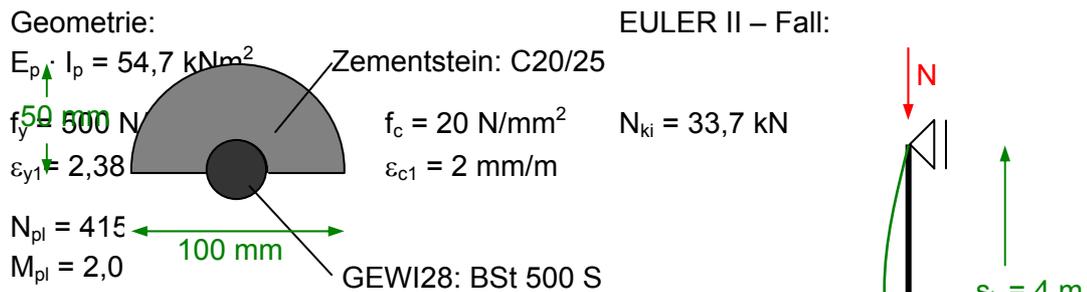


Abbildung 6.12: Interaktionsbeziehung des Pfahles GEWI28\_100 (blaue, durchgezogene Linie numerisch mit dem Programm INCA2 berechnet)

halbseitig gerissener Querschnitt

Im Querschnitt wirken gerade halbseitig Druckspannungen. In der gerissenen Hälfte wirken im Beton keine Zugkräfte. Das Stahltragglied trägt Zug- und Druckspannungen. Für die Belastungsversuche ist diese Annahme der Biegesteifigkeit  $E_p \cdot I_p$  für ein großes Spektrum an auftretenden Schnittgrößen realistisch.

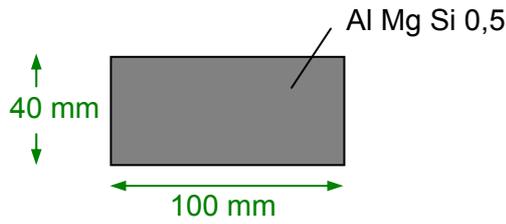


Biegesteifigkeit allein aus dem Tragglied

Bei dieser Betrachtungsweise entsprechen die Querschnittswerte denen des Pfahles GEWI28 (siehe Abschnitt 6.3.1).

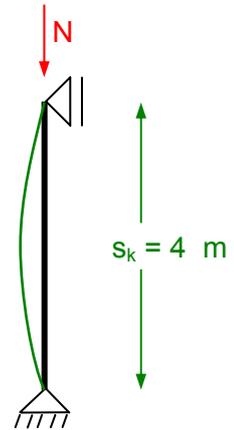
**6.3.3 Pfahl FLACH40x100**

Geometrie:



EULER II – Fall:

$$N_{ki} = 23,0 \text{ kN}$$



$$E_p \cdot I_p = 37,3 \text{ kNm}^2$$

$$f_{y2} = 170 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{y2} = 80 \text{ mm/m}$$

$$N_{pl} = 600 \text{ kN}$$

$$M_{pl} = 5,81 \text{ kNm}$$

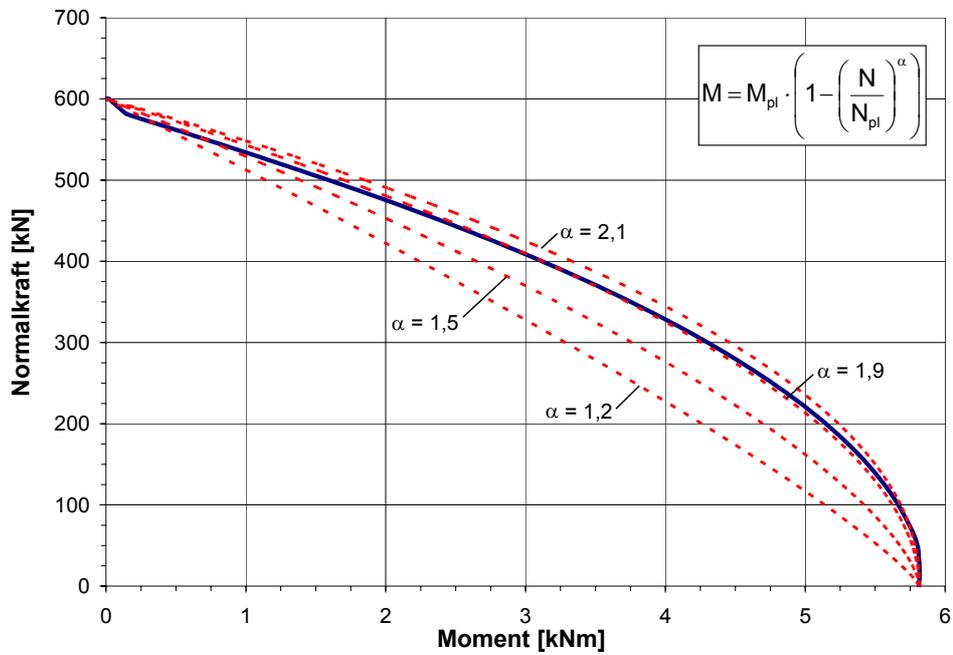


Abbildung 6.13: Interaktionsbeziehung des Pfahles FLACH40x100 (blaue, durchgezogene Linie numerisch mit dem Programm INCA2 berechnet)

## 7 Kleinmaßstäbliche Versuche

### 7.1 Konzeption

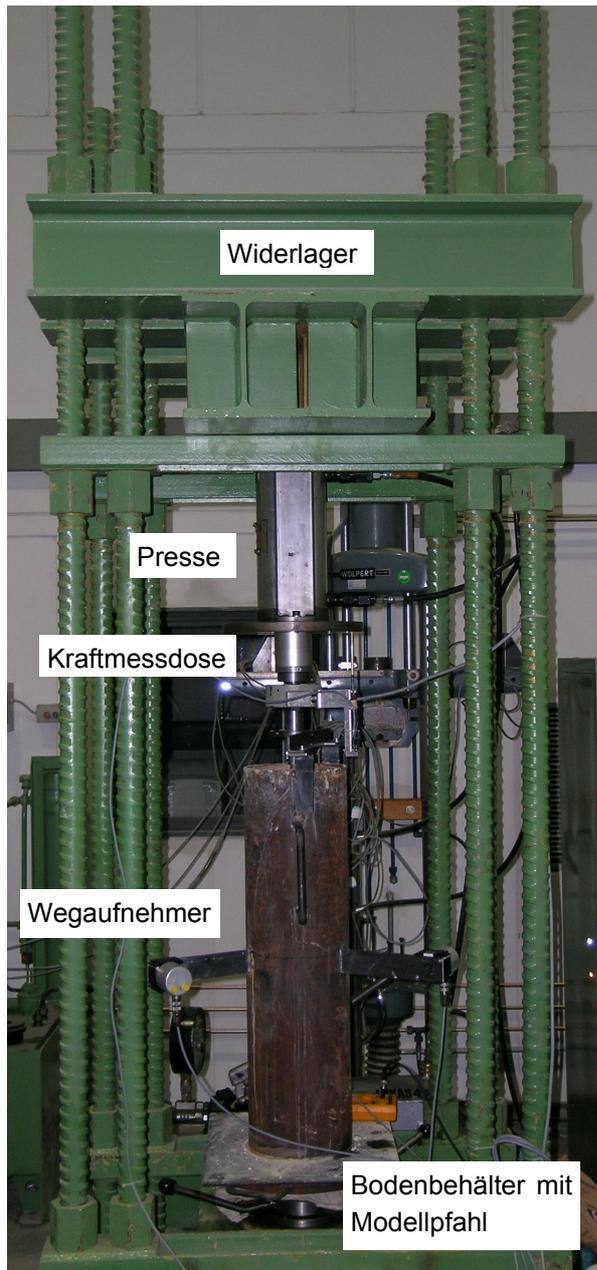


Abbildung 7.1: Ansicht des Versuchsstandes

Für die später behandelten Großversuche wurde eine 7 m hohe Prüfanlage, bestehend aus handelsüblichen Betonschachtringen mit einem Innendurchmesser von 1 m erstellt. In dieser Prüfanlage können 4 m lange Einzelpfähle einer Belastung unterzogen werden. Zur Überprüfung der Planung und als grundlegender Eignungstest der Messeinrichtung wurde das in Abbildung 7.1 dargestellte Modell der geplanten Prüfanlage konzipiert und gebaut. In dieser können 80 cm lange Pfähle belastet und die dabei auftretenden Verformungen des Pfahles erfasst werden. Als Pfähle wurden gezogene Stahlrohre  $\varnothing 20$  mm und 22 mm verwendet, siehe Abschnitt 6.2 .

Der Versuchsapparat besteht im Wesentlichen aus einem 800 mm langen Rohrstück mit einem Außendurchmesser von 220 mm und einer Wandstärke von 6 mm. An dessen Unterseite ist eine Bodenplatte über an der Außenseite des Behälterrohres geschweißte Laschen mit Schrauben lösbar verbunden. Zur Belastung des Modellpfahles wird der gesamte Versuchsapparat in einen Belastungsstand gehoben. Eine handgesteuerte und unter dem Widerlager montierte hydraulische Presse erzeugt die zur Probelastung benötigten Kräfte.

Mit Boden gefüllt wiegt der Versuchsapparat ca. 60 kg. Um ein sicheres Umstellen des gesamten Behälters zu gewährleisten, sind im oberen Drittelpunkt Transportbügel aus gebogenem Rundstahl angeschweißt. Durch diese Bügel ist ein Heben und ein Transport mit Hilfe eines Handgabelstaplers möglich. Dadurch kann der Behälter zum Befüllen und Entleeren mit Boden aus der Belastungseinrichtung gehoben werden.

Die Auflager an den Enden der Modellpfähle sind mit Hilfe von Kugelgelenken so konstruiert, dass eine freie Drehbarkeit in alle Richtungen gewährleistet ist (Abbildung 7.7). Dadurch kann sich eine maximale Halbwellenlänge der Knickfigur mit 80 cm einstellen. Zwischen dem Pressenstempel und dem oberen Pfahlaulager ist eine Kraftmessdose adaptiert. Die dort gemessenen Kräfte werden der Pfahlnormalkraft  $N$  gleichgesetzt. Es wird weiter angenommen, dass über die Pfahlänge keine Mantelreibung auftritt und die Normalkraft im Pfahl somit konstant über die Pfahlänge bleibt. Dies ist aufgrund der weichen Böden, den sehr geringen vertikalen Relativverschiebungen Boden-Pfahl und der sehr glatten Pfahloberfläche gerechtfertigt. Direkt am Pressenstempel registriert ein potentiometrischer Wegaufnehmer die vertikale Verschiebung des Pfahlkopfes  $u_0$ . Auf halber Höhe des Behälterrohrs sind radial drei Flacheisen zur Montage von drei Seilzugwegaufnehmern angeschweißt. Am Ende dieser Messkonsolen sind die Wegaufnehmer mit jeweils zwei Gewindestangen, Mutter und Kontermutter befestigt. Die Seile werden durch Bohrungen mit Durchmesser 12 mm in das Behälterinnere geführt. Zur Abdichtung und zur Führung der Seile werden die Bohrungen mit einem PVC-Formstück versehen. Durch drei radial unter  $120^\circ$  am Pfahl befestigte Messseile werden die seitlichen Verformungen in der Mitte des Pfahles  $w_M$  registriert (siehe Abbildung 7.4 und Abbildung 7.5). Dabei errechnet sich aus jeweils einem Seilpaar (beide Seile sind im Ausgangszustand gleich lang) die genaue Größe der Verschiebung  $w_M$ :

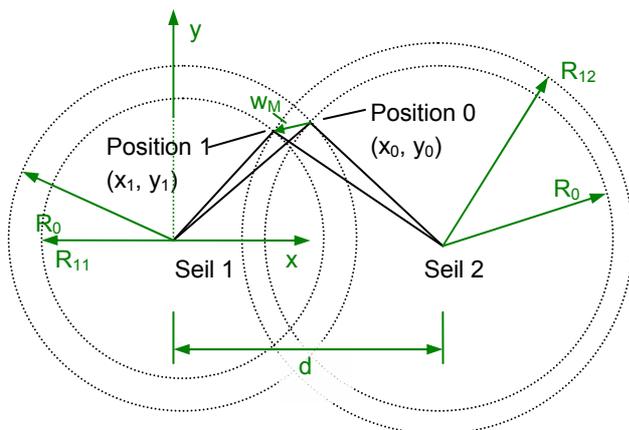


Abbildung 7.3: Geometrie zur Ermittlung von  $w_M$

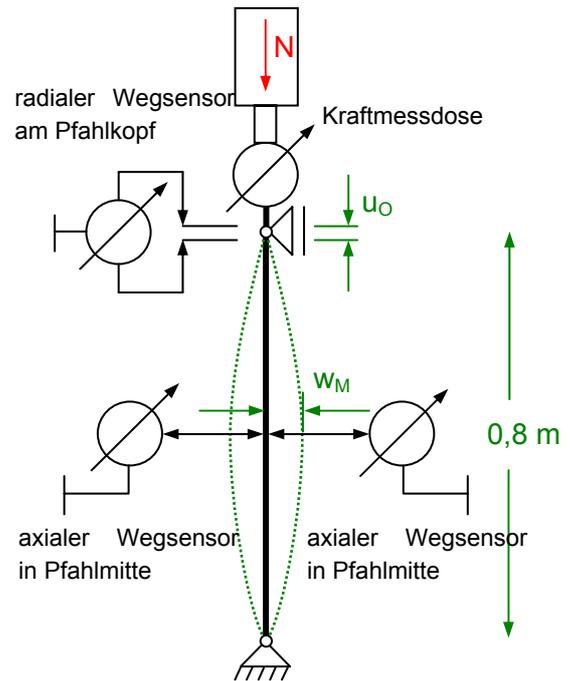


Abbildung 7.2: Instrumentierung des modellmaßstäblichen Versuchsstandes

Mit dem Ursprung am Drehpunkt des Seiles 1 gelten zunächst die Koordinaten der Position 0:

$$x_0 = \frac{d}{2} \quad \text{und} \quad y_0 = \sqrt{R_0^2 - \frac{d^2}{4}}$$

Die Werte  $d$  und  $R_0$  sind aus der Konstruktion bekannt.

Verschiebt sich der Pfahl in die Position 1 so ergeben sich deren Koordinaten zu:

$$x_1 = \frac{d^2 - R_{12}^2 + R_{11}^2}{2 \cdot d} \quad \text{und} \quad y_1 = \sqrt{R_{11}^2 - x_1^2}$$

Aus den beiden Koordinatenpaaren ergibt sich die Verschiebung  $w_M$ :

$$w_M = \sqrt{(x_0 - x_1)^2 + (y_0 - y_1)^2}$$



**Abbildung 7.4:** vorgespannte Messseile, in Ausgangslage (Position 0) unter 120°



**Abbildung 7.5:** am Behälter befestigter Seilzugwegaufnehmer



**Abbildung 7.6:** Komplettansicht des Versuchsbehälters mit montierten Seilzugwegaufnehmern von oben



**Abbildung 7.7:** oberes Pfahlaulager (Kugelgelenk) nach einem Belastungsversuch

In den ersten Versuchsreihen wurde der Versuchsboden mit einem bestimmten Wassergehalt  $w$ , welcher mit der bei der Versuchsdurchführung gewünschten undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  nach Abbildung 5.9 korreliert, angemischt und lagenweise händisch in den Versuchsbehälter eingebaut. Nach etwa 24 Stunden wurde der Belastungsversuch durchgeführt und der Boden aus dem Behälter entfernt. Zwar konnte mittels Einbauversuchen (siehe Zwischenbericht) festgestellt werden, dass in den untersuchten Konsistenzbereichen sowohl die Homogenität gewahrt als auch der Luftporenanteil begrenzt bleibt, jedoch bereitete es mit steigender Bodenfestigkeit immer größere Probleme, den Boden anzumischen.

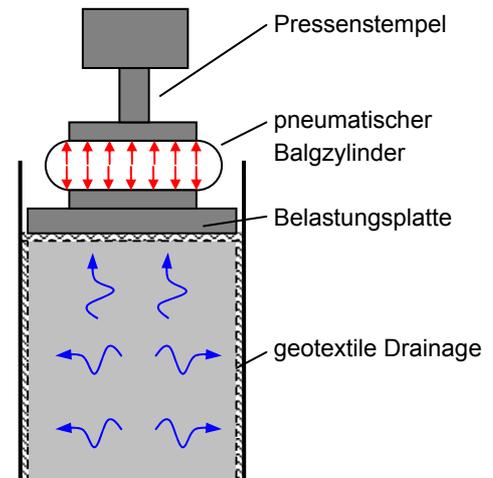
Aus diesem Grund wurde das Vorgehen verworfen und im Hinblick auf die Großversuche ein neues Konzept überlegt: Der Versuchsboden wird in flüssiger Konsistenz mit einem Wassergehalt zwischen 60 % und 80 % angemischt. An der Innenwandung des Behälters ist ein geotextiles Drainsystem befestigt, welches nach oben Wasser abgeben kann. Nun wird der flüssige Boden in den Behälter eingebracht. Dabei ist zu beachten, dass durch die anschließende Konsolidation Setzungen entstehen und die Füllhöhe daher mit einem gewissen Maß (etwa 20 cm) oberhalb des Pfahl-

kopfes festzulegen ist. Um diese Bodenmasse aufzunehmen, wurde ein ca. 30 cm hoher abnehmbarer Aufsatz auf den bestehenden Behälter erstellt. Auf den Boden wird ein trennendes und filterndes Geotextil gelegt und die geotextile Drainage am Behälterrand nach innen umgeschlagen. Nun wird eine Belastungsplatte mit einem Außendurchmesser von 200 mm auf das Bodenpaket gelegt.

Der Boden wird nun mit Hilfe von Auflasten aus der hydraulischen Presse entwässert. Da sehr rasch Setzungen entstehen und sich damit die Auflast rasch verringert, wurde mit Erfolg zwischen dem Pressenstempel und der Belastungsplatte ein pneumatischer Balgzylinder gelegt. Dieser Balgzylinder wird auf einen gewissen Innendruck mittels Druckregler und Barometer eingestellt und bewirkt eine über größere Setzungen (bis zu 2 cm) konstant wirkende Bodenaflast. Vergrößern sich die Setzungen, so muss der Pressenstempel weiter ausgefahren werden.

Die Belastung wird solange aufrecht erhalten, bis infolge der Konsolidation die gewünschte undrainierte Scherfestigkeit erreicht ist. Dazu wird in begrenzten zeitlichen Abständen der Versuchsbehälter aus dem Belastungsstand genommen und die undrainierte Scherfestigkeit mittels Handdrehflügelsonde bestimmt. Ist der Boden noch zu weich, so muss die Konsolidation fortgesetzt werden. Sobald die undrainierte Scherfestigkeit den gewünschten Wert erreicht hat, kann der Belastungsversuch durchgeführt werden.

Dazu fährt der Pressenstempel langsam auf das obere Pfahlaulager. Um zu große Lastexzentrizitäten zu vermeiden, war es meistens nötig, die Position des Versuchsbehälters zu korrigieren. Danach wird mit der Aufnahme der Messwerte begonnen und die Last stufenweise erhöht. Tritt Knicken ein und erleidet der Pfahl keine bleibenden Verformungen, so kann eine mehrmalige Entlastung und Belastung erfolgen.



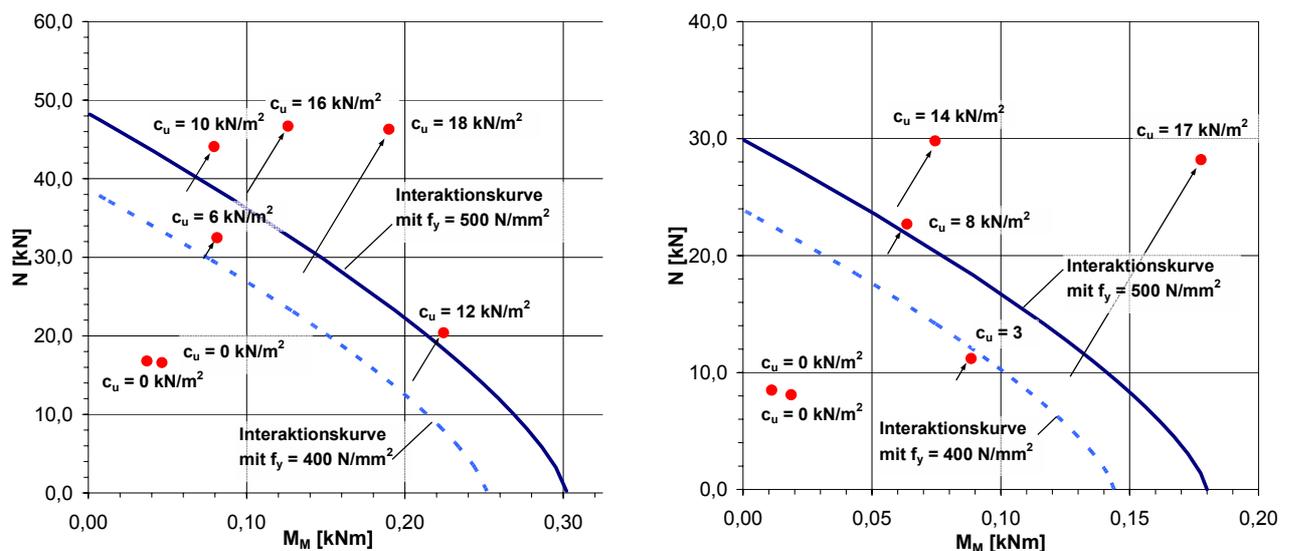
**Abbildung 7.8: Prinzip der Konsolidierung mittels Auflasten**

## 7.2 Versuchsergebnisse und Vergleichsrechnung

Eine detaillierte Aufbereitung der Versuchsdaten ist in Anhang 3 zu finden. Zu den einzelnen Versuchen sind die Messschriebe folgender Parameter in Diagrammen zu finden:

- Pfahlnormalkraft  $N$  und die seitliche Auslenkung des Pfahles  $w_{N,M}$  gegenüber der Zeit
- Pfahlnormalkraft  $N$  und die Verschiebung des Pfahlkopfes  $u_O$  gegenüber der Zeit
- Pfahlnormalkraft  $N$  gegenüber der seitlichen Auslenkung des Pfahles  $w_{N,M}$
- Pfahlnormalkraft  $N$  gegenüber der Verschiebung des Pfahlkopfes  $u_O$

Die Abbildung 7.9 zeigt eine Erhöhung der erreichten Traglasten, sobald stützendes Bodenmaterial den Pfahl umgibt. Auf der Ordinate ist die gemessene maximale Pfahlnormalkraft  $N_u$  und auf der Abszisse ein Biegemoment im Pfahl  $M_M$ , welches sich aus der Normalkraft  $N$ , multipliziert mit der Summe aus der Imperfektion  $w_{M,0}$  und der registrierten horizontalen Verschiebung  $w_{N,M}$  errechnet, angetragen. Das tatsächliche Biegemoment im Pfahl ist geringer (und muss unterhalb oder auf der Interaktionskurve liegen), da aus der Bodenstützung ein rückdrehendes Moment entsteht, welches nicht gemessen werden konnte.



**Abbildung 7.9: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und zugehöriges Moment aus Theorie 2. Ordnung (ohne Wirkung der Bettung) für die gemessene Pfahlauslenkung (links: Modellpfahl A, rechts: Modellpfahl B)**

Die Versuche ohne Bodenstützung ( $c_u = 0$ ) geben recht genau die Verzweigungslast nach EULER wieder. Die maximalen erreichbaren Traglasten erreichen die Interaktionskurve nicht. Der Pfahl versagt bereits, bevor der Querschnitt an der maßgebenden Stelle plastifiziert. Schon bei geringer Bodenstützung erhöht sich die Traglast. Der stützende Boden bewirkt ein rücktreibendes Moment auf den Pfahl in dem Maße, dass die tatsächliche Pfahlbeanspruchung (bei unverändertem  $N$ ) die Interaktionskurve maximal erreicht.

In den nachfolgenden Tabellen sind sämtliche charakteristischen Messwerte der Modellversuche aufgelistet. Dabei ist  $w_u$  bzw.  $u_{O,u}$  die seitliche Verschiebung in Pfahlmitte bzw. die axiale Verfor-

mung am Pfahlkopf kurz vor dem Pfahlversagen an der Traglast  $N_u$ . Hatte der Modellpfahl eine planmäßige Vorverformung, so ist der Biegestich in Pfahlmitte  $w_{0,M}$  ungleich Null.

Modellpfahl A:

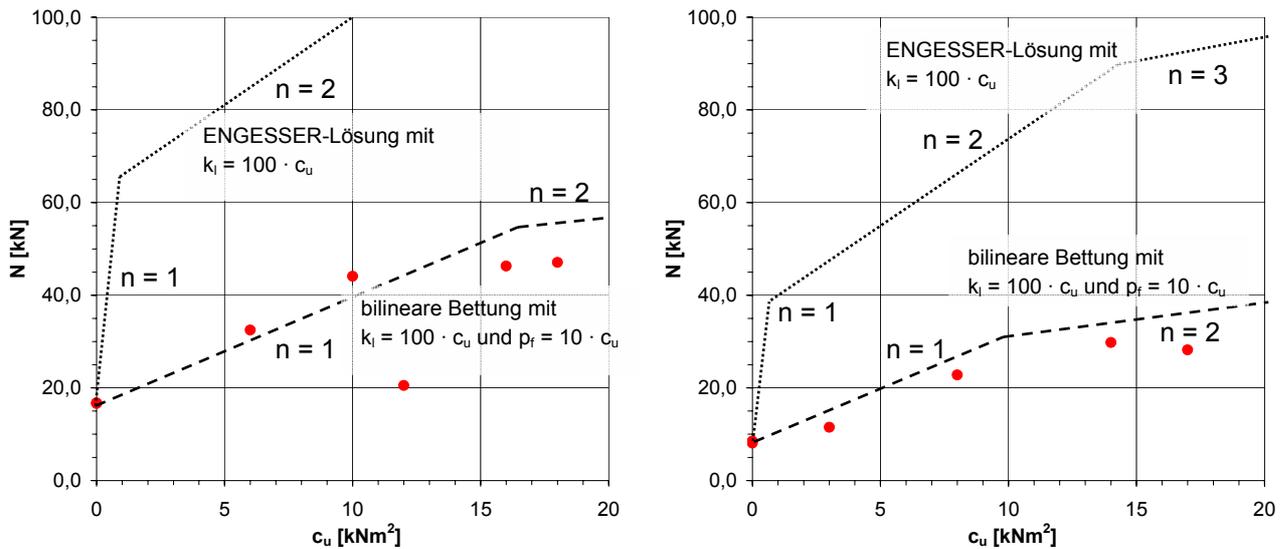
Versuchsnummer	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{0,M}$ [mm]	$N_u$ [kN]	$w_u$ [mm]	$u_{0,u}$ [mm]
00-A-01	0	0	16,6	2,8	2,1
00-A-02	0	0	16,8	2,2	2,4
KFL-A-01	6	0	32,5	2,5	2,8
KFL-A-02	12	0	20,4	11,0	3,6
KFL-A-03	18	0	46,7	2,7	4,2
KFL-A-04	10	0	44,1	1,8	4,3
KFL-A-05	16	0	46,3	4,1	4,2

Modellpfahl B:

Versuchsnummer	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{0,M}$ [mm]	$N_u$ [kN]	$w_u$ [mm]	$u_{0,u}$ [mm]
00-B-01	0	0	8,1	2,3	2,5
00-B-02	0	0	8,5	1,3	3,0
KFL-B-01	8	0	22,7	2,8	2,2
KFL-B-02	3	3,5	11,2	4,4	2,7
KFL-B-03	14	0	29,8	2,5	5,5
KFL-B-04	17	1,5	28,2	4,8	2,4

Lösung nach ENGESSER mit elastischer Bettung und numerische Lösung mit bilinearer Bodenstützung

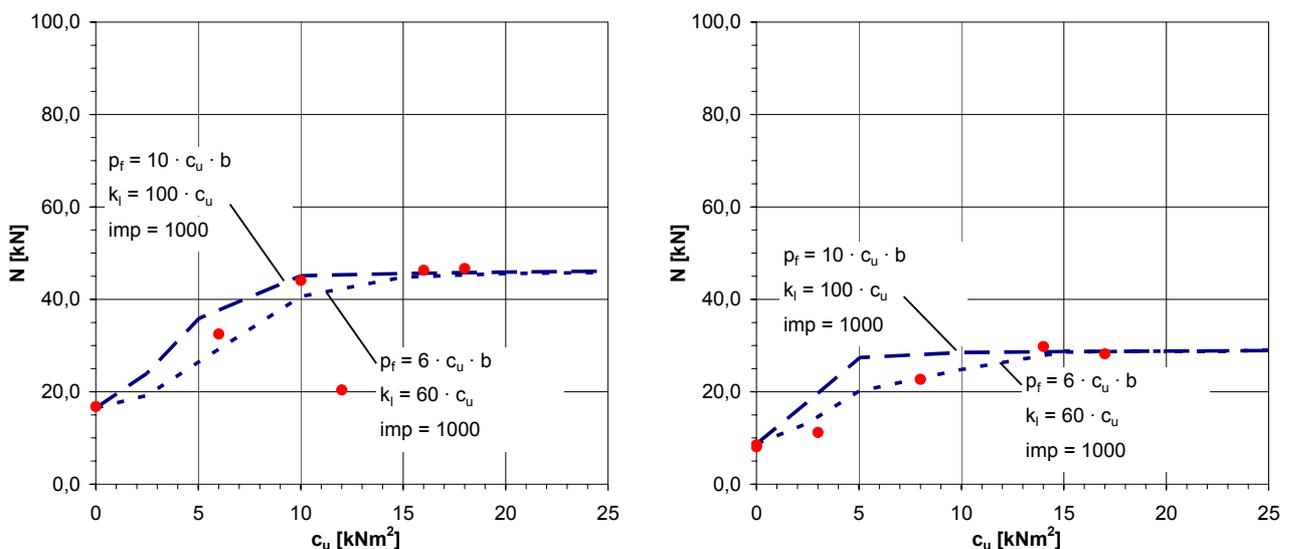
Trägt man auf der Abszisse die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  und auf der Ordinate die maximale Traglast  $N_u$  der Modellpfähle an, lassen sich die Versuchsdaten (rote Punkte) mit den Ergebnissen aus den Rechenmodellen vergleichen. Die gepunktete Linie in Abbildung 7.10 zeigt die rechnerischen Knicklasten, die mit dem elastischen Ansatz nach ENGESSER unter Verwendung eines Bettungsmoduls von  $k_f = 100 \cdot c_u$  erreicht werden. Die gestrichelte Linie gibt die Grenzlaster wieder, welche durch einen elastisch-plastischen Ansatz mit  $k_f = 100 \cdot c_u$  und  $p_f = 10 \cdot c_u$  mit Hilfe der numerischen FE – Modellierung berechnet wurden. Dabei ist erkennbar, dass sowohl nach der elastische Berechnung, als auch nach der elastisch-plastischen Berechnung mit steigender Bodenfestigkeit höhere Welligkeiten maßgebend werden sollten. Dies wurde in den ausgeführten kleinmaßstäblichen Versuchsreihen jedoch nicht beobachtet.



**Abbildung 7.10: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und mit Hilfe der ENGESSER-Lösung bzw. FE-Modellierung (imp = 600) berechnete Traglast in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B)**

Wie erwartet, hängen die erreichbaren Traglasten stark von der Größe der Bodenstützung ab. Dabei überschätzen die Ergebnisse einer rein elastischen Berechnung (gepunktete Linien) die registrierten Maximallasten (rote Punkte) deutlich. Eine wenigstens grobe Übereinstimmung von Berechnung und Versuchsergebnis konnte mit einer elastisch-plastischen Modellierung der Bodenstützung erzielt werden, wobei ein Bettungsmodul (Linienfeder) von  $k_l = 100 \cdot c_u$  und der maximale Bodenwiderstand mit  $p_f = 10 \cdot c_u$  angesetzt wurde (gestrichelte Linie).

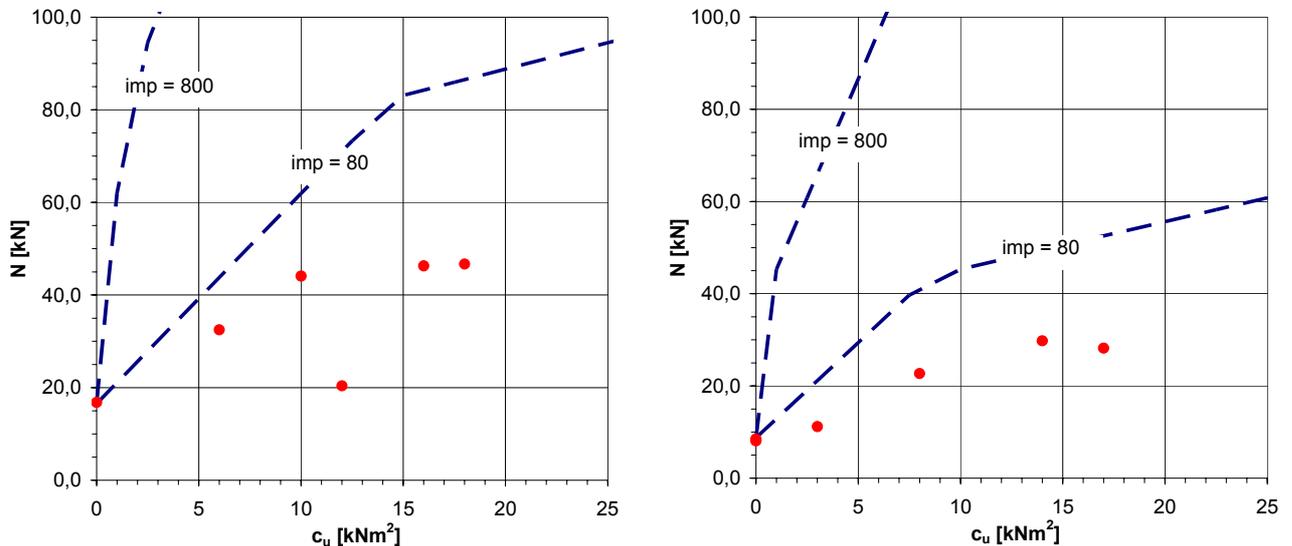
Berücksichtigt man zusätzlich, dass die Materialfestigkeit des Pfahlwerkstoffes begrenzt ist ( $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ ), so streben die Traglasten, wenn der Pfahl von Böden höherer Festigkeit gestützt wird, gegen die vollplastische Normalkraft. Dies ist in der Abbildung 7.11 gezeigt.



**Abbildung 7.11: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  im Versuch und berechnete Traglasten**

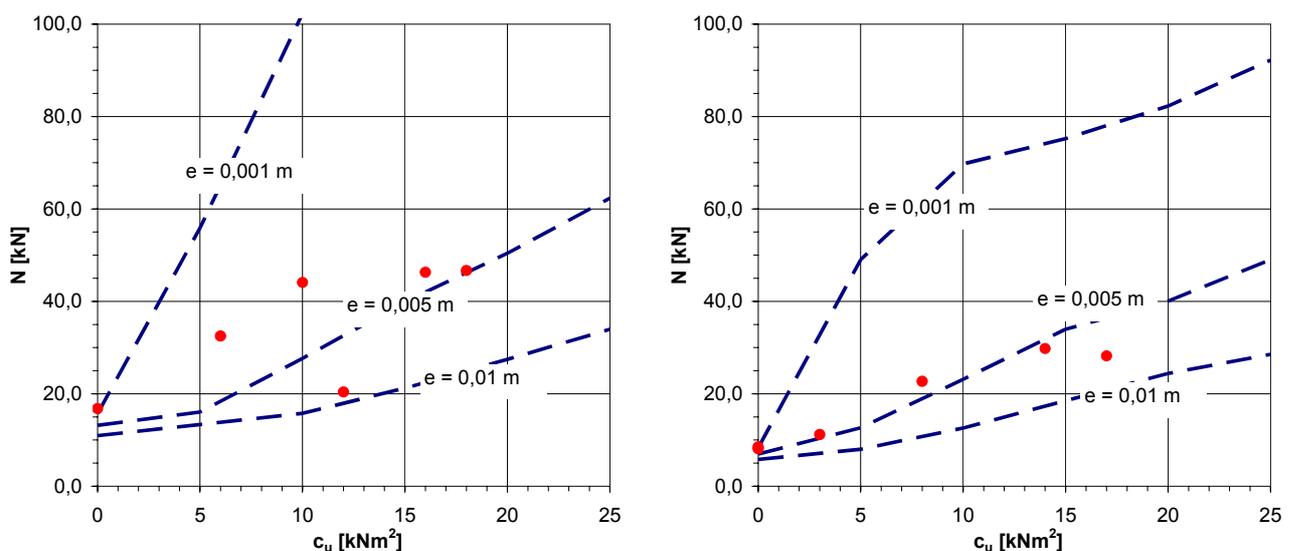
Berechnung nach WENZ

Eine Vergleichsrechnung der Ergebnisse des Modellversuche mit dem Rechenverfahren nach WENZ ist in Abbildung 7.12 gezeigt. Dabei wurde die Traglast mit Hilfe von Ansätzen des elastisch vorgebogenen Pfahles bestimmt (siehe Abschnitt 4.1.2 ).



**Abbildung 7.12: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und die Traglast nach WENZ für einen elastisch vorgebogenen Pfahl in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B)**

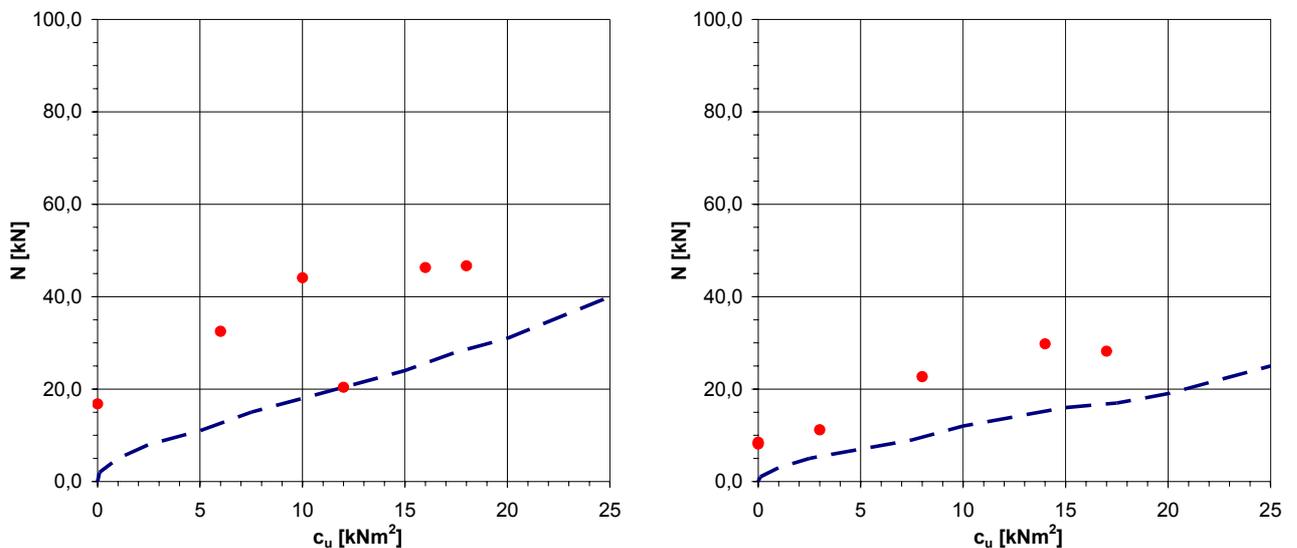
Die Berechnungsergebnisse hängen sehr stark von der Größe der gewählten Imperfektion  $imp$  oder Exzentrizität  $e$  ab. Sobald Boden den Pfahl umgibt, steigen die errechneten Traglasten nach WENZ an und überschätzen die im Versuch gemessenen Traglasten für kleine Imperfektionen oder Exzentrizitäten sehr deutlich. Dabei ist zu bemerken, dass die Traglast für sehr große seitliche Verschiebungen  $w_M$  ( $w_M = w(z = L/2)$ ) gegen die Verzweigungslast des ungestützten Systems konvergiert.



**Abbildung 7.13: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und die Traglast nach WENZ für einen exzentrisch belasteten Pfahl in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B)**

Verfahren nach MEEK

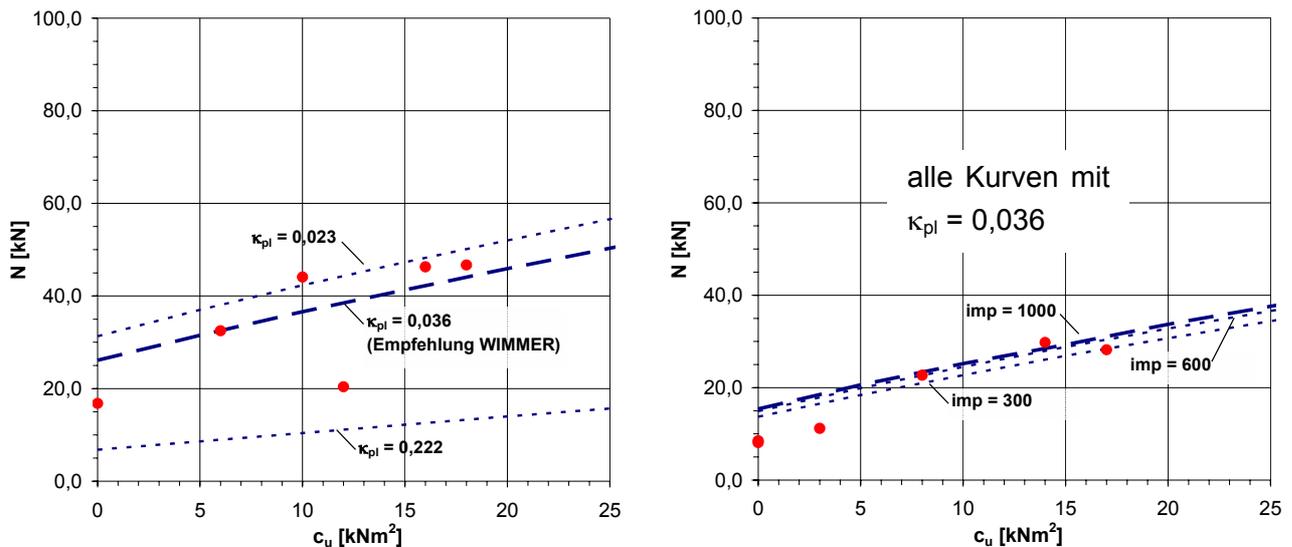
Das Rechenverfahren von MEEK unterschätzt die in den Modellversuchen erreichten Traglasten und liegt damit auf der sicheren Seite. MEEK geht in seiner Betrachtung davon aus, dass an den Enden der angesetzten Verschiebungsfigur die aus der Interaktionsbeziehung gegebenen maximalen Schnittgrößen geweckt werden können. Aufgrund der gelenkigen Lagerung der modellhaften Pfähle ist dies in den Versuchen nicht möglich. Die Traglasten von Pfählen mit einer sehr geringen seitlichen Stützung konvergieren gegen Null. Proberechnungen zeigen, dass die Traglast bei sehr hoher Bodenstützung der vollplastischen Normalkraft entspricht.



**Abbildung 7.14: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und die Traglast nach MEEK gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B)**

Verfahren nach WIMMER und ETTINGER

Eine Berechnung mit dem Rechenverfahren nach WIMMER und ETTINGER (Abschnitt 4.1.4 ) wurde unter der Annahme eines in der Veröffentlichung vorgeschlagenen plastischen Drehwinkels  $\kappa_{pl}$  von 0,036 vorgenommen. Die erhaltenen Traglasten hängen von der gewählten Vorverformung ab. Für die Modellpfähle, bei welchen kein Biegestich festgestellt wurde, wird der Parameter  $imp$  zu 1000 gewählt.



**Abbildung 7.15: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und die Traglast nach WIMMER und ETTINGER in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B  $\kappa_{pl} = 0,036$ )**

Die Modellpfähle der Versuche KFL-B-02 und KFL-B-04 weisen eine Imperfektion von  $w_{0,m} = 3,5$  bzw.  $1,5$  mm auf. Dafür wurden zusätzliche Berechnungen mit dem Rechenverfahren nach WIMMER/ETTINGER angestellt: Gewählt wurden die Parameter  $imp$  zu 300 bzw. 600. Die so ermittelten Traglasten sind geringfügig kleiner.

Das Rechenverfahren nach WIMMER kann die elastische Verzweigungslast nach EULER nicht reproduzieren. Wie in Abschnitt 4.1.4 erläutert ist stets zu prüfen, ob die elastischen Knicklasten nach EULER und ENGESSER maßgebend werden. Für die Nachrechnung der Modellversuche war dies, außer für den ungestützten Pfahl ( $c_u = 0$ ) nicht der Fall. Anzumerken ist, dass als Knicklänge für das Ersatzsystem stets die in den Versuchen beobachtete Kicklänge von  $0,8$  m angesetzt wurde. Nach dem Vorschlag von WIMMER/ETTINGER (maßgebende Knicklänge aus der elastischen Lösung nach ENGESSER) würden sich für höhere undrainierte Scherfestigkeiten geringere Knicklängen ergeben.

## 8 Großversuche

### 8.1 Konzeption

#### 8.1.1 Konstruktion

In der Versuchsrunde 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 (DN 1000) aufgebaut, welche Pfahl und Boden fassen. Die Behälter stehen auf einem bis zur Grubensohle reichenden starren Fundament (Abbildung 8.2). Mit einer frei verschiebbaren Belastungsbrücke kann eine hydraulische Presse über den Pfahlkopf positioniert werden. Der Probepfahl ruht auf einer Stahlplatte, welche als unteres Pfahlaulager dient und an das Fundament geschraubt ist. Der Pfahl besitzt am unteren Ende eine passende Adaption, um sich am unteren Pfahlaulager frei drehen zu können. Das wurde ähnlich den Modellversuchen mit Hilfe einer Zwangszentrierung gelöst (Abbildung 8.4). Am Pfahlkopf ist ebenfalls eine freie Drehung in alle Richtungen möglich: Zwei Kugelkalotten, die obere an der Kraftmessdose montierbar, die untere fest mit dem Pfahlkopf verbunden, bilden ein massives Kugelgelenk (Abbildung 8.5). Um Exzentrizitäten der Lasteinleitung zu minimieren, ist die Achse des Pressenstempels mittels Gewindespindeln und einem verschiebbaren Subboard präzise einzustellen. Ein Ausmessen zeigte, dass Lastexzentrizitäten vor dem Versuch stets weniger als 5 mm betragen. Zur generellen Stabilisierung und Sicherung der Behälter wurden Konsolen aus Stahl gefertigt und an die Wände der Versuchsrunde und die Schachtringe montiert. Kanthölzer (14 x 14 cm) verstreben so die beiden Behälter (Abbildung 8.3). Die kreisrunden Betonschachtringe erfahren, sobald der Behälter mit flüssigen Bodenmaterial gefüllt wird, tangentielle Zugspannungen. Da eine Bewehrung aus Betonstahl in den Betonfertigteilen fehlt, wurden handelsübliche Zurrgurte beschafft, außen um die Betonringe gelegt und vorgepannt. Bei der Bemessung der Zurrgurte wurde der horizontale Erddruckbeiwert mit 1,0 festgelegt und zusätzlich eine mögliche Auflast von 15 kN berücksichtigt.



**Abbildung 8.1: Belastungsversuch eines ungestützten Verbundpfahles (GEWI 28)**

Ähnlich den kleinmaßstäblichen Versuchen wurde der Versuchsboden in flüssiger Konsistenz aufbereitet. Das Mischen und Einpumpen der für die Füllung eines Behälters notwendigen 4 m<sup>3</sup> Bo-

denmaterial geschah mit einer leistungsstarken Injektionsanlage. Diese Injektionsanlage (Typ IPC-180 von MAT, Immendorf) wurde vor der Versuchshalle aufgestellt (Abbildung 8.13). Der Versuchsboden wurde dann in Chargen angemischt und in die Versuchsbehälter gepumpt. Somit konnten innerhalb von 4 Tagen die insgesamt benötigten rund 8 m<sup>3</sup> Bodenmaterial aufbereitet werden. Beim späteren Ausbau des Bodens konnte gezeigt werden, dass der hohe Aufwand der Bodenaufbereitung gerechtfertigt war, denn das Material zeigte sich sehr homogen. Der Luftporenanteil konnte, im Vergleich zu den Modellversuchen (siehe Zwischenbericht) nochmals gesenkt werden.



**Abbildung 8.2:** die beiden massiven Fundamente der Versuchsbehälter



**Abbildung 8.3:** Verstrebung aus Kanthölzer und in der Mitte aufgebaute Arbeitsplattform



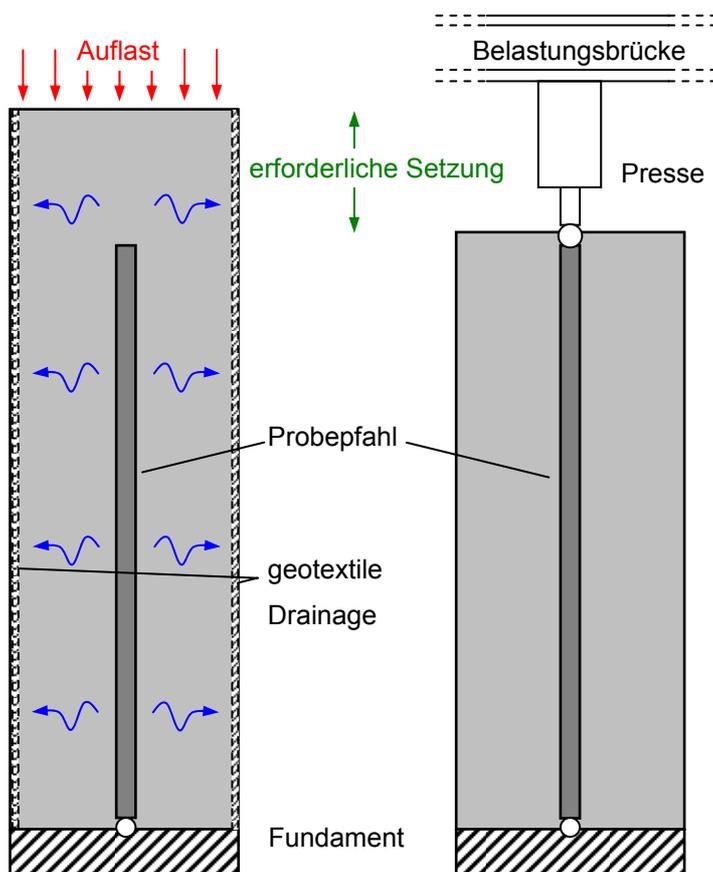
**Abbildung 8.4:** unteres Pfahlaufleger (Adaption für Pfahl GEWI28)



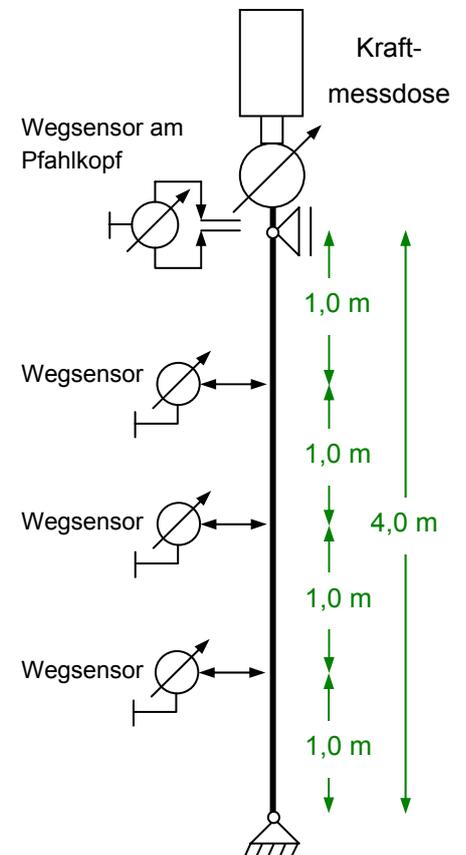
**Abbildung 8.5:** oberes Pfahlaufleger (Pfahl GEWI28, kurz vor der Versuchsdurchführung ohne seitliche Bodenstützung)

Um die gewünschte Scherfestigkeit zu erreichen, ist die Abgabe von Wasser notwendig. Hierfür war es notwendig, den Behälter so zu füllen, dass eine mit der Konsolidation verbundene Setzung

möglich ist. Um, ausgehend von einem flüssigen Boden mit einem Wassergehalt von 70 %, eine undrainierte Scherfestigkeit von etwa  $15 \text{ kN/m}^2$  zu erreichen, ist eine Setzung von ca. 1 m notwendig (siehe Abbildung 5.9 bzw. Abbildung 8.15). 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 Stahlstangen (Durchmesser 6 mm). 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 Ansichten eines Behälters während der Phase der Konsolidation und während der Versuchsdurchführung sind in Abbildung 8.6 gezeigt.



**Abbildung 8.6:** links Versuchsbehälter während der Konsolidationsphase (Kathode bzw. Reduktion im Drain) und rechts während der Probelastung

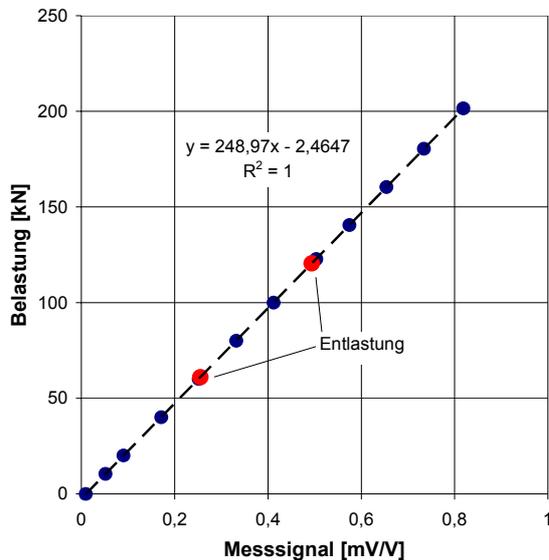


**Abbildung 8.7:** Instrumentierung während der Probelastung

Die messtechnische Erfassung der horizontalen Pfahlverschiebungen erfolgt ähnlich dem Kleinmaßstäblichen Versuch mit vorgespannten Messdrähten oder starren Stahlstangen, welche aus dem Behälter führen und mit Wegaufnehmern verbunden sind. Ein Überblick der verwendeten Messtechnik ist in Abbildung 8.7 ersichtlich. Die Pfahlaufleger oben und unten wurden so konstruiert, dass eine freie Drehbarkeit in alle Richtungen möglich ist.

### 8.1.2 Instrumentierung

#### Kraft



**Abbildung 8.8: Kalibrierung am 7. 12 2004**

Die Belastungskraft wird (wie bei den Modellversuchen) der Pfahlnormalkraft  $N$  gleich gesetzt. Die Erfassung der Kraft erfolgte über eine zwischen dem oberen Pfahlaufleger (Kugelgelenk) und dem Pressenstempel sitzende Kraftmessdose von HBM. Eine Kalibrierung in einer geeichten 20 Tonnen Presse ergab den nebenstehenden Verlauf (Messverstärker SPIDER8, HBM).

Zur Montage an den Pressenstempel wurde von der Werkstatt des ZENTRUM GEOTECHNIK ein rundes, 60 mm starkes Zwischenstück gefertigt. Nach oben wird es über 2 gesenkte Inbusschrauben an den Pressenstempel gehängt. Die Lasteinleitung in die Kraftmessdose erfolgt über einen starken Gewindebolzen. Unter der Kraftmessdose befindet sich ebenfalls ein Zwischenstück, welches eine Verbindung zur oberen Hälfte des Kugelgelenkes ermöglicht.

Eine Kontrollmöglichkeit der Kraftanzeige erfolgte während des Versuches durch das Ablesen des Öldruckes im Hydraulikzylinder. Durch Multiplikation des Öldruckes mit der Fläche des Pressenstempels kann die auf den Pfahl wirkende Belastungskraft stets überschlägig überprüft werden.

#### Vertikale Verschiebung des Pfahlkopfes

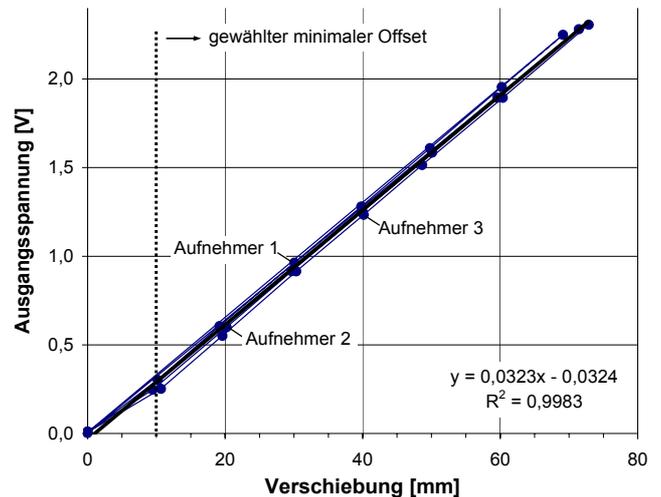
Der vertikale Weg, den der Pfahl während der Be- und Entlastung am Pfahlkopf erfährt, wird durch einen potentiometrischen Wegaufnehmer der Firma MEGATRON registriert. Der Aufnehmer ist an einer von der Bewegung des Widerlagers und des Fundamentes entkoppelten Quertraverse befestigt. Sein Tastarm liegt auf der Unterseite des Pressenstempels auf. Pressenstempel und Pfahlkopf sind über die zwischen liegende Kraftmessdose sowie das Kugelgelenk starr mit einander verbunden. Zur Absicherung und Kontrolle der elektronischen Messung ist an der Traverse zusätzlich eine mechanische Messuhr, welche eine Auflösung von 1/100 mm besitzt, mit Hilfe eines Stativs befestigt.

#### Horizontale Verschiebung der Pfahlachse

Da die Welligkeit der Biegelinie bei ungestützten Probelastungen stets  $n = 1$  beträgt, wurde ausschließlich die horizontale Verschiebung in Pfahlmitte registriert. Konnte der Pfahl (GEWI28 oder GEWI28\_100), aufgrund eines in alle Richtungen gleichen Flächenträgheitsmomentes beliebig ausknicken, so wurde analog den Modellversuchen eine radiale Anordnung von drei Wegsensoren in einem Winkel von  $120^\circ$  zueinander gewählt (Methode 1a). Diese Wegsensoren (Seilzugwegaufnehmer der Fa. MICRO-EPSILON, Typ P60) haben einen Messbereich von 0 bis 300 mm. Das

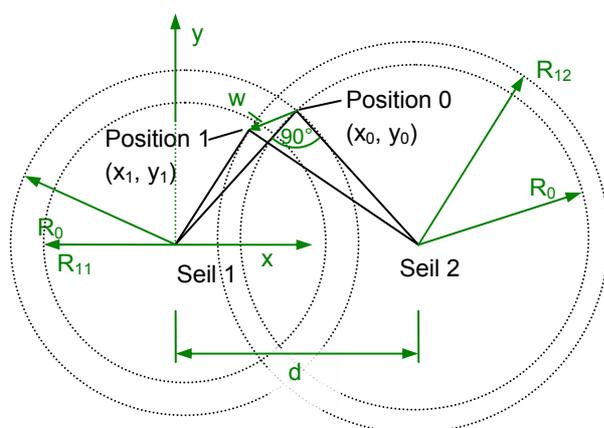
Signal wird analog als Spannungswert ausgegeben, unabhängig von der Speisespannung. Eine Kalibrierung ergab den in der Abbildung 8.9 gezeigten Zusammenhang. Dabei ist anzumerken, dass das offensichtlich nicht konstante Nullsignal bei der Messung unerheblich ist, da sich die Verformungen ausschließlich aus Relativverschiebungen errechnen und ein genügend großer Offset gewählt wurde.

Die Messdrähte führen aus dem Inneren des Behälters durch in Bohrungen gesteckte Führungsstücke aus PVC horizontal nach außen. Dort werden sie über Umlenkrollen aus Messing, welche an Stahlkonsolen drehbar gelagert sind, vertikal nach unten gelegt. Am Ende der Messdrähte werden frei hängende Gewichte eingehängt. Auf diesen Gewichten sind mit Hilfe von kleinen Magneten die Messseile der Seilzugwegaufnehmer fixiert. Im Falle von zu großen Verformungen lösen sich so die Magnete von den Gewichten und der Wegaufnehmer bleibt von Beschädigungen verschont. Die Gewichte und damit die Messseile heben oder senken sich nun entsprechend der horizontalen Pfahlverschiebung.



**Abbildung 8.9: Messsignal verschiedener Aufnehmer in Abhängigkeit der Verschiebung**

Die Wegmessung mittels der Methode 1b ist in folgenden Punkten von der oben genannten verschieden. Hier wird auf drei Messebenen die horizontale Verschiebung der Pfahlachse erfasst (Abbildung 8.7). Auf jeder Messebene führen zwei am Pfahl befestigte und im 90° Winkel zueinander stehende Messdrähte aus dem Versuchsbehälter. Diese Messdrähte laufen wie bei der Methode 1a dann über eine Umlenkrolle. Wegaufnehmer und Gewichte bleiben unverändert.



**Abbildung 8.10: Geometrie zur Ermittlung der Verformung w nach der Messmethode 1b**

Die Ermittlung der Verschiebung  $w$  aus den Längungen und Kürzungen des Messseiles erfolgt nach den geometrischen Zusammenhängen wie sie in Abschnitt 7.1 gezeigt sind. Der Radius  $R_0$  beträgt 500 mm. In der Messmethode 1a stehen die Seile im 120° Winkel zueinander und der Abstand  $d$  wird zu 866 mm. Stehen die Messseile im rechten Winkel zueinander (Messmethode 1b) so beträgt der Abstand  $d$  707 mm.



**Abbildung 8.11: Erfassung der seitlichen Verschiebung des Pfahles mit Hilfe von vorgespannten Messdrähten: Methode 1a/b (rechts oben: Umlenkrolle und Gewicht, links oben: Konsole mit Wegsensor am Behälter montiert, unten: Messdrähte im Inneren des Behälters, Methode 1a)**

Nachdem in jedem Versuchsbehälter ein mit Boden gestützter Pfahl belastet wurde (Versuche KFL-FLACH40x100-01 bzw. KFL-FLACH40x100-01, Methode 1b), wurden die bei der Versuchsdurchführung verbogenen Pfähle mit Hilfe des Hallenkranes gezogen. Anschließend wurden in den für kurze Zeit standfesten offenen Spalt neue Versuchspfähle (Typ GEWI28\_100) eingedrückt. Da die Querschnittsfläche der Verbundpfähle GEWI28\_100 mit  $78,5 \text{ cm}^2$  um einiges größer ist als der Spalt, welcher durch das Herausziehen der Aluminiumprofile ( $A = 40,0 \text{ cm}^2$ ) entstanden ist, kann davon ausgegangen werden, dass durch diesen Vorgang Auflockerungen und zusätzliche Luftporen weitgehend vermieden wurden. In den Versuchen mit dem Pfahl GEWI28\_100 wurde die Instrumentierung zur Erfassung der horizontalen Pfahlverschiebung nach der Variante 2 vorgenommen: Stangen wurden durch Führungsstücke bis an den Pfahl gedrückt. Während der Belastungsversuche wurden zu diskreten Messzeiten die Stangen an den Pfahlschaft gedrückt. Aus den relevanten Daten konnte ein kontinuierlicher Verlauf konstruiert werden. Die Krümmung der Pfahloberfläche (runder Querschnitt) und die Tatsache eines in alle Richtungen möglichen Ausknickens wur-

de mit Hilfe von geometrischen Beziehungen berücksichtigt (Konstruktion der Verschiebungen mit Hilfe eines CAD-Programms).



**Abbildung 8.12: Wegaufnahme nach der Methode 2; links: die drei Messebenen entlang der Pfahlachse; rechts: eine Messstelle mit Führungsbüchse, Stange und Seilzugwegaufnehmer**

Der Durchmesser der Stangen wurde aufgrund der nötigen Biegesteifigkeit mit 12 mm festgelegt. Die Führungsbüchsen, welche an eine Grundplatte mit den Abmessungen von 50 x 220 mm geschweißt sind, wurden aus rundem Vollmaterial erstellt. An den Führungen sind zudem die Seilzugwegaufnehmer so montiert, dass das Messseil der Aufnehmer parallel zur Stange verläuft. Mit einer kleinen verschiebbaren Halterung aus Messing sind die vorgespannten Messseile mit der Stange verbunden. Wandert der Pfahl dem Aufnehmer entgegen, so schiebt sich die Stange weiter nach außen und das Messseil verlängert sich. Verschiebt sich die Pfahlachse vom Aufnehmer weg so vergrößert sich der Abstand Behälterwand-Pfahl: Das Messseil verkürzt sich.

### 8.1.3 Konsolidierung

Um die gewünschte Größe der Bodenstützung zu erhalten, für welche ein Pfahlbelastungsversuch stattfinden soll, ist der Wassergehalt des flüssig in die Behälter gepumpten Bodens zu senken. Der Kaolin wurde in der Mischanlage der Injektionseinheit IPC-180 mit einem Wassergehalt um die 70 % angemischt. Dieser Wassergehalt ist gleichzeitig der Initialwassergehalt  $w_1$  der nachfolgenden Konsolidationsberechnung.



**Abbildung 8.13: Injektionsanlage IPC-180 der Fa. MAT vor der Versuchshalle**



**Abbildung 8.14: Einpumpen des Versuchsbodens in die Behälter**

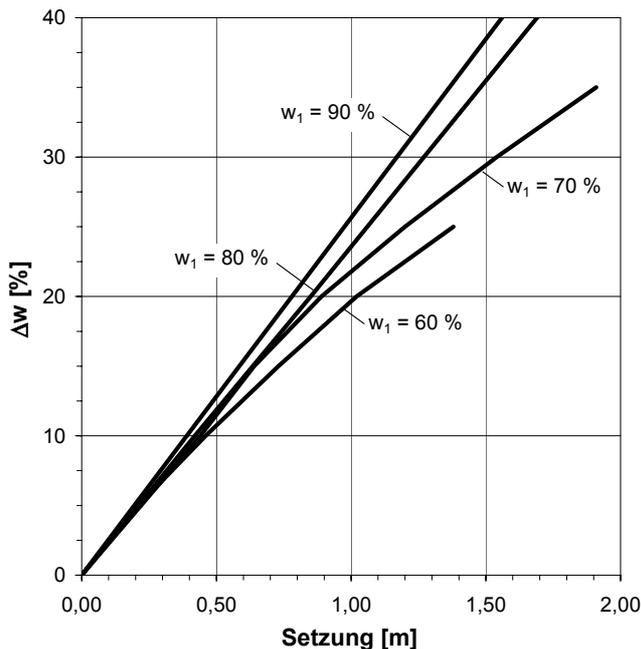
Nach der Konsolidationstheorie von THERZAGHI wächst die Konsolidierungszeit mit dem Quadrat des Drainweges. Aus dieser Tatsache wurde eine Entwässerung in vertikaler Richtung zum Fuß und Kopf der 5 m langen Prüfanlage als nicht sinnvoll betrachtet. Viel kürzere Drainwege lassen sich durch den Einbau geotextiler vertikaler Drainstreifen erreichen. Diese Drainstreifen wurden vor dem Einpumpen des Bodens am Grund des Versuchsbehälters befestigt und nach oben an der Innenwand des Behälters entlang geführt. Mit dieser Anordnung beträgt der größte Drainweg vom Pfahl in der Mitte des Behälters zur Wand weniger als 50 cm.

Eine Berechnung der erforderlichen Setzungen, die für das Erreichen der gewünschten undrainierten Scherfestigkeit notwendig sind, gelingt wie folgt durch eine einfache Betrachtung des Porenraums. Angenommen wird, dass die Volumenreduzierung allein durch das Auspressen von Porenwasser aus dem gesättigten Boden erfolgt. Gesucht ist die Setzung, bei welcher ein Wassergehalt  $w_2$  erreicht ist, der nach Abbildung 5.9 mit der gewünschten undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  korreliert, bei der ein Belastungsversuch stattfinden soll.

Über die folgende Beziehung lässt sich der Porenanteil  $n_1$  aus dem Wassergehalt  $w_1$  bestimmen:

$$n_1 = \frac{w_1 \cdot \rho_s}{w_1 \cdot \rho_s + \rho_w}$$

Der Index 1 steht für die Parameter im Zustand 1 vor der Konsolidation (Initialzustand).



**Abbildung 8.15: Ergebnis der Berechnung für verschiedene Initialwassergehalte  $w_1$**

Weiter wird daraus das Volumen des Wassers im Boden  $V_{w,1}$  und daraus das Volumen der Festmasse  $V_{b,1}$  errechnet:

$$V_{w,1} = V_1 \cdot n_1 \quad \text{und} \quad V_{b,1} = V_{w,1} - V_1$$

$V_1$  ist das Volumen des flüssigen Bodens im Behälter.

Für eine überschlägige Betrachtung wird angenommen, dass sich das Volumen des Feststoffes  $V_b$  nicht ändert.

$$V_{b,1} = V_{b,2}$$

Aus dem reduzierten Wassergehalt  $w_2$  lässt sich wieder die Porenzahl errechnen:

$$n_2 = \frac{w_2 \cdot \rho_s}{w_2 \cdot \rho_s + \rho_w}$$

Damit kann man nun das reduzierte Volumen des Versuchsbodens errechnen:

$$V_2 = \frac{V_{b,2}}{1 - n_2}$$

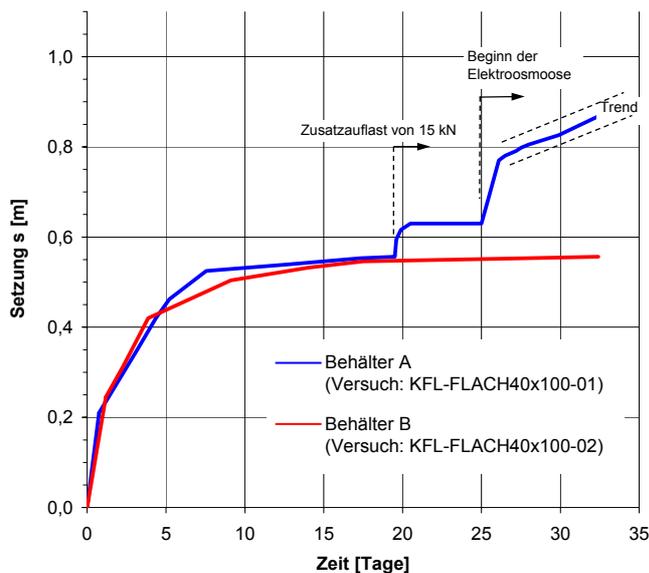
Die Geometrie des Versuchsbehälters ist bekannt. Damit können  $V_2$  und die zugehörige Setzung bestimmt werden. In der Abbildung 8.15 sind die Ergebnisse dieser Rechnung bei Verwendung der folgenden Parameter gezeigt:

$$V_1 = \frac{(1\text{ m})^2 \cdot \pi}{4} \cdot 5\text{ m} = 3,927\text{ m}^3 \quad \text{und} \quad \rho_s = 2,63\text{ kN/m}^3 \quad \text{sowie} \quad \rho_w = 1,00\text{ kN/m}^3$$

In ersten Überlegungen wurde davon ausgegangen, dass die Entwässerung des Bodens über große Auflasten erfolgen könnte. Dazu war vorgesehen, mit einer hydraulischen Presse, welche eine Pressenkraft von etwa 100 kN aufbringt, eine Auflast zu erzeugen. Da als Behälter für den Boden aufgrund einer höheren Flexibilität und dem geringeren Aufwand eine Konstruktion von Betonschachtringen gegenüber der anfänglich geplanten Stahlkonstruktion (Schüsse aus einer Bohrpfahlverrohrung) gewählt wurde, konnte dieses Konzept zur Entwässerung nicht weiter verfolgt werden. Die Ringzugkräfte infolge des hohen Innendruckes des Behälters könnten durch die unbewehrten Betonringe nicht aufgenommen werden. Zudem ist die Wirkung der Wandreibung auf die Entwicklung der zusätzlichen effektiven Spannungen zur Tiefe hin völlig unklar. Es ist zu erwarten, dass mit sinkendem Wassergehalt und steigender Scherfestigkeit eine weitere Entwässerung der unteren Bodenschichten durch eine Auflast unmöglich ist. Im verwirklichten Konsolidationskonzept wurde der Boden hauptsächlich mit elektroosmotischen Effekten unter zu Hilfenahme einer leichten Auflast von 15 kN erfolgreich entwässert.

Grundlage des elektroosmotischen Stofftransportes ist die unterschiedliche dielektrische Eigenschaft des Wassers zum Boden. Schafft man mit Hilfe von verschiedenen gepolten Elektroden ein Gleichspannungsfeld in der Bodenmasse, so kommt es zu einer Polarisierung der Teilchen. Die polarisierten Wassermoleküle wandern zur Kathode. Aufgrund des Ladungsausgleiches oxidiert die Anode. Die Elektroden (Bewehrungsstäbe  $\varnothing$  6 mm) wurden jeweils am Probepfahl (4 Stück) befestigt und in die Vertikaldrains am Behälterrand eingestellt (9 Stück). Zwischen diesen Elektrodenpaaren wurde mit einer Spannungsquelle ein konstantes elektrisches Potential von 60 Volt angelegt.

In einem Vorversuch zeigte sich ein direkter Zusammenhang zwischen der fließenden Stromstärke und dem Wirkungsgrad (Entwässerung) der Elektrosmose. Sobald der Boden austrocknet, steigt der elektrische Widerstand und die Stromstärke nimmt ab. Vor allem die Bereiche direkt an der Anode trockneten rasch aus. Dies hatte zwei negative Effekte zur Folge: Zum einen sank durch den fallenden Stromfluss die Leistung der Elektrosmose. Zum anderen wiesen die Bodenbereiche um die Anode bereits nach kurzer Zeit weit höhere undrainierte Scherfestigkeiten auf als der Bodenbereich zwischen Anode und Kathode. Aufgrund dieser Problematik wurde im Vorversuch erfolgreich eine stetige Umpolung der Elektroden getestet. In bestimmten Zeitintervallen wurde die Spannung und somit das elektrische Feld im Boden umgepolzt. Somit war es möglich, die Elektrode



**Abbildung 8.16: Beobachtung der Oberflächensetzung in den Versuchsbehältern**

in der Mitte des Behälters ständig in einem ausreichend feuchten Milieu zu halten und so die entwässernde Leistung der Elektrosmose stark zu erhöhen. Zudem gelang es, durch die Vergleichmäßigung des Wassergehaltes im elektrischen Feld die undrainierte Scherfestigkeit im Boden zwischen der Behälterwand und dem Probepfahl relativ homogen einzustellen.

Abbildung 8.16 zeigt die Ergebnisse der Setzungsmessung in den Behältern A und B. Während sich die Oberfläche infolge der Konsolidation aufgrund des Eigengewichtes des Bodens gerade um weniger als 0,6 m setzte, konnte mit Hilfe der Elektrosmose eine fortlaufende Setzung und damit Reduzierung des Wassergehaltes bewirkt werden.

## 8.2 Versuche

### 8.2.1 Pfahl GEWI28

#### 8.2.1.1 Versuchsergebnis 00-GEWI28-01 (ohne Bodenstützung)

In diesem Belastungsversuch wurde das Tragverhalten eines ungestützten und beiderseits gelenkig gelagerten GEWI-Traggliebes mit einem Durchmesser von 28 mm untersucht. Der Pfahl konnte wegen seiner beiderseits an Kugelgelenken montierten Enden in alle Richtungen frei ausknicken. Der Abstand zwischen den Gelenken betrug exakt 4,09 m. Ein Ausmessen der Imperfektion gestaltete sich aufgrund der sehr geringen Biegesteifigkeit des Traggliebes als schwierig. Der Biegestich in der Mitte des Pfahles  $w_{0,M}$  betrug in etwa 10 mm. Die Erfassung der horizontalen Verschiebungen  $w$  gelang mittels der Methode 1a.

In einer ersten Belastung wurde die Normalkraft im Tragglied in etwa konstant mit einer Geschwindigkeit von 0,5 kN pro Minute erhöht. Dabei vergrößerte sich sowohl die Verschiebung  $w$  in Pfahlmitte als auch die Setzung des Pfahlkopfes  $u_0$  bis etwa 2,5 kN überproportional. Danach wuchsen die Verformungen mit steigender Belastung konstant an. Bei einer Pfahlnormalkraft von 3,2 kN vergrößerten sich die Verformungen, wobei keine weitere Laststeigerung mehr möglich war. Danach wurde der Pfahl auf eine Last von 0,25 kN entlastet. Auf diesen entlasteten Niveau betrug die Setzung  $u_0$  1,0 mm und die seitliche, horizontale Verschiebung  $w$  8,0 mm. Nach gut 1,5 Minuten wurde das GEWI Tragglied erneut belastet. Wieder wuchsen die Verformungen bis zu einer Last von etwa 1,0 kN überproportional an – gefolgt von einer mit der Belastung konstant ansteigenden Phase. Die maximale Traglast der zweiten Belastung wurde bei 3,25 kN erreicht. Die seitlichen Verformungen vergrößerten sich verglichen mit dem ersten Belastungszyklus ( $w = 85$  mm und  $u_0 = 28$  mm). Bei der Entlastung auf das Vorlastniveau von 0,25 kN betrug  $w = 44,1$  mm und  $u_0 = 2,3$  mm.

Werden die Kraft – Verformungs – Beziehungen betrachtet so, ergibt sich ein deutlich nichtlinearer Verlauf. Die Traglasten konvergieren für große Verschiebungen gegen eine Normalkraft von 3,2 kN. Vergrößern sich auf diesem Lastniveau die seitliche Auslenkungen  $w$ , so beginnt das Tragglied in der Randfaser zu plastifizieren. Der Pfahl bleibt dann bei einer Entlastung plastisch deformiert.

### 8.2.2 Pfahl GEWI28\_100

#### 8.2.2.1 Versuchsergebnis 00-GEWI28\_100-01

Dieser Pfahl bestehend aus einem Stahltragglied mit einem Durchmesser von 28 mm, umgeben von Zementstein mit einem Außendurchmesser von 100 mm, besaß eine geometrische Imperfektion in der Mitte der Pfahllänge von  $w_{0,M} = 5$  mm. Der genaue Abstand zwischen den Gelenken betrug 4,09 m. Die Verformung  $w$  wurde mit Hilfe der Messmethode 1a erfasst.

Die Laststeigerung erfolgte in Laststufen mit zwischengeschalteten Entlastungen auf ein Vorlastniveau von 1 kN. So wurde die Last in Schritten von 10 kN bis zum Versagen bei einer Pfahlnormalkraft von 55 kN gesteigert. Dabei blieben die seitlichen Verformungen  $w$  in den einzelnen Lastzyk-

len bis zu einer Normalkraft von 35 kN sehr gering. Danach vergrößerten sie sich von 3,5 mm auf 20,0 mm kurz vor dem Versagen. In den Entlastungen blieben stets kleine bleibende Verformungen erhalten. Dies ist vor allem bei der Setzung am Pfahlkopf ausgeprägt. Es wird vermutet, dass kleine Zwischenlagen aus Sand, welche zwischen den einzelnen Fundamentblöcken des Versuchstandes als Ausgleichsschicht eingebaut waren, diesen Effekt verstärkten. Durch einen Montagefehler rutschte der Wegsensor zur Aufnahme der Setzungen des Pfahlkopfes ab. Jedoch kann durch eine Extrapolation der Messdaten eine Setzung  $u_{0,u}$  von 5 mm kurz vor dem Versagen prognostiziert werden. Im letzten Belastungszyklus reagiert der Pfahl bei seiner Belastung bis zu einer Last von 45 kN sehr steif. Danach beginnen die seitlichen Verformungen  $w$  in der Kraft-Verformungsbeziehung deutlich unterlinear zu wachsen. Das Versagen trat schlagartig auf und die Verformungen vergrößerten sich rasch bei gleichzeitiger Abnahme der Pfahlnormalkraft.

### 8.2.2.2 Versuchsergebnis 00-GEWI28\_100-02 (ohne Bodenstützung)

Wie im vorherigen Versuch wurde das Tragverhalten eines ungestützten Verbundpfahls GEWI 28 untersucht. Der Biegestich und damit die geometrische Imperfektion vor der Pfahlbelastung betrug  $w_{0,M} = 20$  mm.

Der Pfahl wurde in einem ersten Lastzyklus in zwei Stufen von je 5 kN auf 10 kN belastet. Nach einer Entlastung folgte eine erneute Steigerung 10 kN. Danach wieder eine stufenweise (5 kN) Erhöhung der Pfahlnormalkraft. Ab einer Last von 18,7 kN konnte die Pfahlnormalkraft nicht weiter vergrößert werden. Die Verformungen nahmen rasch zu und die Biegetragfähigkeit des Verbundpfahles wurde überschritten. Dies hatte zur Folge, dass der Zementstein im Bereich der größten seitlichen Verschiebungen  $w$  abplatzte. Der Pfahl reagierte insgesamt sehr viel weicher als im Versuch 00-GEWI28\_100-02. Schon geringe Normalkräfte im Pfahl erzeugten große seitliche Verschiebungen und damit auch große Setzungen  $u_0$ .

### 8.2.2.3 Versuchsergebnis 00-GEWI28\_100-03 (ohne Bodenstützung)

Die Geometrien in diesem Belastungsversuch blieben gegenüber den oben genannten Versuchen unverändert. Der Pfahl besaß eine Imperfektion  $w_{0,M}$  von etwa 10 mm. Die Erfassung der seitlichen Verformung in Pfahlmitte gelang wieder mit der Messmethode 1a (siehe auch Abbildung 8.17).

Die Belastung erfolgte monoton steigend mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 kN pro Minute. Die Setzungen  $u_0$  wuchsen dabei zu Beginn bis zu einer Last von 10 kN auf 0,5 mm an. Danach verlangsamte sich die Setzungsrate und  $u_{0,u}$  betrug kurz vor dem Versagen bei 22 kN gerade 0,6 mm. Umgekehrt verhielt sich die Verschiebung in Pfahlmitte  $w$ : Sie erhöhte sich erst ab einer Last von 10 kN von 2 auf 20 mm.

Auch in diesem Versuch konnte nach dem Versagen des Pfahles ein Anwachsen aller Verformungen auch mit deutlich reduzierten Pfahlnormalkräften nicht verhindert werden. Abbildung 8.17 zeigt den zerstörten Verbundpfahl nach der Probelastung. Anzumerken ist, dass der Zementstein vor allen im Bereich eines Abstandshalters abplatzte und die Rissbil-



Abbildung 8.17: Pfahl nach Erreichen der Traglast (Versuch 00-GEWI28\_100-03)

nung schräg auslaufend über einer Länge von fast 2 m ausgebildet war.

#### 8.2.2.4 Versuchsergebnis KFL-GEWI28\_100-01 (Kaolin, $c_u = 12,4 \text{ kN/m}^2$ )

Untersucht wurde das Tragverhalten eines in Boden gebetteten Verbundpfahles. Die Imperfektion  $w_{0,M}$  wurde vor der Belastung vermessen und betrug 5 mm. Die seitlichen Verformungen  $w$  wurden mit Hilfe der Messmethode 2 bei diskreten Laststufen erfasst.

Die Belastung des Pfahles wurde mit Hilfe der hydraulischen Presse in Laststufen von 25 kN schrittweise erhöht. Dabei wurde ab einer Last von 50 kN 7 bis 10 Minuten lang auf jeder Laststufe verhartet. Als die Verformungen deutlicher zunahmen, wurden die Lastinkremente auf 12,5 kN halbiert. Das Versagen des Pfahles, welches durch eine schlagartige Vergrößerung der Verformungen und eine deutliche Schrägstellung des Pfahlkopfes gekennzeichnet war, trat bei einer Last von 159 kN auf. Im Kraft Verformungsdiagramm nehmen die Setzungen bis zu einer Last von 75 kN leicht unterproportional zu – darüber und bis zum Pfahlversagen überproportional. Auffallend war, dass das Versagen nicht während einer Laststeigerung, sondern in einer Phase der Lastkonstanzhaltung. Eine Auswertung der seitlichen Verformungen  $w$  ergab eine sehr steife Reaktion des Pfahles bis zu einer Last von etwa 150 kN. Der Verbundpfahl behielt nach der Entlastung eine seitliche Verformung von maximal 30 mm. Am Pfahlkopf wurde der Zementstein zerstört (Abbildung 8.18). Über die oberen 2,5 m konnte eine sehr ausgeprägte Rissbildung beobachtet werden.



Abbildung 8.18: Pfahlkopf nach dem Versuch

#### Bodenstützung

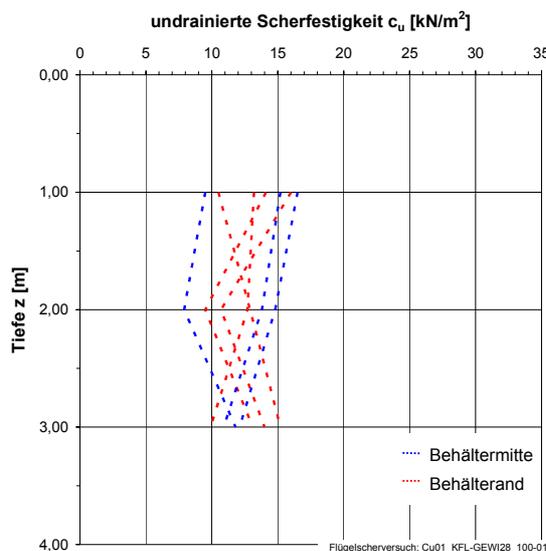


Abbildung 8.19: Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  über die Tiefe

Die mit Hilfe der Handdrehflügelsonde (siehe Abschnitt 5.4.1) gewonnenen undrainierten Scherfestigkeiten lagen in einem Bereich von etwa 10 bis 15  $\text{kN/m}^2$ . Dabei betrug der Mittelwert des maximalen Scherwiderstandes  $12,4 \text{ kN/m}^2$ . Der maximale Scherwiderstand streute mit einer Standardabweichung von  $2,5 \text{ kN/m}^2$  deutlich mehr als die Restscherfestigkeit, die einen Mittelwert von  $7,1 \text{ kN/m}^2$  und eine Standardabweichung von  $1,6 \text{ kN/m}^2$  aufwies. Der Versuchsboden ist damit ähnlich beschaffen wie der Boden des Versuches KLF-FLACH40x100-01. Nach der Probelastung des Pfahles wurde an verschiedenen Stellen im Behälter der Wassergehalt bestimmt. Dieser betrug im Bereich der Anoden und den Vertikaldrains maximal 47,9 %. Die kleinsten Werte wurden mit 44,3 % ermittelt. Damit kann der

Boden mit Konsistenzzahlen von  $I_c = 0,40$  bis  $0,26$  als breiig charakterisiert werden.

### Biegelinien

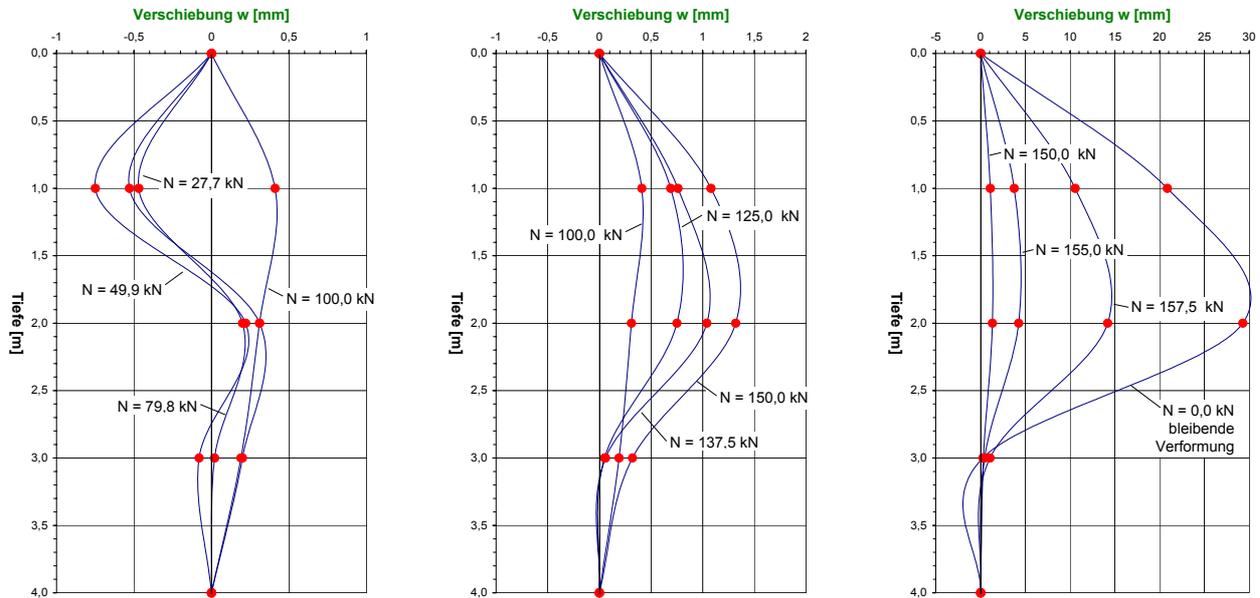


Abbildung 8.20: Biegelinien bei verschiedenen Pfahlnormalkräften

Der Pfahl verformte sich am Anfang der Belastung mit zwei etwa gleichgroßen doppelten Halbwellen. In einem Lastbereich zwischen 80 und 100 kN änderte sich die Form der Biegelinie deutlich. Ab diesem Lastniveau wuchsen die Verformungen in der oberen Hälfte des Pfahles stärker an. Nahe der Maximallast betrug die maximale horizontale Verschiebung 15 mm in einer Tiefe von etwa 1,8 m. Diese Form der Biegelinien vergrößerte sich auch nach dem Versagen und blieb in der plastischen Verformung nach der Entlastung des Pfahles erhalten.

#### 8.2.2.5 Versuchsergebnis KFL-GEWI28\_100-02 (Kaolin, $c_u = 18,8$ kN/m<sup>2</sup>)

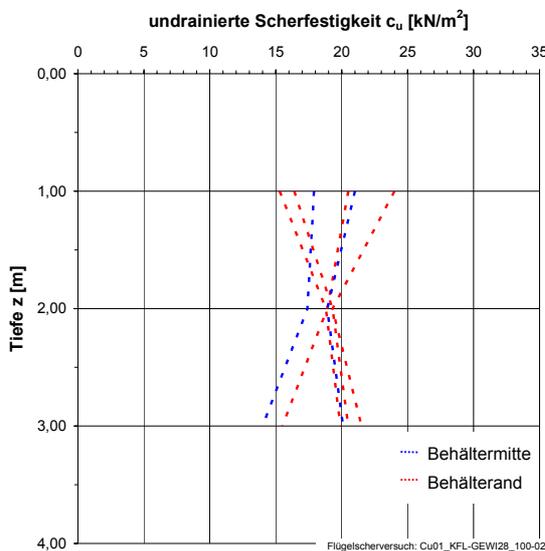
Auch die Imperfektion  $w_{0,M}$  dieses Versuchspfahles wurde mit 5 mm vermessen. Zur Erfassung der seitlichen Verformungen des Pfahles im Boden wurde das Messsystem nach der Methode 2 montiert. Die Belastung erfolgte wie im letzten Abschnitt beschrieben ebenfalls monoton steigend in Laststufen. Ab einer Pfahlnormalkraft von 50 kN wurden die Lasten in Schritten von 25 kN auf 150 kN erhöht. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug dabei 2,5 kN pro Minute. Auf den einzelnen Laststufen wurde die Belastung etwa 10 Minuten konstant gehalten. Die letzten beiden Laststeigerungen wurden in Schritten von 12,5 kN durchgeführt, um die wachsenden Verformungen besser beobachten zu können. Bei 175 kN vergrößerten sich alle Verformungen fortlaufend, wobei parallel dazu die Normalkraft im Pfahl stark abnahm.

Mit der Steigerung der Pfahlbelastung vergrößerten sich synchron die Setzungen am Pfahlkopf  $u_0$ . Eine starke Zunahme der Setzungsrate kurz vor dem Pfahlversagen war nicht zu beobachten. Ähnlich gering blieben die horizontalen Verformungen  $w$  in den einzelnen Messebenen. Erst infolge des Ausknickens wurden größere Verformungen registriert und der Pfahlkopf war deutlich verdreht. In Abbildung 8.21 ist zu beachten, dass infolge des Einfahrens des Pressenstempels und der Schrägstellung des Pfahlkopfes die obere Hälfte des Kugelgelenkes aus der Steckverbindung zur Kraftmessdose hin gerutscht ist. Die bleibenden plastischen Verformungen waren denen des Versuches KFL-GEWI28\_100-01 sehr ähnlich: Der maximale Biegestrich gegenüber der unverformten Pfahlachse betrug in etwa 30 mm. Auch wurde durch die starke Verkrümmung der Zementstein am Pfahlkopf abgesprengt. Eine deutliches Rissbild bestehend aus Längs- und Querrissen war über die oberen 2,0 m zu erkennen.



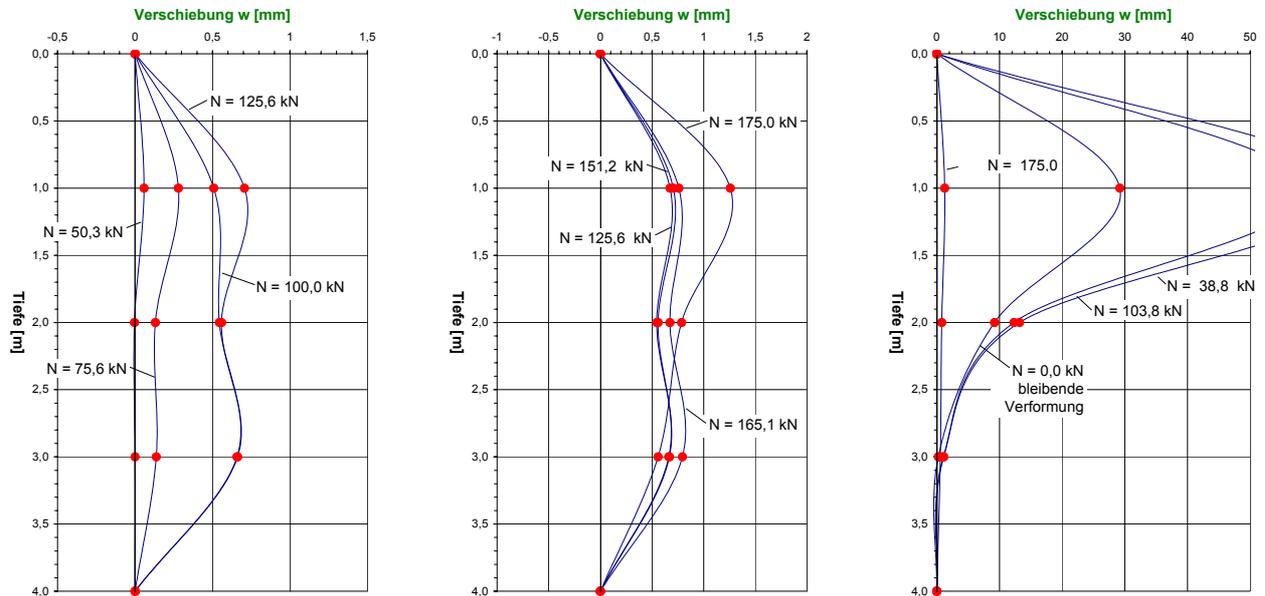
**Abbildung 8.21: oberes Pfahlgelenk nach dem Belastungsversuch**

### Bodenstützung



**Abbildung 8.22: Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  über die Tiefe**

Kurz nach dem Versuch wurde in den nicht gestörten Bodenbereichen eine Sondierung mit Hilfe der Handdrehflügelsonde durchgeführt. Der Mittelwert des maximalen Scherwiderstandes lag bei 18,8 kN. Damit ist die Bodenstützung mit ähnlich der im Belastungsversuch KFL-FLACH40x100-02. Die Restscherfestigkeit streut bei einem Mittelwert von 12,5 kN/m<sup>2</sup> etwas geringer (Standardabweichung 1,9 kN/m<sup>2</sup>) als der maximale Scherwiderstand (Standardabweichung 2,5 kN/m<sup>2</sup>). Aus verschiedenen Tiefen wurden Bodenproben entnommen und an ihnen der Wassergehalt des Bodens bestimmt. Wassergehalte von 40,5 bis 42,3 % entsprechen Konsistenzzahlen  $I_c$  von 0,54 bis 0,47 und einer Konsistenz im Übergangsbereich zwischen breig und weich.

Biegelinien**Abbildung 8.23: Biegelinien bei verschiedenen Pfahlnormalkräften**

Eine Konstruktion der Biegelinien auf verschiedenen Lastniveaus aus den diskreten Messwerten ergab eine sich zunächst als große und über die gesamte Pfahllänge ausbildende Auslenkung. Ab einem Lastniveau von etwa 100 kN zeichneten sich zwei der Grundfigur überlagerte Halbwellen ab. Bei weiterer Belastung vergrößerte sich dann der Biegestich der oberen Halbwellen deutlich mehr als der Maximalwert der Verschiebung, den die untere Welle besaß. Aus der oberen Halbwellen entwickelte sich dann die zum Pfahlversagen führende maßgebende Halbwellen.

### 8.2.3 Pfahl FLACH40x100

#### 8.2.3.1 Versuchsergebnis 00-FLACH40x100-01 (ohne Bodenstützung)

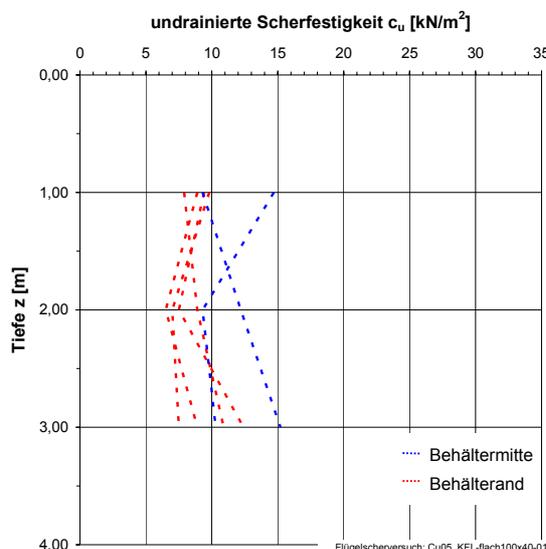
Dieser ungestützte Belastungsversuch des Probepfahles FLACH40x100 ergab eine dem Versuch 00-GEWI28-01 ähnliche Charakteristik. Die maximale Traglast des Pfahles wurde bei etwa 21 kN erreicht. Auf diesem Lastniveau wich der Pfahl seitlich in der Ebene seines minimalen Flächenträgheitsmomentes aus (Rechteckprofil). Die horizontalen Verformungen in Pfahlmitte wurden mit der Methode 1a messtechnisch registriert. Wurde die Belastungskraft reduziert, so kehrte der Pfahl in seine Ausgangslage zurück. Dieser Belastungszyklus wurde drei mal wiederholt, ohne dass der Probepfahl beschädigt wurde. Während der Entlastungsphasen (Kontaktlast ca. 1 kN) konnte eine bleibende Verformung von 9 mm festgestellt werden. Nach dem Ausbau des Pfahles aus der Versuchsanlage wurde dieser vermessen. Dabei konnten keinerlei Verbiegungen festgestellt werden. Die genauen Aufzeichnungen aller Aufnehmer finden sich in der Anlage.

#### 8.2.3.2 Versuchsergebnis KFL-FLACH40x100-01 (Kaolin, $c_u = 10,5 \text{ kN/m}^2$ )

Das Flachprofil aus Aluminium wurde vor dem Einfüllen des Bodens in den Versuchsbehälter A zentrisch eingestellt und mit Hilfe eines Senklotes vermessen. Dabei wurde ein maximaler Biegestich in der Mitte des Pfahles  $w_{0,M}$  gegenüber der exakten Vertikalen von weniger als 2 mm festgestellt. Die Erfassung der seitlichen Verschiebungen der Pfahlachse im Boden erfolgte nach der Methode 1b, ähnlich den kleinmaßstäblichen Versuchen.

Die Pfahlnormalkraft wurde wieder in Laststufen von 25 kN auf zunächst 125 kN erhöht. Die Setzung des Pfahlkopfes wuchs mit der stetigen Laststeigerung auf etwa 6 mm an. Die seitlichen Verschiebungen des Pfahles im Boden blieben sehr gering. Auf dem Lastniveau von 125 kN wurde die Belastung über 10 Minuten konstant gehalten. Als erkannt wurde, dass die Verformungen keinen Zuwachs erfuhren, wurde die Last nochmalig um 25 kN erhöht. Dabei vergrößerten sich nun umgehend neben einer weiteren Setzung  $u_0$  von 3,5 mm auch die Verschiebungen  $w$  auf den Mess-

ebenen in einer Tiefe von -1,0 und -2,0 m. Bemerkenswert ist, dass sich auf dem Lastniveau von 150 kN die Setzungen, wie auch die Verformungen  $w$ , fortlaufend vergrößerten und schließlich der Pfahl ausknickte. Es ist zu vermuten, dass auch auf einem geringeren Lastniveau von etwa 135 oder 140 kN der Pfahl versagt hätte, wäre genügend lange auf der Laststufe verhart worden.



**Abbildung 8.24: Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  über die Tiefe**

#### Bodenstützung

Der Mittelwert des maximalen Scherwiderstandes betrug  $10,5 \text{ kN/m}^2$ . Dabei lag der höchste gemessene Widerstand bei etwa  $15 \text{ kN/m}^2$ . Die niedrigsten Werte, welche registriert wurden, waren um die  $7 \text{ kN/m}^2$  (Abbildung 8.24). Insgesamt geringere

Werte wurden in einer Tiefe von 2 Metern festgestellt. Die Scherfestigkeiten am Rand waren geringer als in der Behältermitte. Die Standardabweichung lag für den maximalen Scherwiderstand bei  $2,6 \text{ kN/m}^2$ . Der Mittelwert der Restscherfestigkeit betrug  $5,5 \text{ kN/m}^2$  bei einer Standardabweichung von  $1,8 \text{ kN/m}^2$ .

Nach dem Versuch wurde der Pfahl gezogen. Das Bodenmaterial, welches entlang des Pfahlschafes hängen blieb, wurde zur Bestimmung des Wassergehaltes verwendet. Aus den ermittelten Wassergehalten von 45,2 bis 48,1 % ergeben sich Konsistenzzahlen  $I_c$  von 0,36 bis 0,26 (breiig). Standardnormierte Verteilungsfunktionen der undrainierten Scherfestigkeit sind in der Anlage gezeigt.

### Biegelinien

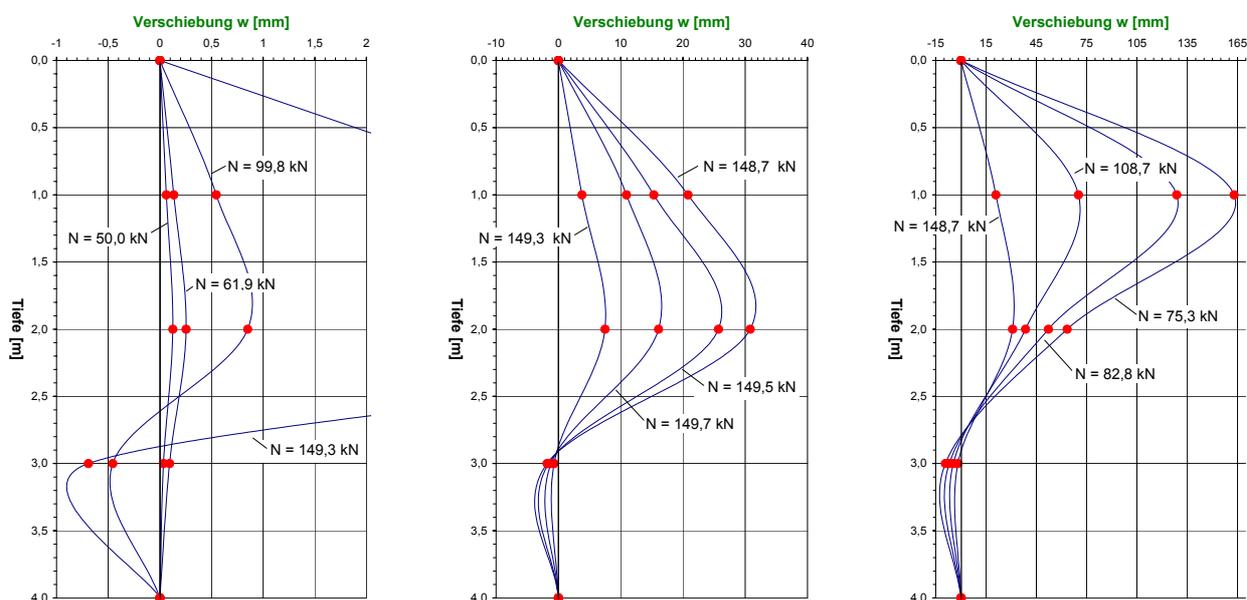


Abbildung 8.25: Biegelinien bei verschiedenen Pfahlnormalkräften

Bei diesem Belastungsversuch zeigte sich zunächst für kleine Pfahlnormalkräfte eine gleichgerichtete Verschiebung in der Form einer sich über die gesamte Pfahllänge erstreckende Halbwelle. Zwischen einer Last von  $N = 61,9 \text{ kN}$  und  $N = 99,8 \text{ kN}$  änderte sich diese Biegeform, und die Verschiebungen in den Messknoten auf  $-1,0 \text{ m}$  und  $-2,0 \text{ m}$  vergrößerten sich positiv, während die Verformungen auf der unteren Messebene auf  $-3,0 \text{ m}$  negative Werte annahmen. Nach dem Erreichen der Traglast bei etwa  $N = 150 \text{ kN}$  vergrößerten sich die Verschiebungen der beiden oberen Messebenen weit mehr als die der unteren Messebene.

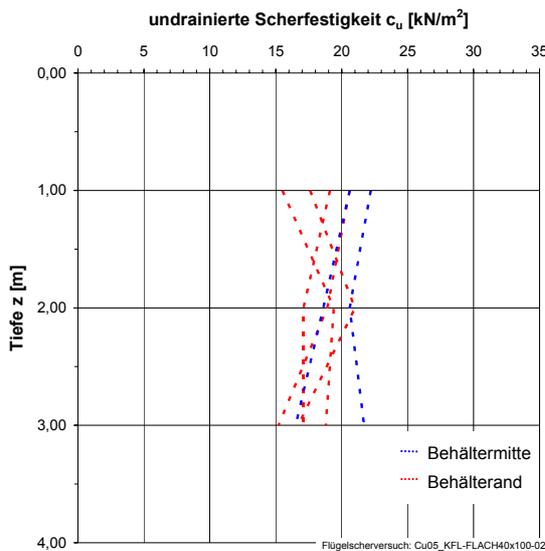
#### 8.2.3.3 Versuchsergebnis KFL-FLACH40x100-02 (Kaolin, $c_u = 18,7 \text{ kN/m}^2$ )

Auch die Vermessung des maximalen Biegestiches  $w_{0,M}$  dieses Flachprofils ergab sehr geringe Werte unter  $2 \text{ mm}$ . Eine Erfassung der horizontalen Verschiebungen der Pfahlachse gelang wie im vorherigen Abschnitt nach der Messmethode 1b.

Der Versuch, welcher im Behälter B stattfand, zeigte wiederum ein sehr steifes Verhalten des Probepfahles, solange die Belastungskräfte geringfügig unter der Traglast blieben. Die Pfahlbelastung wurde in sehr kleinen Laststufen von jeweils  $5 \text{ kN}$  aufgebracht, um eine Überschätzung der Traglast, wie sie im Versuch KFL-FLACH40x100-01 vermutet wird, zu vermeiden. Die Setzung  $u_0$

wuchs bis zum Pfahlversagen bei 220 kN proportional mit der Pfahlnormalkraft  $N$  an. Auch die seitliche Verformung  $w$  in einer Tiefe von -2,0 m vergrößerte sich ab einer Belastungskraft von 150 kN relativ gleichmäßig. Ein überproportionales Wachstum der Verformungen kurz vor dem Erreichen der Traglast konnte nicht erkannt werden. Das Versagen des Pfahles war wiederum spontan und ohne deutliche Vorankündigung.

**Bodenstützung**

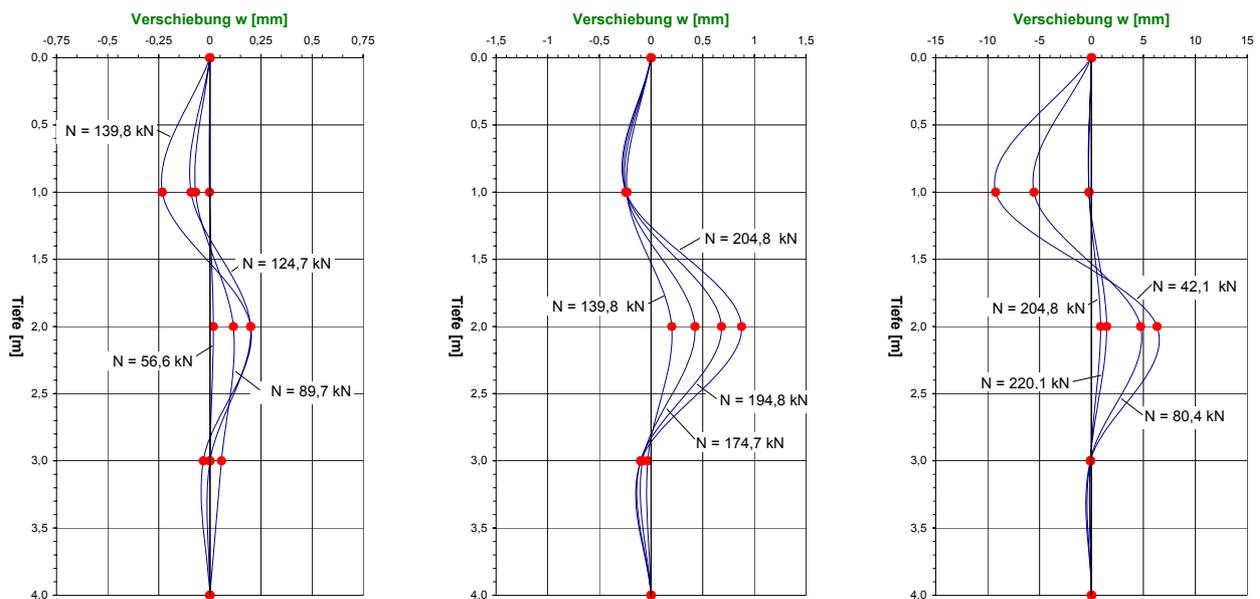


Die Flügelsondierung kurz vor der Probelastung (Abbildung 8.26) ergab keinen eindeutigen Trend über die Sondiertiefe. Auch lagen die Scherfestigkeiten am Rand ähnlich hoch wie in der Behältermitte. Die Standardabweichung betrug für den maximalen Scherwiderstand 2,1 kN/m<sup>2</sup> bei einem arithmetischen Mittel von 18,7 kN/m<sup>2</sup>. Der Mittelwert der Restscherfestigkeit betrug 12,7 kN/m<sup>2</sup> bei einer Standardabweichung von 1,2 kN/m<sup>2</sup>.

Nach dem Versuch wurde der Pfahl gezogen. Dabei blieb Bodenmaterial am Pfahl haften, an welchem der Wassergehalt bestimmt wurde. Aus den ermittelten Wassergehalten von 40,8 bis 42,1 % ermittelten sich Konsistenzzahlen  $I_c$  von 0,53 bis 0,48 (Grenze breiig, weich).

**Abbildung 8.26: Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  über die Tiefe**

**Biegelinien**



**Abbildung 8.27: Biegelinien bei verschiedenen Pfahlnormalkräften**

Während einer geringeren Belastung (bis etwa 140 kN) ergab das Messsignal auf Kote -1,0 m vom Betrag her ähnliche Signale wie das der Messebene in einer Tiefe von -2,0 m. Der Pfahl verformte sich in einer doppelten Halbwelle. Ab 140 kN bis zur Traglast bei 220 kN wuchsen die Verschiebungen in der Mitte des Pfahles deutlich schneller als die im oberen Pfahldrittel. Jedoch knickte der Pfahl wieder in eine der anfänglichen Biegelinie ähnlichen Form bestehend aus zwei Halbwellen aus. Die Last fiel nach dem Pfahlversagen stark ab. Ein schnelles Ausfahren des Pressenstempels, welches aus der kraftgesteuerten Belastungsregelung herrührt, verbunden mit einer starken Vergrößerung der Verschiebungen  $w$  konnte verhindert werden. Nach dem Ziehen des Aluminiumprofils aus dem Versuchsbehälter konnte festgestellt werden, dass es keinerlei plastische Verformungen erlitten hatte.

### 8.3 Zusammenfassung und Vergleichsrechnung

#### Anmerkung:

Eine detaillierte Aufbereitung der Versuchsdaten ist in Anhang 3 zu finden. Zu den einzelnen Versuchen sind die Messschriebe folgender Parameter in Diagrammen zu finden:

- Pfahlnormalkraft  $N$  und die seitliche Auslenkung des Pfahles  $w_{N,M}$  gegenüber der Zeit
- Pfahlnormalkraft  $N$  und die Verschiebung des Pfahlkopfes  $u_O$  gegenüber der Zeit
- Pfahlnormalkraft  $N$  gegenüber der seitlichen Auslenkung des Pfahles  $w_{N,M}$
- Pfahlnormalkraft  $N$  gegenüber der Verschiebung des Pfahlkopfes  $u_O$

Sofern der Pfahl durch Boden gestützt war, sind die standardnormierten Dichtefunktionen des maximalen- und des Rest-Scherwiderstandes mit den entsprechenden Mittelwerten und Standardabweichungen angegeben.

#### 8.3.1 Pfahl GEWI28

Zusammenfassung der Messdaten

Versuchsnummer	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{0,M}$ [mm]	$N_u$ [kN]	$w_u$ [mm]	$u_{O,u}$ [mm]
00-GEWI28-01	0	10	3,2	60,0	14,0

Die maximale Traglast des Pfahles erreicht in etwa die Verzweigungslast nach EULER:

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 6,34 \text{ kNm}^2}{(4 \text{ m})^2} = 3,9 \text{ kN}$$

Dabei wird die Interaktionskurve bei weitem nicht erreicht. Das Biegemoment  $M$  in Pfahlmitte beträgt kurz vor dem Versagen gerade:

$$M = (w_{0,M} + w_u) \cdot N_k = (0,01 \text{ m} + 0,06 \text{ m}) \cdot 3,2 \text{ kN} = 0,224 \text{ kNm}$$

Damit ist:

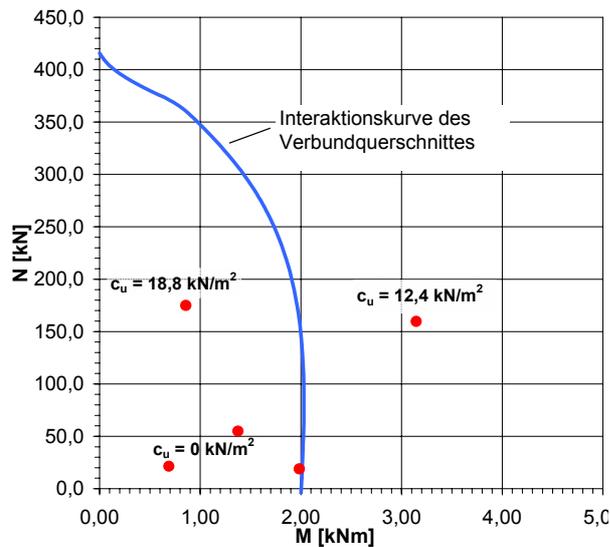
$$\frac{M}{M_{pl}} + \frac{N}{N_{pl}} = \frac{0,224}{1,6} + \frac{3,2}{309,7} = 0,15 < 1,0$$

Beim Knicken wird die Materialfestigkeit des Pfahles nicht ausgenutzt.

#### 8.3.2 Pfahl GEWI28\_100

Zusammenfassung der Messdaten

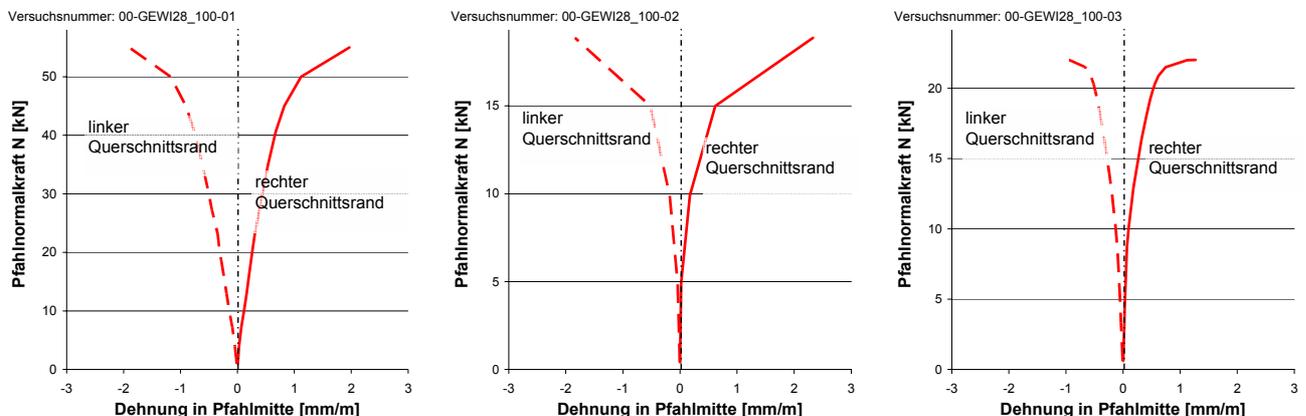
Versuchsnummer	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{0,M}$ [mm]	$N_u$ [kN]	$w_u$ [mm]	$u_{O,u}$ [mm]
00-GEWI28_100-01	0	5	55,0	20,0	5,0
00-GEWI28_100-02	0	20	18,9	85,0	5,4
00-GEWI28_100-03	0	10	21,5	22,0	0,6
KFL-GEWI28_100-01	12,4	5	159,7	15,0	9,3
KFL-GEWI28_100-02	18,8	5	175,0	1,3	10,8



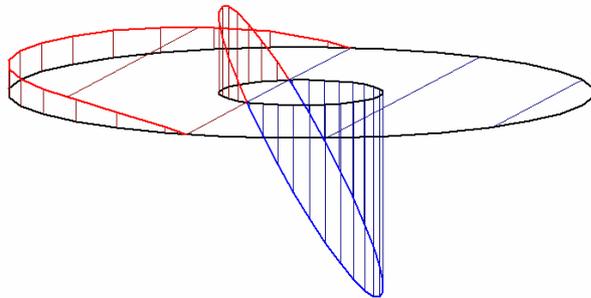
**Abbildung 8.28: Berechnete Schnittgrößen kurz vor dem Erreichen der Traglast (Pfahl: GEWI28\_100, Moment 2. Ordnung ohne Berücksichtigung der Bodenstützung)**

Grundlage der Berechnung des Momentes  $M$ , das in Abbildung 8.28 dargestellt ist, ist die Multiplikation der Normalkraft im Pfahl  $N_u$  mit der maximalen Verschiebung der Biegelinie gegenüber der perfekt geraden Pfahlachse. Dabei wird eine sinusförmige Imperfektion mit dem Maximalwert in der Pfahlmitte von  $w_{0,M}$  angenommen. Die Imperfektion wird zur maximal registrierten Verschiebung  $w_u$  addiert. Dazu wird zunächst die Tiefe festgelegt, in welcher kurz vor dem Versagen die größte Verschiebung  $w_u$  auftrat. In dieser Tiefe wird nun der Biegestrich berechnet, der sich aus dem mit einer einfachen Sinusfunktion ( $n = 1$ ) angenommenen Verlauf der Imperfektion ergibt. Bei den dargestellten Momenten fehlt der rückdrehende Anteil des Biegemomentes, welches aus der Bettungsreaktion resultiert. Durch die Vernachlässigung der Momente aus der Bettungsreaktion sind die angetragenen Momente zu groß abgeschätzt.

Wie zu erkennen ist, erreichen die ungestützten Versuche 00-GEWI28\_100-01 und 00-GEWI28\_100-03, ebensowenig wie der mit  $c_u = 18,8 \text{ kNm}^2$  charakterisierte Versuch, die Interaktionskurve nicht. Die Schnittgrößen des ungestützten Pfahles 00-GEWI28\_100-2 erreichen genau die Interaktionskurve. Bei den mit Boden gestützten Pfählen ist gegenüber den ungestützten Pfählen deutliche Steigerung der Normalkräfte ist zu erkennen. Die Traglast der ungestützten Verbundpfähle erreicht die Verzweigungslast von 94,2 kN nach Euler unter Ansatz eines voll wirksamen Verbundes zwischen Beton und Stahl mit einer Biegesteifigkeit von  $152,7 \text{ kNm}^2$  bei weitem nicht. Aus einer Berechnung der Schnittgrößen in Abhängigkeit der Pfahlbelastung folgt, dass der Querschnitt bereits schon ab sehr geringen Pfahlnormalkräften nicht mehr überdrückt ist. Wie die Abbildung 8.29 zeigt, sind in erster Näherung die Dehnungen am rechten und linken Querschnittsrand gleich. Damit herrschen über den halben Querschnitt Zugspannungen. Der Beton reißt und das Flächenträgheitsmoment und damit die Biegesteifigkeit verringern sich.



**Abbildung 8.29: Errechnete Dehnungen am Querschnittsrand des Verbundpfahles GEWI28\_100 in Abhängigkeit der Pfahlnormalkraft**



**Abbildung 8.30: Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt kurz vor dem Erreichen der Traglast**

Abbildung 8.30 zeigt eine Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt nahe der maximalen Traglast. Rot sind Druckspannungen, blau Zugspannungen dargestellt. Wie zu erkennen, versagt der Beton auf Zug. Alle Zugspannungen müssen durch das GEWI-Tragglied abgetragen werden. Zur Berechnung der Dehnungen und Darstellung der Spannungen wurde das Programm INCA2 der TU Hamburg-Harburg verwendet.

Durch die unvorhersehbare Rissentwicklung und das daraus folgende stark nichtlineare Verhalten ist eine Nachrechnung des Versagens stark erschwert. Zwar kann unter Zuhilfenahme eines Sicherheitskonzeptes der „Nicht-Versagens-Fall“ bestimmt werden. Jedoch streuen die Traglasten der ungestützten Probelastungen des Verbundpfahles stark. Dadurch ist es kaum möglich, im Falle von gebetteten Pfählen eine gesicherte Aussage über die Art und Höhe der Bodenstützung, welche selbst ein stark nichtlineares Verhalten zeigt, zu treffen.

Diese Tatsachen hatten auf die weitere Forschungsarbeit folgende Auswirkung:

- Beschaffung eines Pfahles, dessen Werkstoff gleichermaßen Zug- und Druckspannungen abtragen kann, über weite Dehnungen elastisch reagiert und im ungestützten Zustand die Verzweigungslast nach EULER reproduziert (siehe Abschnitt 6.3.3 und 8.2.3 )
- Planmäßige Rissbildung im Zementstein in den verbliebenen Probepfählen, um das unsichere Mittragen von Zugspannungen im Zementsteinkörper auszuschließen. Dazu wurde der Verbundpfahl auf zwei Holzbalken gelegt und mit leichten Gewichten so belastet, dass eine regelmäßige und umlaufende Rissbildung gewährleistet war. Abbildung 8.31 zeigt die Querrisse, welche in einem Abstand von etwa 25 cm längs der Pfahlachse geschaffen wurden.

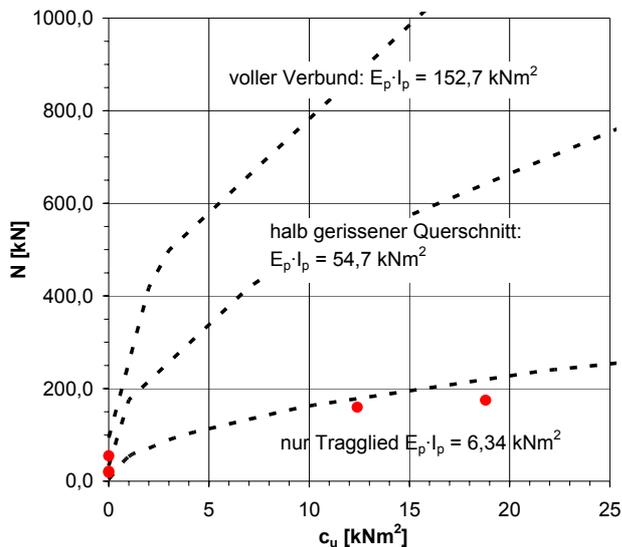


**Abbildung 8.31: Querrisse in den Verbundpfählen für die mit Boden gestützten Probelastungen**

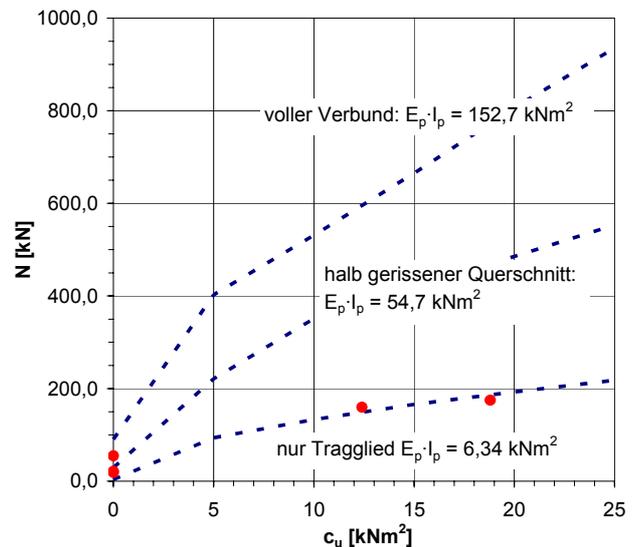
### Lösung nach ENGESSER mit elastischer Bettung und numerische Lösung mit bilinearer Bodenstützung

Die Berechnungen der Traglast mit der Lösung nach ENGESSER ergeben für  $k_l = 100 \cdot c_u$  eine deutliche Überschätzung der Traglasten, wird der Zementstein als mittragend betrachtet. Wird die Biegesteifigkeit des Pfahles nur aus dem Tragglied berechnet, dann sind die rechnerischen Traglasten in gleicher Größenordnung wie die gemessenen. Jedoch liegen die gemessenen Traglasten der ungestützten Belastungsversuche der Verbundpfähle deutlich über der Verzweigungslast des Pfahles, dessen Querschnitt nur aus dem Tragglied GEWI28 besteht (Abbildung 8.32).

Auch mit Hilfe der numerischen Modellierung ist es schwierig, die in den Versuchen registrierten Traglasten zu reproduzieren. Sobald eine mittragende Wirkung des Zementsteins berücksichtigt wird, erhöhen sich die Traglasten deutlich. In den in der Abbildung 8.33 dargestellten numerischen Berechnungen wurde eine Imperfektion von  $w_{0,M} = L / 400$ , eine Steifigkeit der Linienfeder von  $k_l = 100 \cdot c_u$  und eine maximalen Bodenreaktion von  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$  verwendet.

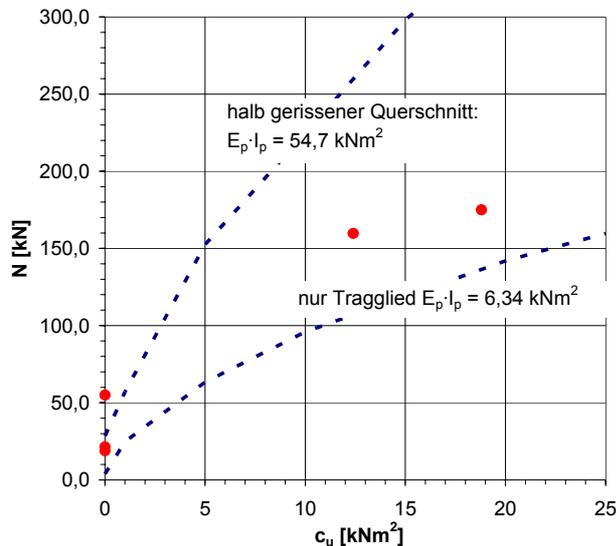


**Abbildung 8.32:** Traglasten, die sich aus der Lösung nach ENGESSER ergeben, in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit und der Biegesteifigkeit des Verbundpfahles ( $k_l = 100 \cdot c_u$ )

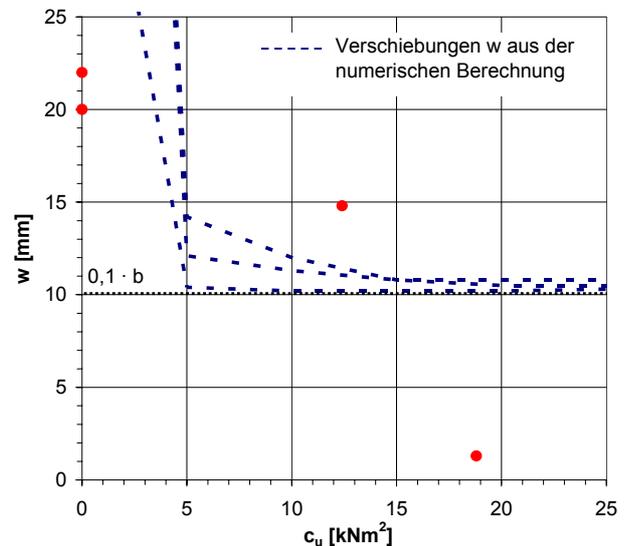


**Abbildung 8.33:** Traglasten, welche mit der numerischen Modellierung errechnet wurden, in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit und der Biegesteifigkeit des Verbundpfahles ( $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$ ,  $k_l = 100 \cdot c_u$ ,  $imp = 400$ )

Bei Verwendung von  $k_l = 60 \cdot c_u$ ,  $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$  und einer Vorverformung von  $w_{0,M} = L / 300$  verschiebt sich die numerisch ermittelte Traglast-Kurve in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit bei Ansatz der Biegesteifigkeit des bis zur Mitte gerissenen Querschnittes in die Richtung der Größe der Traglasten der vorliegenden Versuche (siehe Abbildung 8.34)



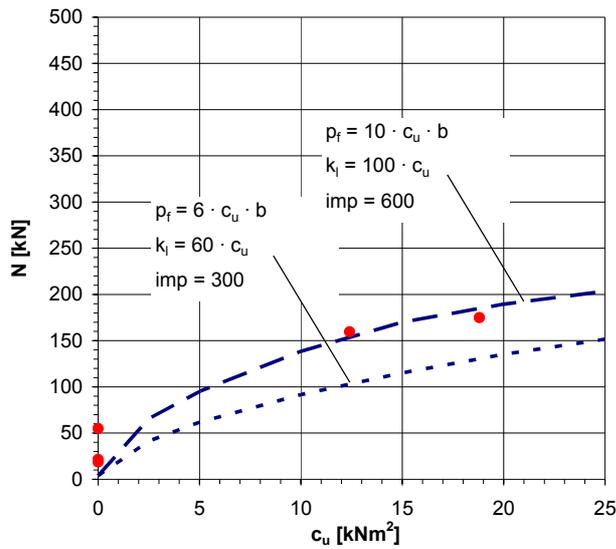
**Abbildung 8.34: Traglasten, welche mit der numerischen Modellierung errechnet wurden, in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit und der Biegesteifigkeit des Verbundpfahles ( $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$ ,  $k_l = 60 \cdot c_u$ ,  $imp = 300$ )**



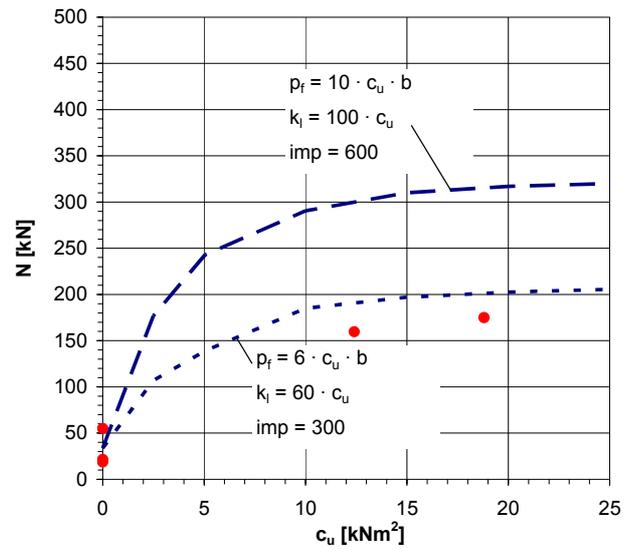
**Abbildung 8.35: maximale seitliche Verschiebung der Pfahlachse kurz vor dem Pfahlversagen (rot Versuchsergebnisse)**

In den numerischen Berechnungen werden stets auch die seitliche Verschiebungen der Pfahlachse berechnet, wie sie beim Erreichen der Grenzlaster infolge der Beanspruchung aus dem Biegemoment nach Theorie 2. Ordnung sowie Rückdrehung aus der Bettungsreaktion entsteht. Sie liegt bei nennenswerter Bodenstützung stets bei  $w_{ki} = p_f \cdot b / k_l$  bzw. bei den hier gewählten Parametern bei  $w_{ki} = 10 \text{ mm}$ . Bei den Versuchen wurde in einem Fall 15 mm, im anderen 1 mm gemessen. Die Verformungen kurz vor dem Versagen fallen mit zunehmender Bodenstützung (ungestützt  $w_{ki} = 20$  bzw. 22 mm)

Begrenzt man die zulässigen Schnittgrößen aufgrund der beschränkten Materialfestigkeit des Stahls und des Betons auf die Interaktion der vollplastischen Schnittgrößen, so ergeben sich die in der Abbildung 8.36 und Abbildung 8.37 gezeigten Kurven. Dabei wurde im rechten Bild der innere Pfahlwiderstand (Biegesteifigkeit und vollplastische Schnittgrößen) nur aus dem Tragglied berechnet, wobei der Bodenwiderstand auf eine Pfahlbreite von 10 cm wirkt. Die im linken Bild gezeigten Rechenergebnisse ergeben sich aus dem Ansatz des halbseitig gerissenen Querschnitts.



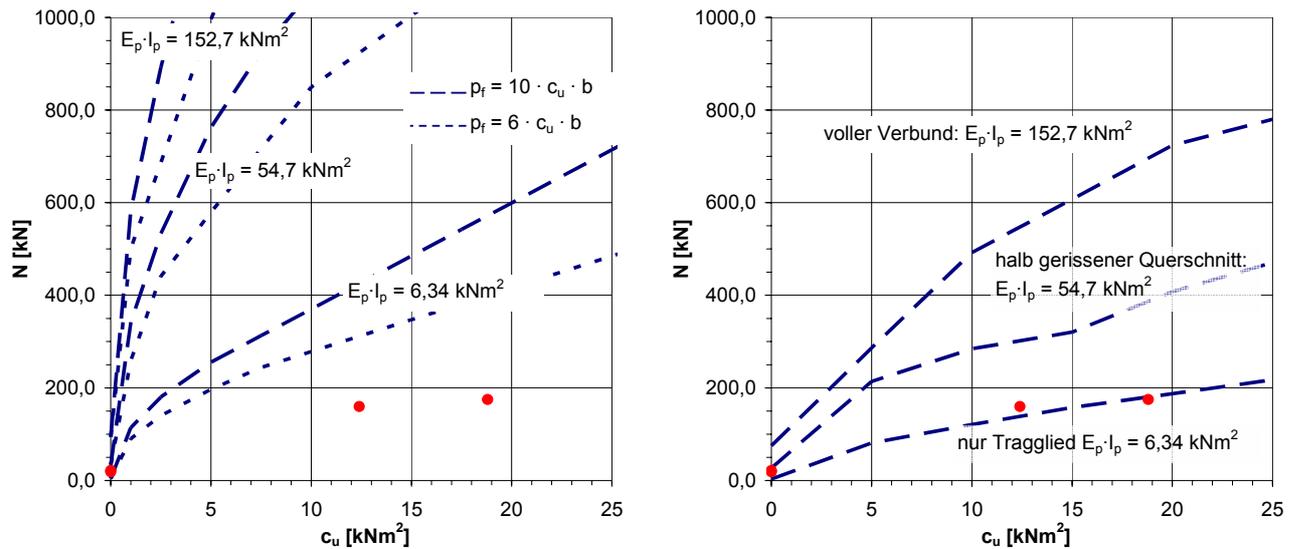
**Abbildung 8.36:** Traglasten, die in den Versuchen gemessen wurden gegenüber den berechneten Traglasten (Pfahlwiderstand nur aus dem Traglied)



**Abbildung 8.37:** Traglasten, die in den Versuchen gemessen wurden gegenüber den berechneten Traglasten (Pfahlwiderstand aus dem halbseitig gerissenen Verbundquerschnitt)

Berechnung nach WENZ

Eine Gegenrechnung mit den Rechenverfahren nach WENZ (elastisch vorgebogener Pfahl und exzentrisch belasteter Pfahl) ist in Abbildung 8.38 gezeigt. Für den Fall des elastisch vorgebognenen Pfahles überschätzen die berechneten Traglasten die im Versuch gemessenen deutlich. Dies ist auch der Fall, wenn die rechnerische Biegesteifigkeit stark verringert (nur Tragglied) und die maximale Bodenreaktion auf den Minimalwert von  $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$  reduziert wird.

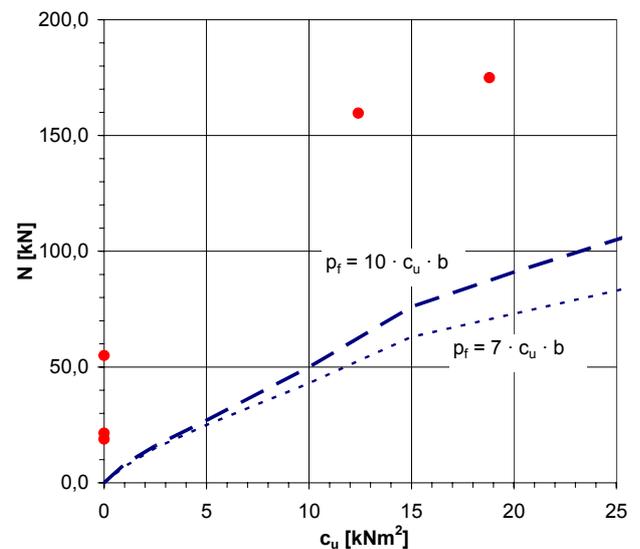


**Abbildung 8.38: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und die Traglast nach WENZ gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links: der vorgebogene Pfahl  $w_{0,M} = 0,005$  m; rechts: der exzentrisch belastete Pfahl  $e = 0,005$  m)**

Verfahren nach MEEK

MEEK geht davon aus, dass sich die Biegesteifigkeit des GEWI-Pfahls ohne mittragende Wirkung des Zementsteins ausschließlich aus dem Tragglied ergibt. Da die Formeln zur Ermittlung der Querschnittsparameter fest in dem Berechnungsablauf implementiert sind, ist es nicht ohne weiteres möglich, eine Variation der Biegesteifigkeit durchzuführen. Weil auch die vollplastischen Schnittgrößen nur aus dem Tragglied errechnet werden, werden die nach MEEK errechneten Traglasten immer deutlich unter den in Probelastungen gemessenen Traglasten liegen, vorausgesetzt, das Pfahlversagen tritt infolge der beschränkten Materialfestigkeit ein.

Auf die Eingabe eines Erddruckgradienten und einer zusätzlichen Auflast, welche nach MEEK Setzungen und zusätzliche Pfahlverformungen verursachen, wurde verzichtet, um die Randbedingungen im Versuch genauer zu berücksichtigen. Ein Ansatz dieser Eingangsparameter würde die errechnete Traglast weiter verringern. In Abbildung 8.39 ist eine Steigerung der Traglast mit wachsender undrainierter Scherfestigkeit zu erkennen. Dabei konvergieren für sehr geringe Bodenfestigkeiten die Traglasten gegen Null. Für geringe Scherfestigkeiten wirkt sich die Größe des maximalen Bodenwiderstandes kaum aus. Die errechneten Traglasten bleiben insgesamt deutlich unter den im Versuch gemessenen Werten.

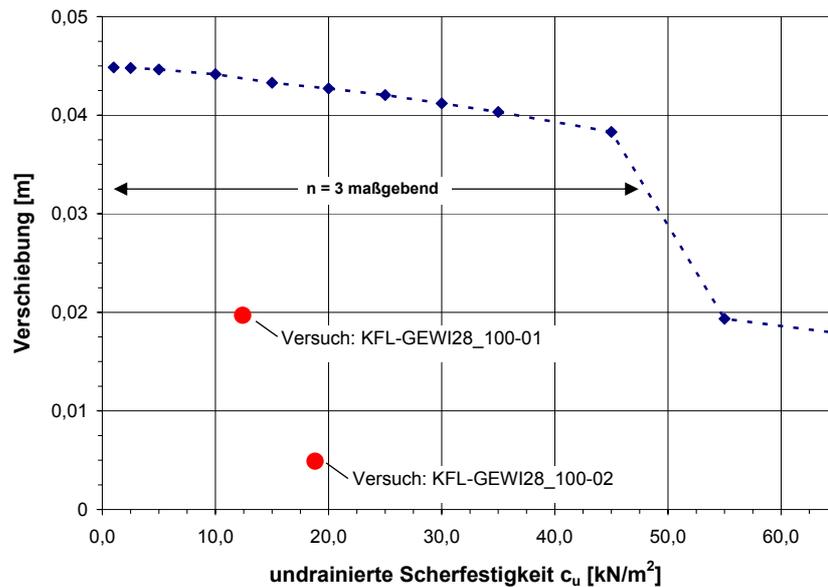


**Abbildung 8.39: Ergebnisse der Traglastberechnung nach MEEK**

MEEK setzt voraus, dass beim Stabilitätsversagen gleichzeitig die Festigkeit des Materials ausgenutzt wird, was durch die Versuche nicht bestätigt wird und auch theoretisch nicht begründet ist. Nach MEEK ergibt sich der Querausschlag  $f$  (siehe Abschnitt 4.1.3) nach folgender Formel:

$$f = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_p \cdot I_p}$$

Darin ist  $L$  nicht die Gesamtlänge des Pfahles, sondern die Länge eines Stababschnittes zwischen den Fließgelenken nach Abschnitt 4.1.3. Obwohl die Biegelinien nicht den Formen der Knickfiguren nach MEEK entsprechen, lässt sich grob die Verschiebung  $f$  gleich der maximalen Verschiebung in der maßgebenden Halbwelle aus den Versuchsdaten setzen.



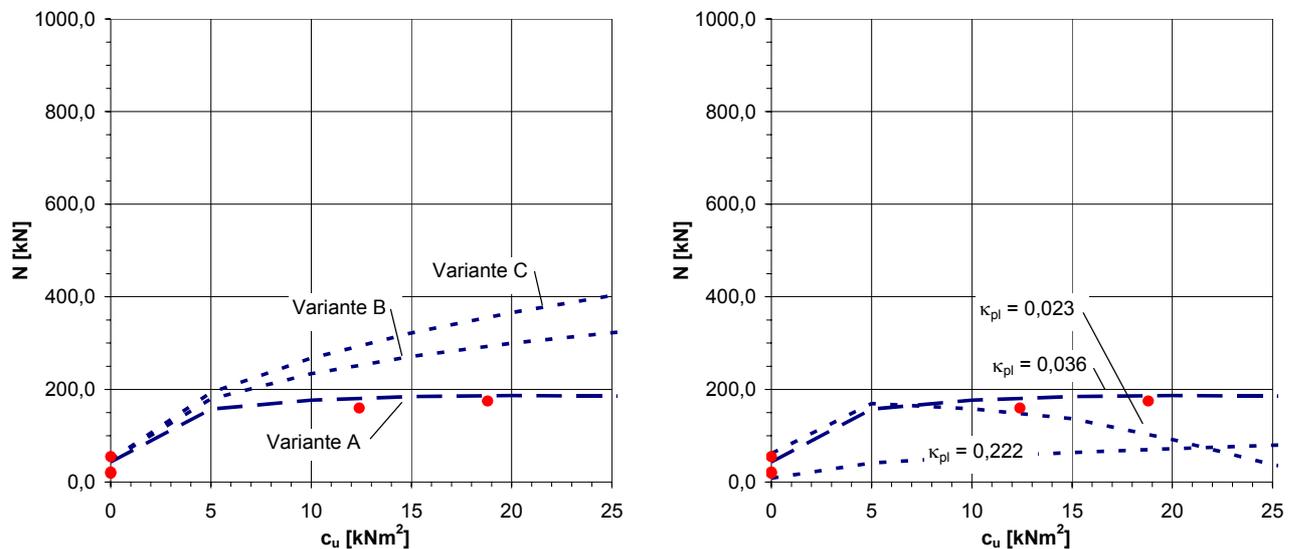
**Abbildung 8.40: seitliche Verschiebungen nach MEEK und in den Versuchen kurz vor dem Pfahlversagen (maximale Auslenkung zuzüglich des Biegestiches aus der Imperfektion)**

Es ist schnell ersichtlich, dass sich die Versuchspfähle sehr viel weniger verformen als MEEK in seinen Berechnungen annimmt. Weiter ist als Ergebnis der Gegenrechnung in Abbildung 8.40 ein starker, unstetiger Abfall der Verformungen zwischen einer undrainierten Scherfestigkeit von 40 kN/m<sup>2</sup> und 55 kN/m<sup>2</sup> zu erkennen. Dies hat als Ursache, dass ab dieser Bodenfestigkeit eine Welligkeit von  $n = 4$  maßgebend wird (Beachte: Die Welligkeit nach MEEK ist ungleich der allgemeinen Definition!).

Verfahren nach WIMMER und ETTINGER

Eine Kontrolle des Berechnungsverfahrens nach WIMMER und ETTINGER erfolgte unter folgenden Varianten:

- Variante A) (Parameter wie in der Veröffentlichung vorgeschlagen): Biegesteifigkeit nur aus dem Tragglied (GEWI28), Bodenreaktion wirkt auf der vollen Breite des Zementsteins ( $D = 10 \text{ cm}$ ),  $\kappa_{pl} = 0,036$  und  $imp = 800$  ( $w_{0,M} = 5 \text{ mm}$ )
- Variante B): Biegesteifigkeit des halbseitig gerissenen Querschnittes, Bodenreaktion wirkt auf der vollen Breite des Zementsteins ( $D = 10 \text{ cm}$ ),  $\kappa_{pl} = 0,036$  und  $imp = 800$  ( $w_{0,M} = 5 \text{ mm}$ )
- Variante C): Biegesteifigkeit aus dem voll wirksamen Verbundquerschnitt, Bodenreaktion wirkt auf der vollen Breite des Zementsteins ( $D = 10 \text{ cm}$ ),  $\kappa_{pl} = 0,036$  und  $imp = 800$  ( $w_{0,M} = 5 \text{ mm}$ )



**Abbildung 8.41: Traglasten nach WIMMER und ETTINGER; linke Abbildung  $\kappa_{pl} = 0,036$  – Variation der Biegesteifigkeit; rechte Abbildung: Biegesteifigkeit nach Variante A – Variation von  $\kappa_{pl}$**

Obwohl die in den Versuchen festgestellte teilweise mittragende Wirkung des Zementsteines in Variante A nicht berücksichtigt wird, ergeben die Rechenergebnisse eine recht gute Übereinstimmung mit den gemessenen Traglasten im Versuch. Jedoch zeigen Proberechnungen, dass bei der Eingabe sehr hoher undrainierter Scherfestigkeiten die berechnete Traglast kaum mehr ansteigt und für den Ansatz von  $\kappa_{pl} = 0,032$  sogar fällt (siehe Abbildung 8.41, rechtes Bild). Dies kann offensichtlich nicht der Wirklichkeit entsprechen. Weitere Gegenrechnungen zeigten, dass ein Fallen der Traglast nach WIMMER/ETTINGER für genügend große undrainierte Scherfestigkeiten  $c_u$  bei allen plastischen Drehwinkeln  $\kappa_{pl}$  auftritt. Setzt man im Berechnungsverfahren die mittragende Wirkung des Zementsteinkörpers teilweise oder voll an, so überschätzen die Rechenergebnisse die gemessenen Traglasten aus den Großversuchen. Auch WIMMER/ETTINGER setzen wie MEEK an, dass das Material des Traggliedes plastifiziert, was weder theoretisch zwingend ist, noch durch die Versuchsdaten bestätigt wird.

Die seitliche Verschiebung  $w_k$ , bei der Versagen auftritt, ergibt sich nach WIMMER und ETTINGER aus der Länge der mit einer elastischen Bodenreaktion berechneten maßgebenden Halbwelle der Knickfigur  $L_{Hw}$ .

$$L_{Hw} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_1}}$$

Die Verschiebung  $w_k$  (nach WIMMER/ETTINGER  $\delta_{pl}$ ) berechnet sich dann zu:

$$w_k = \frac{1}{4} \cdot \kappa_{pl} \cdot L_{Hw}$$

Nach in einander Einsetzen und mit dem Ansatz  $k_1 = 100 \cdot c_u$  ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$w_k = \frac{\pi}{4} \cdot \kappa_{pl} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{100 \cdot c_u}}$$

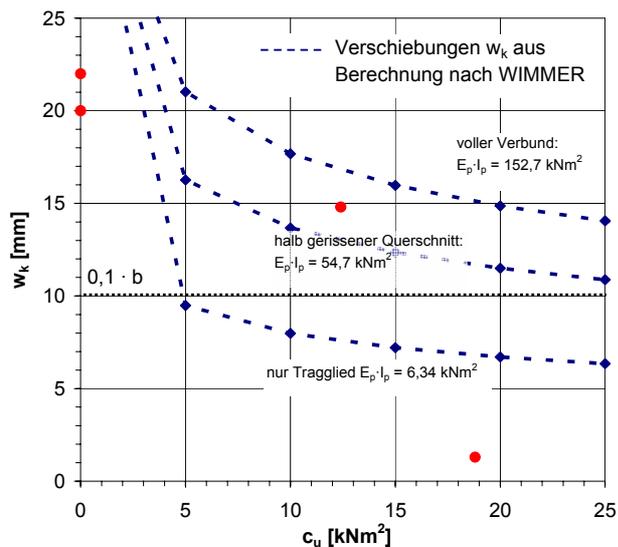


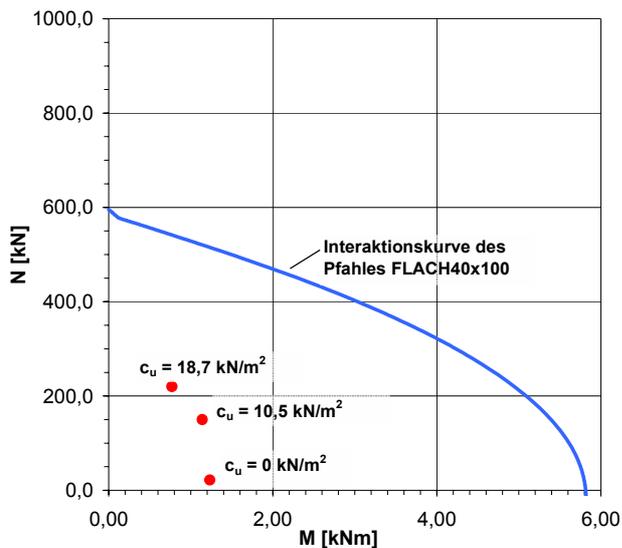
Abbildung 8.42 zeigt, dass die Verschiebungen  $w_k$  für steigende Bodenfestigkeiten fallen. Für den ungestützten und 4 m langen Pfahl wird  $w_k = \kappa_{pl}$ . Je geringer die Biegesteifigkeit des Pfahles ist, desto schneller reduziert sich  $w_k$  mit steigender undrainierter Scherfestigkeit  $c_u$ . Insgesamt ist im Falle der ungestützten Pfahlbelastungsversuche die seitliche Verschiebung  $w_k$  kleiner als die unter dem Ansatz eines plastischen Drehwinkels von  $\kappa_{pl} = 0,036$  errechnete Verschiebung. Stützt der Boden den Pfahl, so scheint es, dass die rechnerischen Verschiebungen  $w_k$  größer sind als die im Versuch gemessenen.

**Abbildung 8.42: Nach WIMMER/ETTINGER berechnete Verschiebung  $w_k$  ( $\kappa_{pl} = 0,032$ )**

### 8.3.3 Pfahl FLACH40x100

#### Zusammenfassung der Messdaten

Versuchsnummer	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_{0,M}$ [mm]	$N_u$ [kN]	$w_u$ [mm]	$u_{O,u}$ [mm]
00-FLACH40x100-01	0	2	21,0	54,0	6,6
KFL-FLACH40x100-01	10,5	2	150,0	5,6	9,3
KFL-FLACH40x100-02	18,7	2	220,0	1,5	8,9



**Abbildung 8.43: Berechnete Schnittgrößen kurz vor dem Erreichen der Traglast (Pfahl: FLACH40x100), ohne Berücksichtigung der Betungsreaktion, nur Theorie 2. Ordnung**

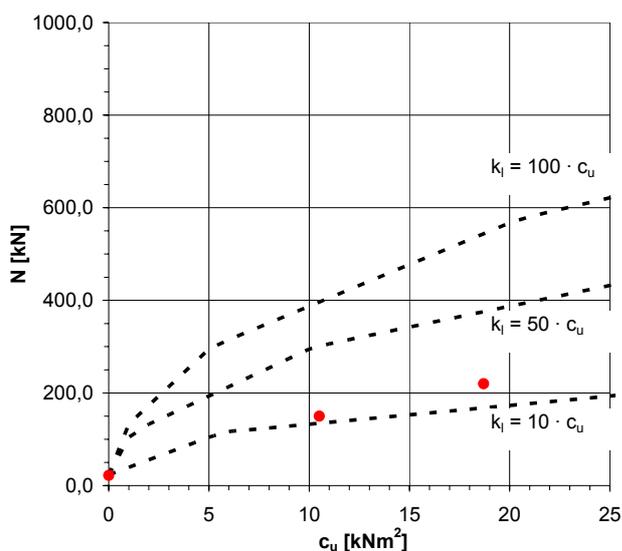
Berechnet man die Schnittgrößen im Pfahl kurz vor dem Erreichen der Traglast, so zeigt sich trotz der Vernachlässigung der rückdrehenden Momente aus der Bodenstützung deutlich, dass das Versagen des Pfahles eindeutig aufgrund eines Stabilitätsproblems und nicht durch ein Überschreiten der Materialfestigkeit im Pfahl verursacht wurde. Die registrierten Schnittgrößen liegen weit von der Interaktionskurve entfernt.

Das Biegemoment im Pfahl  $M$  (siehe auch Abschnitt 8.3.2) wurde durch die Multiplikation der Pfahlnormalkraft  $N_u$  mit der Gesamtverschiebung aus der Pfahlachse berechnet. Die Gesamtverschiebung ergibt sich aus der maximalen Verschiebung der Biegelinie kurz vor dem Erreichen der Traglast  $w_u$  und einem Anteil aus der Imperfektion.

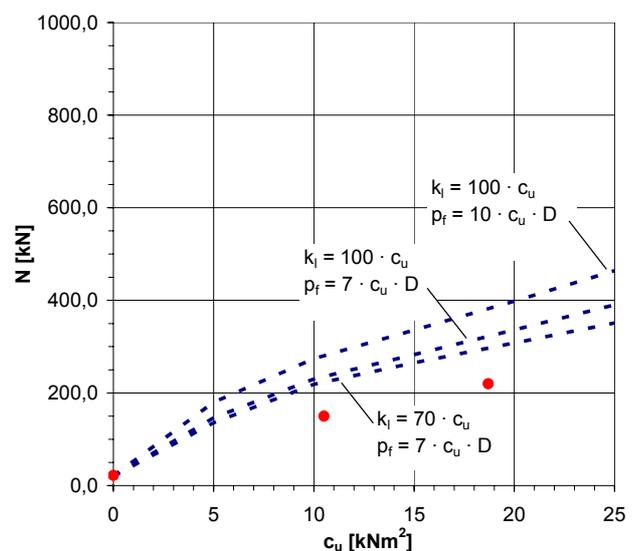
#### ENGESSER und Numerische Lösung mit bilinearer Bodenstützung

Eine Traglastberechnung mit einer elastischen Bodenreaktion (ENGESSER) erfolgte für  $k_l = 100 \cdot c_u$ ,  $k_l = 50 \cdot c_u$  und  $k_l = 10 \cdot c_u$  (Abbildung 8.44). Die Rechenergebnisse weichen für hohe Steifigkeiten der Linienfeder  $k_l$  stark von den Versuchsergebnissen ab. An dieser Beispielrechnung lässt sich zeigen, dass die in den Versuchen registrierten Traglasten prinzipiell durch Abminderung der Steifigkeit  $k_l$  errechnet werden könnten (hier:  $k_l = 10 \cdot c_u$ ). Jedoch zeigt sich bei der Betrachtung der Verschiebungen  $w$ , dass gegenüber den Versuchsergebnissen sehr viel größere Verformungen notwendig sind, um die Verzweigungslast zu erreichen: Trotz der geringen Imperfektion von  $w_{0,M} = 2$  mm konvergiert die Pfahlnormalkraft sehr langsam gegen die Traglast. In diesem Fall würde der Pfahl vor dem Erreichen der Traglast nach ENGESSER aufgrund der erreichten Materialfestigkeit versagen. Das steht im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen.

Die Ergebnisse aus der numerischen Modellierung überschätzen die maximalen Pfahlnormalkräfte aus den beiden gestützten Großversuchen. Anders als bei den Berechnungen im Abschnitt 8.3.2 kann die Biegesteifigkeit des Pfahles mit  $E_p \cdot I_p = 37,3 \text{ kNm}^2$  als bekannt angenommen werden. Auch die Vorverformung, die mit gemessenen Biegestichen von weniger als 2 mm sehr gering war, ist keine stark streuende oder gar unbekannte Größe. Sie wurde in den Berechnungen pauschal mit  $\text{imp} = 1000$  angesetzt. Die Ergebnisse mit den Parametern der bilinearen Bodenstützung  $k_l = 70 \cdot c_u$  und  $p_f = 7 \cdot c_u \cdot b$  kommen den gemessenen Traglasten am nächsten. Jedoch sind die sich aus der FE-Berechnung ergebenden horizontalen Auslenkungen für eine geringe Steifigkeit der Linienfeder  $k_l = 70 \cdot c_u$  weit größer als die in den Versuchen registrierten seitlichen Verschiebungen  $w_u$ . Allgemein könnte die Größe der Verschiebungen in den Versuchen besser mit einer höheren Steifigkeit, etwa  $k_l = [300 \dots 600] \cdot c_u$ , beschrieben werden. Die Traglasten erhöhen sich dann jedoch auch für den unteren Grenzwert der maximalen Bodenreaktion  $p_f = 7 \cdot c_u \cdot b$  unrealistisch. Eine Nachrechnung mit zutreffender Abschätzung der in zwei Versuchen ermittelten Kicklasten wird mit  $k_l = 60 \cdot c_u$ ,  $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$  und  $\text{imp} = 300$  erreicht.



**Abbildung 8.44:** Traglasten, die sich aus der Lösung nach ENGESSER ergeben, in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit

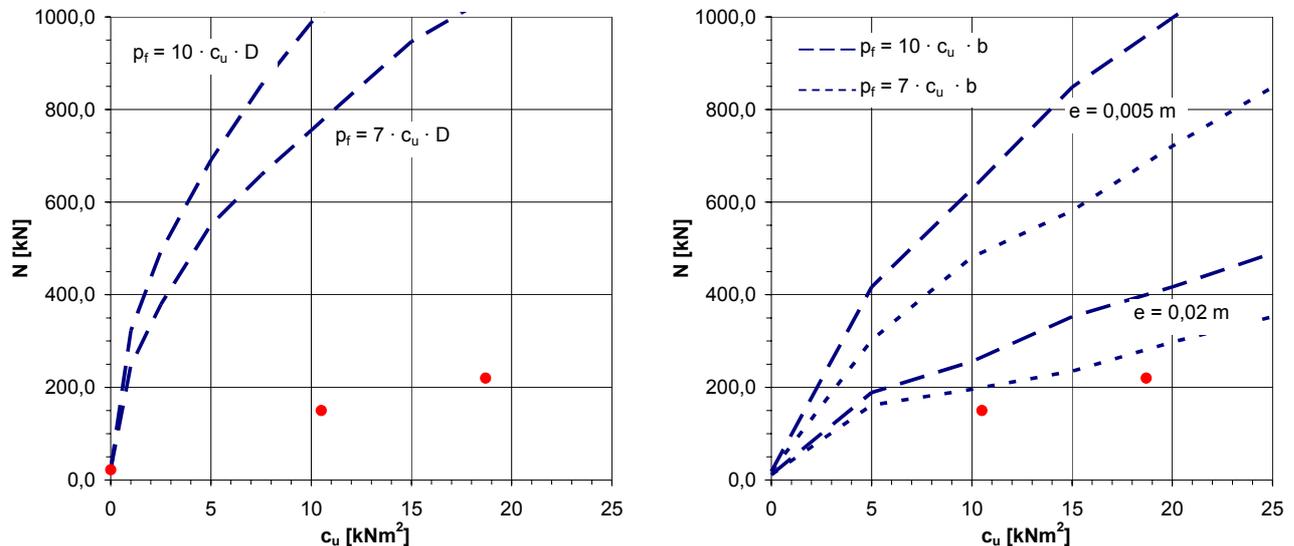


**Abbildung 8.45:** Traglasten, welche mit der numerischen Modellierung errechnet wurden, in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit

### Berechnung nach WENZ

Die Traglasten nach WENZ wurden wieder mit den Formeln für den elastisch vorgebogenen Pfahl und dem exzentrisch belasteten Pfahl ermittelt. Dabei wurde die Größe der Imperfektion mit  $\text{imp} = 1000$  festgelegt. Es ist zu erkennen, dass die Rechenergebnisse des elastisch vorgebogenen Pfahles die im Versuch gemessenen Traglasten deutlich überschreiten. Weiter ist anzumerken, dass der an den Versuchspfählen aus Aluminium tatsächlich vermessene Biegestich weit geringere Imperfektionen vermuten lässt, als der Rechenwert mit  $\text{imp} = 1000$  beschreibt.

Ein ähnliches Ergebnis ergibt sich unter Anwendung der Formeln für den exzentrisch belasteten Stab: Auch für unrealistisch große Lastexzentrizitäten von 2 cm ergeben sich weit höhere Traglasten, als in den Versuchen erreicht wurden. Dabei wurden die Traglasten jeweils für  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$  und den unteren Grenzwert  $p_f = 7 \cdot c_u \cdot b$  berechnet.

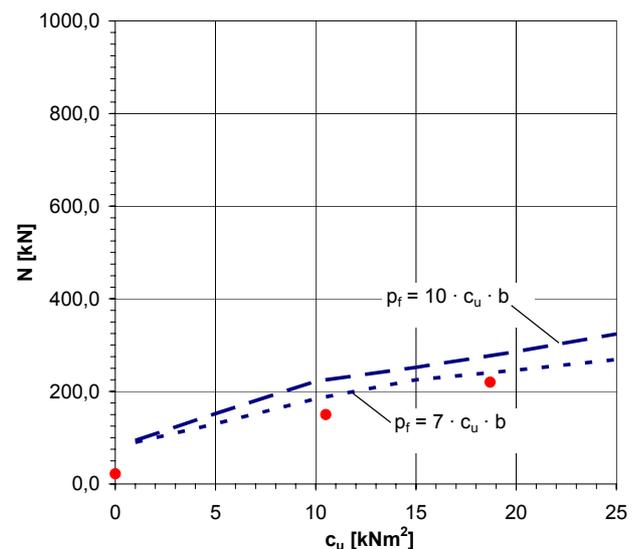


**Abbildung 8.46: Gemessene maximale Traglast  $N_u$  und die maximalen Normalkräfte nach WENZ gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (links: der vorgebogener Pfahl  $imp = 1000$ ; rechts: der exzentrisch belastete Pfahl)**

### Verfahren nach MEEK

Es wurde eine Auswertung nach MEEK durchgeführt, obwohl von vornherein klar ist, dass das Verfahren ein hier nicht zutreffendes Ingenieurmodell darstellt, da das darin vorausgesetzte Plastifizieren des Pfahlmaterials für die im Versuch auftretende Grenzlast keine Bedeutung hat.

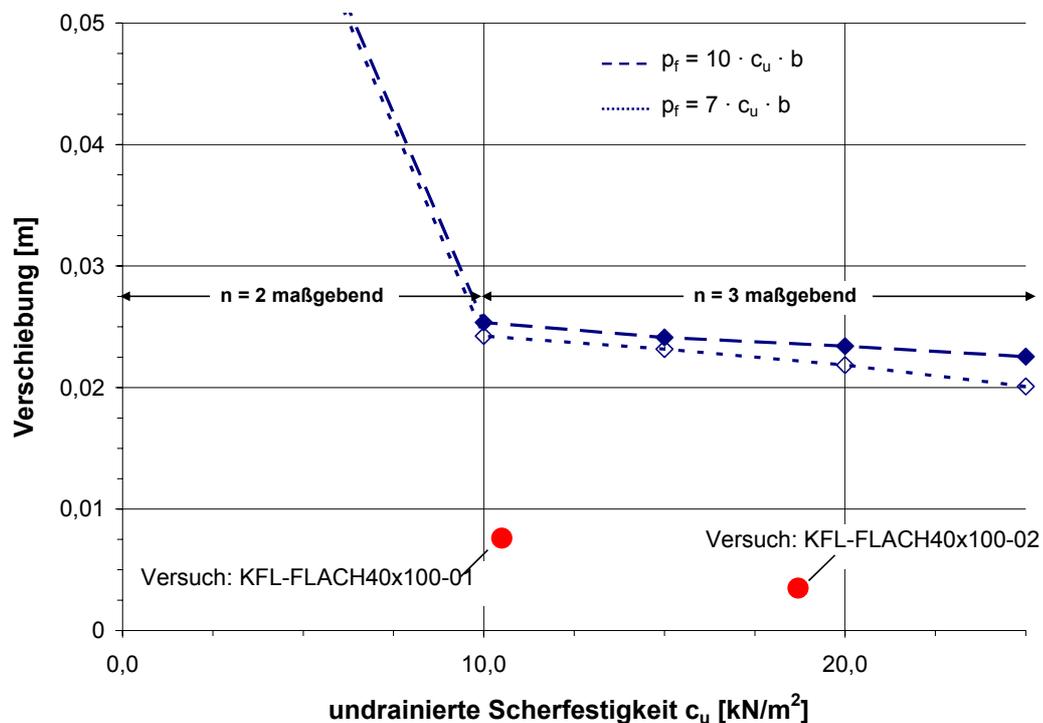
Da das vorliegende Rechenprogramm von MEEK nur die Eingabe von Rohrquerschnitten und runden Vollquerschnitten aus Stahl zulässt, wurde auf ein von der Fa. Keller Grundbau benutztes Berechnungsprogramm zurückgegriffen, welches ebenfalls auf den von MEEK entworfenen Algorithmen basiert. Darin wurden die Geometrien und vollplastischen Schnittgrößen dem Versuchspfahl FLACH40x100 angepasst. Auf den Ansatz einer zusätzlichen Auflast, welche Setzungen erzeugt und damit die Verformungen



**Abbildung 8.47: Berechnung nach dem Verfahren von MEEK ( $k_1 = 100 \cdot c_u$  bzw.  $k_1 = 70 \cdot c_u$ ; Interaktionsbeziehung mit  $\alpha = 2,1$ )**

des Pfahls vergrößert, wurde im Hinblick auf die Randbedingungen der Versuche verzichtet. Ebenfalls unberücksichtigt bleibt ein von MEEK vorgeschlagener minimaler horizontaler Erddruckgradient in der Weichschicht. Proberechnungen zeigten, dass der Unterschied der berechneten Traglasten für einen Exponenten  $\alpha = 2,1$ , wie er für die Interaktionsbeziehung nach MEEK angegeben wird, und einem realitätsnahen Exponenten von  $\alpha = 1,9$  für das Profil des Aluminiumpfahles nur geringfügig ist. Die in der Abbildung 8.47 gezeigten Berechnungsergebnisse ergeben sich für  $\alpha = 2,1$ .

Das Ergebnis der Berechnungen zeigt eine gute Annäherung an die im Versuch gemessenen maximalen Pfahlnormalkräfte. Dennoch kann leicht hier nicht von einem realitätsnahen Modell ausgegangen werden, da MEEK von einem anderen Versagensmechanismus ausgeht, als er in den Versuchen beobachtet wurde. Dies wird auch ersichtlich aus einer Betrachtung der von MEEK prognostizierten Verschiebungen und den daraus resultierenden Biegemomenten im Pfahl, wie sie Abbildung 8.48 zeigt.

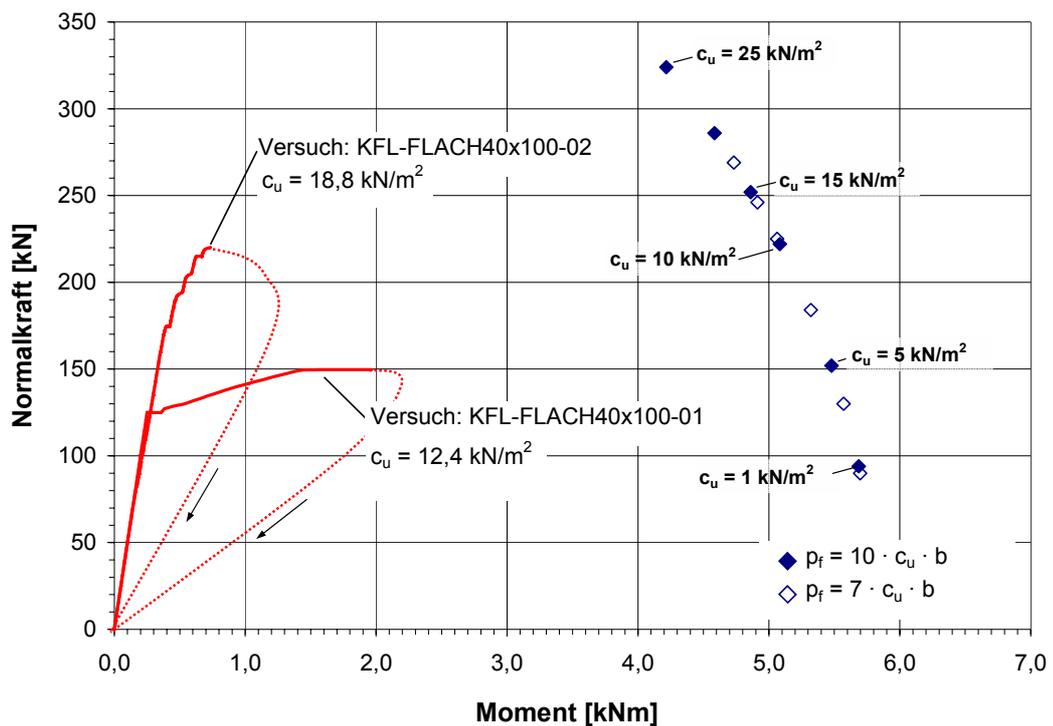


**Abbildung 8.48: maximaler Querausschlag  $f$  (im Fließgelenk) nach MEEK und in den Versuchen gemessene Verschiebungen (maximale Auslenkung zuzüglich des Biegestriches aus der Imperfektion)**

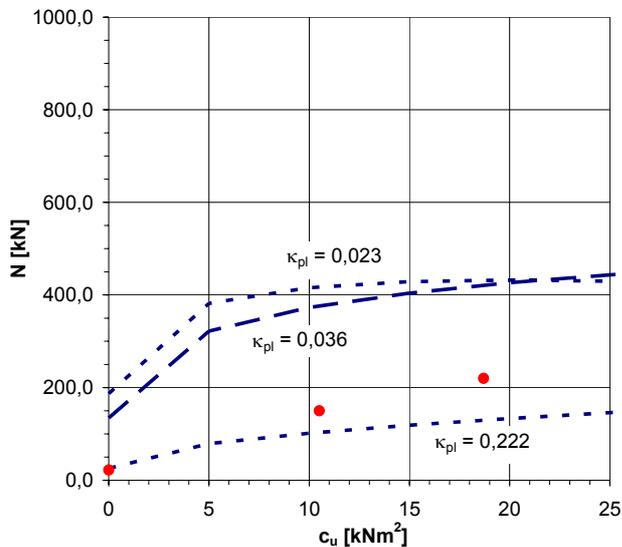
Mit steigender Bodenstützung sinken sowohl die im Versuch gemessenen maximalen seitlichen Verschiebungen, als auch die nach MEEK prognostizierten. Jedoch sind die berechneten Verschiebungen mehr als dreimal so groß.

In Abbildung 8.49 wird die Diskrepanz zwischen der Charakteristik der Probelastungen der Aluminiumprofile und den Ergebnissen des Rechenverfahrens besonders deutlich: Die Biegemomente in den Probepfählen bleiben stets deutlich unter den berechneten Momenten. Die nach MEEK berechneten Momente beim Erreichen der Traglast liegen immer genau auf der Interaktionsbeziehung

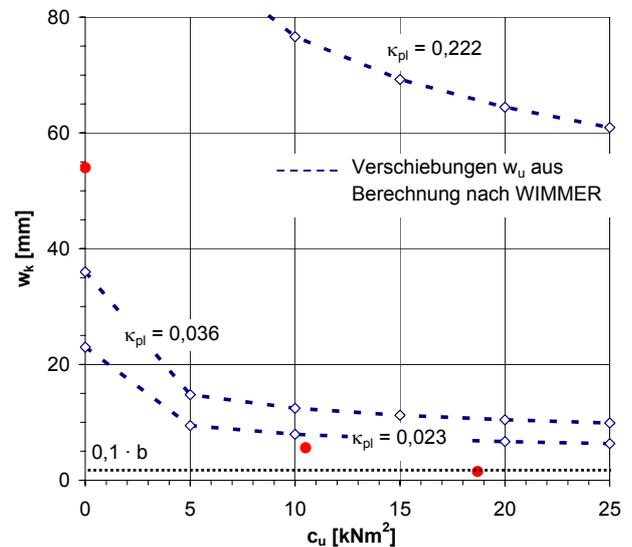
der maximal möglichen Normalkräfte und Biegemomente. Der Pfahl versagt nach MEEK aufgrund seiner begrenzten Materialfestigkeit. Das konnte in den Versuchen nicht festgestellt werden. Die Pfähle reagieren sehr viel steifer. Die maximalen Biegemomente erreichen die Interaktionskurve bei weitem nicht. Das konnte eindrucksvoll nach dem Herausziehen der Pfähle aus den Versuchsbehältern dokumentiert werden. Offensichtlich plastifizierte das Aluminium an keiner Stelle des Pfahles; es waren keinerlei bleibende Verformungen feststellbar. Die Probepfähle versagten nicht aufgrund ihrer begrenzten Festigkeit, sondern aufgrund des Erreichens der Verzweigungslast des Systems Pfahl-Boden.



**Abbildung 8.49:** maximale Momente im Pfahl nach MEEK und die aus den Versuchsergebnissen berechneten maximalen Momente, bei denen noch nicht einmal der rückdrehende Anteil aus der Bodenstützung erfasst ist

Verfahren nach WIMMER und ETTINGER

**Abbildung 8.50: Traglasten nach WIMMER und ETTINGER in Abhängigkeit verschiedener  $\kappa_{pl}$**



**Abbildung 8.51: Verschiebungen  $w_u$  nach WIMMER und ETTINGER in Abhängigkeit verschiedener  $\kappa_{pl}$**

Beim Verfahren von WIMMER/ETTINGER, mit dem wir die Versuche am Aluminiumprofil nachgerechnet haben, gelten die selben Vorbemerkungen wie beim Verfahren von MEEK hinsichtlich des im Modell vorausgesetzten, aber nicht auftretenden Versagensmechanismus.

Offensichtlich ist der in der Veröffentlichung angegebene plastische Drehwinkel  $\kappa_{pl}$  von 0,036 für den Werkstoff Stahl nicht auf das Aluminium übertragbar (Abbildung 8.50). Es scheint, dass dieser als Materialkonstante einzugebende Berechnungsparameter für den Werkstoff Aluminium kleiner werden muss. Nachforschungen über derartige Berechnungsverfahren für Aluminiumkonstruktionen waren jetzt nicht erfolgreich.

Zudem entsteht bei der Nachrechnung des Aluminiumprofils eine deutliche Abweichung der gemessenen Verschiebungen  $w_u$  im Versuch zu den berechneten nach WIMMER und ETTINGER (Abbildung 8.51). Betrachtet man die Verformungen  $w_u$ , die mit dem plastischen Drehwinkel von  $\kappa_{pl} = 0,222$ , welcher die gemessenen Traglasten am nächsten reproduziert, berechnet wurden, so liegen die im Berechnungsverfahren angesetzten Verschiebungen deutlich über den im Versuch registrierten. Eine bessere Beschreibung der seitlichen Pfahlverschiebungen  $w_u$  erhält man mit kleineren plastischen Drehwinkeln. Mit diesen werden jedoch die Traglasten im Versuch stark überschätzt. Auch hier zeigt sich in Proberechnungen (wie bei GEWI28\_100), dass die Traglasten für eine genügend große seitliche Stützung abnehmen, bevor die vollplastische Normalkraft des Aluminiumprofils erreicht wird.

An diesem Beispiel lässt sich recht klar erkennen, dass das Rechenverfahren nach WIMMER und ETTINGER zwar die grundsätzliche Möglichkeit bietet, ein Pfahlversagen aufgrund begrenzter Materialfestigkeit zu berechnen, jedoch alle Effekte, die aus einem Stabilitätsversagen herrühren, unberücksichtigt bleiben.

## 9 Vergleichsrechnungen an weiteren Versuchen

### 9.1 Modellversuche von Wenz 1972

Aus der Vielzahl der von WENZ (1972) durchgeführten kleinmaßstäblichen Knickversuche wird exemplarisch eine Versuchsreihe gegengerechnet, bei der ein 1,10 m langer Rundstab aus Stahl in einem Bentonit mit verschiedenen Wassergehalten bis zum Ausknicken belastet wurde.

Die nachfolgenden Bilder wurden aus WENZ (1972) entnommen. Abbildung 9.1 gibt die Abhängigkeit der undrÄnirten Scherfestigkeit vom Wassergehalt des Bentonits wieder. In Abbildung 9.2 sind die im Versuch ermittelten Knicklasten in Abhängigkeit des Wassergehaltes dargestellt. Die von uns ergÄnzend gestrichelt eingezeichnete Kurve gibt die mit dem bilinearen Ansatz mit  $k_i = 100 \cdot c_u$  und  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$  mit den im Abschnitt 4.2 erlÄuerten numerischen Verfahren ermittelten Knicklasten wieder, wobei eine Vorverformung von  $w_{0,M} = L_{Hw} / 600$  angenommen wurde. Die gepunktete Kurve stellt die rechnerischen Knicklasten dar, welche mit dem rein elastischen Ansatz nach Engesser erreicht werden.

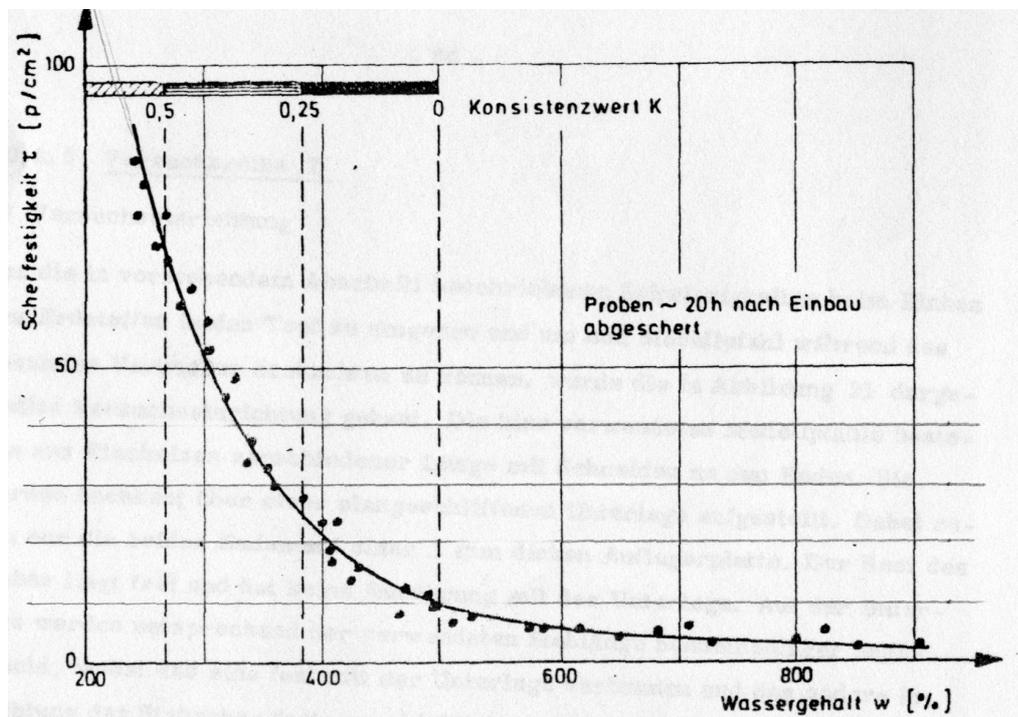


Abbildung 9.1: Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Wassergehalt (Anmerkung:  $50 \text{ p/cm}^2$  entsprechen  $5 \text{ kN/m}^2$ )

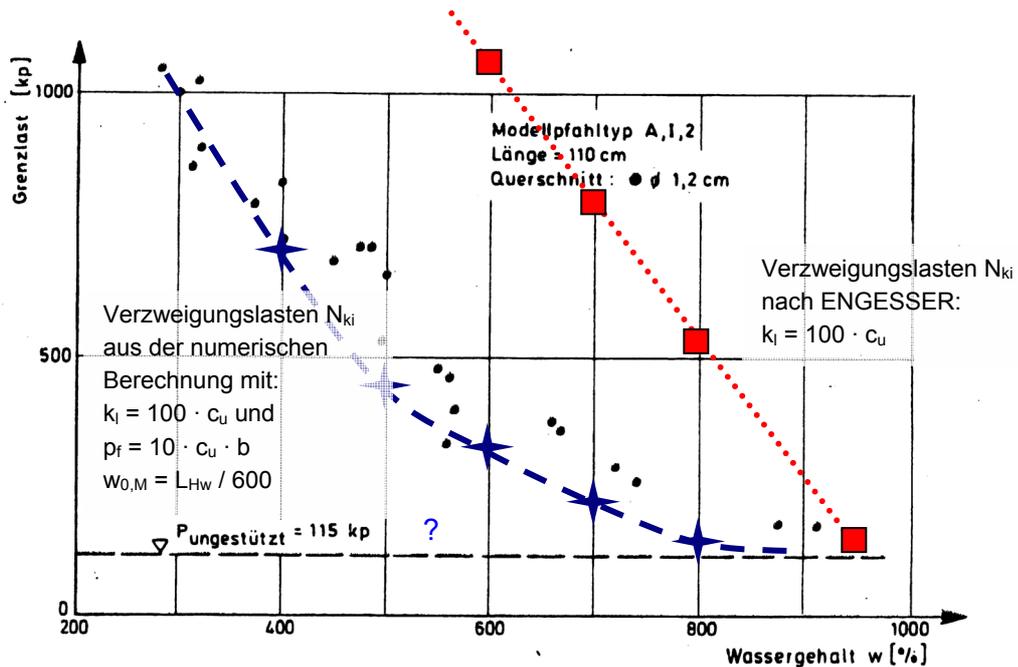


Abbildung 9.2: Im Versuch gemessene Knicklasten in Abhängigkeit vom Wassergehalt des umgebenden Bodens;  $c_u$  entsprechend Abbildung 9.1

Anmerkung:

Die im Diagramm angegebene Knicklast von 115 kp für den ungebetteten Pfahl ist vermutlich ein Druckfehler. Die Knicklast nach Euler berechnet sich zu 174 kp (= 1,74 kN)

$$N_k = \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot (0,6 \text{ cm})^4 \cdot \frac{\pi}{4}}{(110 \text{ cm})^2} = 1,74 \text{ kN}$$

Die mit dem elastischen Ansatz berechneten Knicklasten überschätzen auch hier deutlich die im Versuch gemessenen Grenzlasten. Eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ist bei der Berechnung mit dem ideal elastisch-plastischen Ansatz mit  $k_i = 100 \cdot c_u$ ,  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot D$  und  $w_{0,M} = L_{Hw} / 600$  feststellbar. In Abbildung 9.3 sind die nach den verschiedenen Ansätzen berechneten Knicklasten nochmals gegenübergestellt:

w [%]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	elastischer Ansatz [kN]	elastisch-plastischer Ansatz [kN]
300	5,0	500	63,0	16,0
400	2,0	200	26,3	7,0
500	1,0	100	14,0	4,0
600	0,7	70	10,3	2,8
700	0,5	50	7,8	2,2
800	0,3	30	5,4	1,7
	0,0	0	1,7	1,7

Abbildung 9.3: Gegenüberstellung der rechnerisch ermittelten Knicklasten

## 9.2 Großversuche von BRANDTZAEG 1957

BRANDTZAEG/HARBOE (1957) führten Großversuche durch, bei welchen 37 m lange Stahlrammpfähle in den Boden eingebracht und anschließend bis zum Knicken belastet wurden. Der Baugrund bestand aus einer 3 m bis 5 m mächtigen Sandschicht, die von einer ca. 24 m mächtigen Tonschicht mit undrained Scherfestigkeiten von 10 bis 20 kN/m<sup>2</sup> unterlagert wird. Darunter folgt auf ca. 10 m Tiefe rolliges Material, welches auf Fels aufliegt.

Fünf der insgesamt sechs Probepfähle wurden nach der Belastung ausgebaut und die Länge, auf welcher der Pfahl ausgeknickt war und der zugehörige Biegestrich wurden vermessen. Bei den Probepfählen Nr. 1 bis 4 handelt es sich um einen Rundstahl mit 30 mm Durchmesser, die Probepfähle Nr. 5 und Nr. 6 waren I-Profile.

### Querschnittswerte:

Rund:	D = 30 mm $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$E_p \cdot I_p = 8,35 \text{ kNm}^2$
I-Profil I:	b = 116 mm A = 43 cm <sup>2</sup> $I_{\min} = 210 \text{ cm}^4$ $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$E_p \cdot I_p = 4,41 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$ $N_{pl} = 2150 \text{ kN}$
I-Profil II:	b = 173 mm A = 44 cm <sup>2</sup> $I_{\min} = 350 \text{ cm}^4$ $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$E_p \cdot I_p = 7,35 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$ $N_{pl} = 2200 \text{ kN}$

Gegenrechnung, Variante A:

Abbildung 9.4 gibt die im Feld erreichten Traglasten, sowie die Knicklängen und den gemessenen Biegestich wieder. In den beiden letzten Spalten sind die mit Hilfe der numerischen Berechnung erreichten Verzweigungslasten  $N_{ki}$  und die zugehörige maßgebende Halbwellenlänge  $L_{Hw}$  angegeben. Die Bettung wurde hierbei durch einen linearen Anteil mit  $k_f = 100 \cdot c_u$  und einer maximalen Bodenreaktion von  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$  modelliert. Die rechnerische Imperfektion wurde zu  $L_{Hw} / 600$  angesetzt. Der Rechenwert der undrainierten Scherfestigkeit mit  $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$ .

		Versuch					Rechnung, Variante A		
	Typ	Pfahllänge		Knickfigur		$N_u$ [kN]	$L_{Hw}$ [mm]	$w_{ki}$ [mm]	$N_{ki}$ [kN]
		Gesamt	Ton	Länge	Biegestich				
		[m]	[m]	[m]	[mm]				
1	Rund	37	24	1,95	25	<b>90</b>	0,87	3	<b>177</b>
2		27,4	24	0,95	35	<b>160</b>	0,87	3	<b>177</b>
3		37	24	1,60	20	<b>110</b>	0,87	3	<b>177</b>
4		36	24	1,30	30	<b>90</b>	0,87	3	<b>177</b>
5	I-Profil I	32	25	4,30	14	<b>1200</b>	-	-	-
6	I-Profil II	36	25	-	-	<b>1600</b>	-	-	-

Abbildung 9.4 Vergleich der gemessenen mit den rechnerisch ermittelten Knicklasten

Gegenrechnung, Variante B:

In der Abbildung 9.5 ist eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Verzweigungslasten, welche mit den Parametern

- $k_f = 60 \cdot c_u$
- $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$
- $w_{0,M} = L_{Hw} / 300$
- $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$

berechnet wurden, gezeigt.

		Versuch					Rechnung, Variante B		
	Typ	Pfahllänge		Knickfigur		$N_u$ [kN]	$L_{Hw}$ [m]	$w_{ki}$ [mm]	$N_{ki}$ [kN]
		Gesamt	Ton	Länge	Biegestich				
		[m]	[m]	[m]	[mm]				
1	Rund	37	24	1,95	25	<b>90</b>	1,25	3	<b>62</b>
2		27,4	24	0,95	35	<b>160</b>	1,25	3	<b>62</b>
3		37	24	1,60	20	<b>110</b>	1,25	3	<b>62</b>
4		36	24	1,30	30	<b>90</b>	1,25	3	<b>62</b>
5	I-Profil I	32	25	4,30	14	<b>1200</b>	-	-	-
6	I-Profil II	36	25	-	-	<b>1600</b>	-	-	-

Abbildung 9.5 Vergleich der gemessenen mit den rechnerisch ermittelten Knicklasten

Es errechnen sich sehr hohe Verzweigungslasten für die I-Profile I und II. Es kann ausgeschlossen werden, dass die Verzweigungslast für die Traglast maßgebend wird. Vielmehr wird der Pfahl vor dem Erreichen der Verzweigungslast aufgrund seiner gegrenzten Materialfestigkeit, infolge der Interaktion von Normalkräften und Biegemomenten, versagen.

Betrachtet man die schlanken, runden Stahlpfähle, so ergeben sich die im Versuch gemessenen Traglasten innerhalb der Bandbreite der Rechenergebnisse aus den Varianten A (obere Grenze) und B (untere Grenze). Der maximale Biegestich  $w_{ki}$  aus der Berechnung lässt sich nicht unmittelbar mit dem nach dem Ausgraben der Versuchspfähle vermessenen Biegestich, welcher aus bleibenden, plastischen Verformungen entstanden ist, vergleichen. Gleiches gilt für die Länge  $L_{HW}$ . Das Vorhandensein einer bleibenden Verbiegung der Pfähle muss aufgrund einer Belastung herrühren, mit der das Pfahlmaterial ins Fließen geraten ist. Der tatsächliche Versuchsablauf ist jedoch unbekannt. Somit kann nicht geprüft werden, ob die Verzweigungslast die Traglast der Pfähle bestimmte.

## 10 Folgerungen

### 10.1 Allgemeines

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

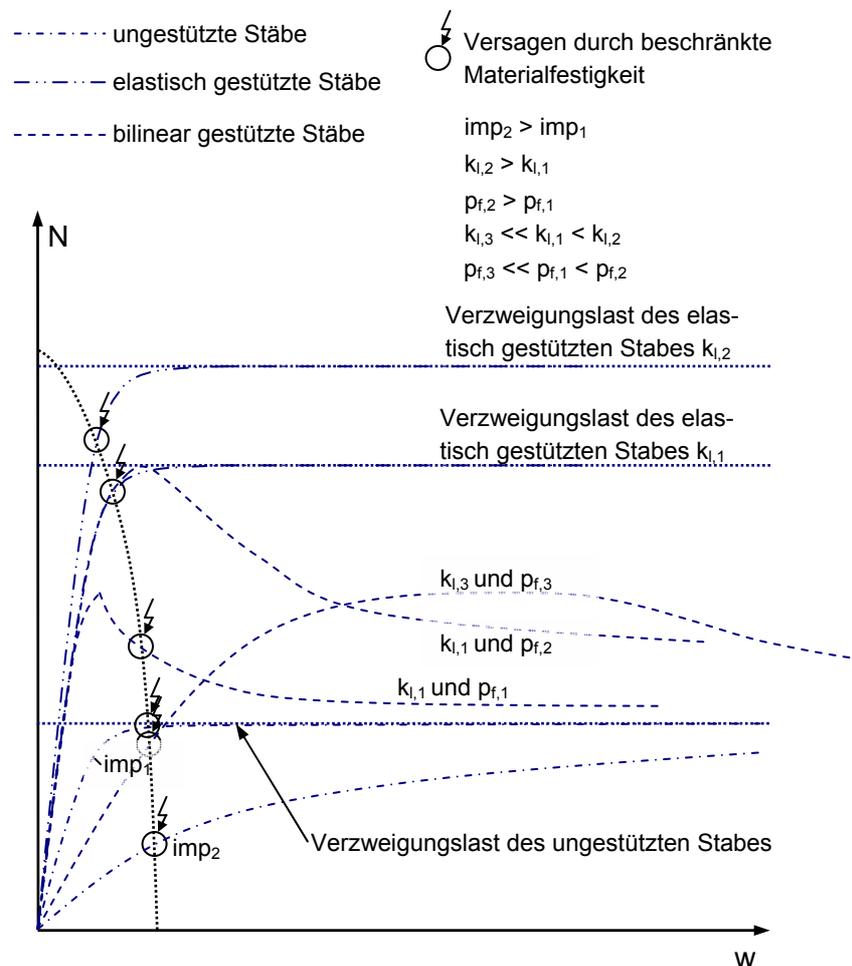


Abbildung 10.1: Verschiedene Last-Verformungs-Charakteristiken in Abhängigkeit der seitlichen Stützung

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. Die grundsätzlichen Zusammenhänge können aus Abbildung 10.1 entnommen werden. 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. Ist die Grenzreaktion des Bodens in einer begrenzten Spanne von  $p_f = 6 \cdot c_u \cdot b$  bis  $p_f = 11 \cdot c_u \cdot b$  anzunehmen, so ist der Weg zur vollen Mobilisierung dieses Grenzzustandes nicht 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 ein viskoses Materialverhalten 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 Bodensstützkräfte 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. Der nach dem Versuch gezogene Pfahl des Versuches KFL-FLACH40x100-02, 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 die Versuchsergebnisse 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 Pfahllänge 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 Verschiebungsrate 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. Oft wird bereits in der Baupraxis das obere etwa 1 m lange Stück des Verbundpfahles mit einem Stahlrohr, dessen Außendurchmesser in etwa dem Durchmesser der Bohrung entspricht, verstärkt. Steht der weiche Untergrund unmittelbar ab dem Pfahlkopf an, so könnte mit dieser einfachen konstruktiven Lösung ein Knicken am Pfahlkopf verhindert werden. In diesem Zusammenhang wird auf die Arbeiten von MEEK verwiesen, der in seiner Veröffentlichung 1999 den Fall des Knickens unmittelbar am Pfahlkopf in locker gelagerten Sanden ausführlich untersucht hat und die oben beschriebene Verstärkung des Verbundpfahles vorschlägt.



**Abbildung 10.2: Erhöhung der Biegesteifigkeit eines GEWI-Pfahles am Pfahlkopf mit Hilfe eines Stahlrohres**

Die numerische Modellierung 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)



Stäbe. Sobald die Auslenkung des Stabes die Größe erreicht, bei der der maximale Bodenwiderstand erreicht wird, kommt es zu einem labilen Zustand. 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 10.3 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 Bodenstützung  $p(z)$  werden ebenfalls sinusförmig angesetzt. Dabei ist:

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

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

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

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

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

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:

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

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:

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

Das Moment  $M_M$  ist damit für eine gegebene Biegelinie bekannt. Damit kann folgende Gleichung aufgestellt werden:

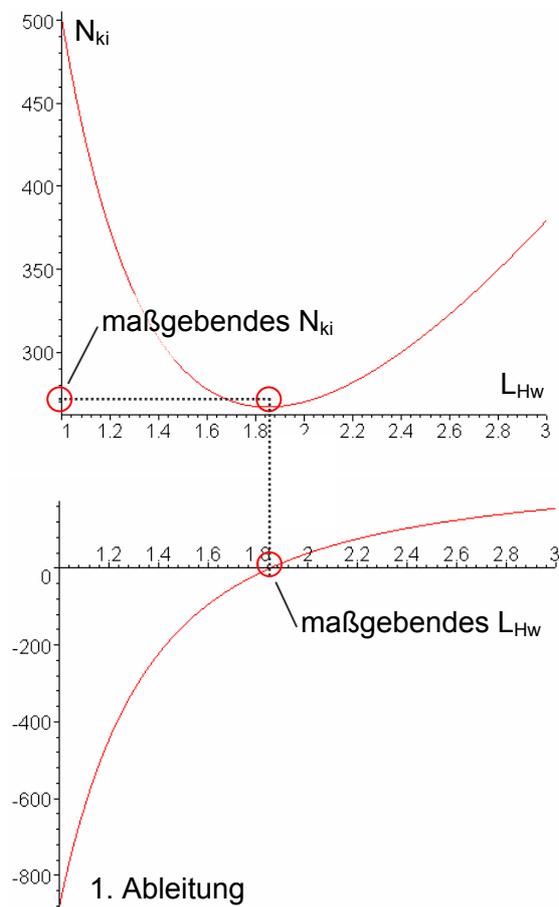
$$w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p = N \cdot \left( w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2$$

Löst man diese Beziehung nach  $N$  auf, so lassen sich in Abhängigkeit von der Verschiebung  $w_{N,M}$  die aufnehmbaren Pfahlnormalkräfte  $N$  errechnen.

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

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

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



**Abbildung 10.4: Bestimmung der maßgebenden Knicklänge mit Hilfe der ersten Ableitung und Nullstellensuche (beispielhafte Berechnung)**

Betrachtet man den unendlich langen Pfahl, 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 nach  $L_{Hw}$  für die obige Beziehung gelöst werden. Setzt man die Ableitung gleich Null und löst man die Gleichung mit einer numerischen Nullstellensuche, so ergibt sich die Halbwellenlänge  $L_{Hw}$ , für welche  $N_{ki}$  minimal ist (siehe auch Abbildung 10.4).

In der Abbildung 10.5 und Abbildung 10.6 sind die maßgebenden Halbwellenlängen für den unendlich langen Pfahl und die Verzweigungslasten  $N_{ki}$  in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  für den GEWI-Pfahl berechnet. Abbildung 10.5 zeigt die Ergebnisse für eine Berechnung, in welcher die Biegesteifigkeit allein aus dem Stahltragglied berechnet wurde. In Abbildung 10.5 sind die Verzweigungslasten und Halbwellenlängen dargestellt, die sich für den

halbseitig gerissenen Querschnitt ergeben. Die Systemparameter der seitlichen Bodenstützung und der Imperfektion sind in den Diagrammen angegeben.

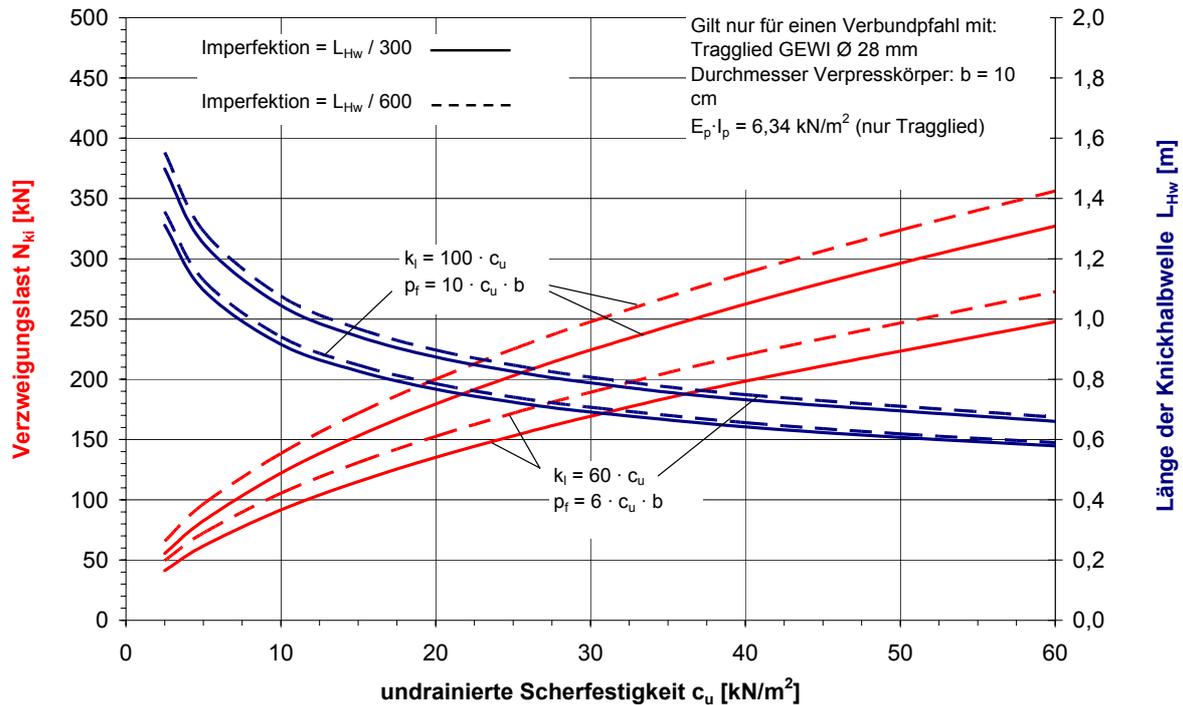


Abbildung 10.5: Zusammenfassung der maßgebenden Verzweigungslasten  $N_{ki}$  und Knicklängen  $L_{Hw}$  gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  [ $\text{kN/m}^2$ ] für den GEWI Ø 28 mm, Biegesteifigkeit aus dem Stahltragglied

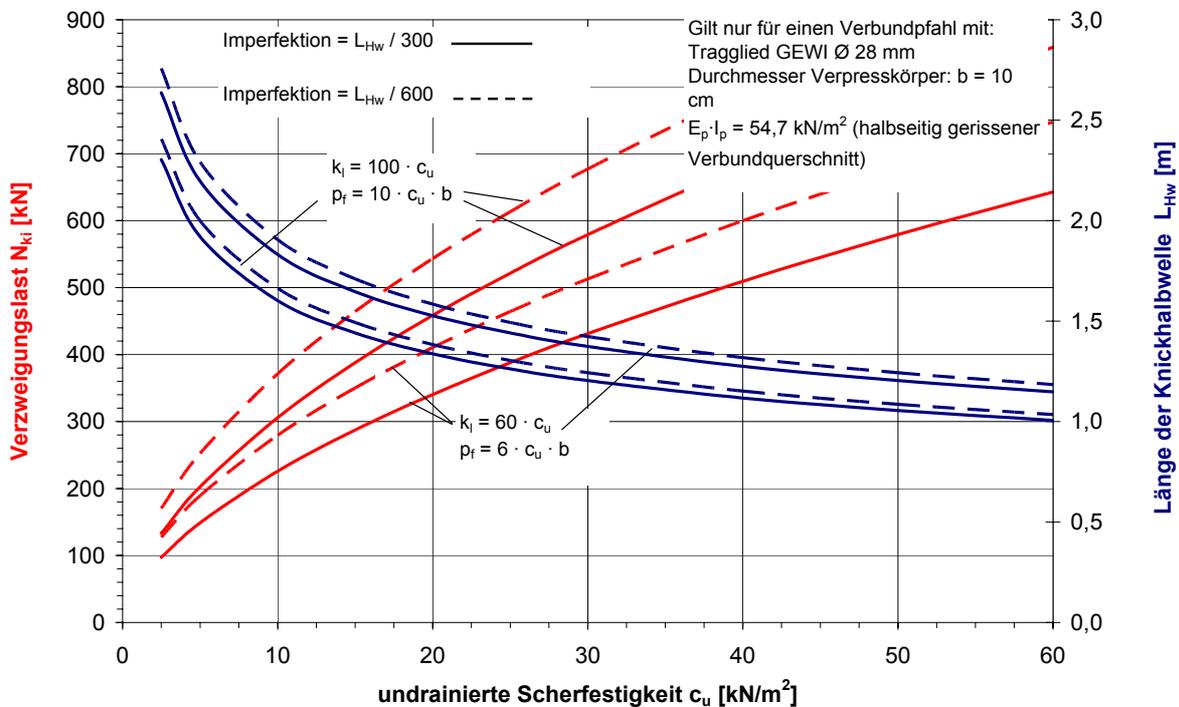


Abbildung 10.6: Zusammenfassung der maßgebenden Verzweigungslasten  $N_{ki}$  und Knicklängen  $L_{Hw}$  gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  [ $\text{kN/m}^2$ ] für den GEWI Ø 28 mm, Biegesteifigkeit aus dem halbseitig gerissenen Verbundquerschnitt

In einem nächsten Schritt ist zu prüfen, ob der Pfahl aufgrund der begrenzten Materialfestigkeit versagt, bevor die Verzweigungslast  $N_{ki}$  erreicht wird. Dabei sind die Schnittgrößen maßgebend, welche die im Interaktionsdiagramm (Abschnitt 6.3.2) dargestellte Kombination von Normalkraft und Moment, welche zum Plastifizieren führen, nicht überschreiten können. Diese Prüfung gelingt mit Hilfe einer Betrachtung der auftretenden maximalen Verschiebung  $w_{ki}$  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 maximalen Schnittgrößen erreicht ist, wird das Moment  $M_M$ , welches infolge einer Normalkraft in der Mitte der Halbwelle  $L_{Hw}$  wirkt, ermittelt. Aus der zweifachen Ableitung in der Mitte der Halbwelle und dem Elastizitätsgesetz für den Pfahlwerkstoff folgt:

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

Wird das Moment  $M_M$  dem maximal möglichen Moment aus der Interaktionsbeziehung gleich gesetzt, so wird die Verschiebungen  $w_{N,M}$  zu  $w_{M,pl}$ , bei welcher die Interaktion der vollplastischen Schnittgrößen erreicht wird.

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

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

$$w_{ki} \leq w_{M,pl,ki}$$

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.

Zwei dieser Kurvenscharen  $w_{M,pl}$  sind exemplarisch (für:  $imp = 600$ ,  $L_{Hw} = 0,7$  m,  $k_l = 2500$  kN/m<sup>2</sup> sowie  $imp = 600$ ,  $L_{Hw} = 1,1$  m,  $k_l = 500$  kN/m<sup>2</sup>) in Abbildung 10.7 gezeigt (durchgezogene grüne Linie). Die Abschätzung der maßgebenden Traglast erfolgt nun wie folgt: Die Verzweigungslasten können mit Hilfe der oben beschriebenen Rechnung bestimmt werden (siehe z.B.: Abbildung 10.5). Die Verschiebungsamplitude der maßgebenden Halbwelle ist beim Erreichen der Verzweigungslast  $w_{ki}$  (für die Parameter  $k_l = 100 \cdot c_u$  und  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$  mit  $b = 10$  cm ist  $w_{ki}$  genau 1 cm).

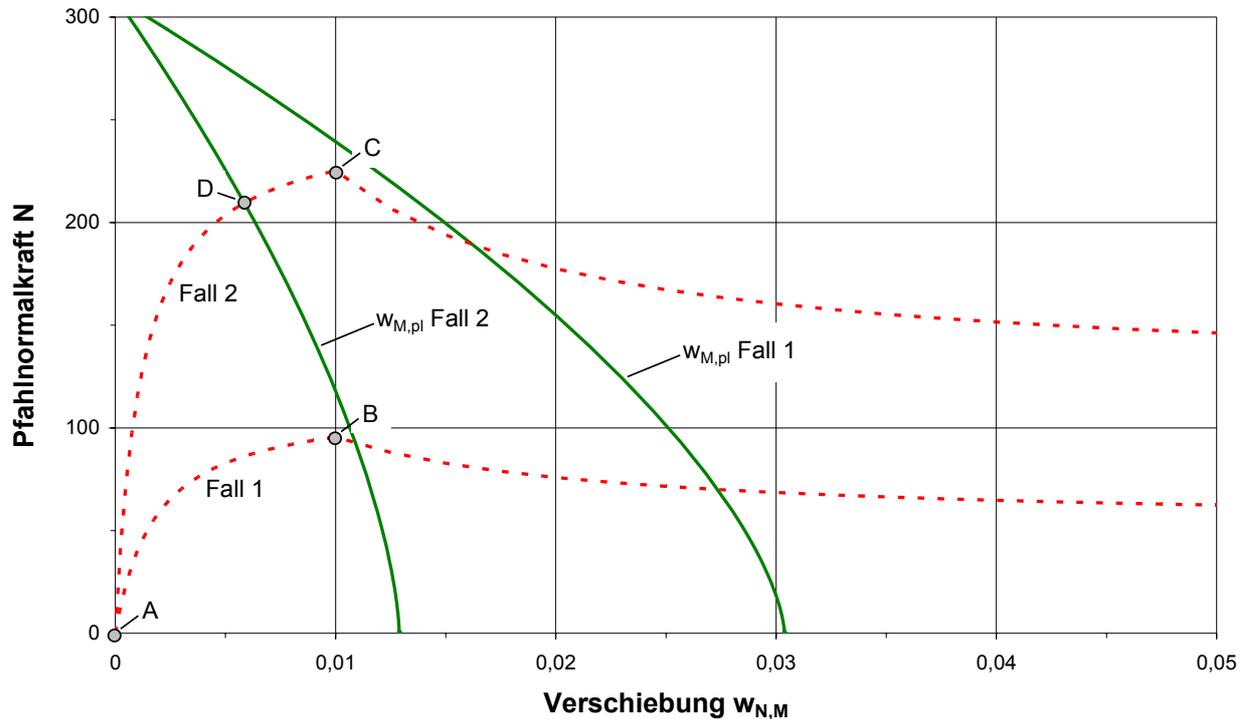
Ist die Ungleichung  $w_{ki} \leq w_{M,pl,ki}$  nicht erfüllt, so kann zur Bestimmung der Traglast  $N_u$  in der Gleichgewichtsbeziehung (Zusammenhang zwischen  $w_{N,M}$  und  $N$ , siehe oben)  $w_{N,M} = w_{M,pl}$  gesetzt und danach nach  $w_{M,pl}$  aufgelöst werden:

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

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. Es ergibt sich folgende Formel zu Bestimmung der Traglast  $N_u$ :

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

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  $\alpha$  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.



**Abbildung 10.7: Beispielhafte Fälle zur Ermittlung der maßgebenden charakteristischen Traglast  $N_u$  eines stabilitätsgefährdeten Pfahles**

Folgende Falluntersuchungen am unendlich langen Pfahl sollen den Ablauf der Berechnung verdeutlichen. Es werden die Systemparameter verwendet:

- Verbundpfahl GEWI28: Biegesteifigkeit aus dem Stahltragglied berechnet,  $b = 0,1 \text{ m}$
- Imperfektion:  $w_{0,M} = L_{Hw} / 600$
- Charakteristik der Bodenstützung, bilinear:  $k_i = 100 \cdot c_u$  und  $p_f = 10 \cdot c_u \cdot b$

#### Fall 1

Die Bodenstützung sei durch eine undrainierte Scherfestigkeit von  $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$  charakterisiert. Damit ergeben sich die Parameter der bilinearen Mobilisierungsfunktion zu:

$$k_i = 100 \cdot c_u = 100 \cdot 5 = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$p_f = 10 \cdot c_u \cdot b = 10 \cdot 5 \cdot 0,1 = 5 \text{ kN/m}$$

Aus der Abbildung 10.5 kann die Verzweigungslast  $N_{ki}$  und die maßgebende Halbwellenlänge  $L_{Hw}$  abgelesen werden:

$$\rightarrow N_{ki} = 95,5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow L_{Hw} = 1,1 \text{ m}$$

Nun wird geprüft, ob die Verzweigungslast wegen der beschränkten Festigkeit des GEWI-Tragglieds überhaupt erreicht werden kann:

$$w_{M,pl,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left( 1 - \left( \frac{N_{ki}}{N_{pl}} \right)^\alpha \right) = \frac{1,6 \cdot 1,1^2}{\pi^2 \cdot 6,34} \cdot \left( 1 - \left( \frac{95,5}{309,7} \right)^{1,55} \right) = 0,026$$

Damit ist die nachfolgende Bedingung erfüllt:

$$w_{ki} \leq w_{M,pl,ki} \rightarrow 10 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm}$$

Die Verzweigungslast bestimmt die Traglast  $N_u$  des Pfahles. Es gilt:

$$N_{ki} = N_u = 95,5 \text{ kN}$$

In der Abbildung 10.7 kann man, der Rechnung entsprechend, dem Pfad der Verschiebung  $w_M$  von Punkt A nach Punkt B an der Verzweigungslast des Systems Pfahl-Boden (95,5 kN) folgen. Ab Punkt B reduziert sich die Traglast auf einem instabilen Ast zur Verzweigungslast des ungestützten Systems hin (51 kN für eine sehr große Verschiebung  $w_{N,M}$ ).

Anmerkungen:

Die errechnete Traglast ist selbst für diese sehr geringe Bodenstützung noch deutlich höher als die eines vergleichbaren ungestützten Pfahles. Wird als Knicklänge des ungestützten Pfahles die oben errechnete Halbwellenlänge verwendet, so ergäbe sich die Traglast zu 51 kN. Ohne Stützung durch den Boden müsste aber als Knicklänge die gesamte Mächtigkeit der möglicherweise sehr viel mächtigeren Weichschicht angesetzt werden.

## Fall 2

Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  der Weichschicht soll nun 25 kN/m<sup>2</sup> betragen. Der maximale Bodenwiderstand  $p_f$  und der Bettungsmodul der Linienfeder  $k_l$  ergeben sich zu:

$$k_l = 100 \cdot c_u = 100 \cdot 25 = 2500 \text{ kN/m}^2$$

$$p_f = 10 \cdot c_u \cdot b = 10 \cdot 25 \cdot 0,1 = 25 \text{ kN/m}$$

Mit Hilfe der Abbildung 10.5 lässt sich die Verzweigungslast  $N_{ki}$  und die maßgebende Halbwellenlänge  $L_{Hw}$  ablesen:

$$\rightarrow N_{ki} = 225,5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow L_{Hw} = 0,7 \text{ m}$$

Für diese Normalkraft ( $N_{ki}$ ) würde sich folgende Verschiebung ergeben, bei der die zulässigen Schnittgrößen gerade eingehalten sind ( $w_{M,pl,ki}$ ):

$$w_{M,pl,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left( 1 - \left( \frac{N_{ki}}{N_{pl}} \right)^\alpha \right) = \frac{1,6 \cdot 0,7^2}{\pi^2 \cdot 6,34} \cdot \left( 1 - \left( \frac{225,5}{309,7} \right)^{1,55} \right) = 0,0049$$

Damit ist die Bedingung

$$w_{ki} \leq w_{M,pl,ki} \rightarrow 10 \text{ mm} \geq 4,9 \text{ mm!}$$

nicht erfüllt. Das Pfahlversagen tritt bereits infolge des Plastifizierens des Pfahlmaterials auf, bevor die Verzweigungslast erreicht werden kann.

Nun wird die maßgebende Traglast infolge der beschränkten Materialfestigkeit berechnet. Dazu dient folgende Beziehung.

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

$$\frac{N_u \cdot \frac{0,7}{600}}{0,7^2 \cdot 6,34 + \frac{0,7^2}{\pi^2} \cdot 2500 - N_u} = \frac{1,6 \cdot 0,7^2}{\pi^2 \cdot 6,34} \cdot \left( 1 - \left( \frac{N_u}{309,7} \right)^{1,55} \right)$$

Eine numerische Iteration errechnet die Traglast  $N_u$  zu 210 kN.

Betrachtet man die Abbildung 10.7, so kann man dem Verschiebungspfad von Punkt A nach Punkt C folgen. Der Punkt C ist aufgrund des Überschreitens der Materialfestigkeit nicht zu erreichen. Das Versagen des Pfahles tritt bereits am Punkt D ein. Würden die zulässigen Schnittgrößen, etwa durch Verwendung eines Stahls höherer Festigkeit vergrößert, so wäre es möglich, dass die Verzweigungslast  $N_{ki}$  am Punkt D das Pfahlversagen bestimmt. Auf dem instabilen Ast nähert sich die Pfahlnormalkraft der Verzweigungslast des ungestützten Systems an (128 kN).

Anmerkungen:

Für eine undrainierte Scherfestigkeit von 25 kN/m<sup>2</sup> wird in den aktuellen Regelungen der einschlägigen Normen und bauaufsichtlichen Zulassungen kein Stabilitätsnachweis gefordert. Die zulässige charakteristische Druckkraft errechnet sich gemäß der gültigen bauaufsichtlichen Zulassung aus dem Plastifizieren des Stahlquerschnittes A zu:

$$N_{u,k} = A \cdot \beta_s = 307 \text{ kN}$$

Damit liegt die charakteristische Traglast aus der obigen Stabilitätsuntersuchung des Verbundpfahles mit 210 kN unter der charakteristischen Traglast, wie sie nach der bauaufsichtlichen Zulassung zu berechnen ist.

Fall 3

Nun werden die Biegesteifigkeit und die vollplastischen Schnittgrößen des Pfahles aus dem halbseitig gerissenen Verbundquerschnitt berechnet. Die undrainierte Scherfestigkeit soll nach wie vor  $25 \text{ kN/m}^2$  betragen, die Imperfektion  $L_{\text{HW}} / 300$ . Aus der Abbildung 10.6 ergibt sich:

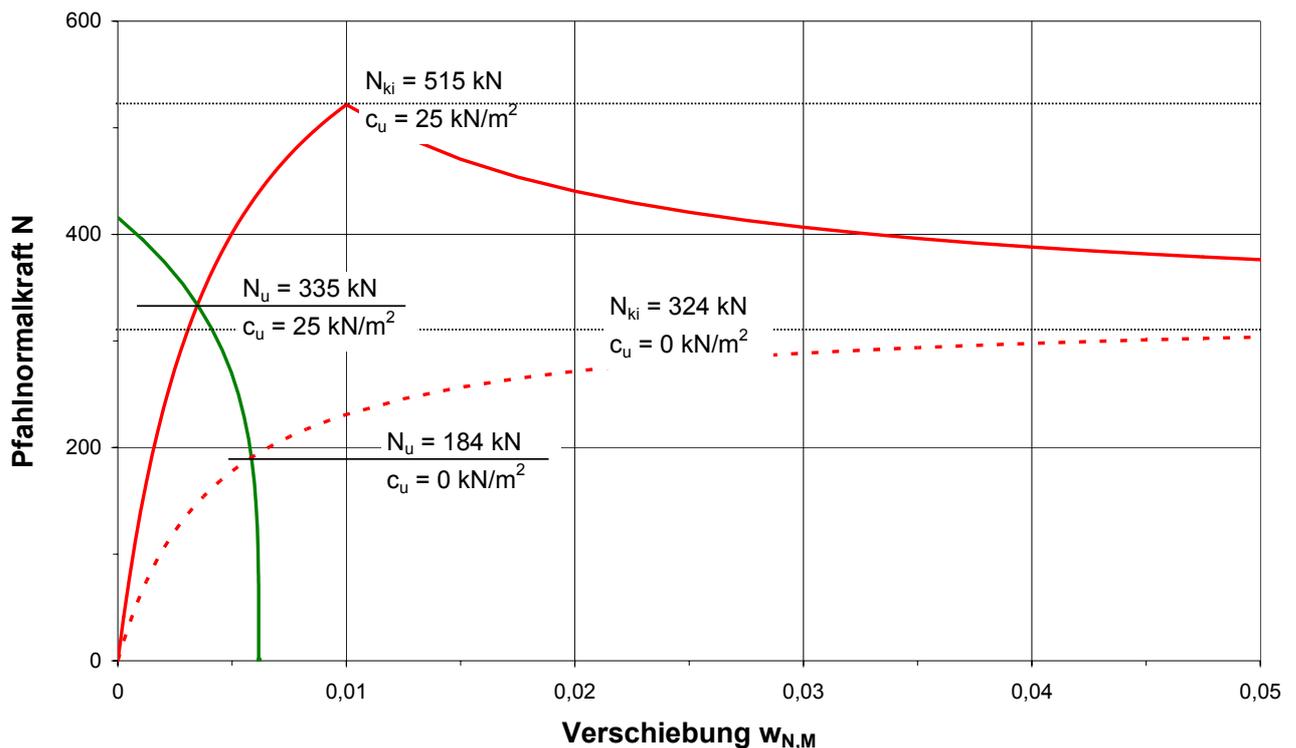
$$\rightarrow N_{\text{ki}} = 515 \text{ kN}$$

$$\rightarrow L_{\text{HW}} = 1,3 \text{ m}$$

Die Bedingung

$$w_{\text{ki}} \leq w_{\text{M,pl,ki}}$$

kann nicht erfüllt werden, da  $N_{\text{ki}} > N_{\text{pl}} = 415,8 \text{ kN}$ . Die Traglast bestimmt sich aus der beschränkten Materialfestigkeit. In der Abbildung 10.8 ist die maßgebenden Traglast mit  $N_{\text{u}} = 335 \text{ kN}$  gegeben. Im Falle des ungestützten Pfahles (bei gleicher Halbwellenlänge) würde sich die Verzweigungslast zu  $324 \text{ kN}$  errechnen. Auch hier bestimmt die Materialfestigkeit die Traglast ( $N_{\text{u}} = 184 \text{ kN}$ ).



**Abbildung 10.8: Verzweigungslasten und Traglasten für den Beispielfall 3 (durchgezogen:  $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$ ; gestrichelt:  $c_u = 0 \text{ kN/m}^2$ )**

## 11 Zusammenfassung

Mikropfähle sind sehr schlanke Bauteile, die mit heute zur Verfügung stehenden hochfesten Stählen hinsichtlich der inneren Tragfähigkeit und, wenn sie in tragfähige Böden einbinden und dort verpresst werden, auch hinsichtlich der Lastabtragung im Baugrund geeignet sind, sehr hohe Lasten abzutragen. Wenn sie jedoch breiige und weiche Schichten durchfahren, besteht die Gefahr des Knickens, was die Tragfähigkeit begrenzen kann.

Die nationale bzw. europäische Normierung fordert Knicknachweise bei schlanken Pfählen, die in sehr weichen Böden hergestellt sind, die mit einer undrained Scherfestigkeit von  $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  charakterisiert sind. Bei größeren Scherfestigkeiten wird in der Regel kein Knicknachweis gefordert. Es gibt jedoch Beispiele, dass dieses Vorgehen nicht auf der sicheren Seite liegt und Knicken vor dem Erreichen der Grenztragfähigkeit des Pfahlmaterials maßgebend wird. Recherchierte Publikationen, in welchen Rechenmodelle zur Lösung des Stabilitätsproblems oder Pfahlprobelbelastungen dokumentiert sind, geben eindeutige Hinweise, dass die Möglichkeit eines Pfahlversagens infolge Knickens durch die normentechnischen Regelungen unterschätzt wird. Um über einfache rechnerische Untersuchungen hinaus das Knickverhalten von schlanken Pfählen in breiigen und weichen Böden zu überprüfen, wurden im Rahmen des mit diesem Forschungsbericht abgeschlossenen Forschungsauftrags geeignete Versuche durchgeführt.

In einem ersten Schritt wurde ein kleiner Versuchstand konstruiert, in welchem 80 cm lange Pfähle belastet werden können, die seitlich von breiigen und weichen Böden gestützt werden. Dabei wurden zwei verschiedene Pfahlquerschnitte und mehrere Böden mit verschiedener Konsistenz verwendet. Knicken bestimmte regelmäßig den Grenzzustand des Systems, auch bei Böden mit undrained Scherfestigkeiten über  $15 \text{ kN/m}^2$ . Bei den Versuchen wurde neben der aufgebrachten Last auch das seitliche Ausweichen der vom Boden gestützten kleinen Pfähle messtechnisch erfasst.

Mit den gewonnenen Erfahrungen aus den kleinmaßstäblichen Versuchsreihen wurde anschließend ein Versuchstand aufgebaut, in dem es möglich war, 4 m lange Einzelpfähle, welche am Fuß und Kopf gelenkig gelagert sind, einer Probelbelastung zu unterziehen. Dazu wurden zwei zylindrische Behälter geschaffen, Probepfähle zentrisch darin eingestellt und anschließend der Raum zwischen Pfahl und Behälterwand mit einem ausgeprägt plastischen Ton aufgefüllt. Um den Einbau des Bodens zu ermöglichen und Homogenität hinsichtlich der undrained Scherfestigkeit sicherzustellen, wurde der Ton in flüssiger Konsistenz aufbereitet und eingebaut. Die angestrebte undrained Scherfestigkeit, bei welcher die Probelbelastung stattfinden sollte, wurde durch gezielte Konsolidation mit Hilfe von Eigengewicht, Auflasten und Elektroosmose erreicht. Da die Traglasten von ungestützten Verbundpfählen, deren Querschnitt aus einem zentrischen Stahltragglied  $\varnothing 28 \text{ mm}$  und einem Zementsteinkörper  $\varnothing 100 \text{ mm}$  bestand, aufgrund der unsicheren Zugfestigkeit des Zementsteins stark streuten, wurden auch Versuche an Aluminiumprofilen  $40 \times 100 \text{ mm}$ , welche eine ähnliche Biegesteifigkeit wie die Verbundpfähle aufweisen, durchgeführt. Insgesamt wurden 4 Pfähle mit Bodenstützung bis zum Pfahlversagen belastet und messtechnisch ausführlich dokumentiert. Dabei lag die undrained Scherfestigkeit zwischen etwa  $8$  und  $25 \text{ kN/m}^2$ . Die Versuchspfähle reagierten zunächst sehr steif und es traten kaum seitliche Verschiebungen auf. Das in allen

Fällen erreichte Pfahlversagen kündigte sich nicht an. Vielmehr trat es spontan auf, lange bevor die vollplastischen Normalkräfte der Querschnitte erreicht waren. Nach dem Erreichen der Knicklast vergrößerten sich die seitlichen Auslenkungen der Pfahlachse deutlich. Auch für stark reduzierte Belastungskräfte konnte keine Gleichgewichtslage mehr gefunden werden. Nachdem die Pfähle ausgebaut worden waren, konnte festgestellt werden, dass die Aluminiumprofile keine bleibende Verformung erlitten hatten. Bei allen Versuchen knickten die Pfähle mit Knickfiguren, deren Halbwellen deutlich kürzer waren als die Pfahllänge.

Die Berechnung der Traglasten stabilitätsgefährdeter eingebetteter Pfähle erfolgt nach den bisher vorliegenden einschlägigen Veröffentlichungen auf der Grundlage von Annahmen und Näherungen, die im Bericht kritisch bewertet und mit den Ergebnissen der Probelastung verglichen werden. Entweder werden sowohl der seitlich stützende Boden als auch das Pfahlmaterial als linear elastisch (Lösung von ENGESSER (1885)) bzw. der Boden als ideal plastisch (WENZ (1972)) angenommen oder es werden ausgehend von einer seitlichen Pfahlvorverformung Biegeverformungen infolge zunehmender Normalkraft und Bodenstützung errechnet, bis das Pfahlmaterial infolge der geweckten Schnittgrößen seine Festigkeitsgrenze erreicht (z.B. Lösungen von MEEK (1999), WIMMER und ETTINGER (2004)). Alle diese Modelle können die vorliegende Problematik nicht wirklich zutreffend beschreiben.

Daher wurden im Rahmen der Forschungsarbeit eigene Rechenverfahren erarbeitet, mit denen alle wesentlichen Effekte, welche in den Versuchen auftraten, zu erfassen sind. Dabei kommen numerische Verfahren zum Einsatz. Die seitliche Bodenstützung des Pfahls wird darin mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion beschrieben, bei welcher eine maximale Bodenreaktion, die das Umfließen des Bodens um den Pfahl charakterisiert, erfasst wird. In den Berechnungen können auch Vorverformungen des Pfahls und die Festigkeitseigenschaften des Pfahlmaterials berücksichtigt werden. Es werden Last-Verschiebungskurven errechnet, die Gleichgewichtszustände des nichtlinear gebetteten Pfahls wiedergeben. Sie sind durch zwei Äste gekennzeichnet. Bis zum Erreichen der maximalen Bodenreaktion steigen die Traglasten an. Überschreitet die seitliche Verschiebung des Pfahles den Weg zur vollen Mobilisierung des Bodenwiderstandes, so verringern sich die für ein Gleichgewicht erforderlichen Normalkräfte mit zunehmenden seitlichen Verschiebungen. Das Gleichgewicht wird instabil und der Knickpunkt zwischen den zwei Ästen markiert ein Stabilitätsversagen. Zusätzlich wird geprüft, ob bereits vor dem Erreichen dieses Punktes die Materialfestigkeit des Pfahles durch Biegung und Normalkraft ausgeschöpft wird. Da die genannten Gleichgewichtszustände und die Beanspruchung des Pfahlmaterials von der Halbwelle der Knickfigur abhängig sind, muss diese zusätzlich einer Variation unterworfen werden.



## Anlage 1: Literaturverzeichnis

- BRANDTZAEG A. / HARBOE E. (1957): Buckling tests of slender piles in soft quick clay; Proc. of the fourth Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London 1957, Vol. II, p. 19
- BRINCH HANSEN, J. / LUNDGREN, H.(1960): Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag Berlin.
- CADDEN, A. / GÓMEZ J. (2002): Buckling of micropiles; A review of historic research and recent experiences; ADSC-IAF – Micropile Committee
- CHOW et al (1996): Analysis of piles subjected to lateral soil movements; Journal of the Institution of Engineers, Singapore, Vol. 36 No. 2, pp. 43 – 49
- ENGESSER (1884): in PETERSEN (1980)
- GROSS, HAUGER, SCHNELL, WIGGERS (2004): Technische Mechanik 4; Springer Verlag Berlin.
- FEDDERS,H. (1978): Seitendruck auf Pfähle durch Bewegungen von weichen, bindigen Böden, Empfehlungen für Entwurf und Bemessung. GEOTECHNIK 1, S.100-103.
- KÉZDI (1969): Handbuch der Bodenmechanik, Teil 1; VEB Verlag für Bauwesen Berlin.
- MASCARDI (1968): Micropali di elevata capacita portante. In: Revista Italiana di Geotecnica
- MEEK, J. W. (1996): Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden; Bautechnik 73, Heft 3.
- MEEK, J. W. (1999): Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet?; Tagungsbeitrag, Pfahlsymposium Braunschweig, 1999.
- POULOS (1980): Pile Foundation: Analysis and Design
- PETERSEN CH. (1980): Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Friedr. Vieweg und Sohn, Braunschweig, Wiesbaden.
- PFLÜGER A. (1964): Stabilitätsprobleme der Elastostatik; Dritte Auflage. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York.
- PRAGER/HODGE (1954): Theorie ideal plastischer Körper; Springer-Verlag Wien.
- SCHMIEDEL,U. (1984): Seitendruck auf Pfähle. Bauingenieur 59, S.61-66.
- WENZ,K.-P. (1963): Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle. Veröff. Inst. Bodenmechanik u. Grundbau TH Karlsruhe, Heft 12.
- WENZ, K. P. (1972): Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen; Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 50.
- WIMMER/ETTINGER (2004): Traglastberechnung von schlanken Verpresspfählen in weichen bindigen Böden; Bautechnik 81, Heft 5.

## Anlage 2: verwendete Formelzeichen

$A$	$[m^2]$	Allg.: Querschnittsfläche gen.: cross section area
$A_c$	$[m^2]$	Querschnittsfläche des Zementsteins cross section area of the cement or concrete
$A_y$	$[m^2]$	Querschnittsfläche des Stahls (Bewehrungsquerschnitt) cross section area of the steel (reinforcement)
$A_i \quad i = 0, 1, 2..n$	$[-]$	Integrationskonstanten integration constants
$\alpha$	$[-]$	Exponent der vereinfachten Interaktionsbeziehung Exponent of the simplified interaction-relationship
$b$	$[m]$	allg.: Breite gen.: width
$\beta_s$	$[-]$	Sicherheitsbeiwert safety factor
$c'$	$[kN/m^2]$	Kohäsion des drainierten Bodens effective cohesion intercept
$c_a$	$[kN/m^2]$	Adhäsion adhesion
$c_{fv}$	$[kN/m^2]$	maximaler Scherwiderstand maximum shear resistance
$c_{Rv}$	$[kN/m^2]$	Rest - Scherwiderstand residual shear resistance
$c_u$	$[kN/m^2]$	undrainierte Scherfestigkeit undrained shear strength
$c_{u,k}$	$[kN/m^2]$	charakteristische undrainierte Scherfestigkeit characteristic undrained shear strength
$D$	$[-]$	Geschwindigkeitsgradient gradient of the velocity
$D, d$	$[m]$	allg.: Durchmesser gen.: diameter
$d$	$[mm]$	Korndurchmesser diameter of the particle
$E_c$	$[N/mm^2]$	Elastizitätsmodul des Zementsteins elastic modulus of the cement or concrete
$E_s$	$[N/mm^2]$	Elastizitätsmodul des Stahltragglieds elastic modulus of the steel rod
$E_p$	$[kN/m^2]$	idealisierte Elastizitätsmodul des Pfahlquerschnittes idealized modulus of the pile cross section
$EI$	$[kNm^2]$	Biegesteifigkeit flexural rigidity

e	[m]	Exzentrizität der angreifenden Last eccentricity
$\varepsilon$	[%]	Dehnung strain
$f_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Festigkeit des Betons rigidity of the concrete
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Streckgrenze des Stahls yielding of the steel
$\varphi$	[°]	Drehwinkel angel of rotation
$\varphi'$	[°]	effektiver Reibungswinkel effective angel of friction
$\eta$	[Ns/m <sup>2</sup> ]	Viskosität viscosity
$I_A$	[-]	Aktivitätszahl activity index
$I_C$	[-]	Konsistenzzahl consistency index
$I_c$	[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment des Zementsteins geometrical moment of inertia of the cement or concrete
$I_D$	[-]	bezogene Lagerungsdichte density of the particles
$I_s$	[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment des Stahltragglieds geometrical moment of inertia of the steel rod
$I_p$	[m <sup>4</sup> ]	idealisiertes Flächenträgheitsmoment des Pfahlquerschnittes idealized gemometrical moment of inertia of the pile cross section
$I_p$	[%]	Plastizitätszahl plasticity index
i	[m]	Trägheitsradius radius of inertia
imp	[-]	Maß der Imperfektion size of the imperfection
K	[-]	allg.: Proportionalitätsfaktor gen.: proportional factor
$k_\varphi$	[kNm/°]	Drehfedersteifigkeit stiffnes of the torsion spring
$k_l$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Bettungsmodul (Steifigkeit der Linienfeder) bedding modulus (stiffness of the line-spring)
$k_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Bettungsmodul (Steifigkeit der Flächenfeder) bedding modulus (subgrade reaction)
L	[m]	Stablänge, maximal mögliche Knicklänge, Gesamtlänge des Pfahles in der Weichschicht Length of the beam, maximum buckling length, total length of the pile in the soft soil layer

$L_{Hw}$	[m]	Halbwellenlänge der Knickfigur, Knicklänge length of the buckling mode's half wave
$\lambda$	[-]	Schlankheit slenderness
$M$	[kNm]	allg.: Moment gen.: moment
$M_{pl}$	[kNm]	vollplastisches Moment plastic Moment of the cross section
$N$	[kN]	Normalkraft normal force
$N_d$	[kN]	Gebrauchslast normal force (design value)
$N_{ki}$	[kN]	allg.: Verzweigungslast gen.: buckling load
$N_{pl}$	[kN]	vollplastische Normalkraft plastic normal force of the cross section
$N_u$	[kN]	allg.: Traglast gen.: ultimate load
$n$	[-]	Maß der Welligkeit number of the halfwaves
$n$	[-]	Porenzahl porosity
$v$	[-]	Querdehnzahl radical strain coefficient
$P$	[kN]	Resultierende der seitlichen Bodenreaktionskraft resulting force of the lateral soil reaction
$p$	[kN/m]	Linienlast senkrecht auf die Pfahlachse wirkend lineforce acting normal to the pile axis
$p_f$	[kN/m]	maximale Bodenreaktion gegen eine seitliche Verschiebung (Fließdruck als Linienlast) ultimate lateral soil reaction
$q$	[kN/m <sup>3</sup> ]	mittlere seitliche Bodenreaktionsspannung lateral soil stresses
$q^*$	[kN/m <sup>3</sup> ]	seitliche Bodenreaktionsspannung am Pfahlmantel lateral soil stresses at the pile shaft
$R$	[m]	Radius radius
$1/R$	[m]	Krümmung (= w'') bending
$R^2$	[-]	Bestimmtheitsmaß coefficient of determination
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	allg. Dichte gen.: density

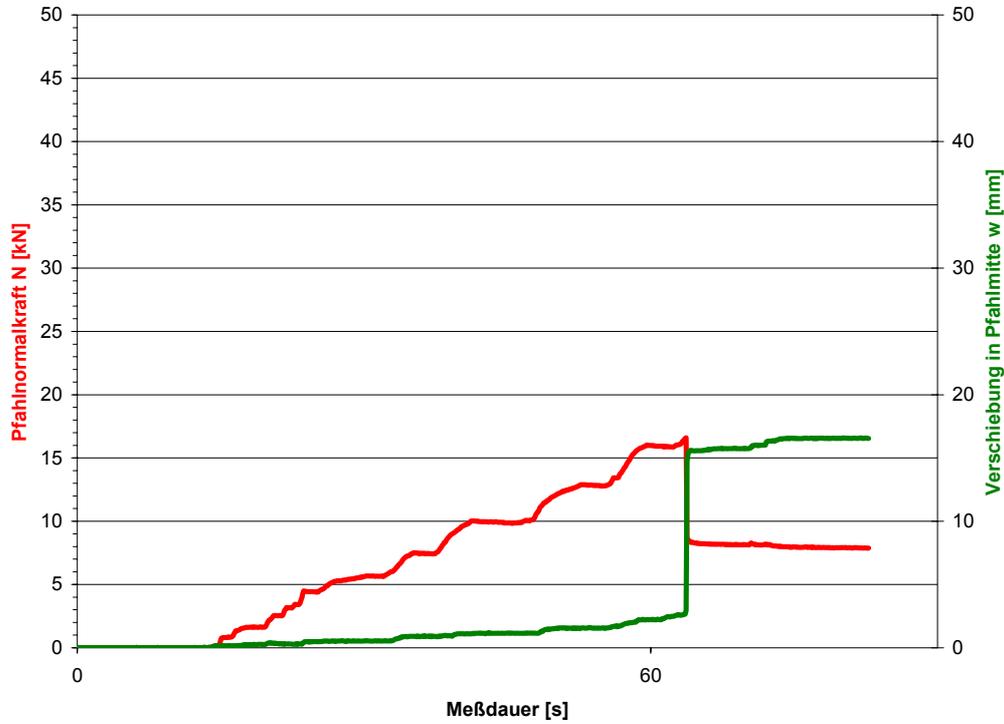
$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Korndichte density of the solid particles
$S_r$	[-]	Sättigungszahl degree of saturation
$\sigma$	[kN/m <sup>2</sup> ]	allg.: Normalspannung gen.: normal stress
$\sigma'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	effektive Spannung effective stress
$T$	[kN]	Transversalkraft transverse force
$T, t$	[m]	Einbindetiefe embedded length
$T_w$	[m]	Mächtigkeit der Weichsicht thickness of the soft soil layer
$\tau$	[kN/m <sup>2</sup> ]	allg.: Schubspannung gen.: shearing stress
$\tau_f$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mantelreibung shaft friction
$u_o$	[m]	vertikale Einsenkung des Pfahlkopfes vertical movement of the pile head
$u_{o,u}$	[m]	vertikale Einsenkung des Pfahlkopfes kurz vor dem Erreichen der Traglast vertical movement of the pile head shortly before failure
$V$	[m <sup>3</sup> ]	allg.: Volumen gen.: volume
$w$	[mm]	seitliche Verschiebung senkrecht zur Stab- bzw. Pfahlachse lateral displacement normal to the beam- or pileaxis
$w$	[%]	Wassergehalt water content
$w_0$	[m]	Verschiebung aus Imperfektionen displacement due to by imperfection
$w_{0,M}$	[m]	Verschiebung aus Imperfektionen in der Mitte Knickhalbwelle displacement in the middle of the buckling half wave due to imperfection
$w_l$	[%]	Fließgrenze liquid limit
$w_{N,M}$	[m]	Verschiebung in der Mitte der Halbwellen der Knickfigur aufgrund der einwirkenden Normalkraft displacement in the middle of the buckling half wave due to normal forces
$w_M$	[m]	Verschiebung in der Mitte der Halbwellen der Knickfigur (= $w_{0,M} + w_{N,M}$ ) displacement in the middle of the buckling half wave
$w_{ki}$	[m]	Verschiebung beim Erreichen der Verzweigungslast displacement shortly before buckling

$w_p$	[%]	Ausrollgrenze plastic limit
$w_{pl}$	[m]	seitliche Verschiebung der Pfahlachse beim Erreichen der Interaktion der vollplastischen Schnittgrößen lateral displacement of the pile axis reaching the interaction of the plastic internal force variable
$w_{M,pl}$	[m]	seitliche Verschiebung in der Mitte der Halbwelle $L_{Hw}$ beim Erreichen der Interaktion der vollplastischen Schnittgrößen lateral displacement in the middle of the length $L_{Hw}$ reaching the interaction of the plastic internal force variable
$w_u$	[m]	seitliche Verschiebung der Pfahlachse kurz vor dem Erreichen der Traglast lateral displacement of the pile axis shortly before failure
$x$	[-]	Koordinate coordinate
$y$	[-]	Koordinate coordinate
$z$	[-]	Koordinate coordinate
$z_p$	[-]	Hebelarm von P moment arm of p

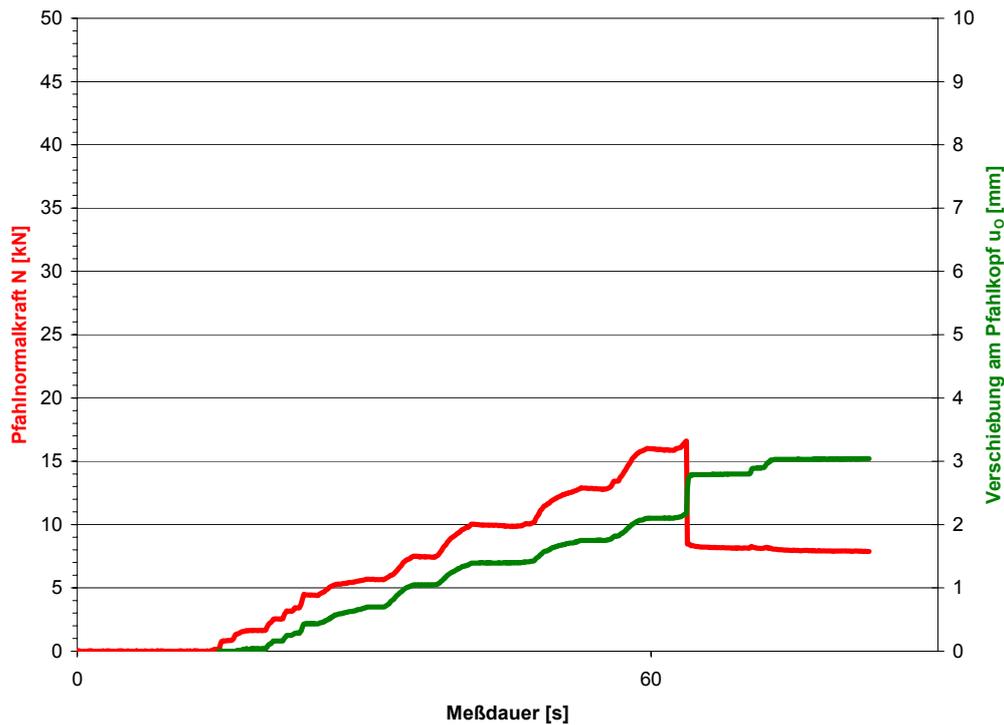
## Anlage 3: Versuchsergebnisse – Modellversuche

Versuchsnummer: 00-A-01

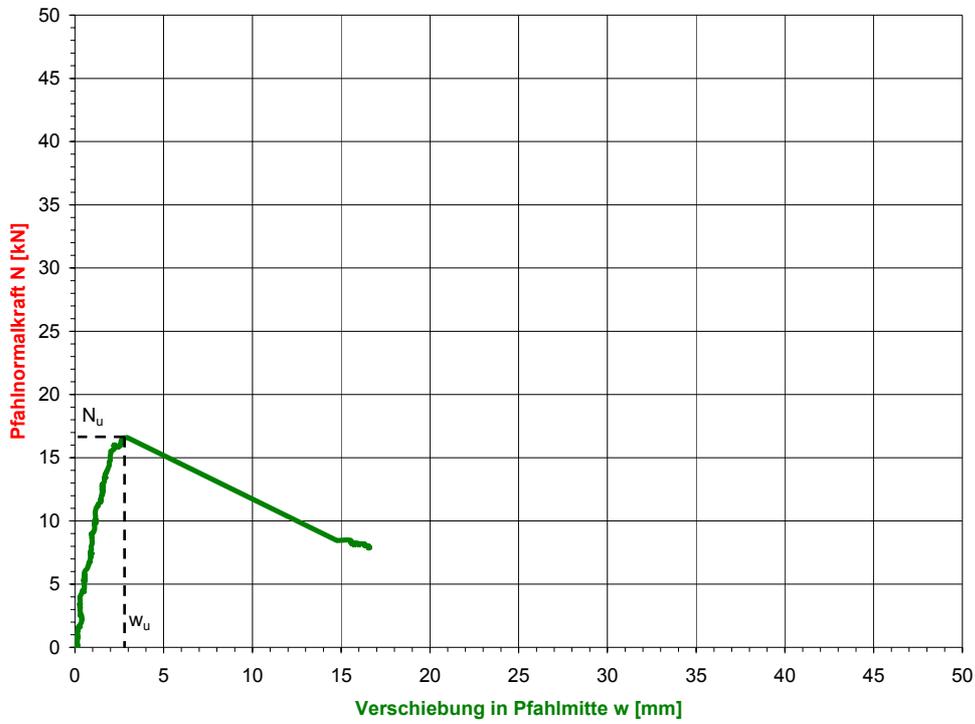
Versuchsnummer: 00-A-01



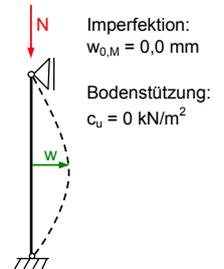
Versuchsnummer: 00-A-01



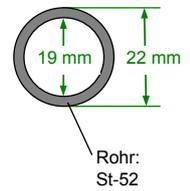
Versuchsnummer: 00-A-01



**System:**

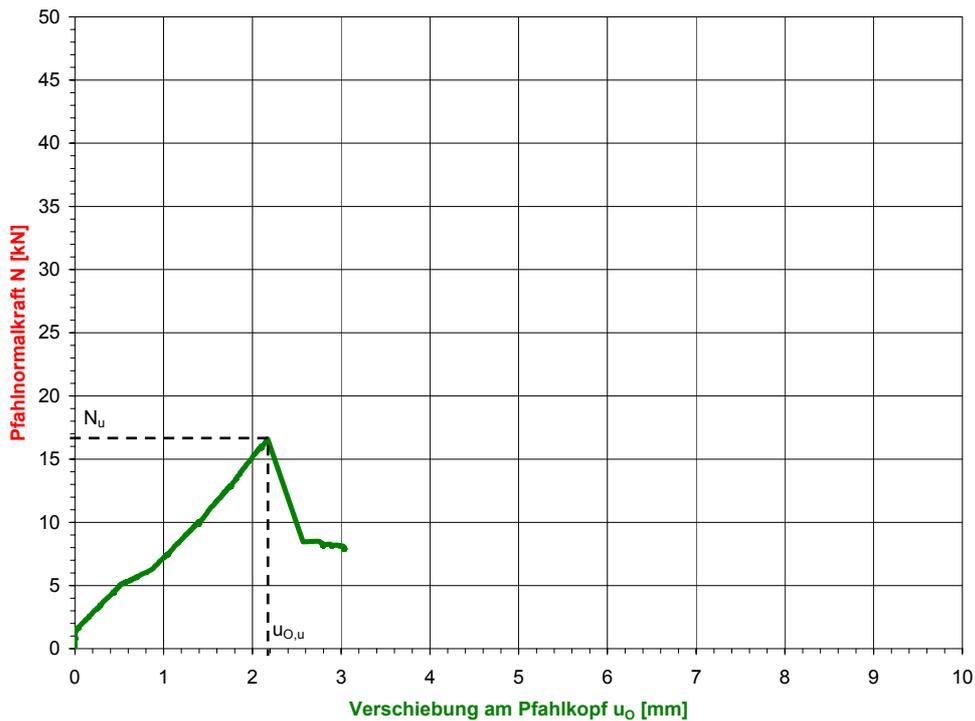


**Querschnitt:**

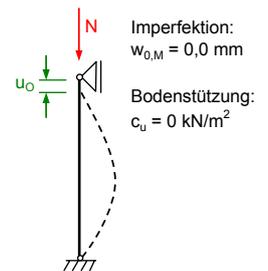


— Verschiebung  $w$  [mm]

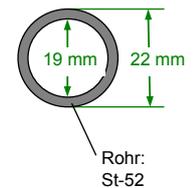
Versuchsnummer: 00-A-01



**System:**



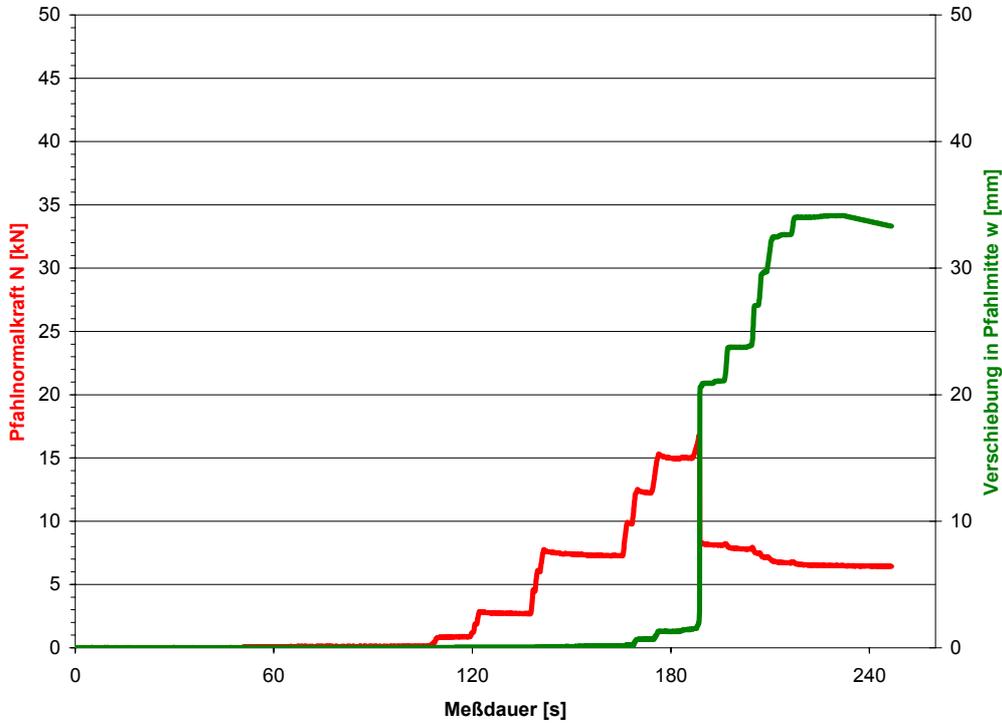
**Querschnitt:**



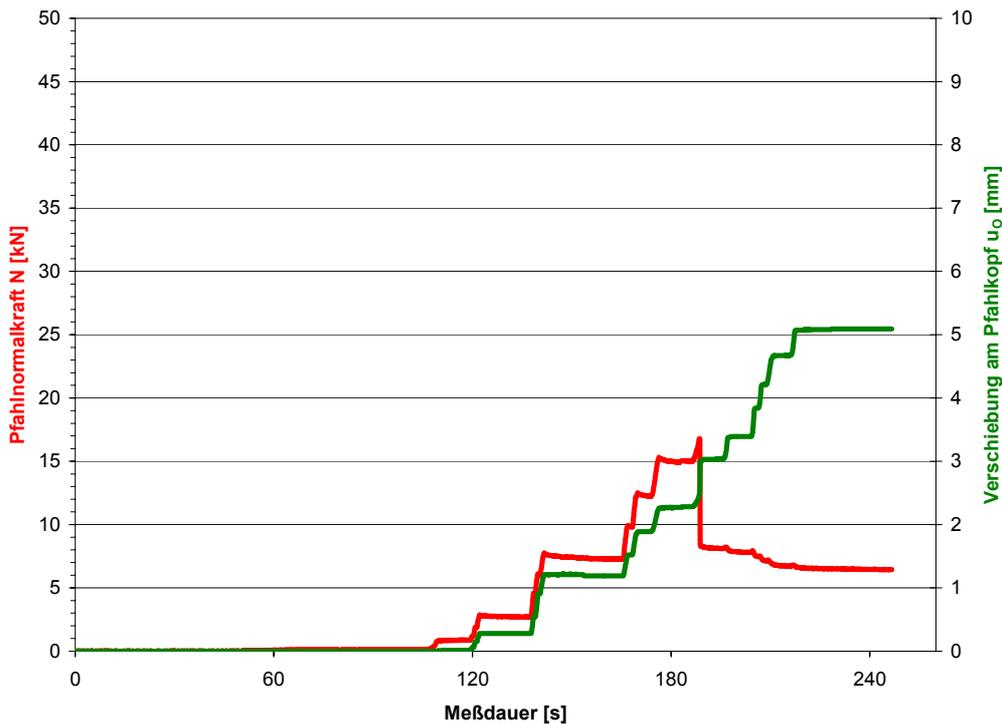
— Verschiebung  $u_0$  [mm]

Versuchsnummer: 00-A-02:

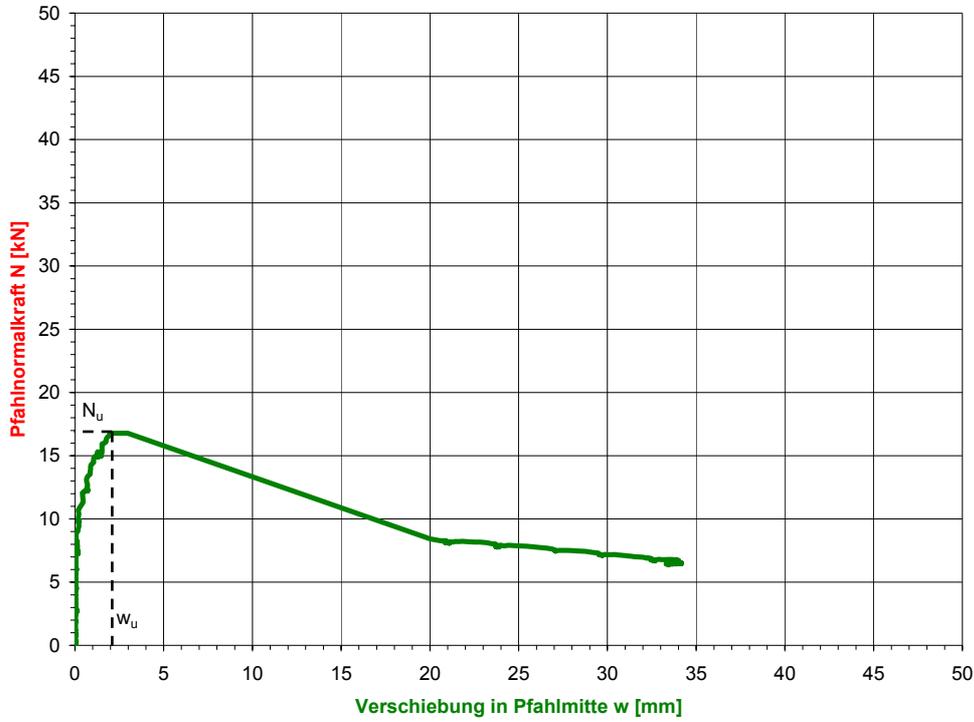
Versuchsnummer: 00-A-02



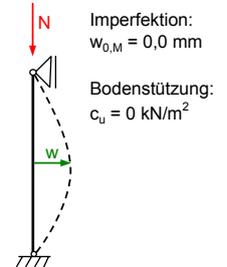
Versuchsnummer: 00-A-02



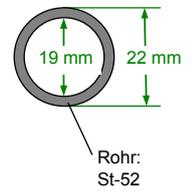
Versuchsnummer: 00-A-02



**System:**

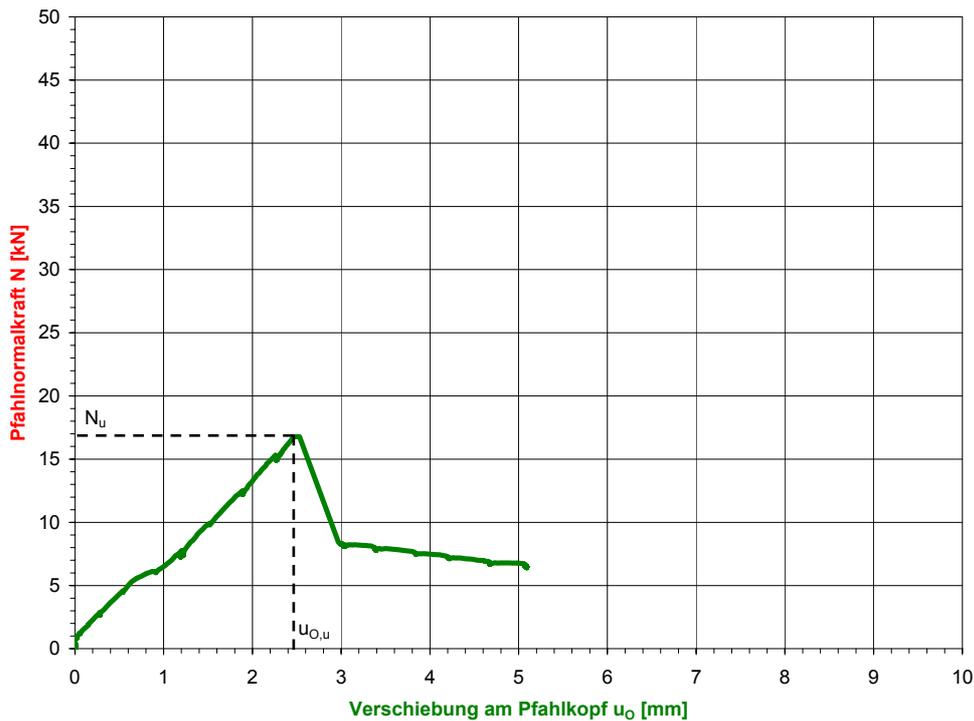


**Querschnitt:**

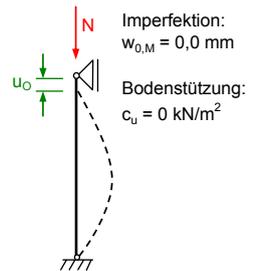


— Verschiebung w [mm]

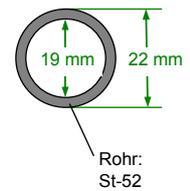
Versuchsnummer: 00-A-02



**System:**



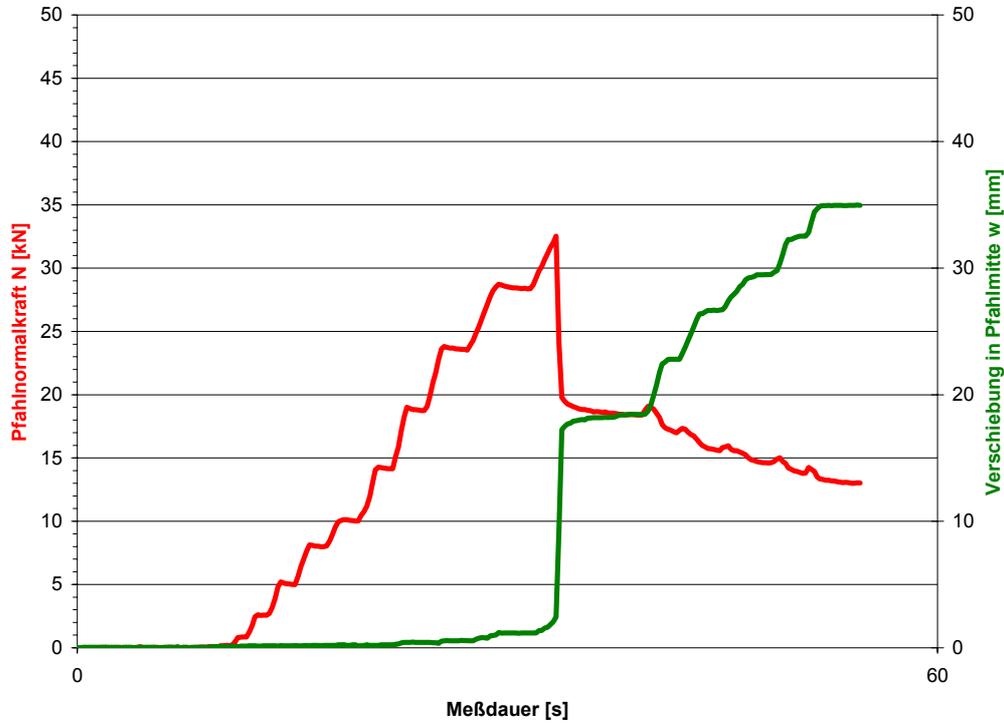
**Querschnitt:**



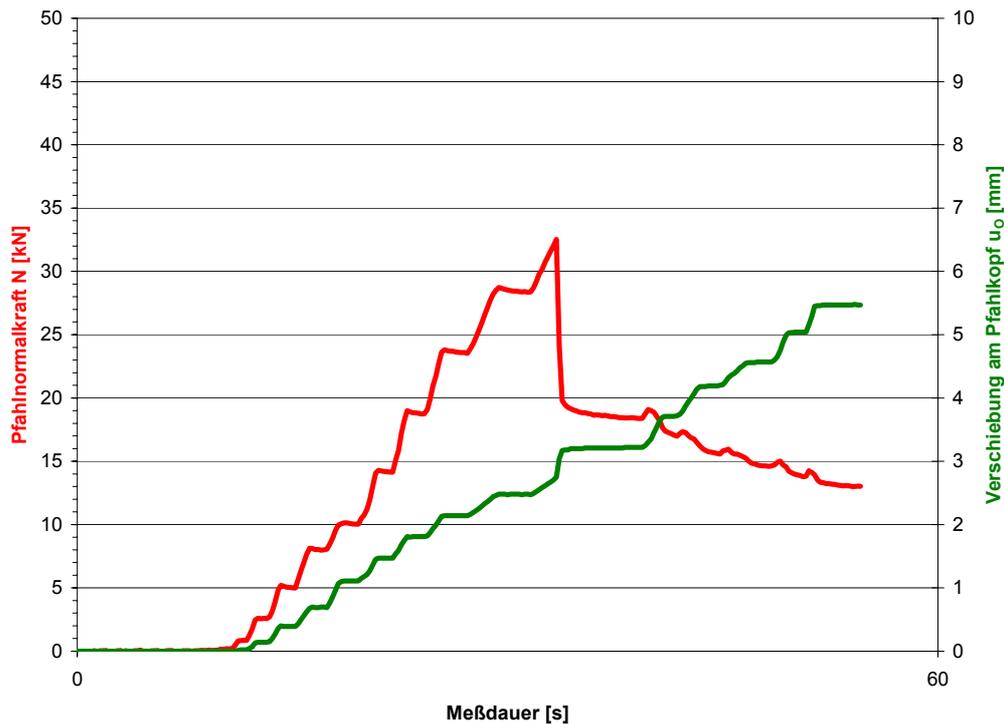
— Verschiebung u<sub>0</sub> [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-01:

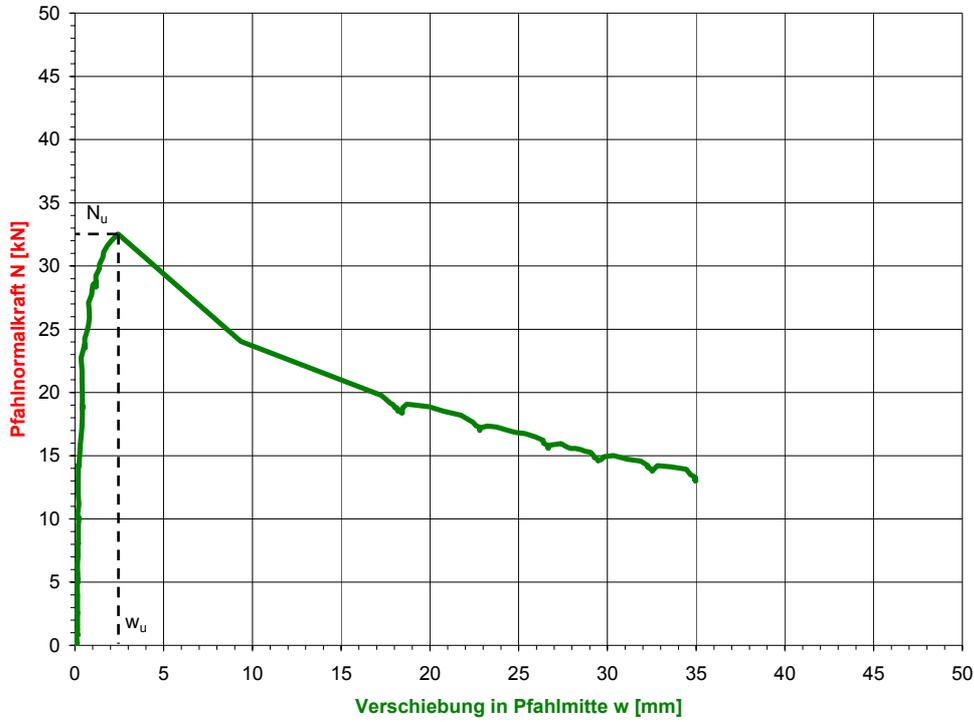
Versuchsnummer: KFL-A-01



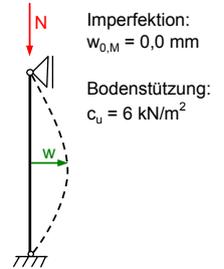
Versuchsnummer: KFL-A-01



Versuchsnummer: KFL-A-01

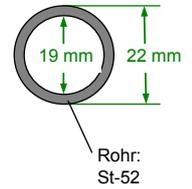


**System:**



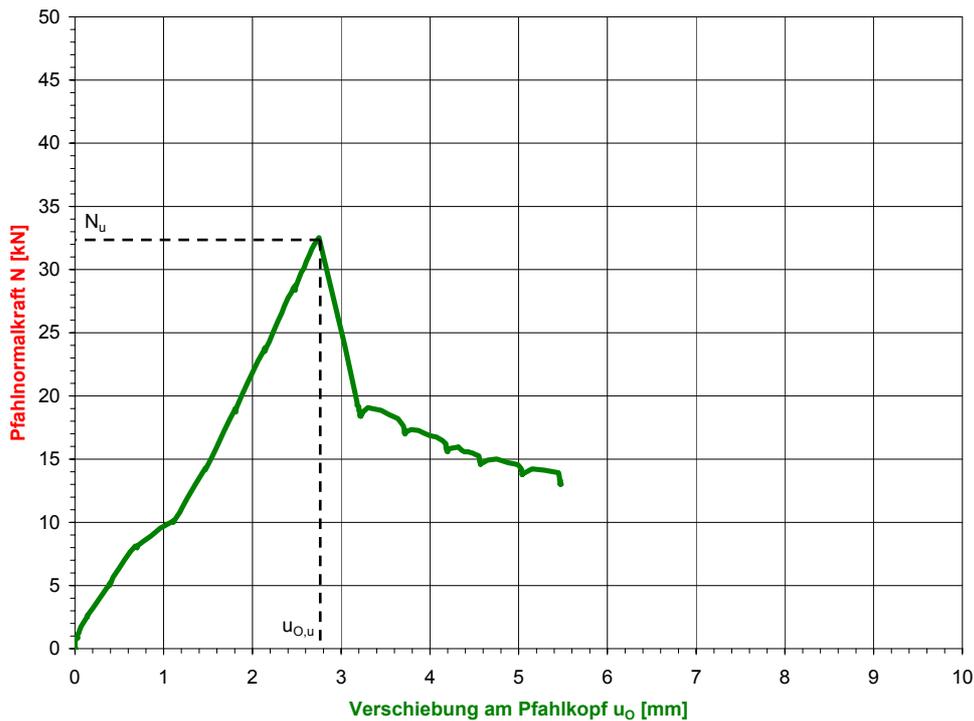
Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 6$  kN/m<sup>2</sup>

**Querschnitt:**

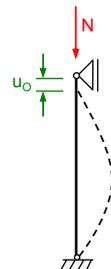


— Verschiebung  $w$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-01

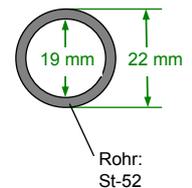


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 6$  kN/m<sup>2</sup>

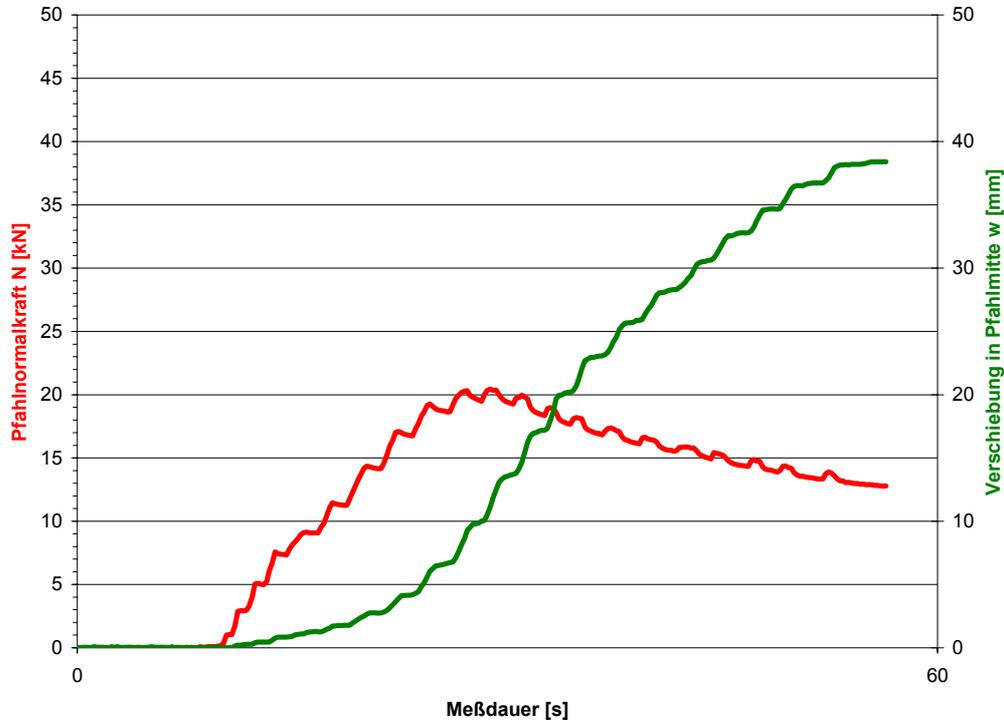
**Querschnitt:**



— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-02:

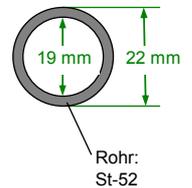
Versuchsnummer: KFL-A-02



**System:**

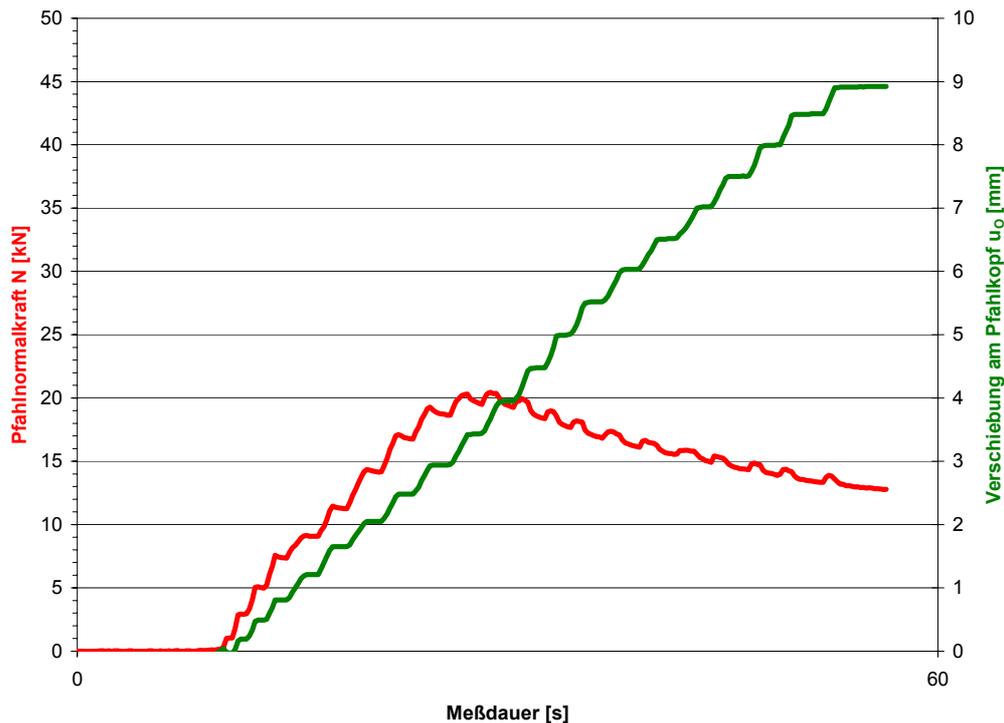


**Querschnitt:**

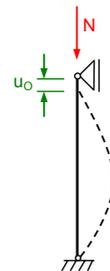


- Pfahlnormalkraft N [kN]
- Verschiebung w [mm]

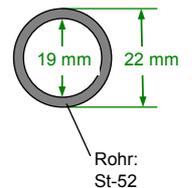
Versuchsnummer: KFL-A-02



**System:**

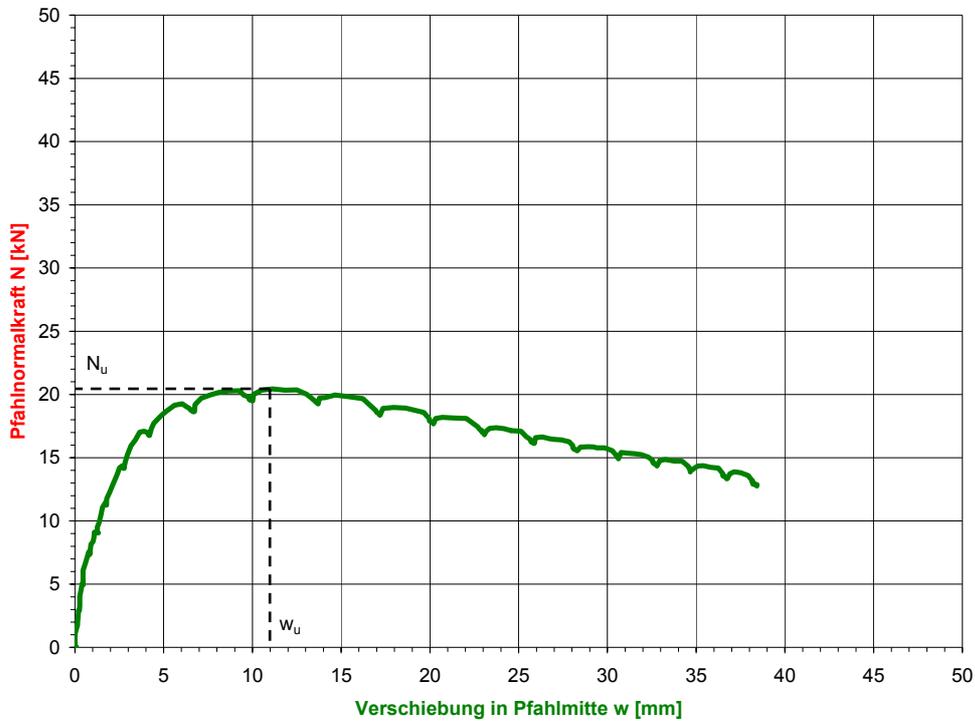


**Querschnitt:**

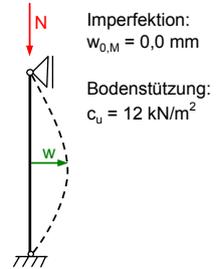


- Pfahlnormalkraft N [kN]
- Verschiebung  $u_0$  [mm]

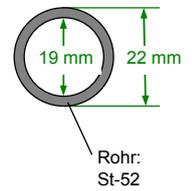
Versuchsnummer: KFL-A-02



**System:**

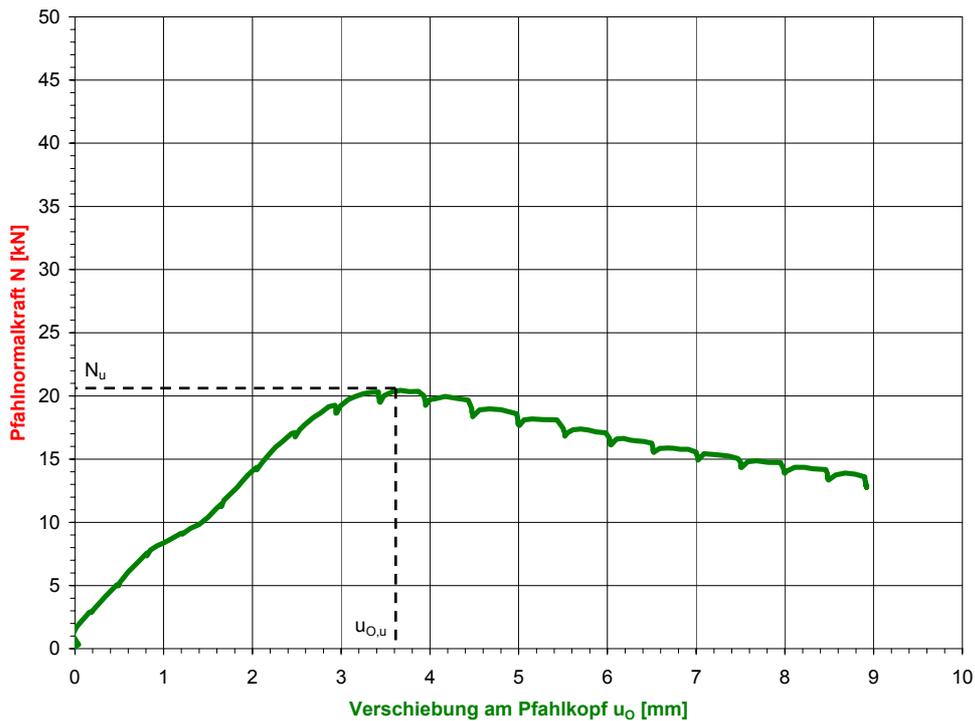


**Querschnitt:**

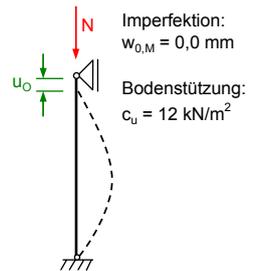


— Verschiebung  $w$  [mm]

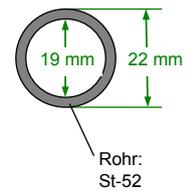
Versuchsnummer: KFL-A-02



**System:**



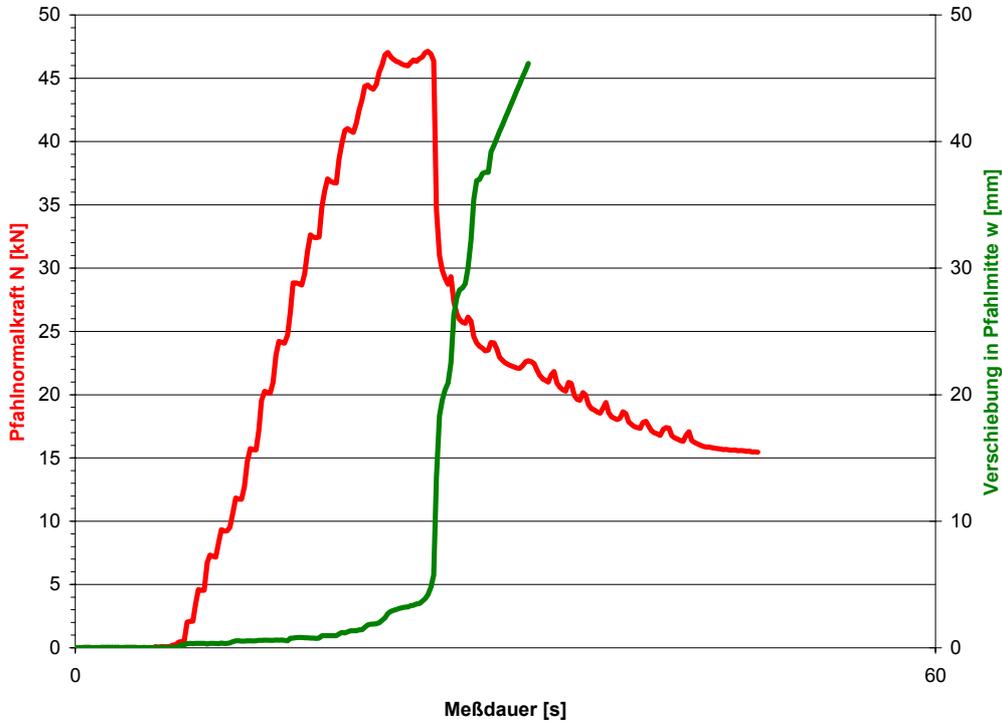
**Querschnitt:**



— Verschiebung  $u_0$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-03:

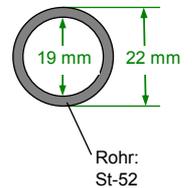
Versuchsnummer: KFL-A-03



**System:**

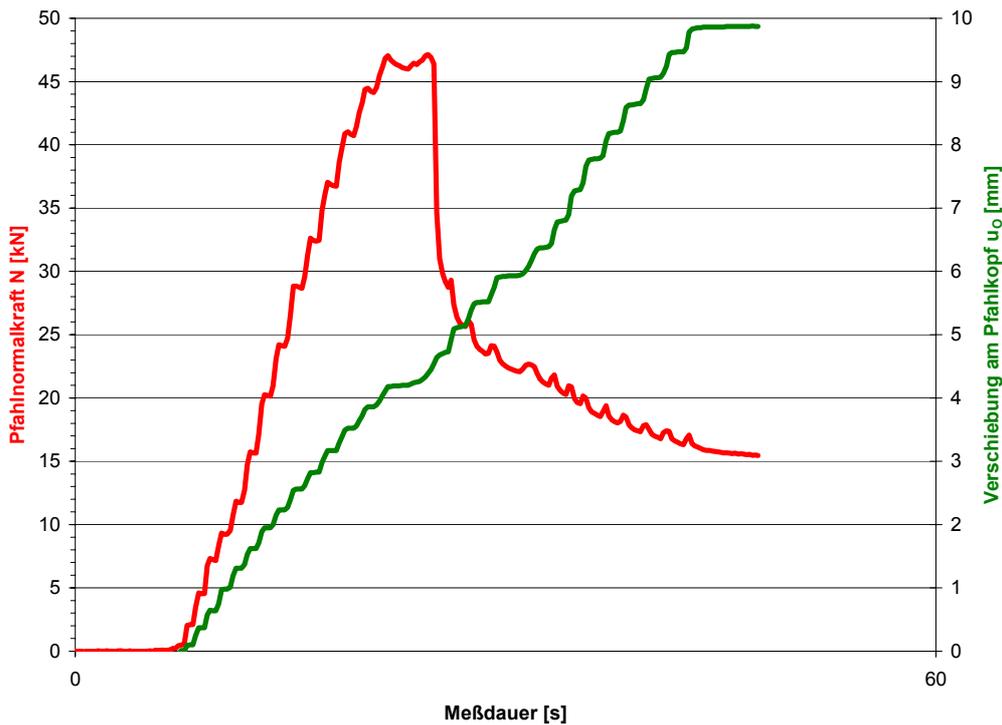


**Querschnitt:**

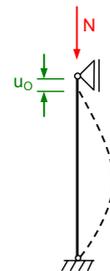


— Pfahnnormalkraft  $N$  [kN]  
— Verschiebung  $w$  [mm]

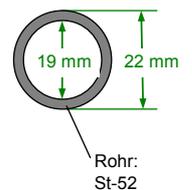
Versuchsnummer: KFL-A-03



**System:**

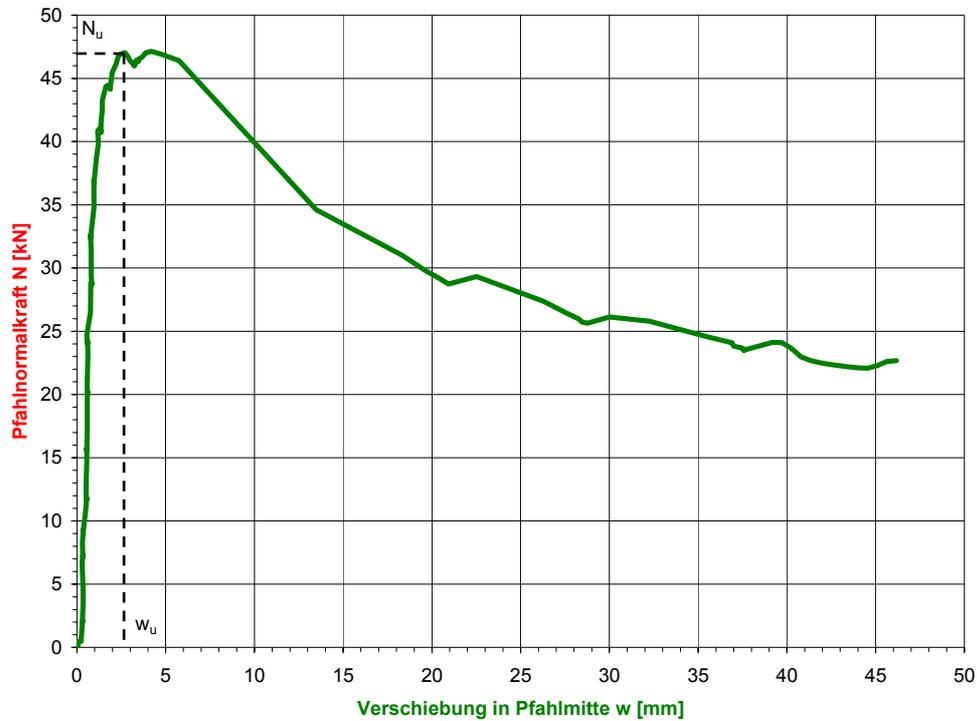


**Querschnitt:**

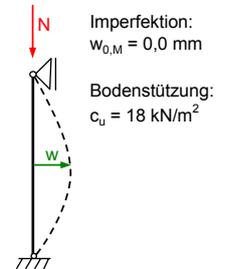


— Pfahnnormalkraft  $N$  [kN]  
— Verschiebung  $u_o$  [mm]

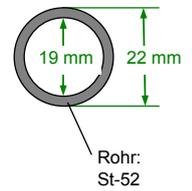
Versuchsnummer: KFL-A-03



**System:**

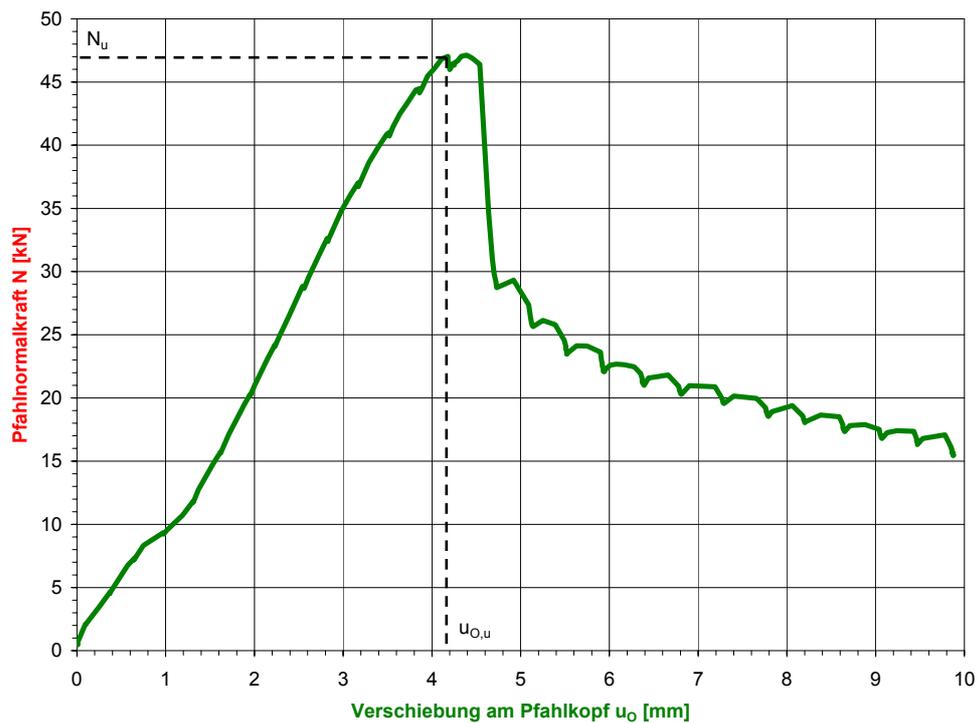


**Querschnitt:**

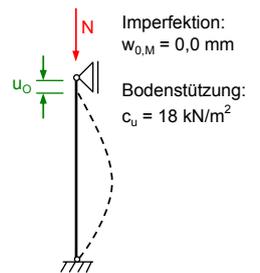


— Verschiebung w [mm]

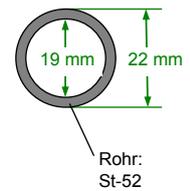
Versuchsnummer: KFL-A-03



**System:**



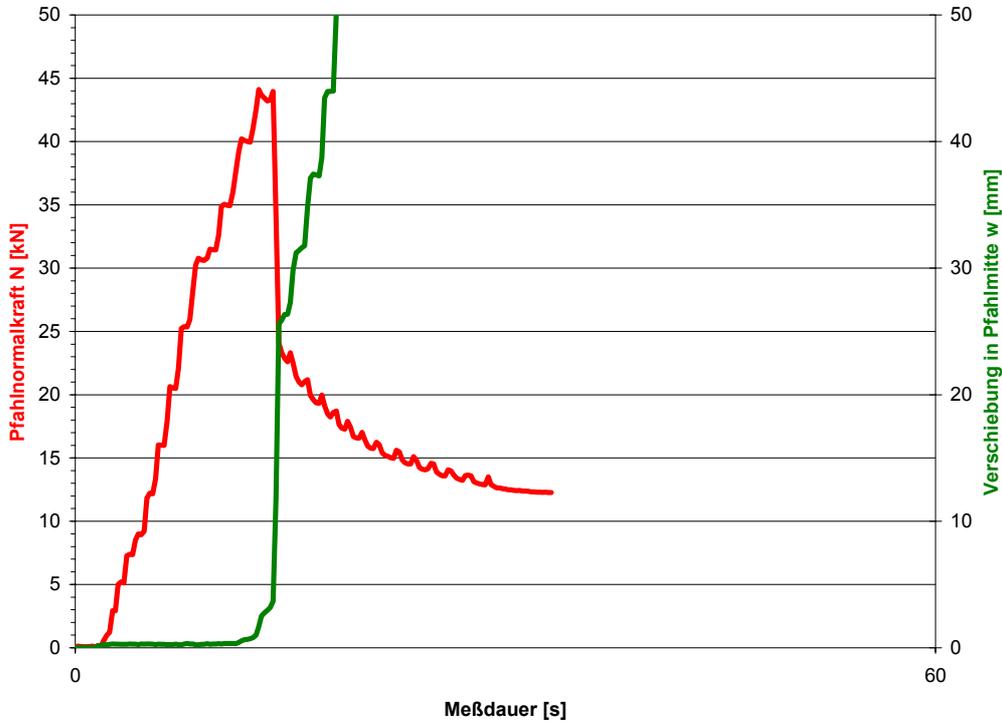
**Querschnitt:**



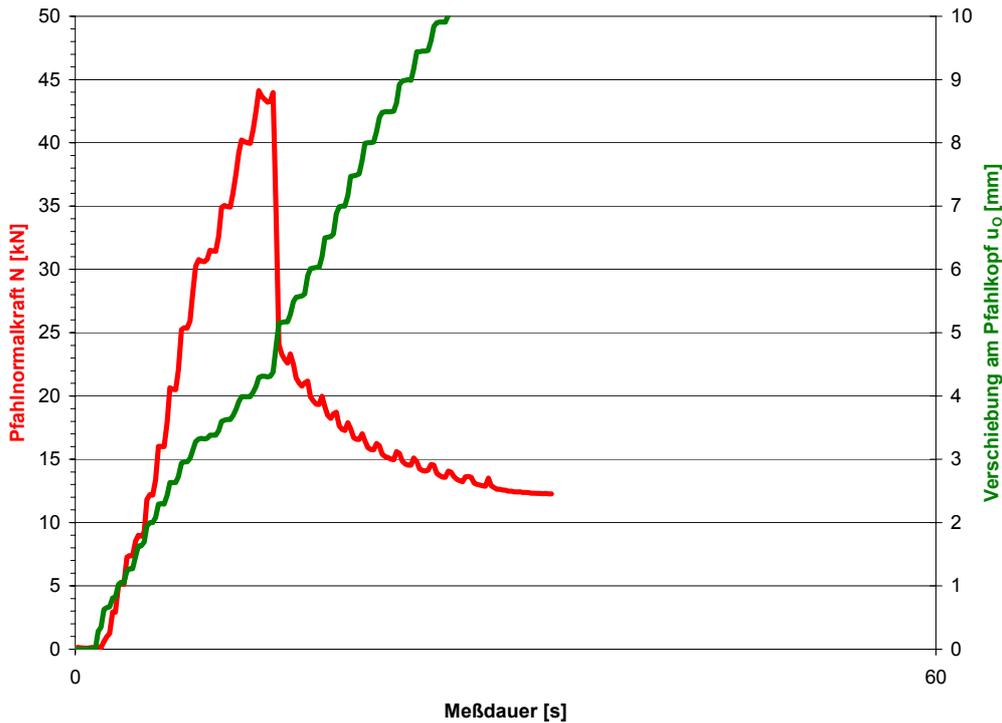
— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-04:

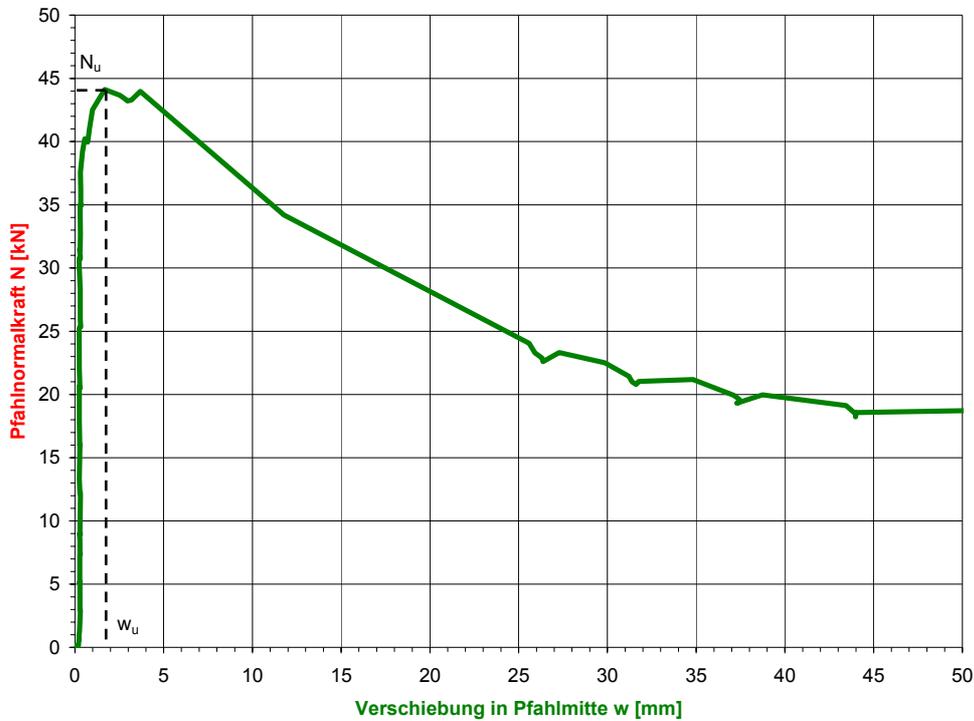
Versuchsnummer: KFL-A-04



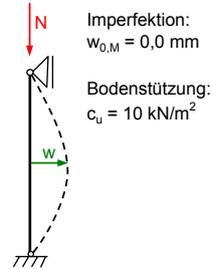
Versuchsnummer: KFL-A-04



Versuchsnummer: KFL-A-04

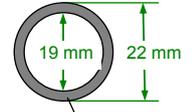


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 10$  kN/m<sup>2</sup>

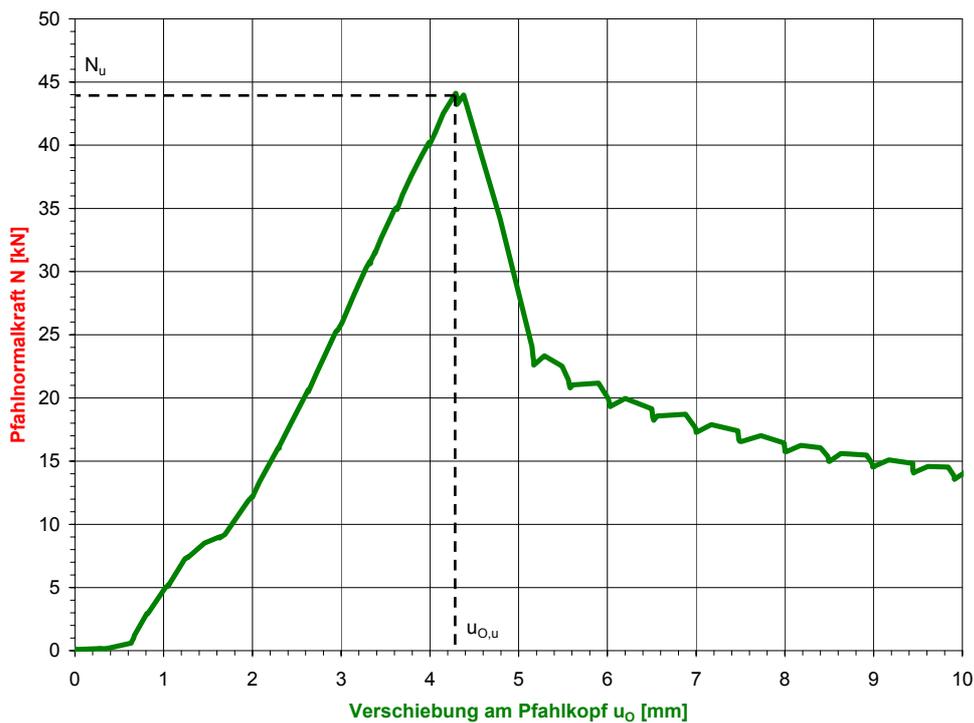
**Querschnitt:**



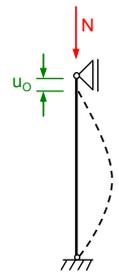
Rohr:  
St-52

— Verschiebung  $w$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-04

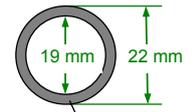


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 10$  kN/m<sup>2</sup>

**Querschnitt:**

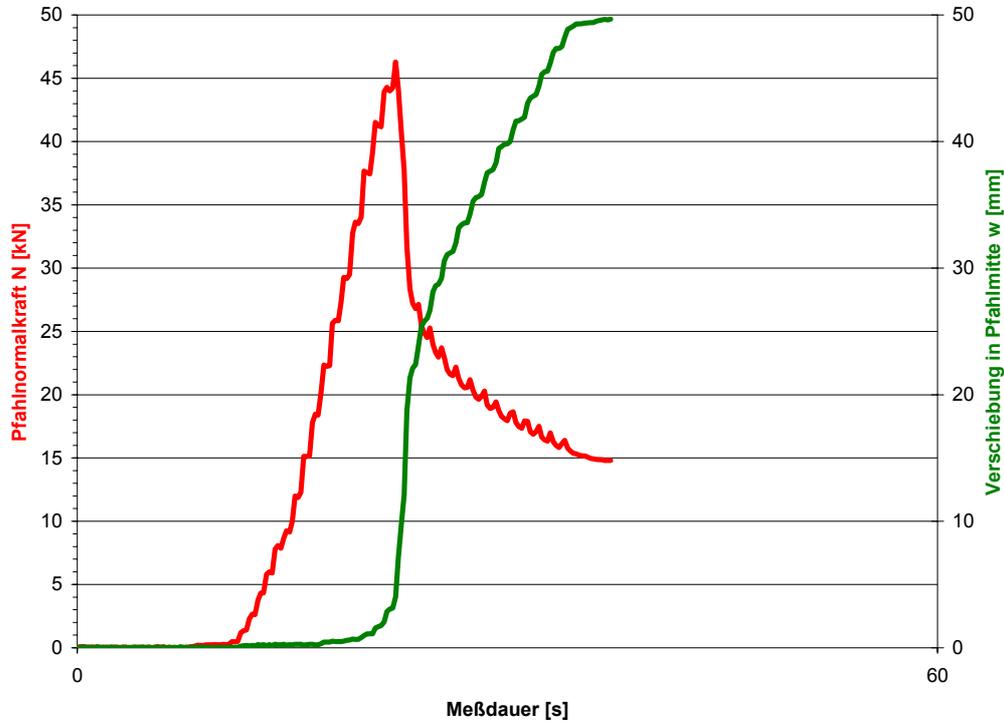


Rohr:  
St-52

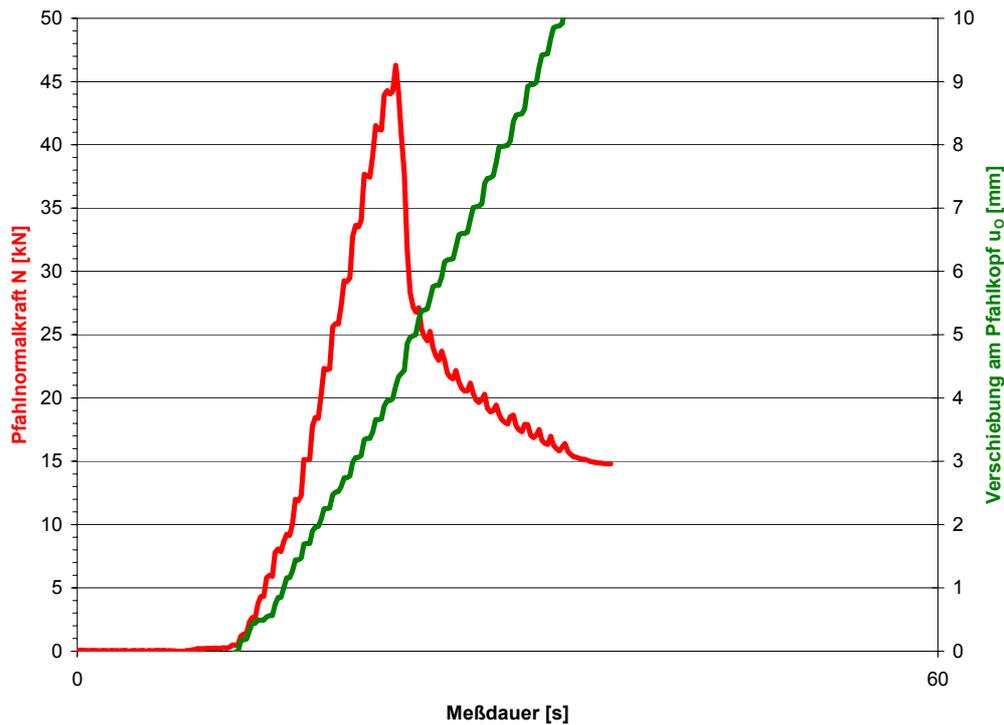
— Verschiebung  $u_0$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-05:

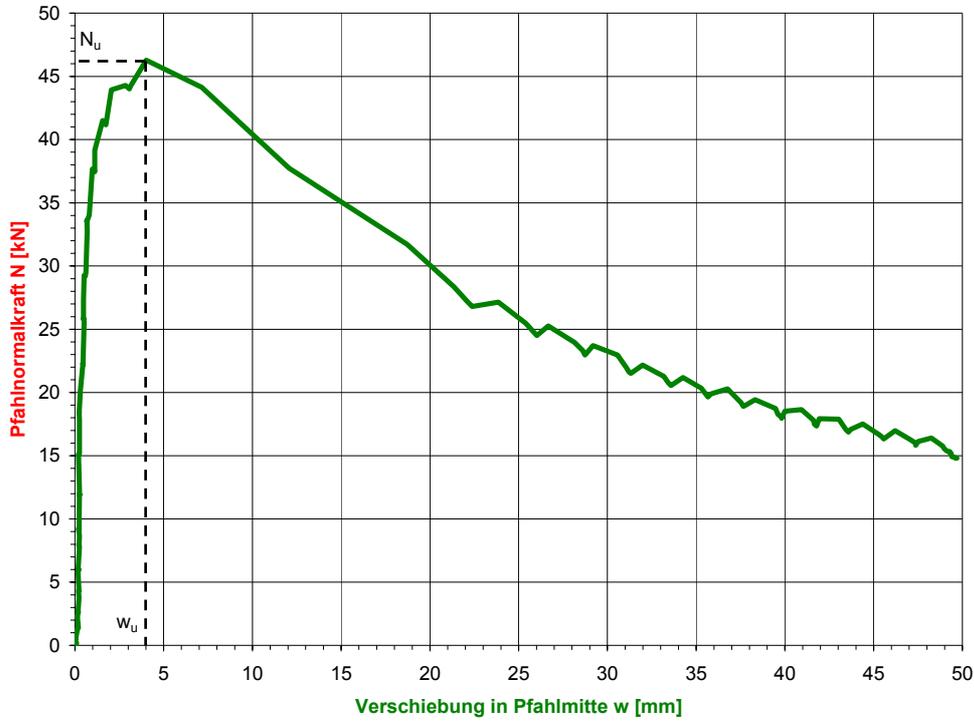
Versuchsnummer: KFL-A-05



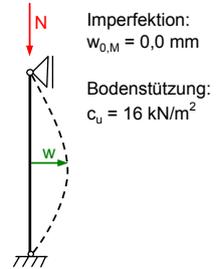
Versuchsnummer: KFL-A-05



Versuchsnummer: KFL-A-05

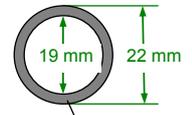


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 16$  kN/m<sup>2</sup>

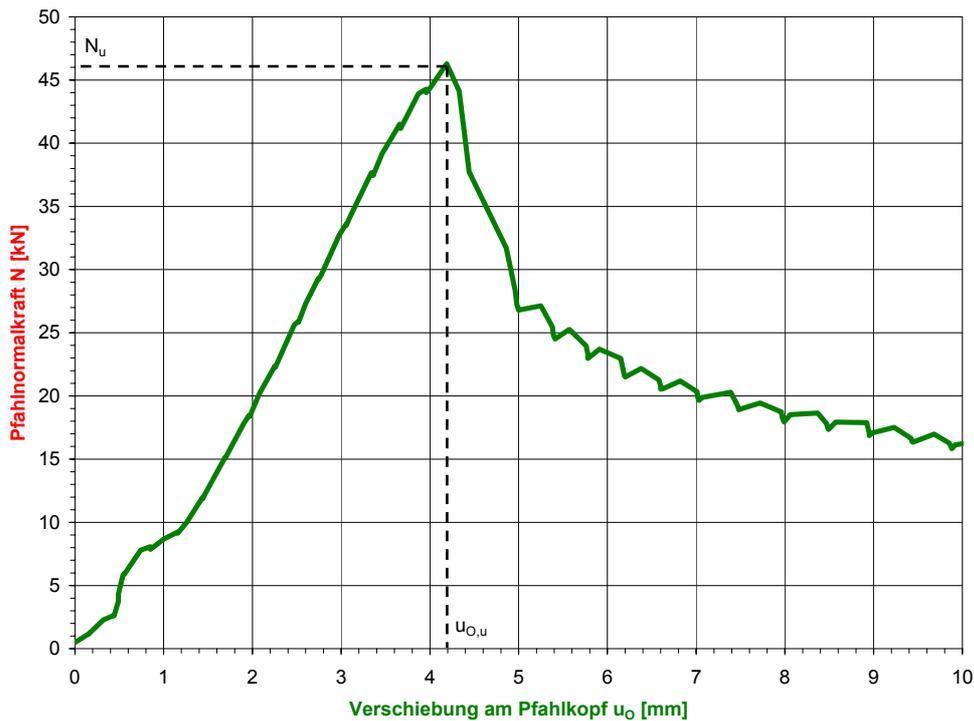
**Querschnitt:**



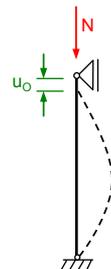
Rohr:  
St-52

— Verschiebung  $w$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-A-05

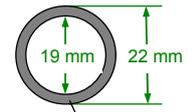


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 16$  kN/m<sup>2</sup>

**Querschnitt:**

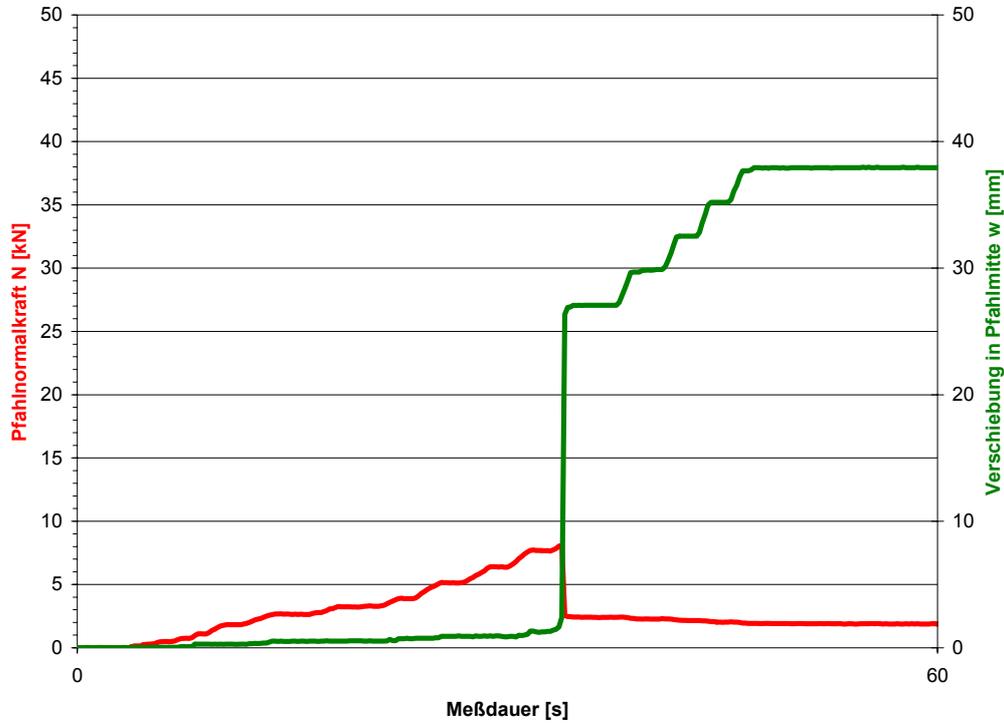


Rohr:  
St-52

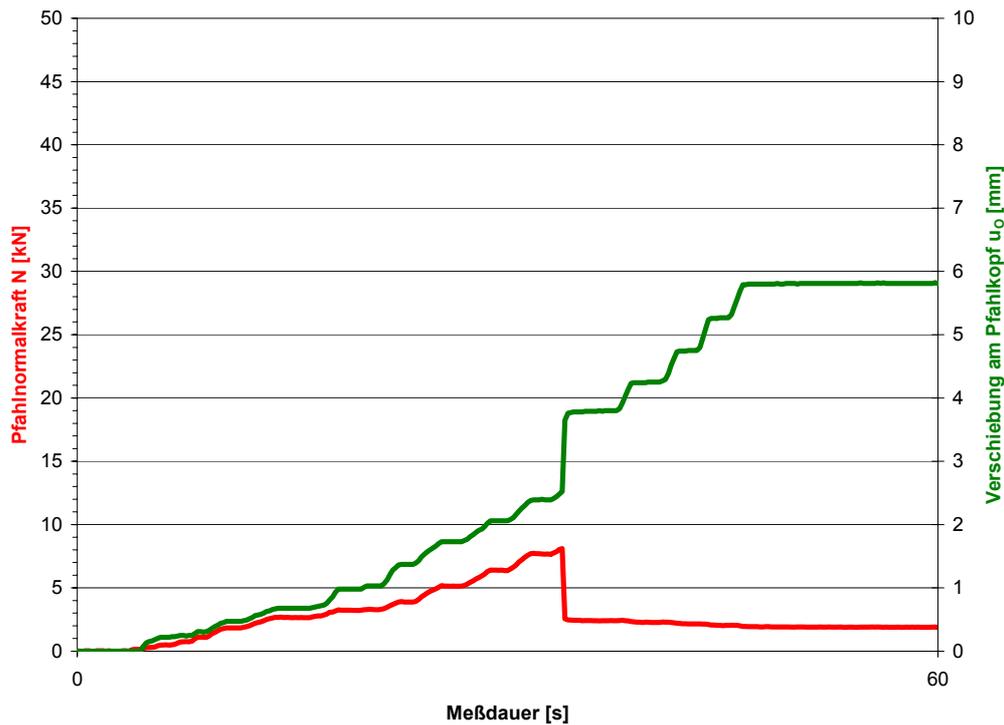
— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: 00-B-01:

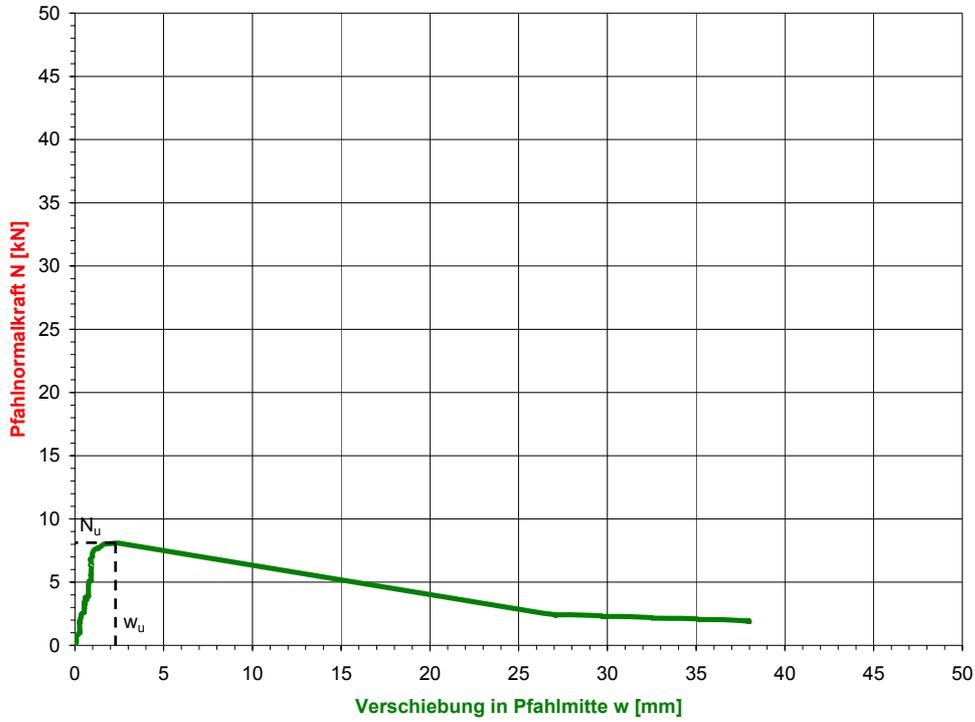
Versuchsnummer: 00-B-01



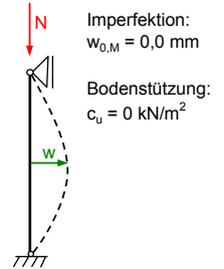
Versuchsnummer: 00-B-01



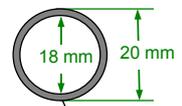
Versuchsnummer: 00-B-01



**System:**



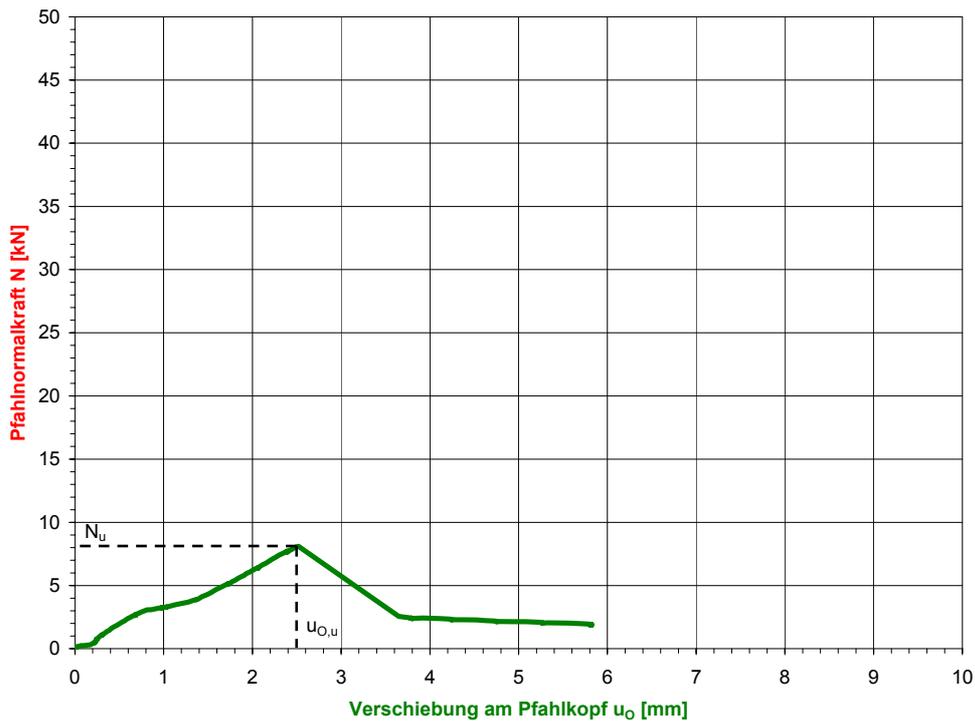
**Querschnitt:**



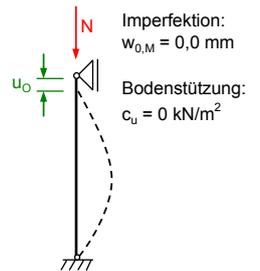
Rohr:  
St-52

— Verschiebung w [mm]

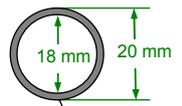
Versuchsnummer: 00-B-01



**System:**



**Querschnitt:**

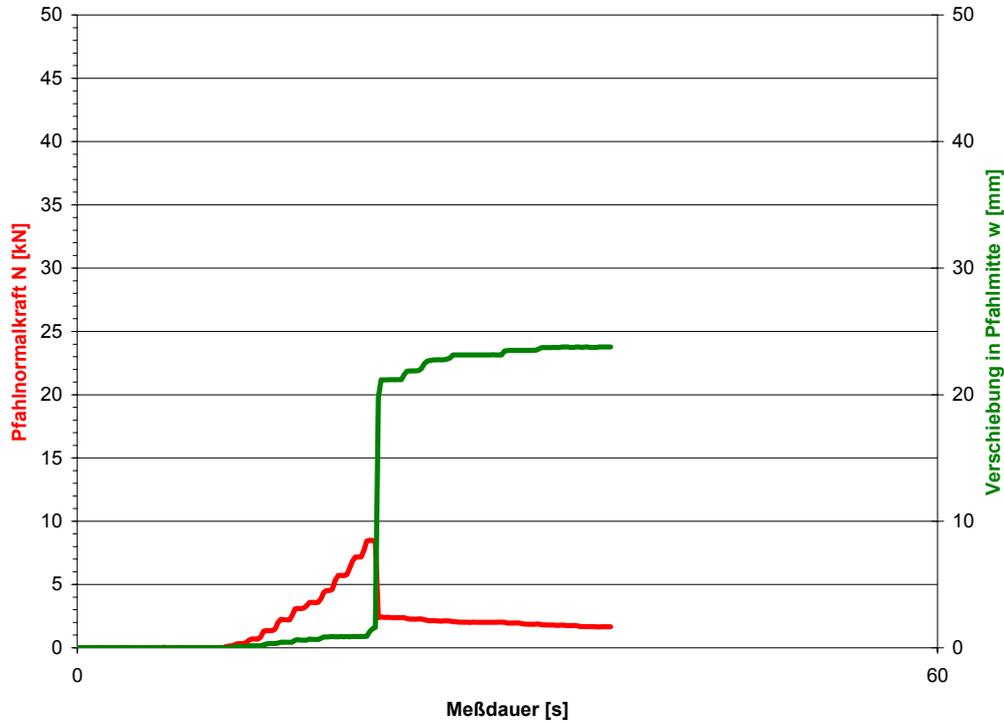


Rohr:  
St-52

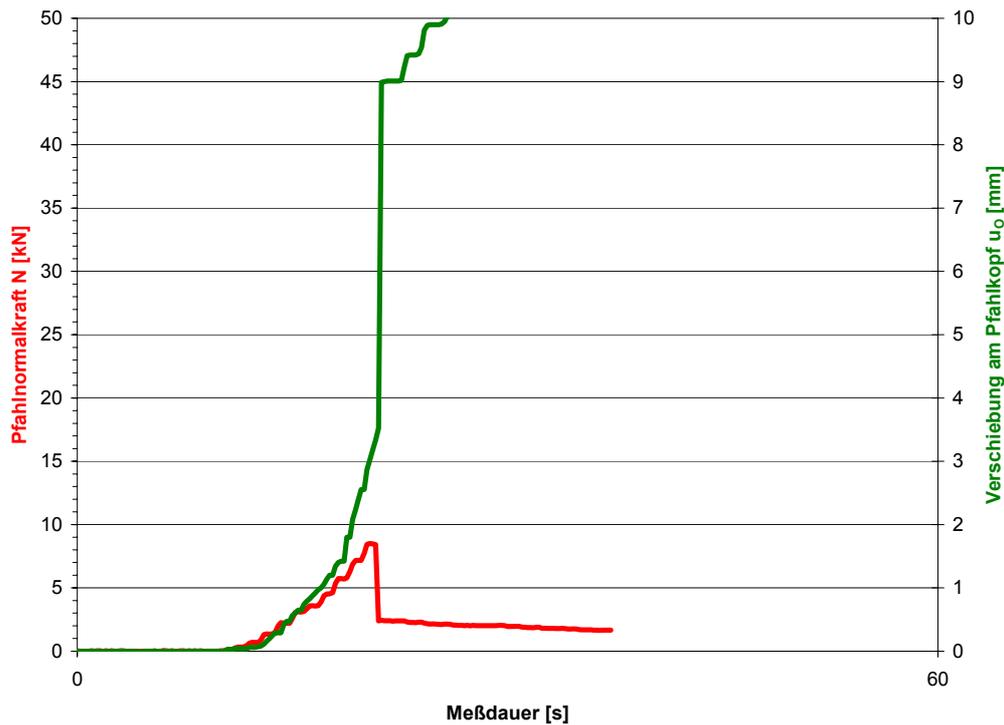
— Verschiebung u\_o [mm]

Versuchsnummer: 00-B-02:

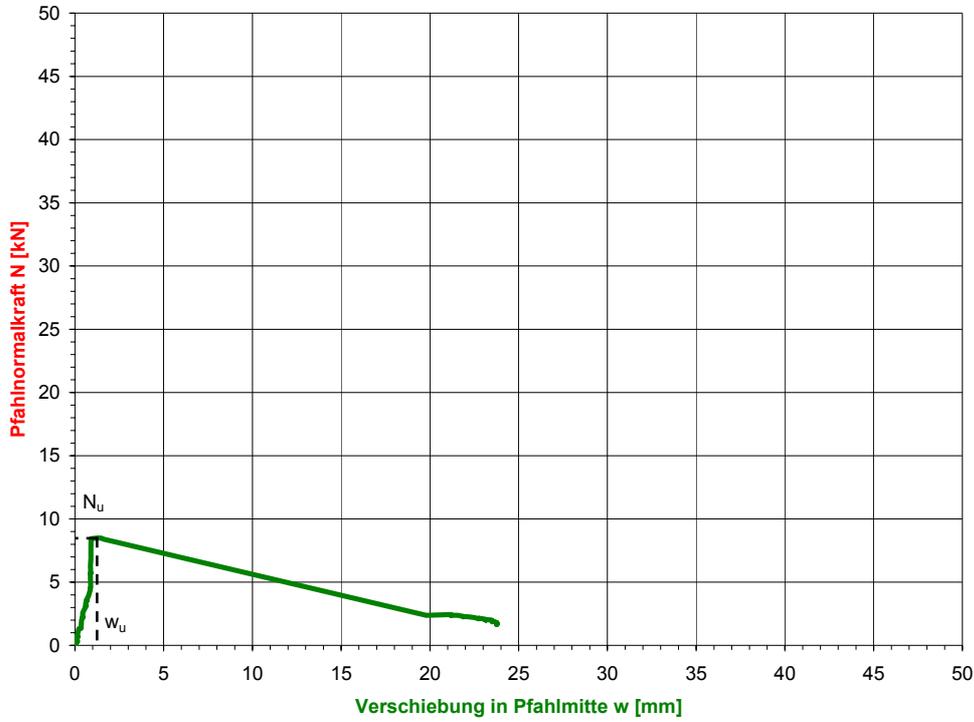
Versuchsnummer: 00-B-02



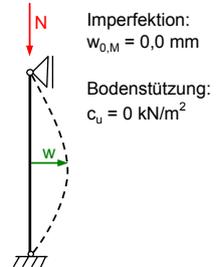
Versuchsnummer: 00-B-02



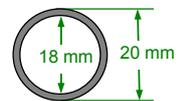
Versuchsnummer: 00-B-02



**System:**



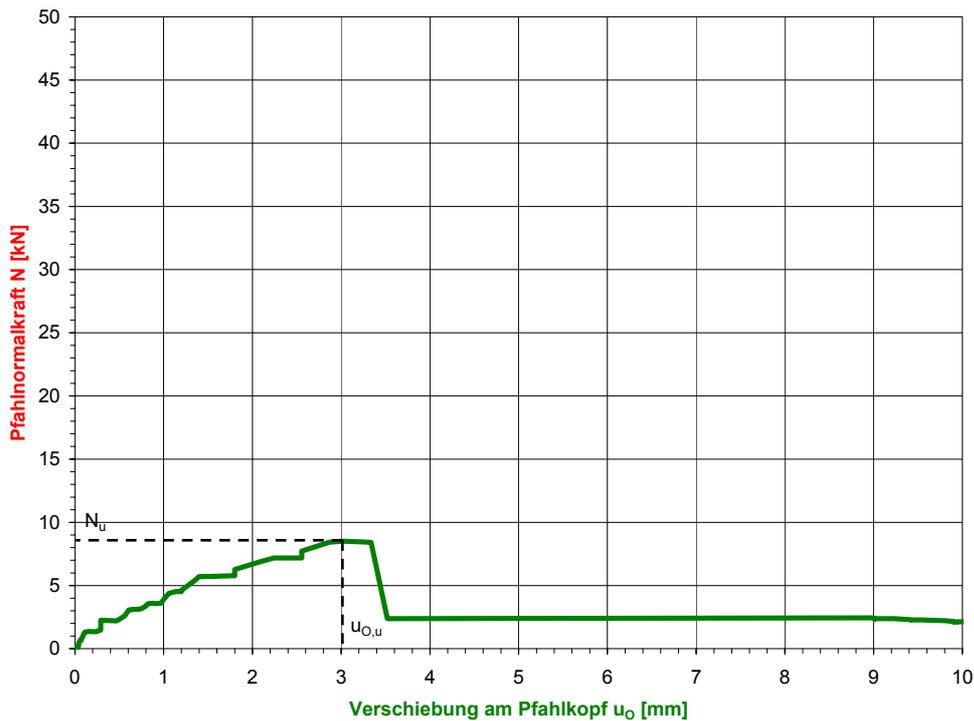
**Querschnitt:**



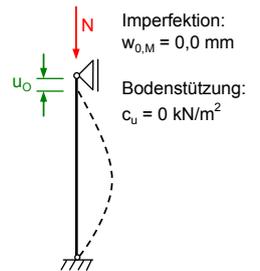
Rohr:  
St-52

— Verschiebung w [mm]

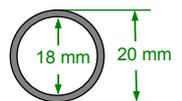
Versuchsnummer: 00-B-02



**System:**



**Querschnitt:**

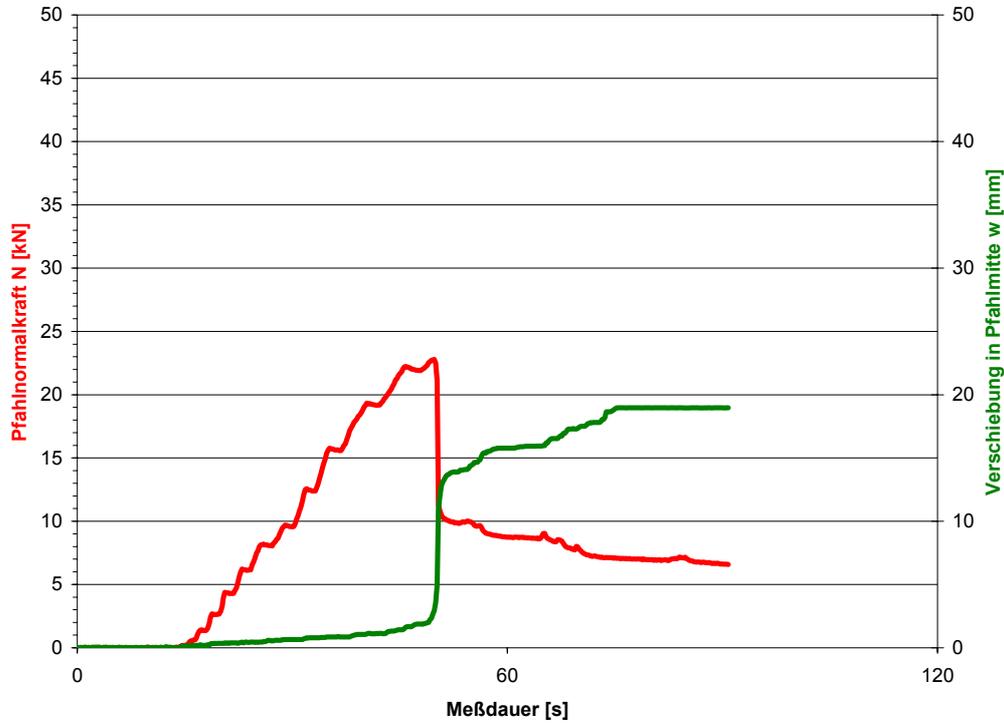


Rohr:  
St-52

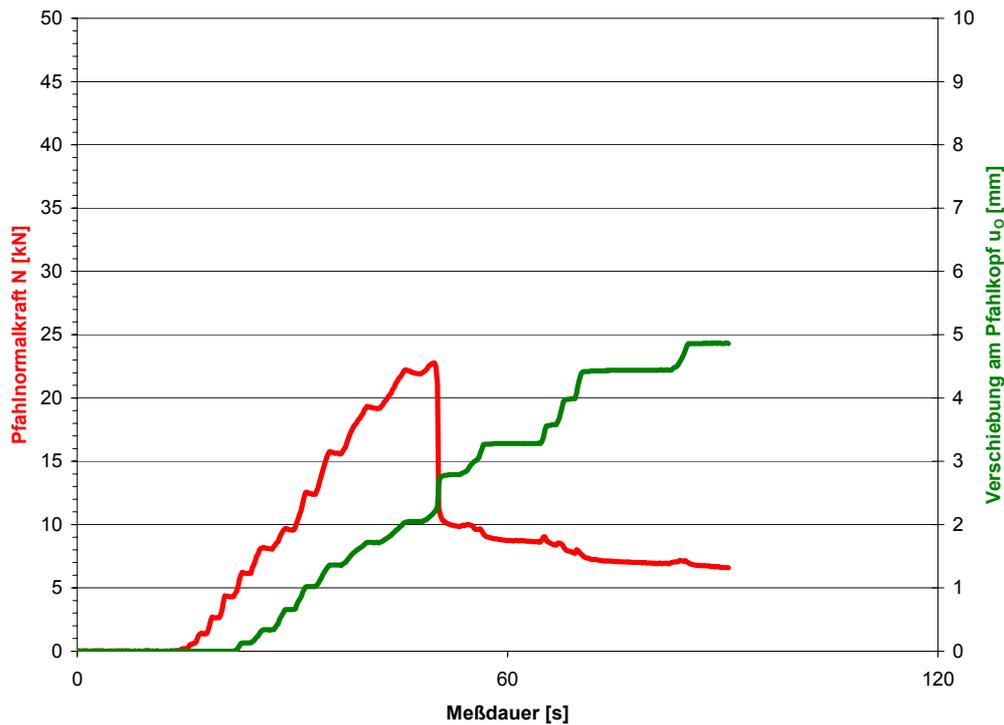
— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-B-01:

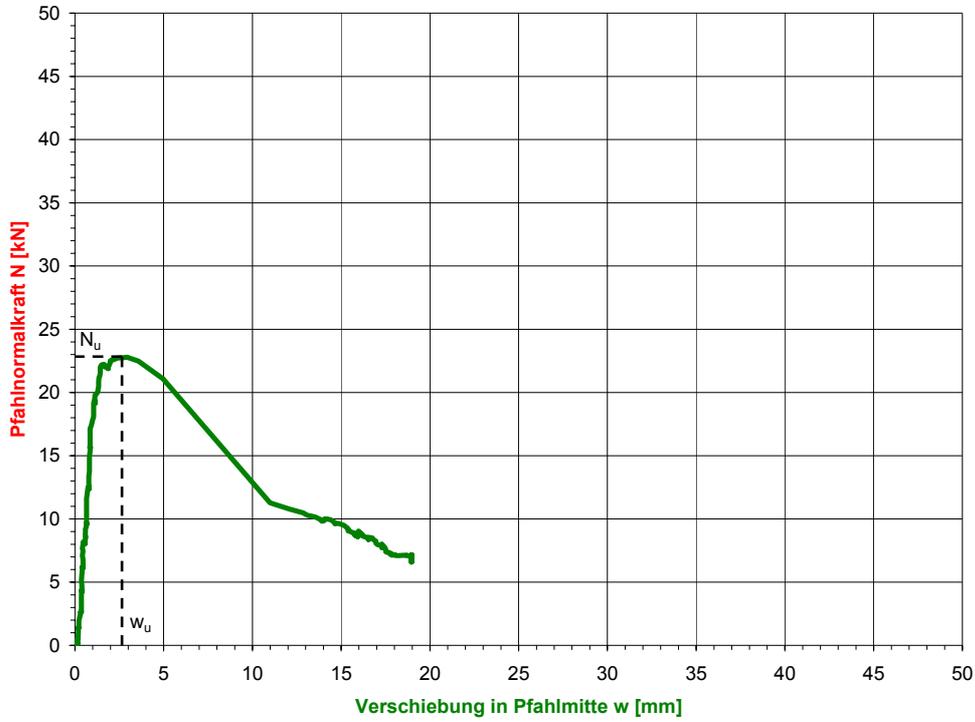
Versuchsnummer: KFL-B-01



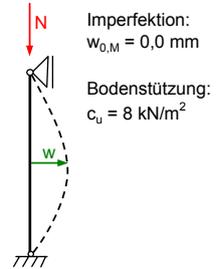
Versuchsnummer: KFL-B-01



Versuchsnummer: KFL-B-01

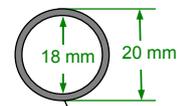


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0 \text{ mm}$   
Bodenstützung:  
 $c_u = 8 \text{ kN/m}^2$

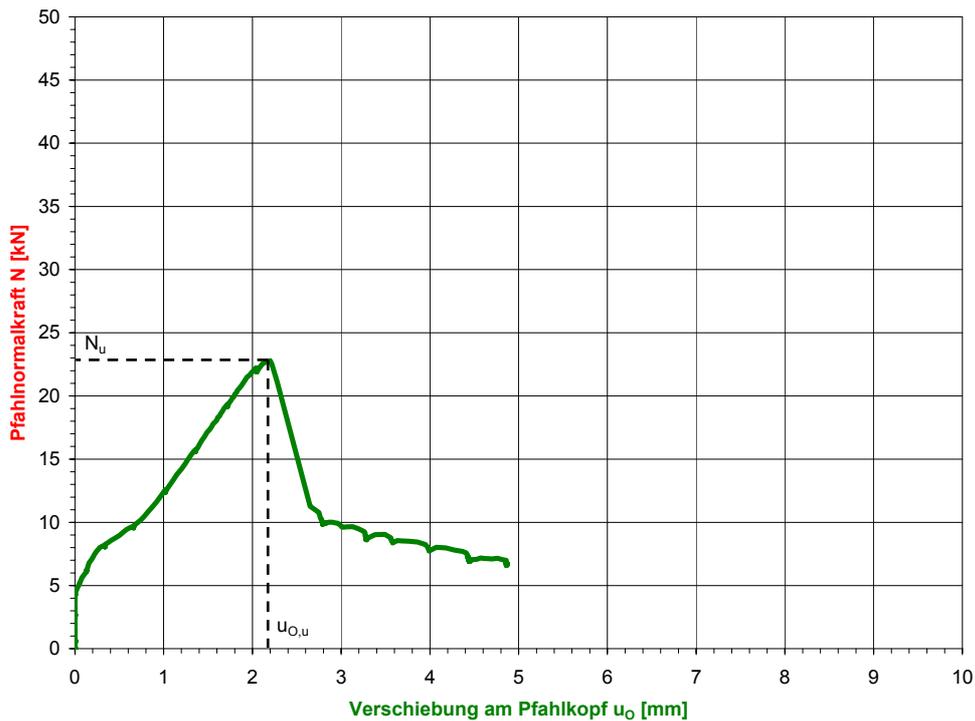
**Querschnitt:**



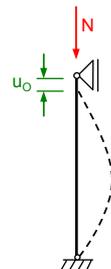
Rohr:  
St-52

— Verschiebung  $w$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-B-01

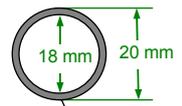


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0 \text{ mm}$   
Bodenstützung:  
 $c_u = 8 \text{ kN/m}^2$

**Querschnitt:**

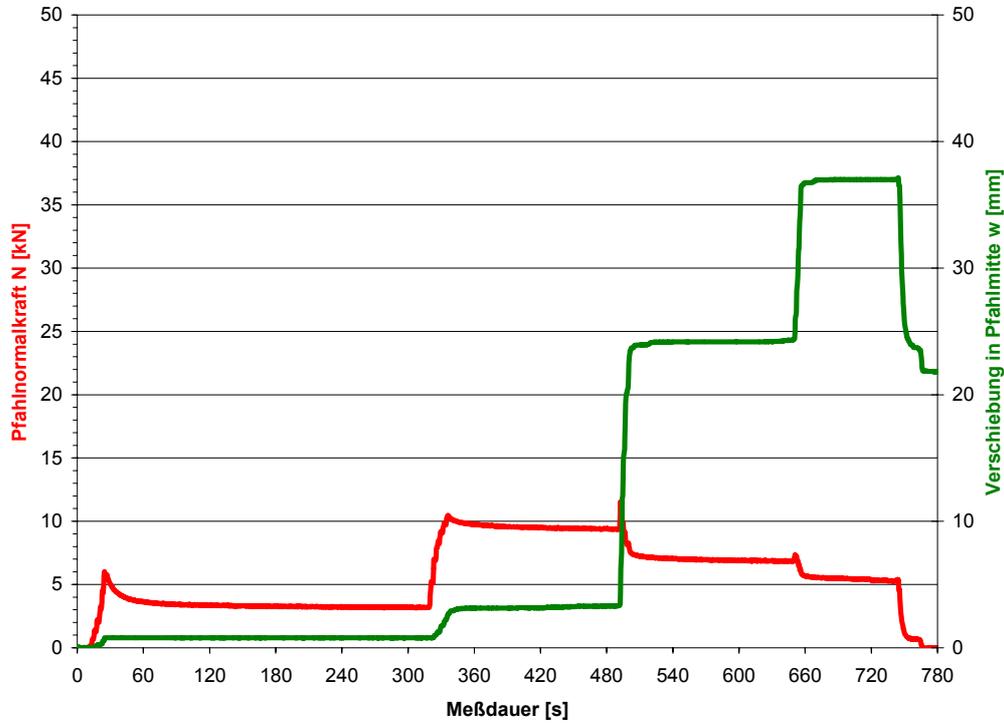


Rohr:  
St-52

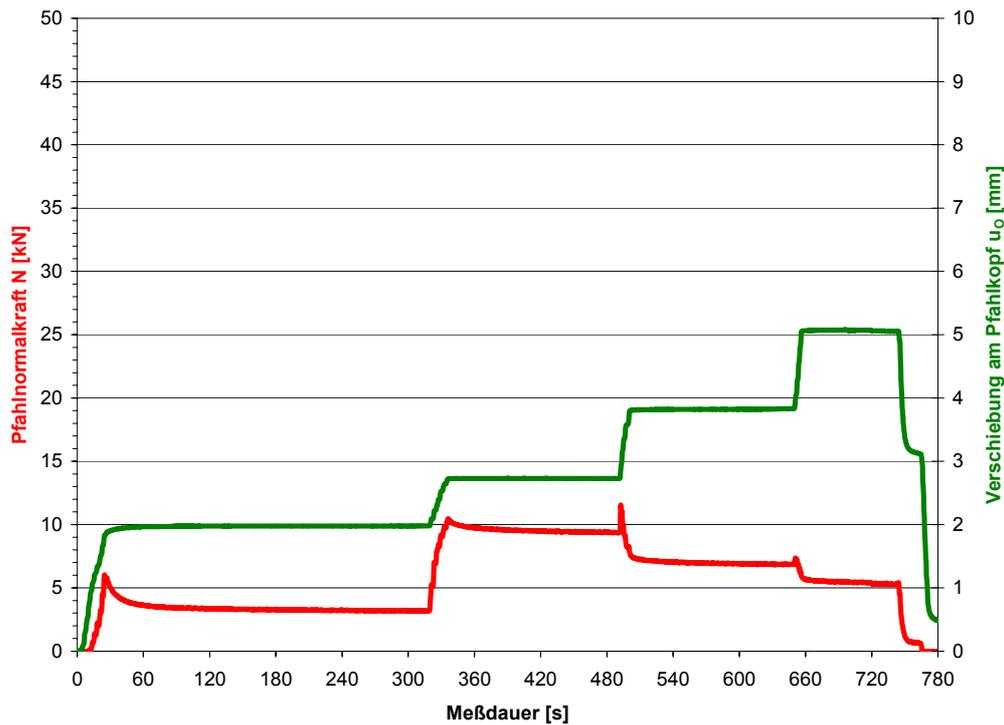
— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-B-02:

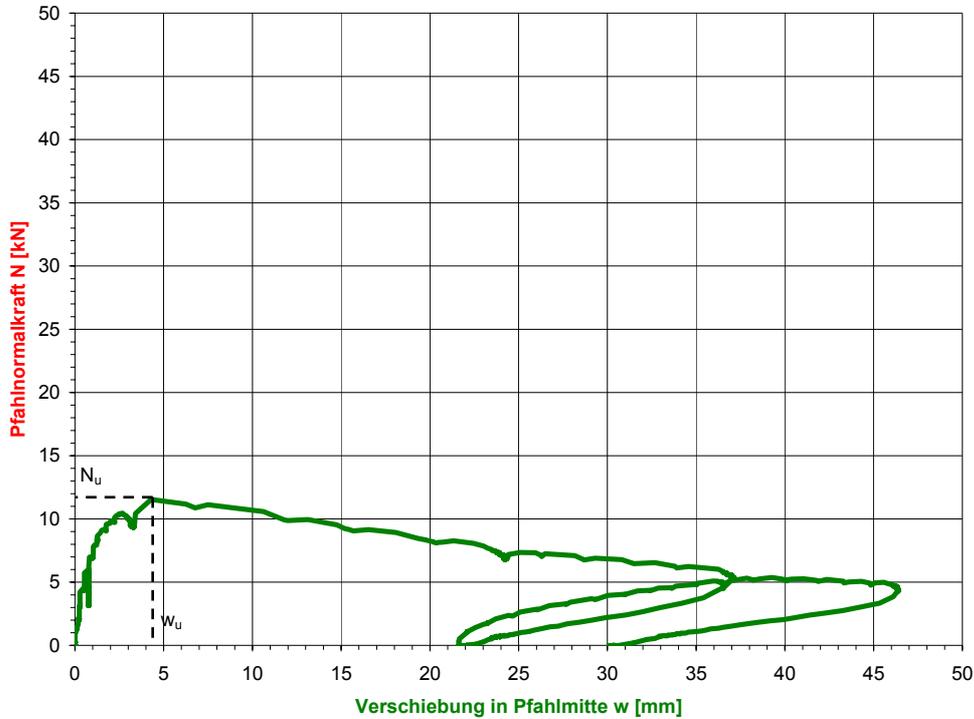
Versuchsnummer: KFL-B-02



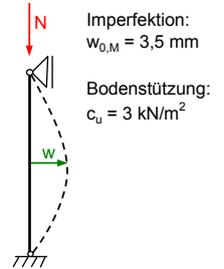
Versuchsnummer: KFL-B-02



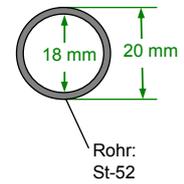
Versuchsnummer: KFL-B-02



**System:**

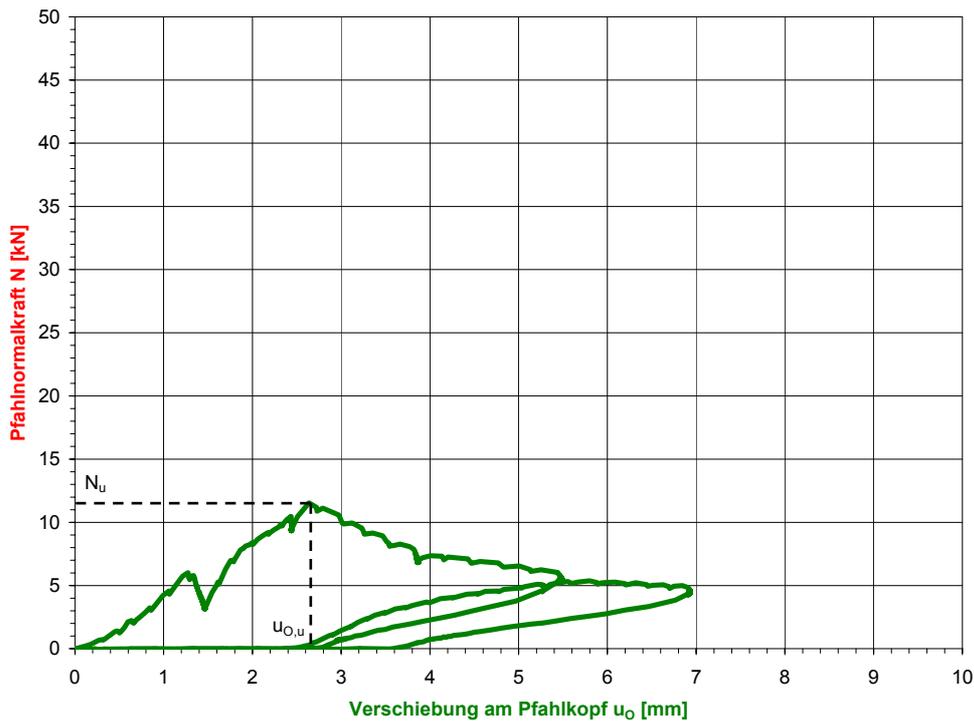


**Querschnitt:**

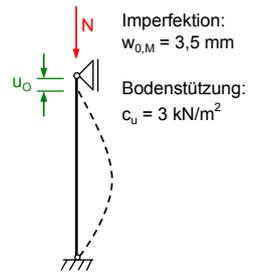


— Verschiebung w [mm]

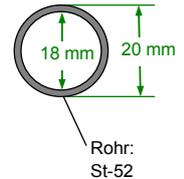
Versuchsnummer: KFL-B-02



**System:**



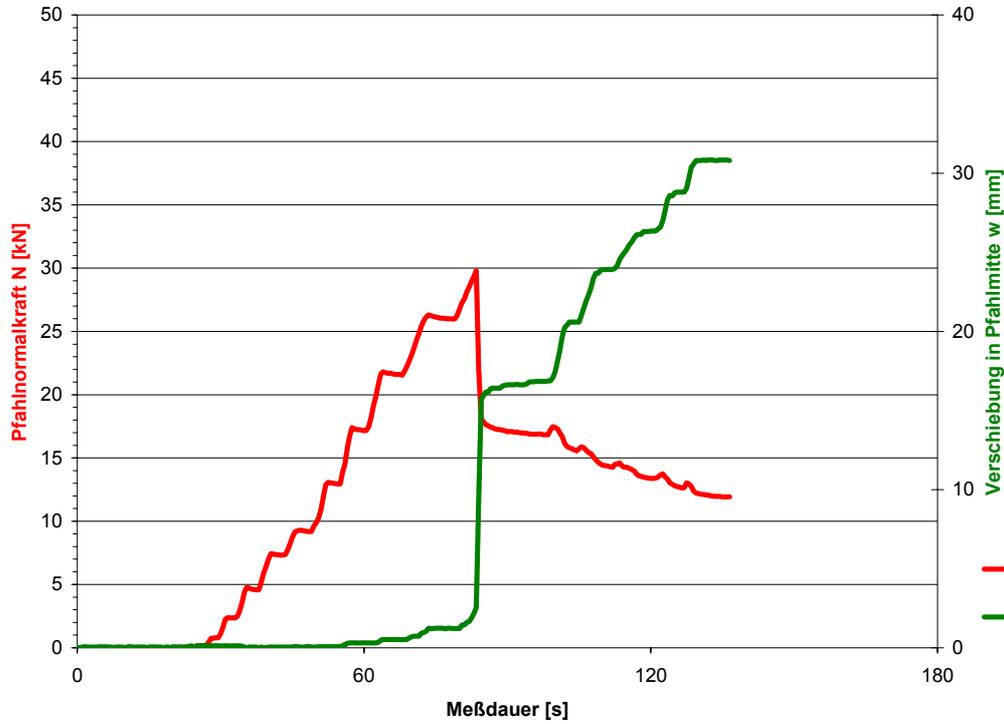
**Querschnitt:**



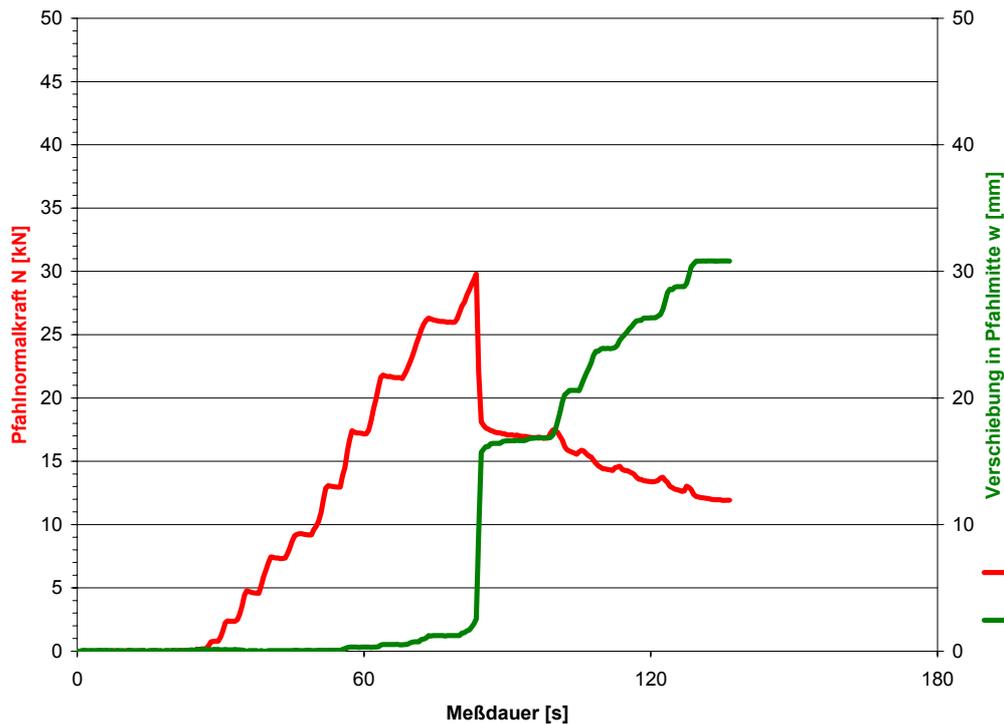
— Verschiebung  $u_0$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-B-03:

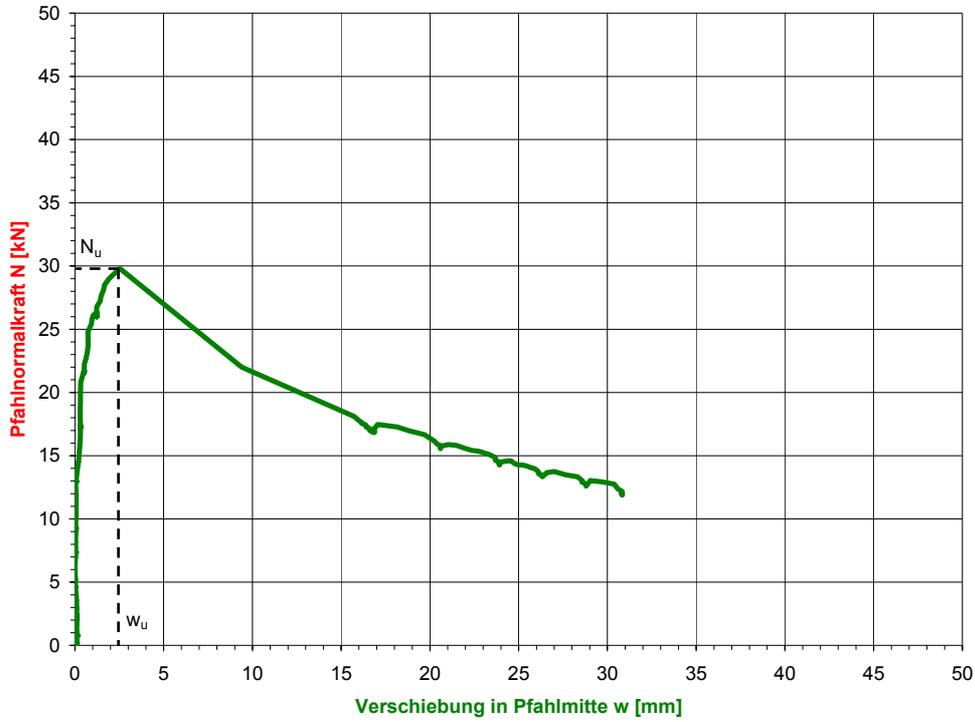
Versuchsnummer: KFL-B-03



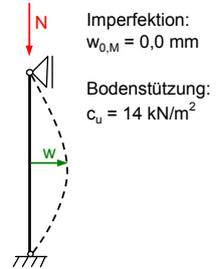
Versuchsnummer: KFL-B-03



Versuchsnummer: KFL-B-03

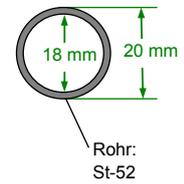


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,0$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 14$  kN/m<sup>2</sup>

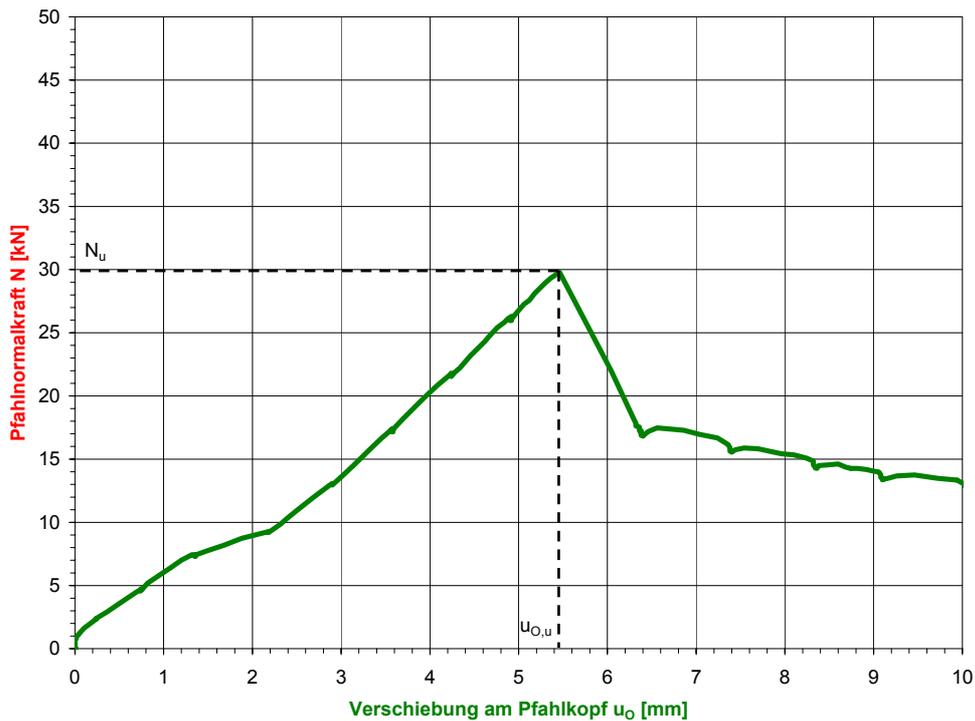
**Querschnitt:**



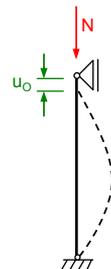
Rohr:  
St-52

— Verschiebung  $w$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-B-03

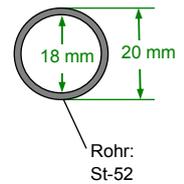


**System:**



Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 0,$  mm  
Bodenstützung:  
 $c_u = 14$  kN/m<sup>2</sup>

**Querschnitt:**

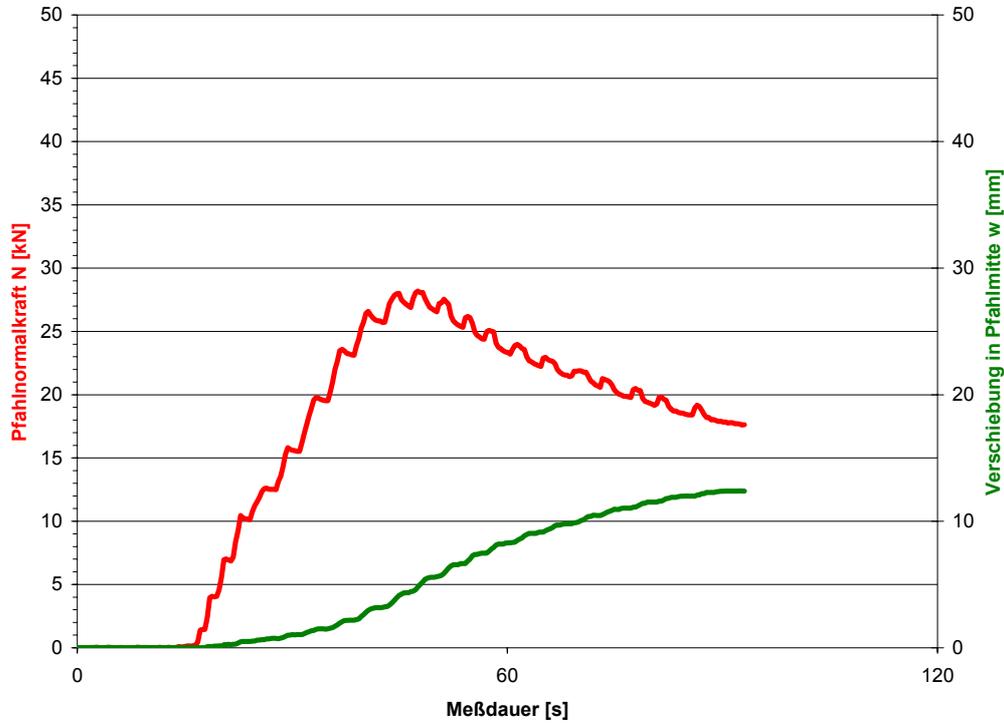


Rohr:  
St-52

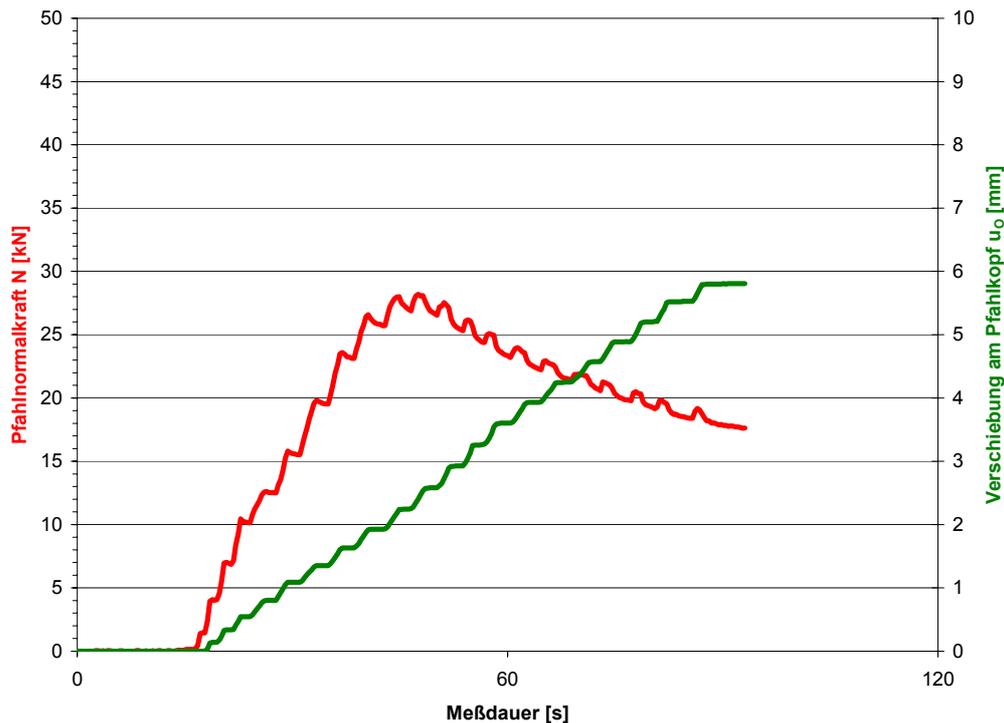
— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-B-04:

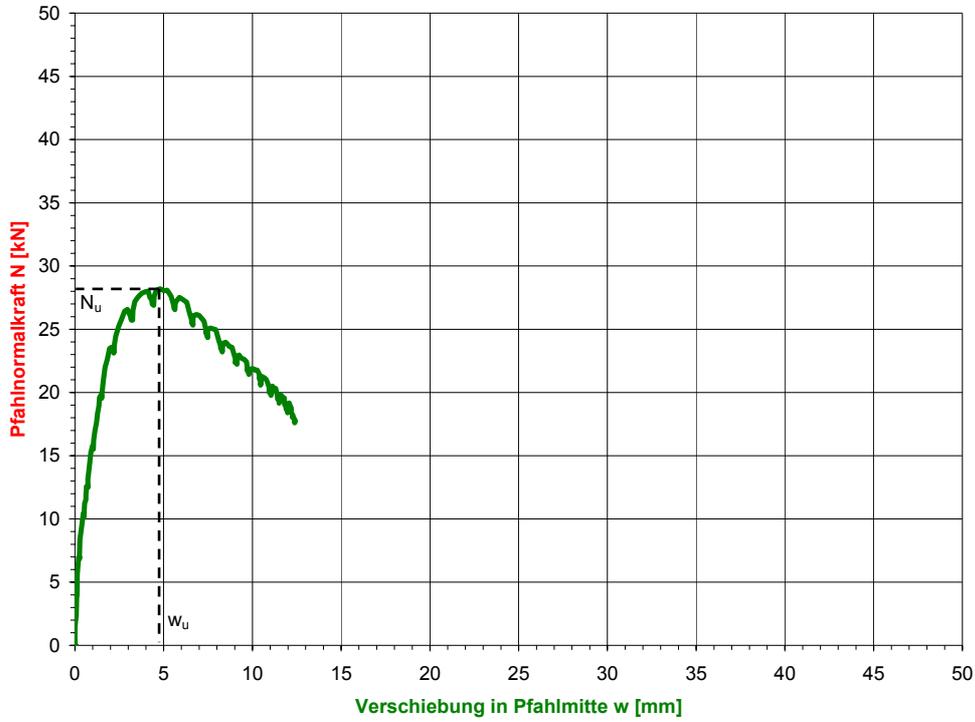
Versuchsnummer: KFL-B-04



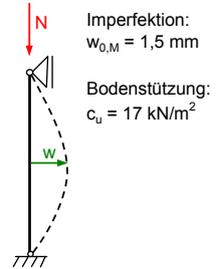
Versuchsnummer: KFL-B-04



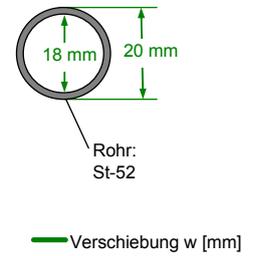
Versuchsnummer: KFL-B-04



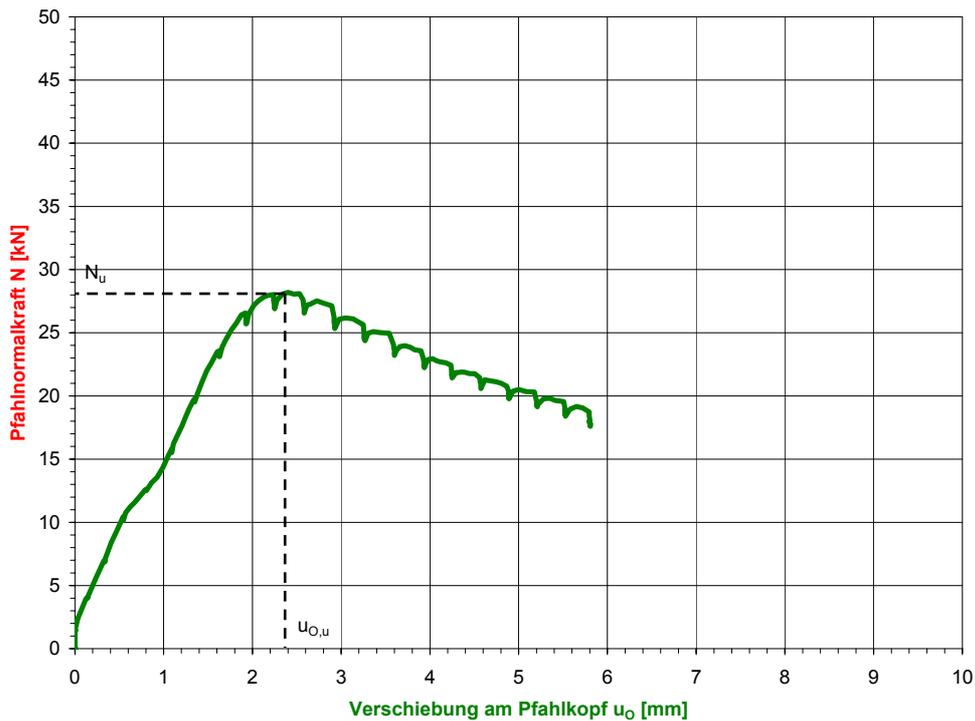
**System:**



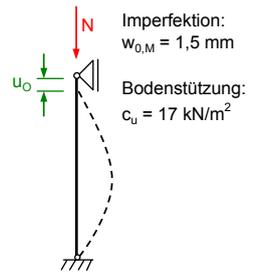
**Querschnitt:**



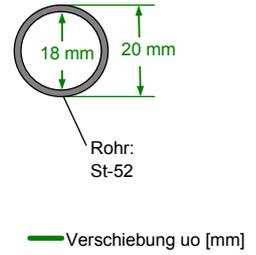
Versuchsnummer: KFL-B-04



**System:**



**Querschnitt:**

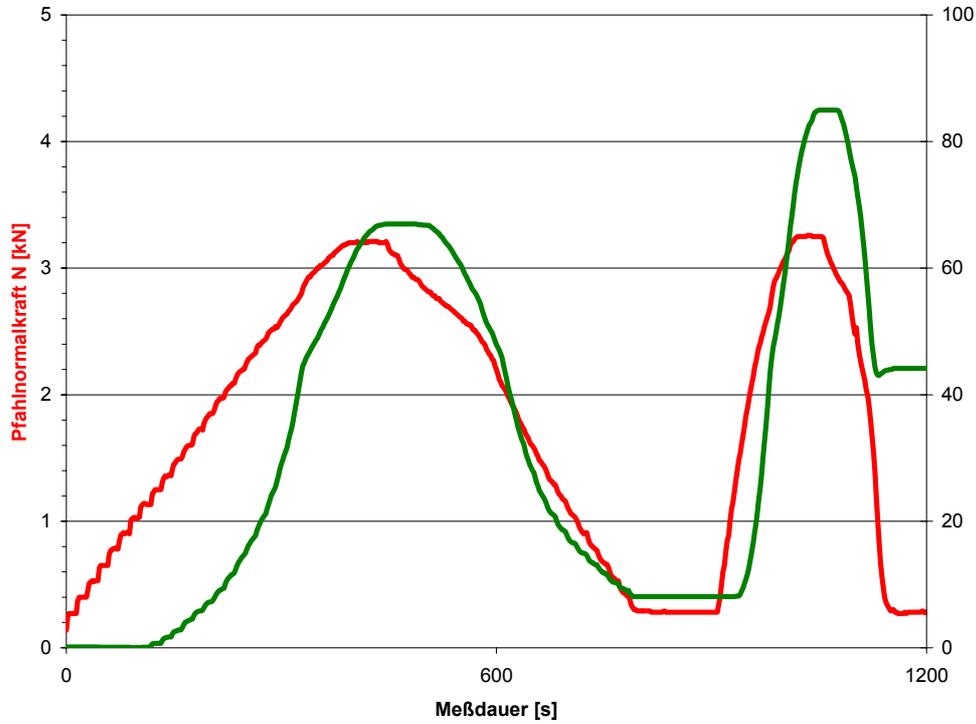




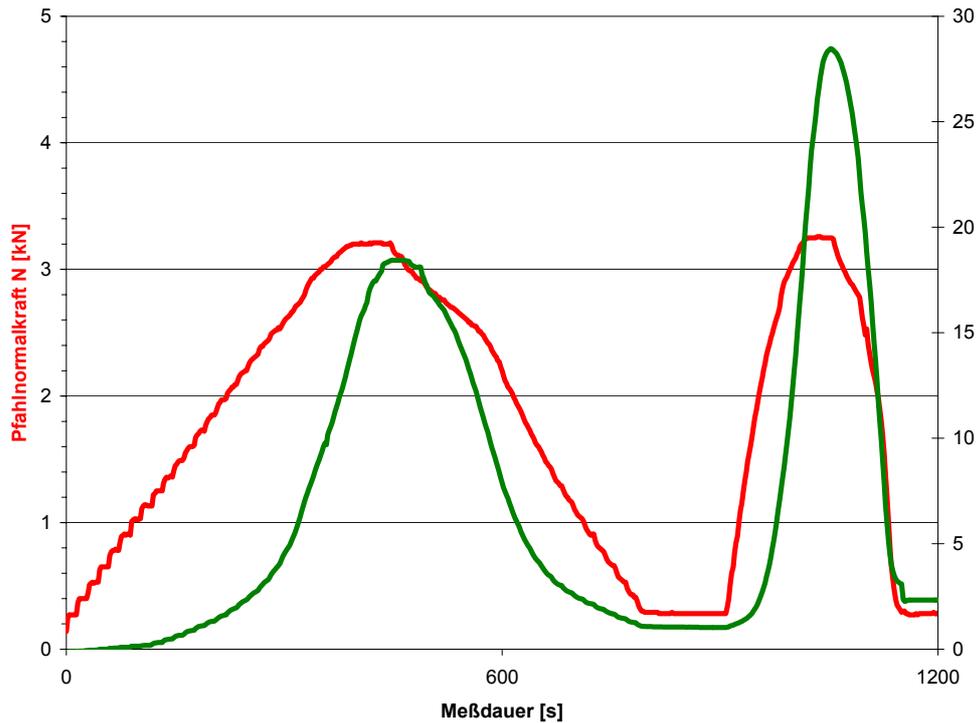
## Anlage 4: Versuchsergebnisse – Großversuche

Versuchsnummer: 00-GEWI28-01:

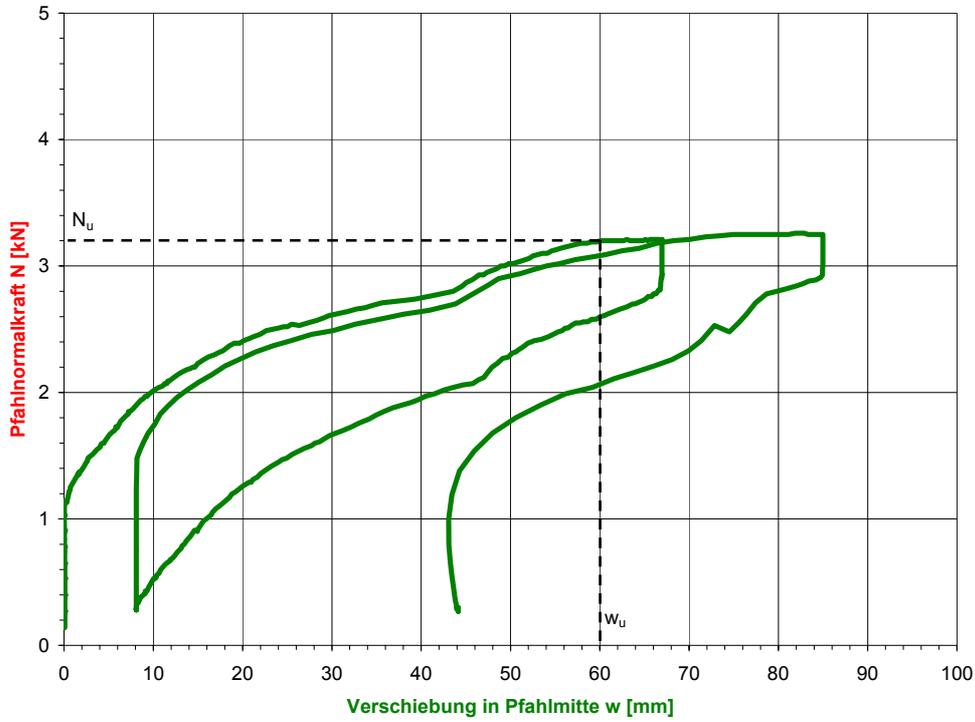
Versuchsnummer: 00-GEWI28-01



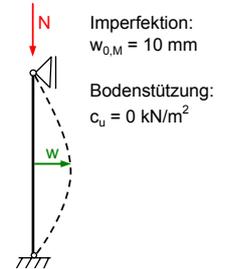
Versuchsnummer: 00-GEWI28-01



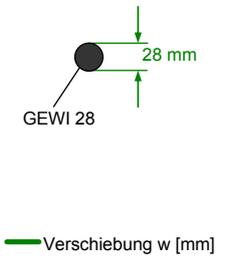
Versuchsnummer: 00-GEWI28-01



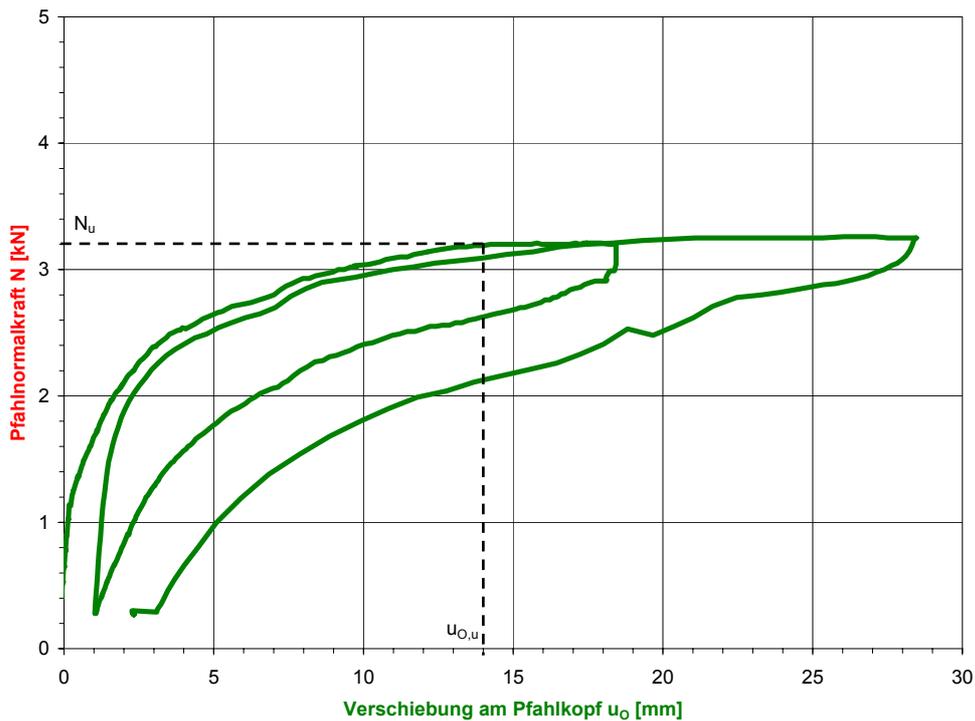
**System:**



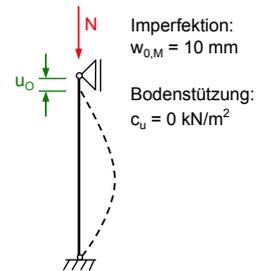
**Querschnitt:**



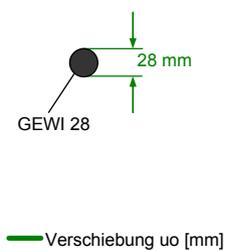
Versuchsnummer: 00-GEWI28-01



**System:**

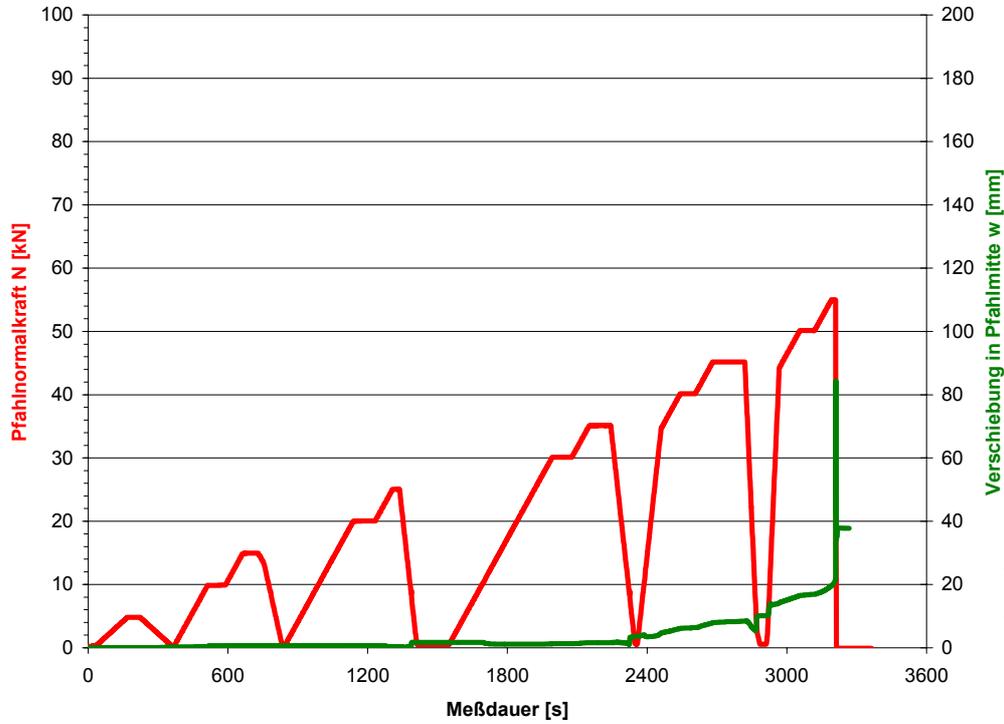


**Querschnitt:**

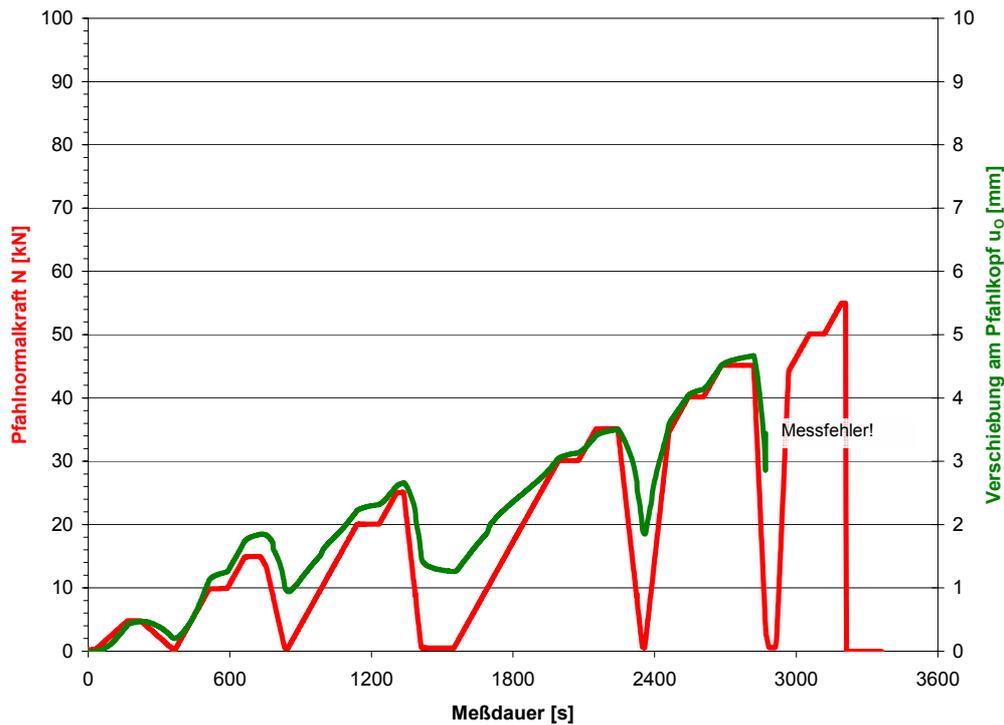


Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-01:

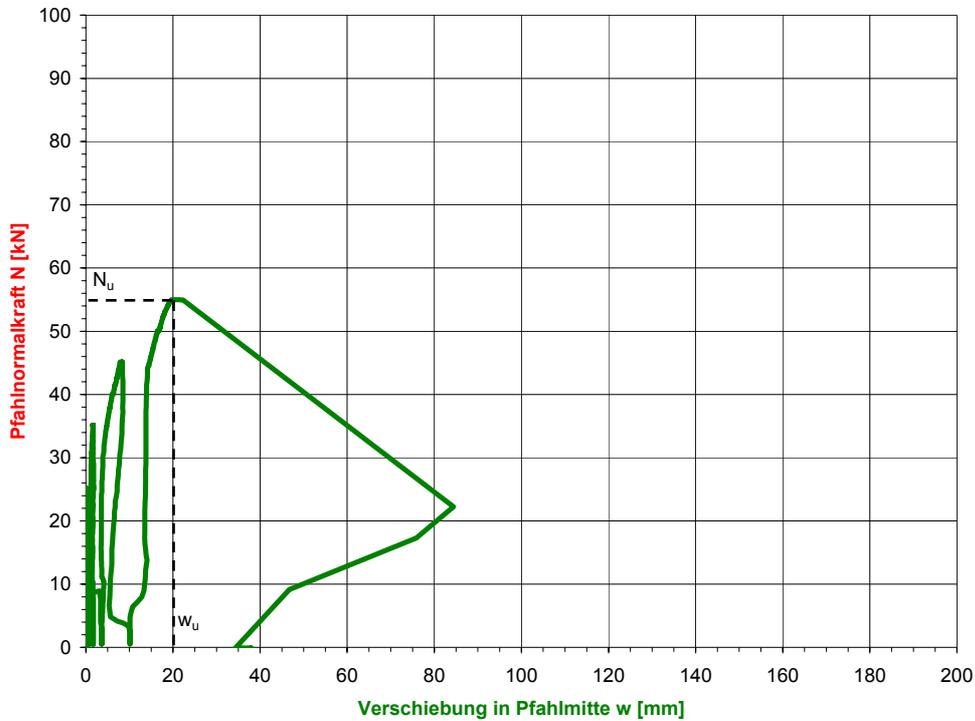
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-01



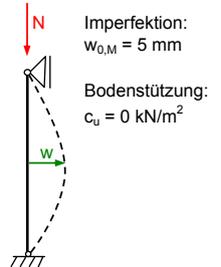
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-01



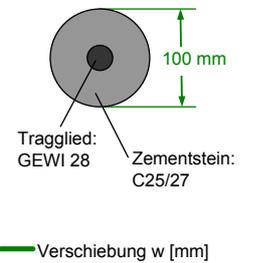
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-01



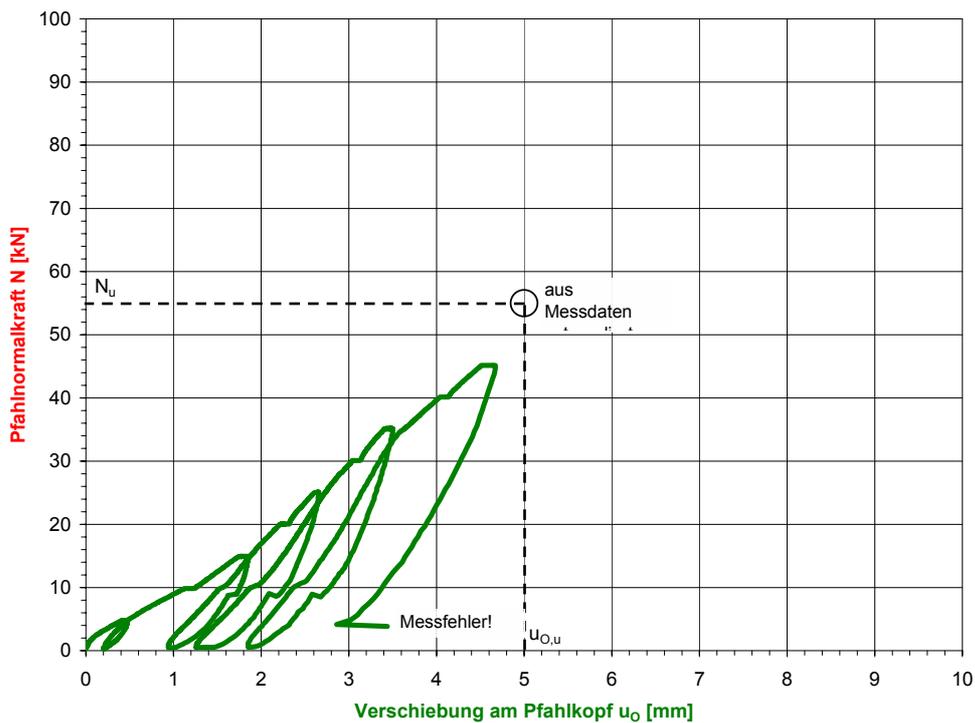
**System:**



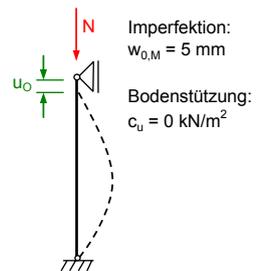
**Querschnitt:**



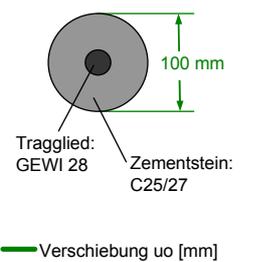
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-01



**System:**

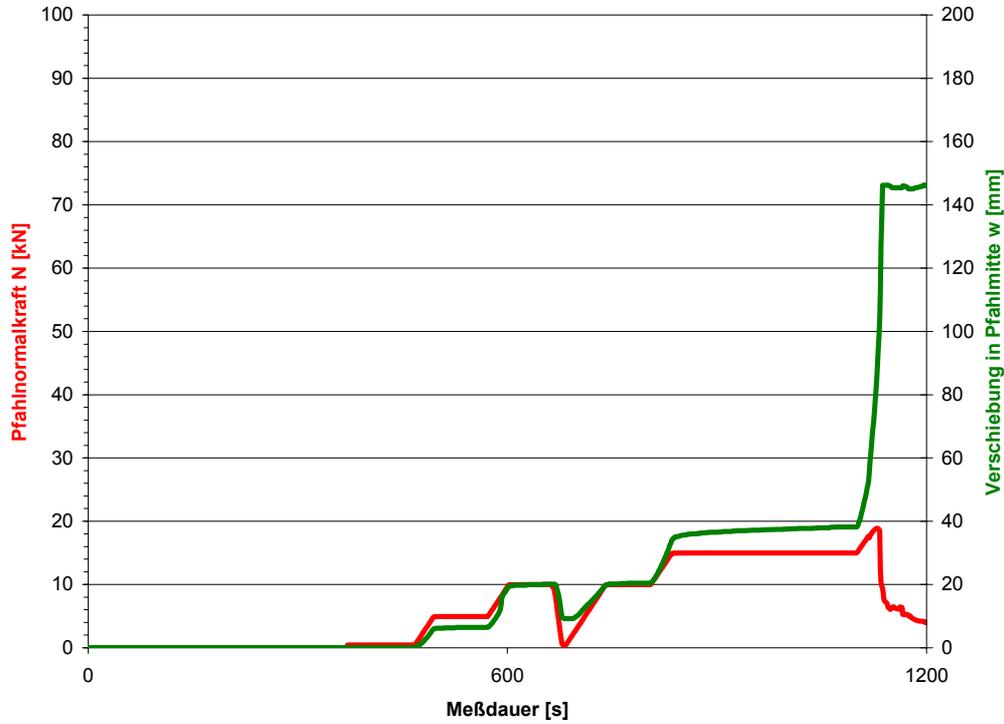


**Querschnitt:**

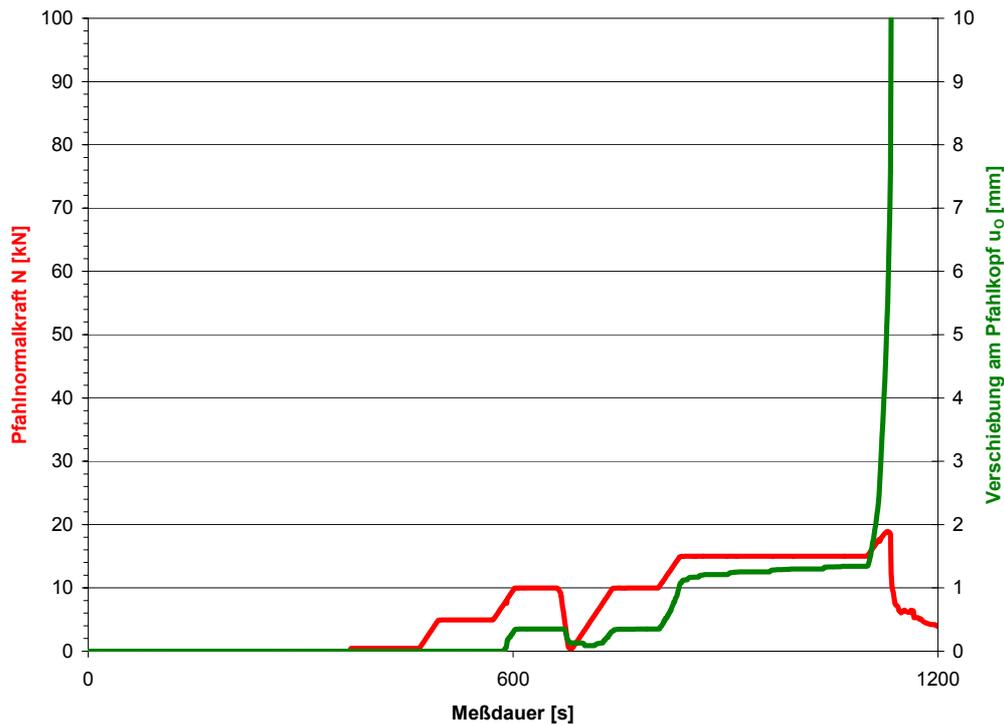


Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-02:

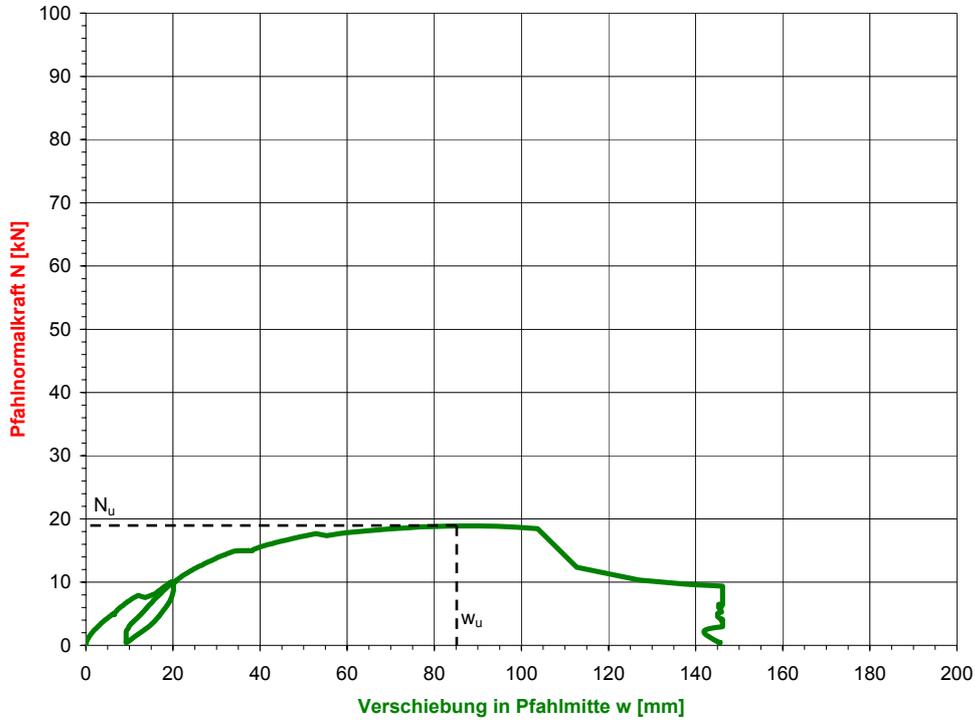
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-02



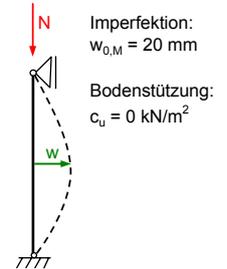
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-02



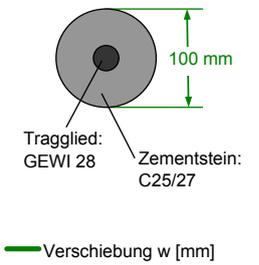
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-02



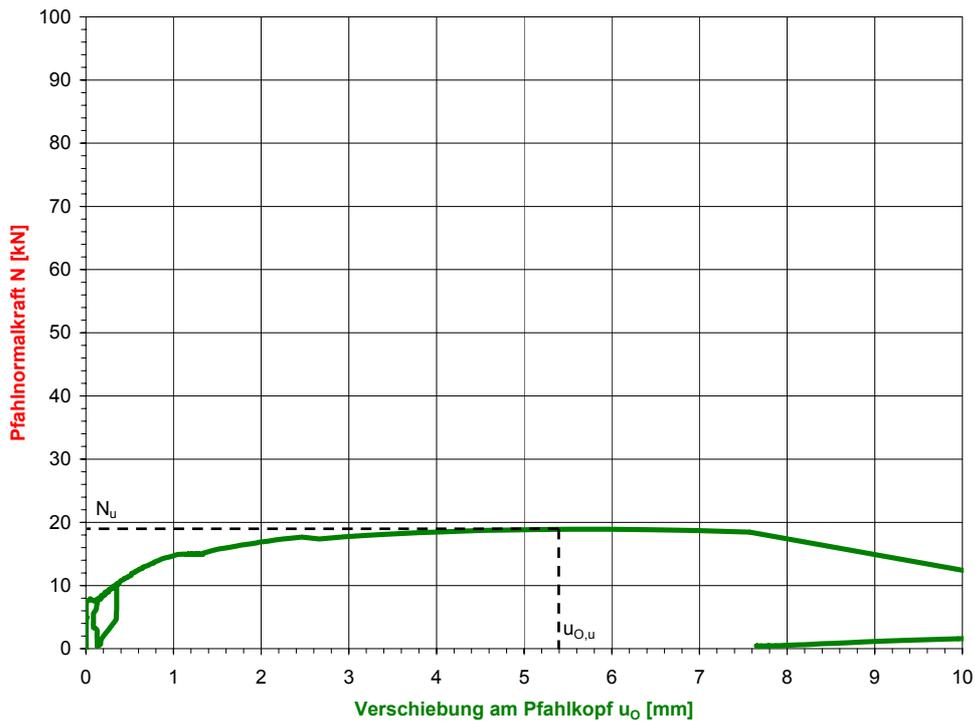
**System:**



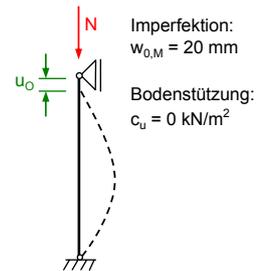
**Querschnitt:**



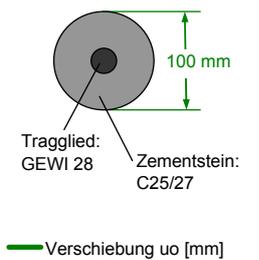
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-02



**System:**

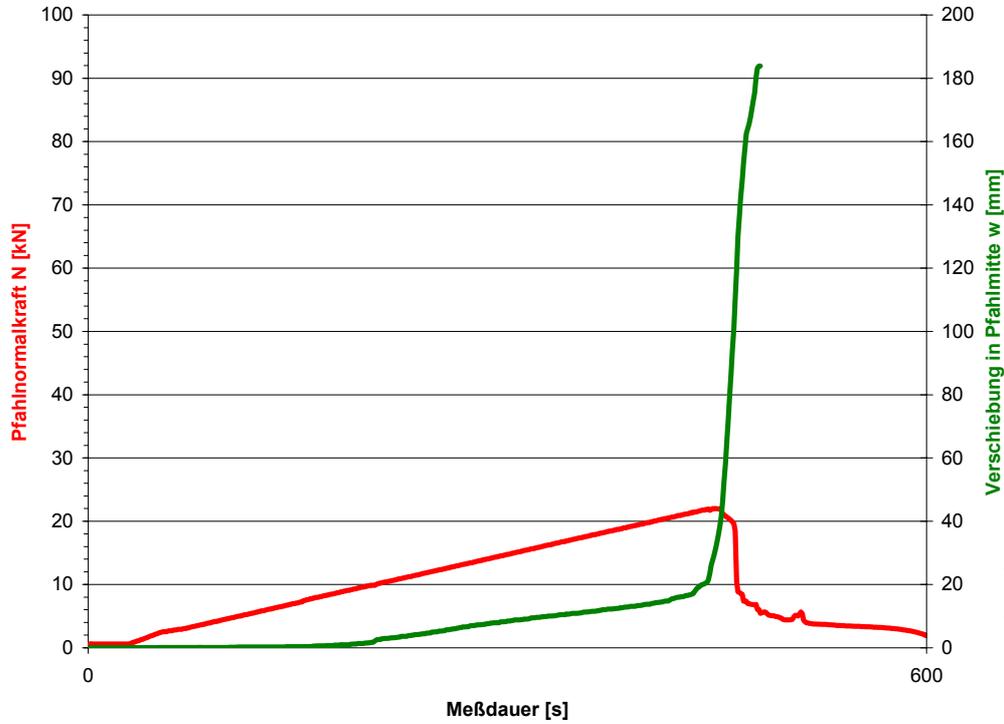


**Querschnitt:**

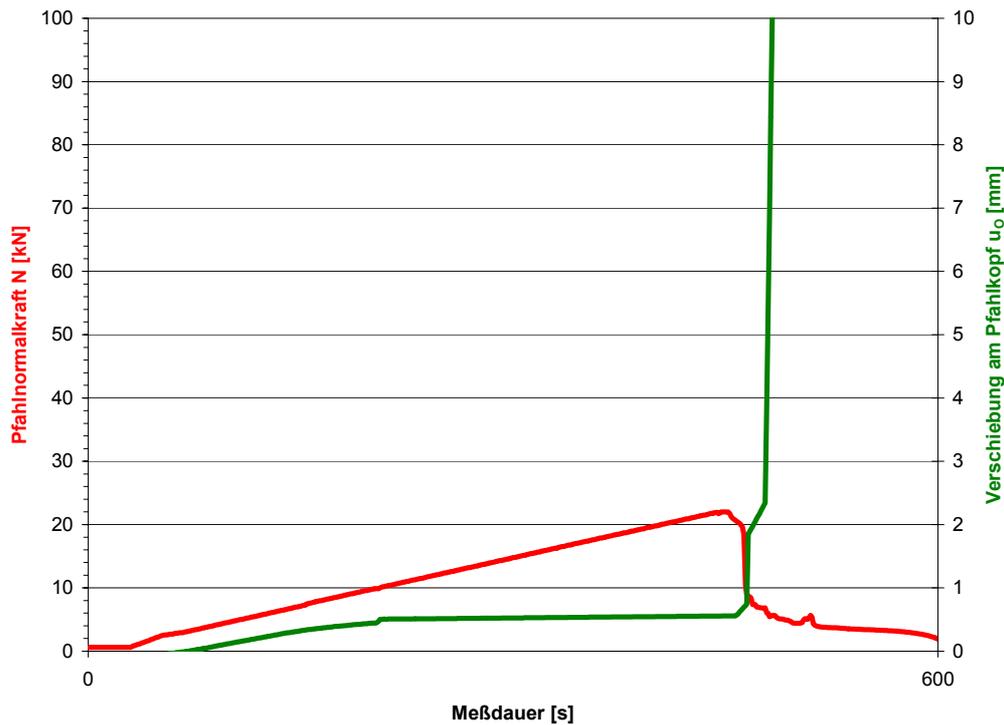


Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-03:

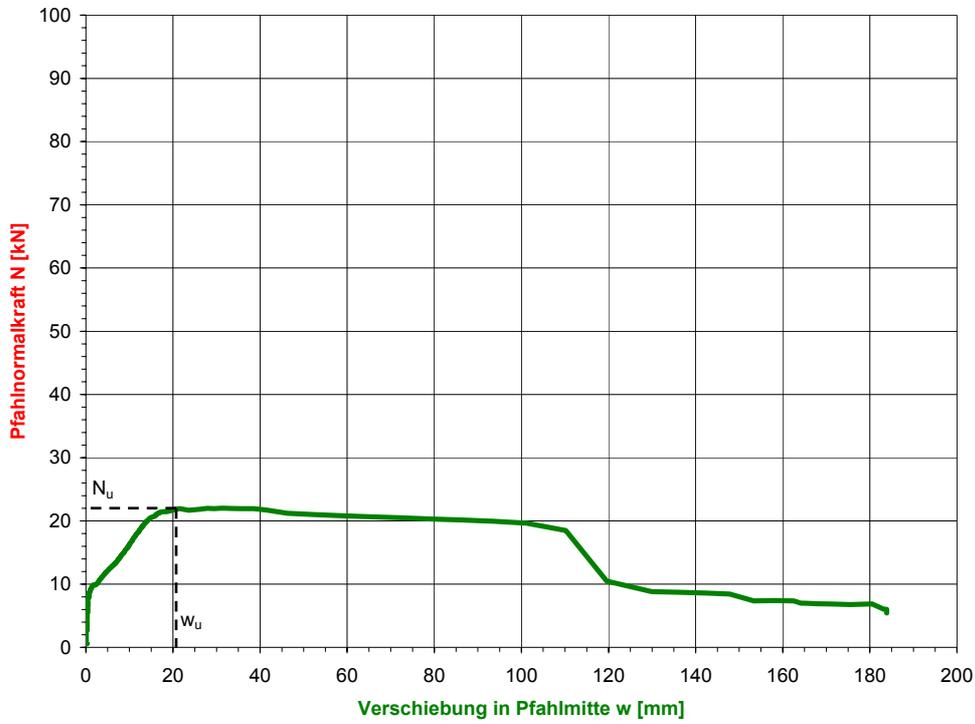
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-03



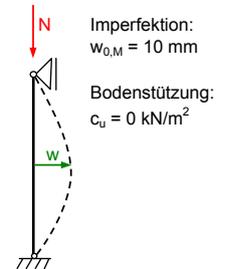
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-03



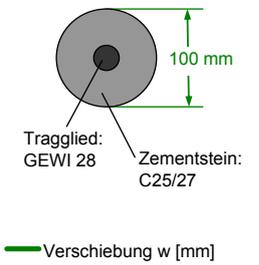
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-03



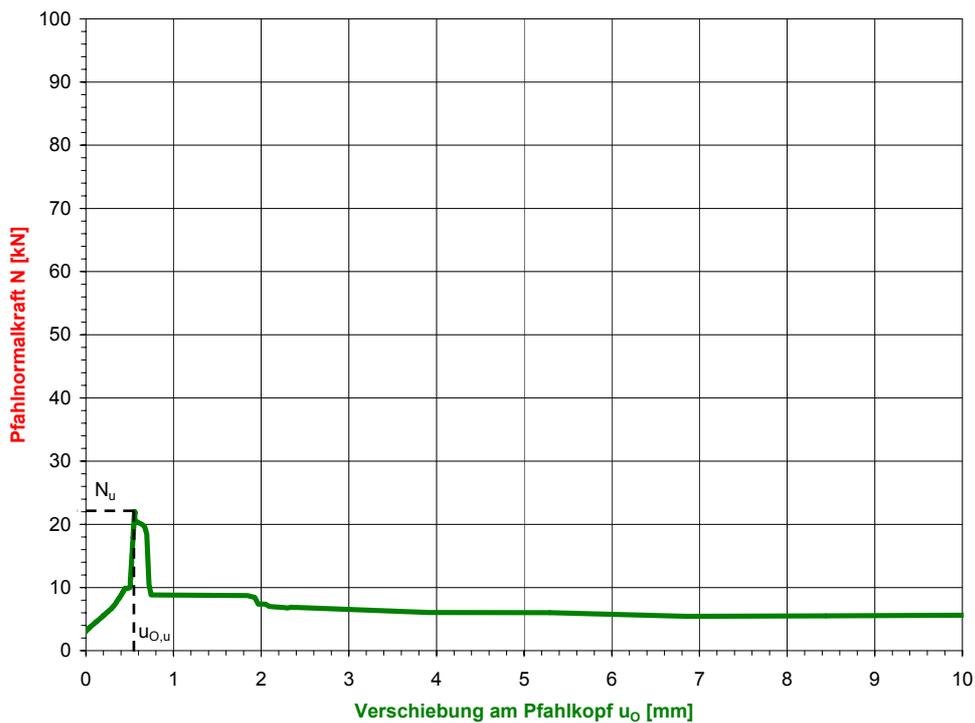
**System:**



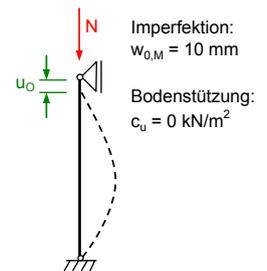
**Querschnitt:**



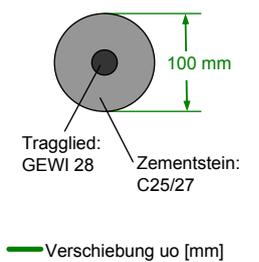
Versuchsnummer: 00-GEWI28\_100-03



**System:**



**Querschnitt:**



Versuchsnummer: KFL-GEWI28 100-01:

Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-01

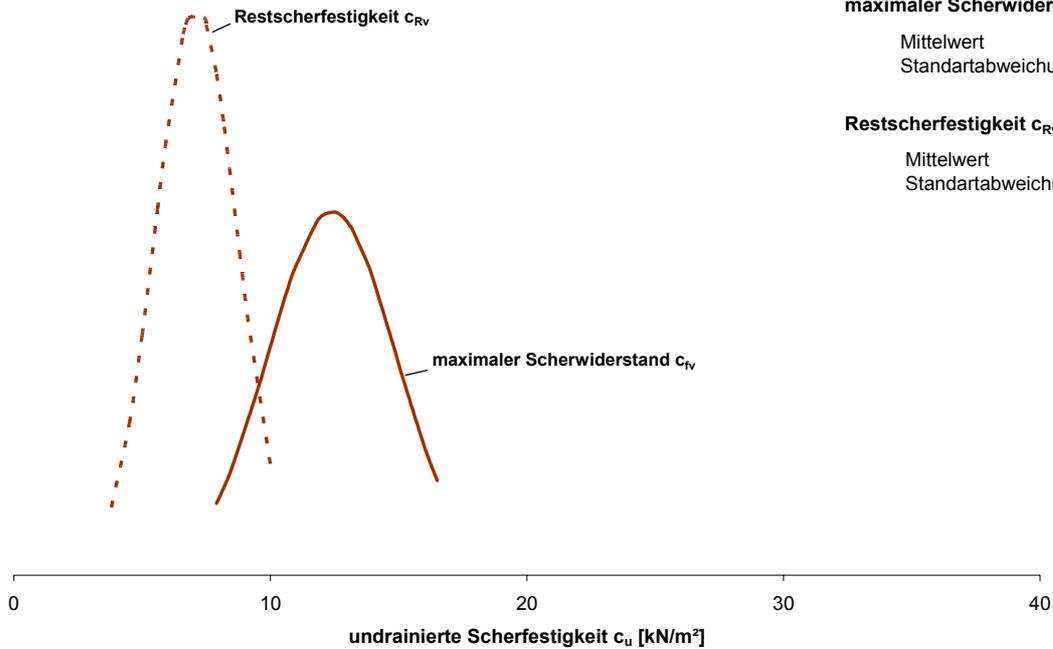
**Bodenart: KAO**  
 $w = 44,3..47,9 \%$   
 $I_c = 0,40..0,26$

**maximaler Scherwiderstand  $c_{fv}$**

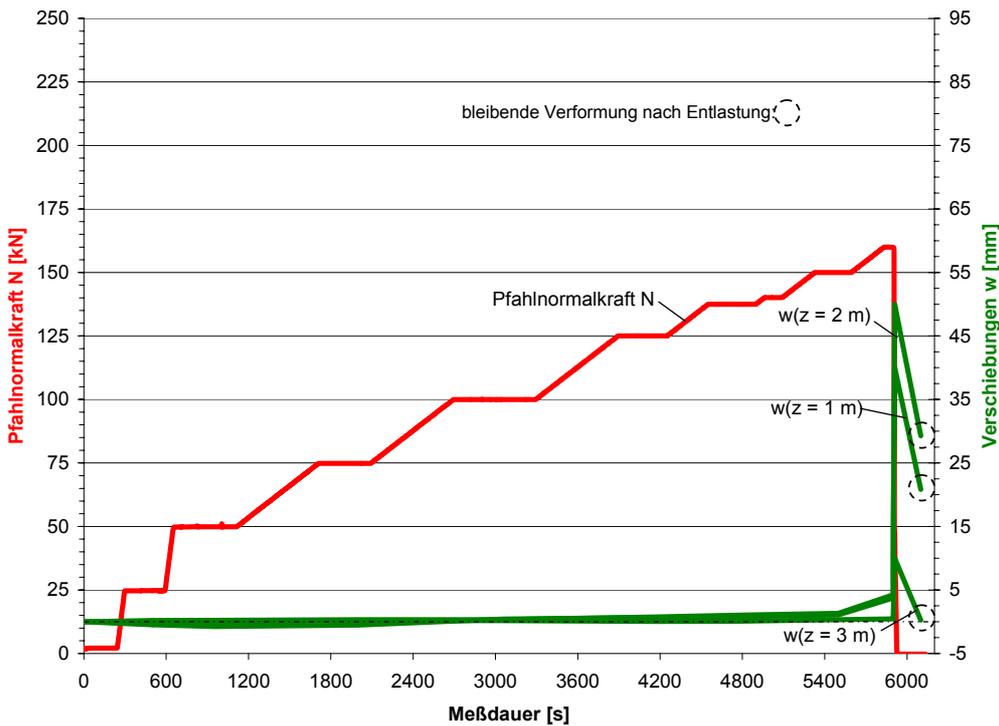
Mittelwert = 12,4 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 2,5 kN/m<sup>2</sup>

**Restscherfestigkeit  $c_{rv}$**

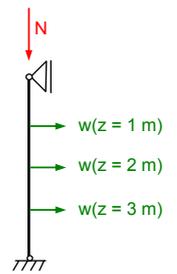
Mittelwert = 7,1 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 1,6 kN/m<sup>2</sup>



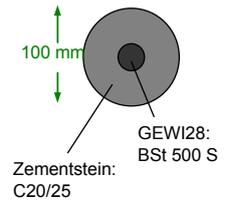
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-01



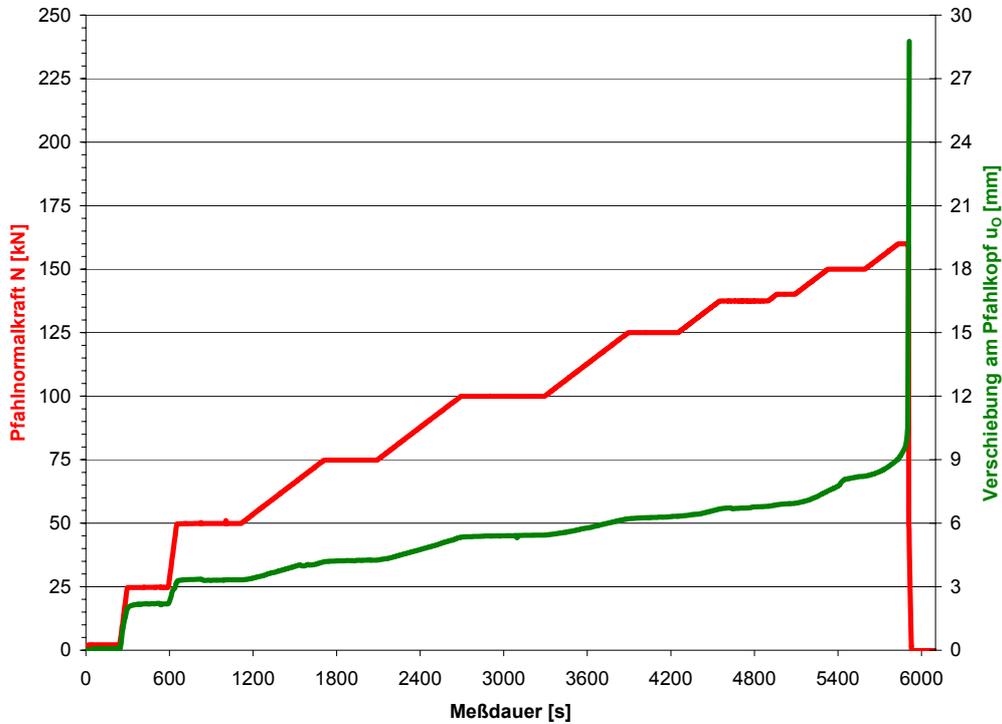
**System:**



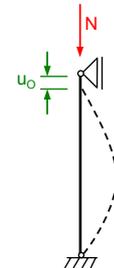
**Querschnitt:**



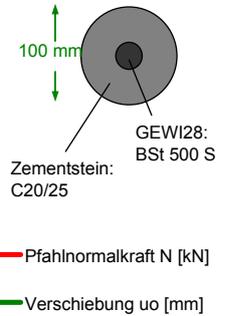
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-01



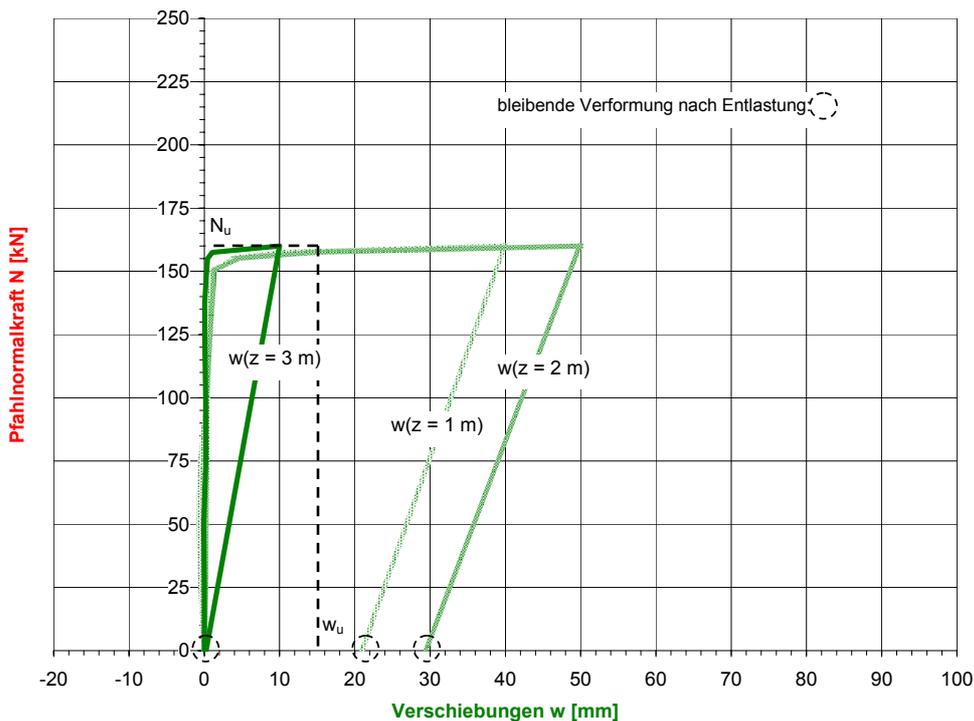
**System:**



**Querschnitt:**

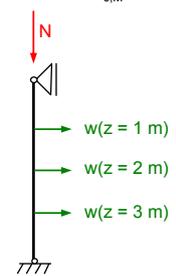


Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-01

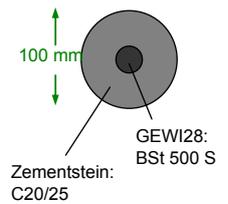


**System:**

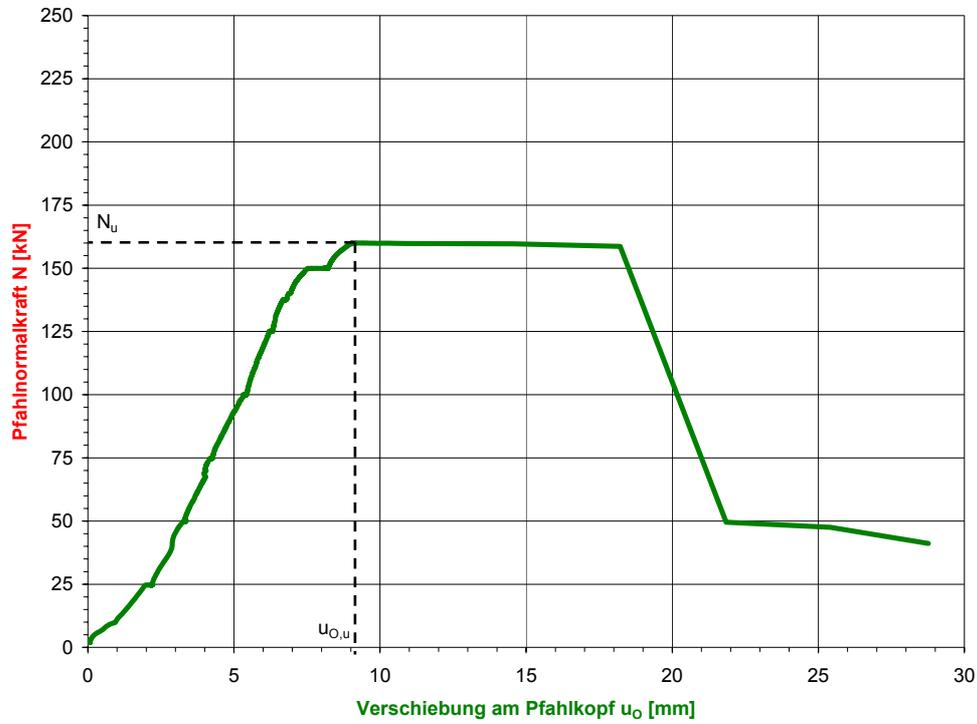
Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 5 \text{ mm}$



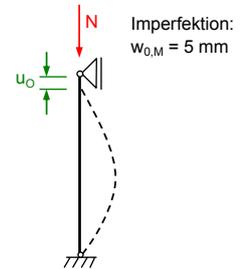
**Querschnitt:**



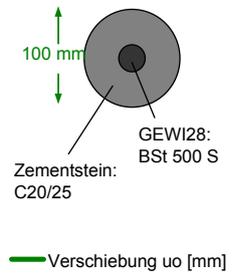
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-01



**System:**



**Querschnitt:**



Versuchsnummer: KFL-GEWI28 100-02:

Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-02

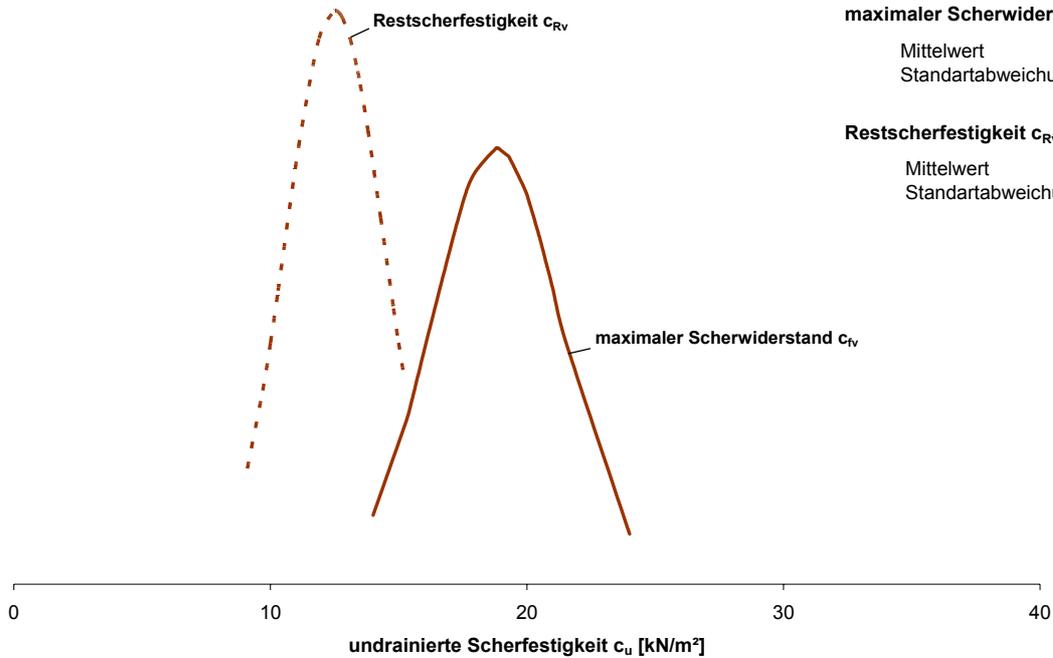
**Bodenart: KAO**  
 $w = 40,5..42,3 \%$   
 $I_c = 0,54..0,47$

**maximaler Scherwiderstand  $c_{fv}$**

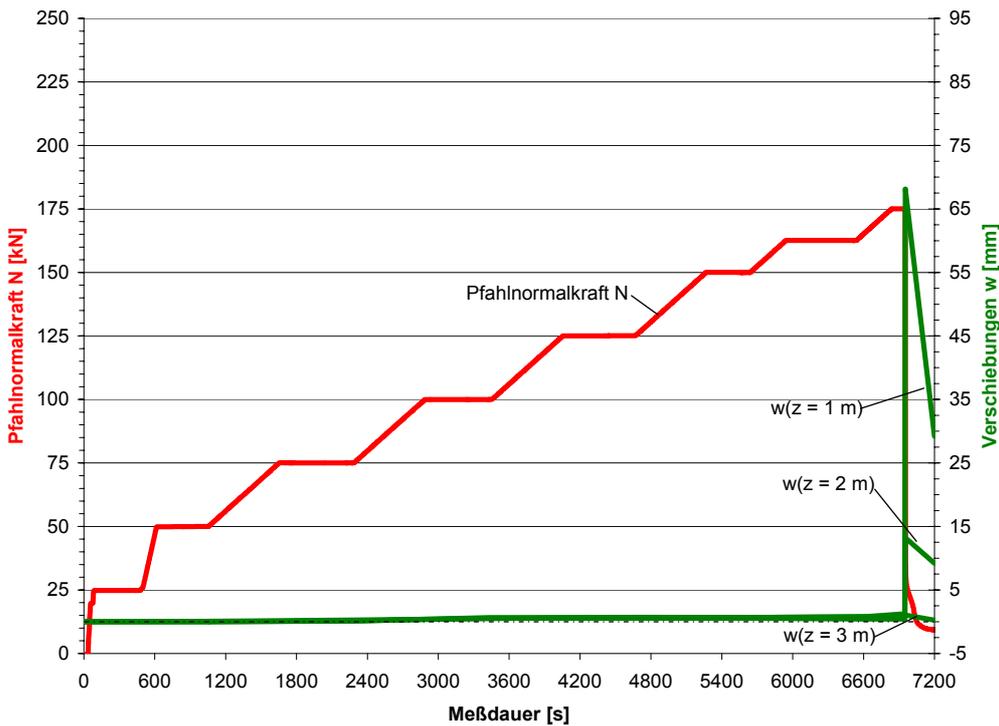
Mittelwert = 18,8 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 2,5 kN/m<sup>2</sup>

**Restscherfestigkeit  $c_{Rv}$**

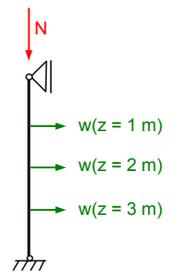
Mittelwert = 12,5 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 1,9 kN/m<sup>2</sup>



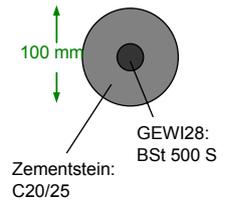
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-02



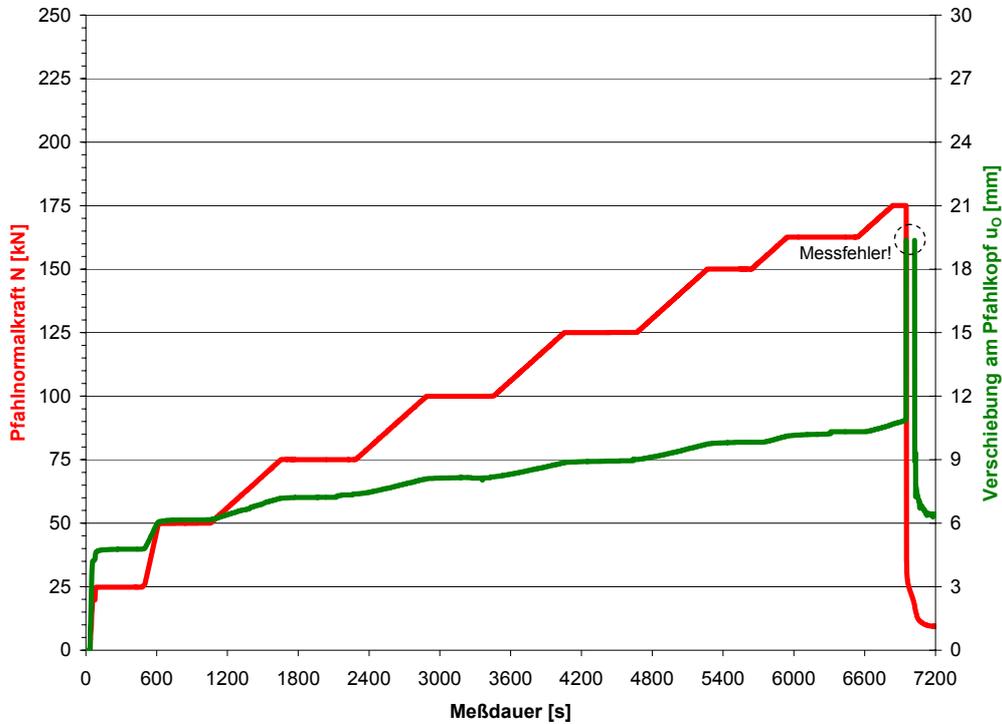
**System:**



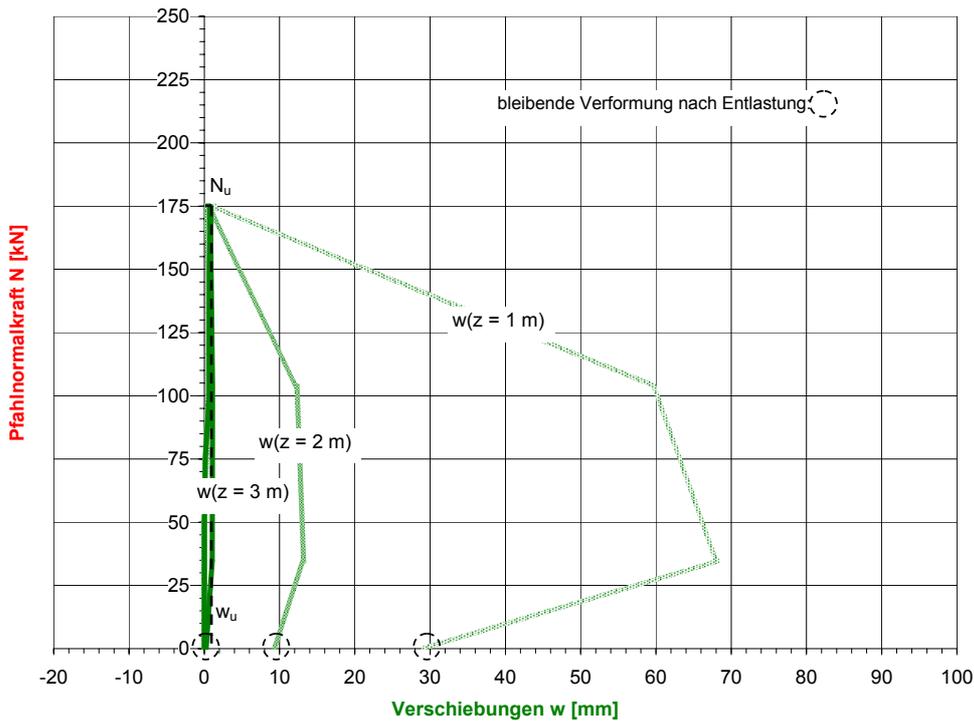
**Querschnitt:**



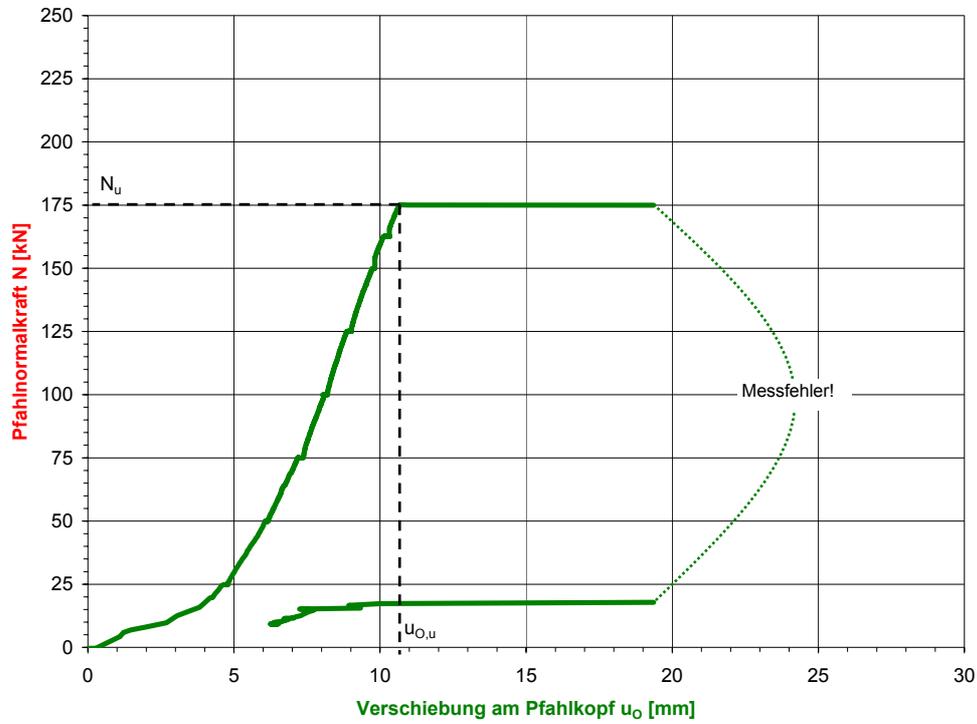
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-02



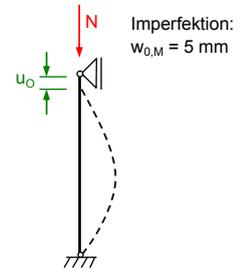
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-02



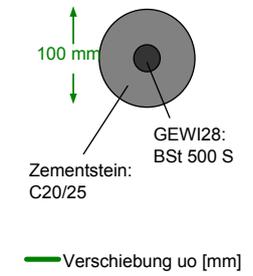
Versuchsnummer: KFL-GEWI28\_100-02



**System:**

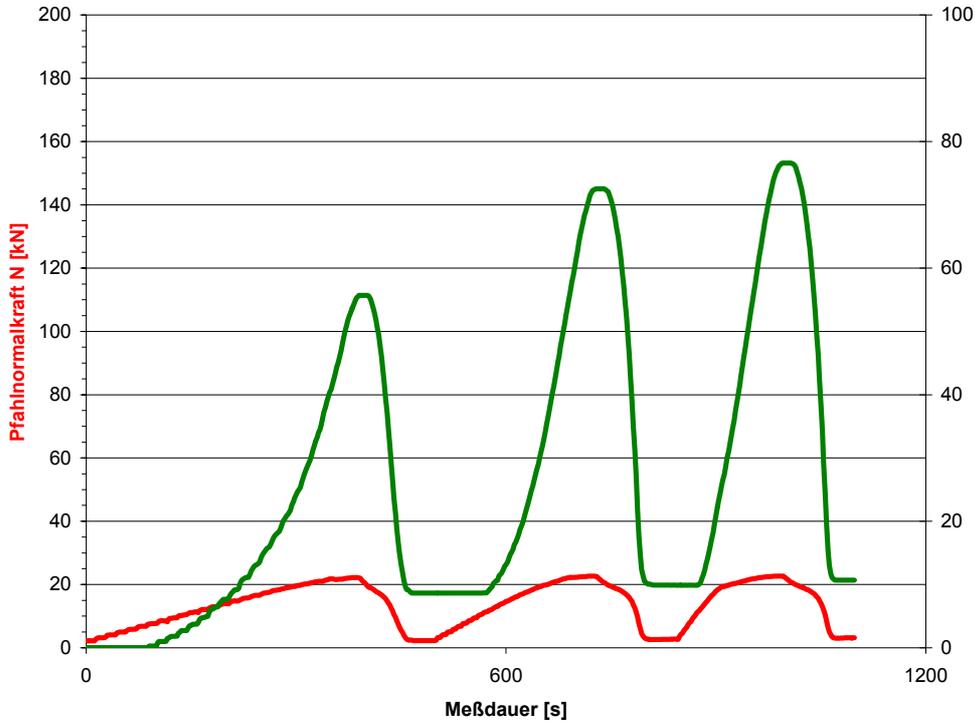


**Querschnitt:**

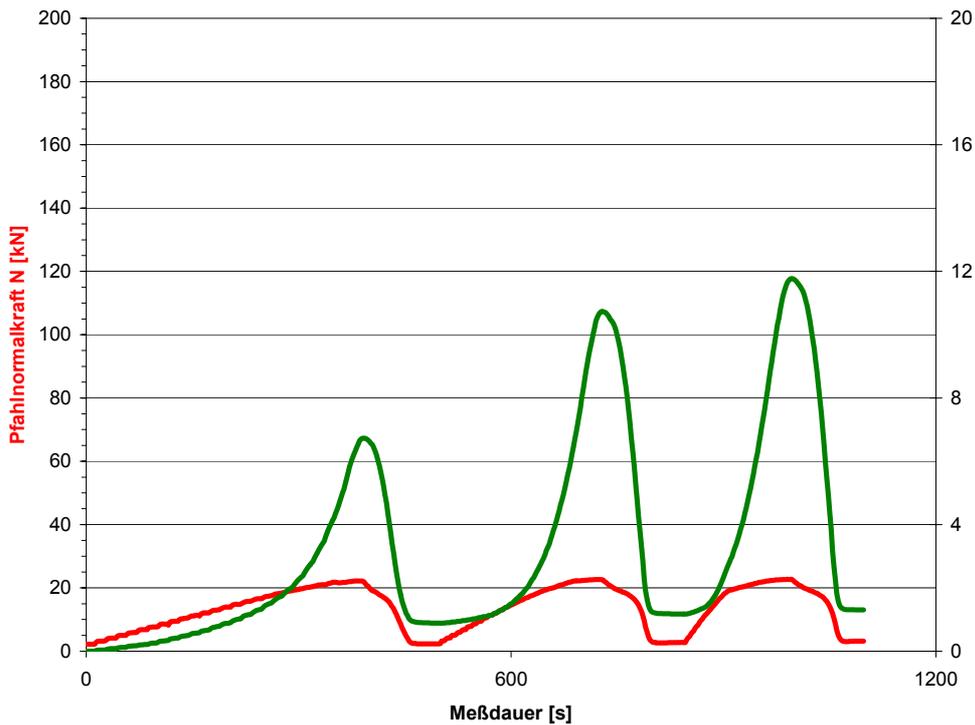


Versuchsnummer: 00-FLACH40x100-01:

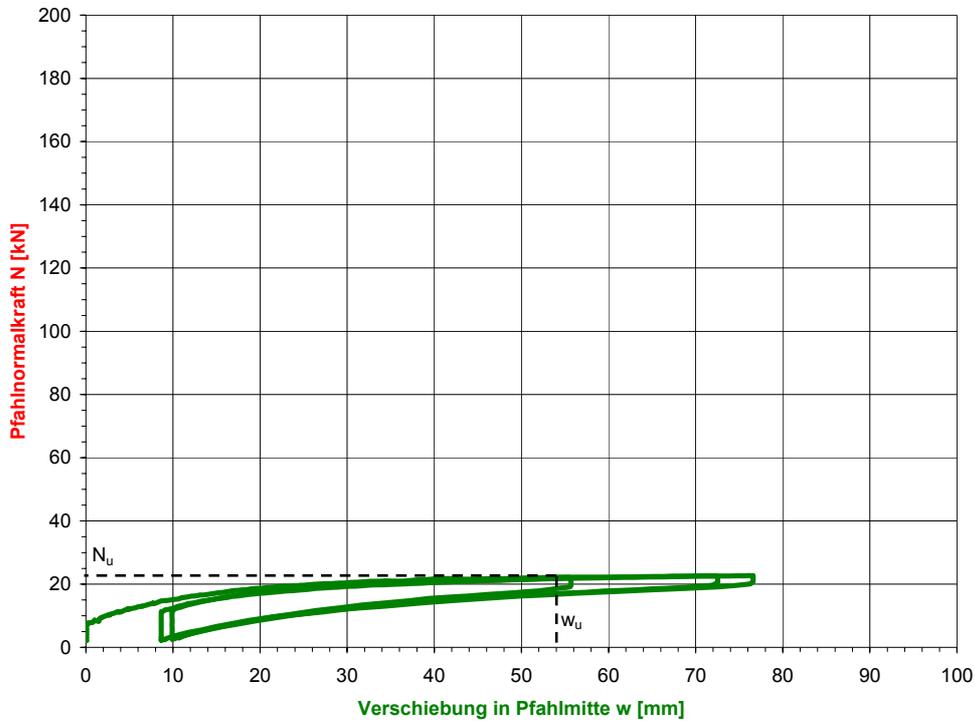
Versuchsnummer: 00-FLACH40x100-01



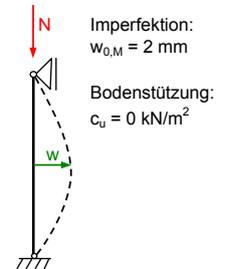
Versuchsnummer: 00-FLACH40x100-01



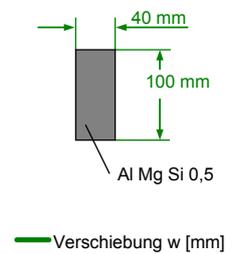
Versuchsnummer: 00-FLACH40x100-01



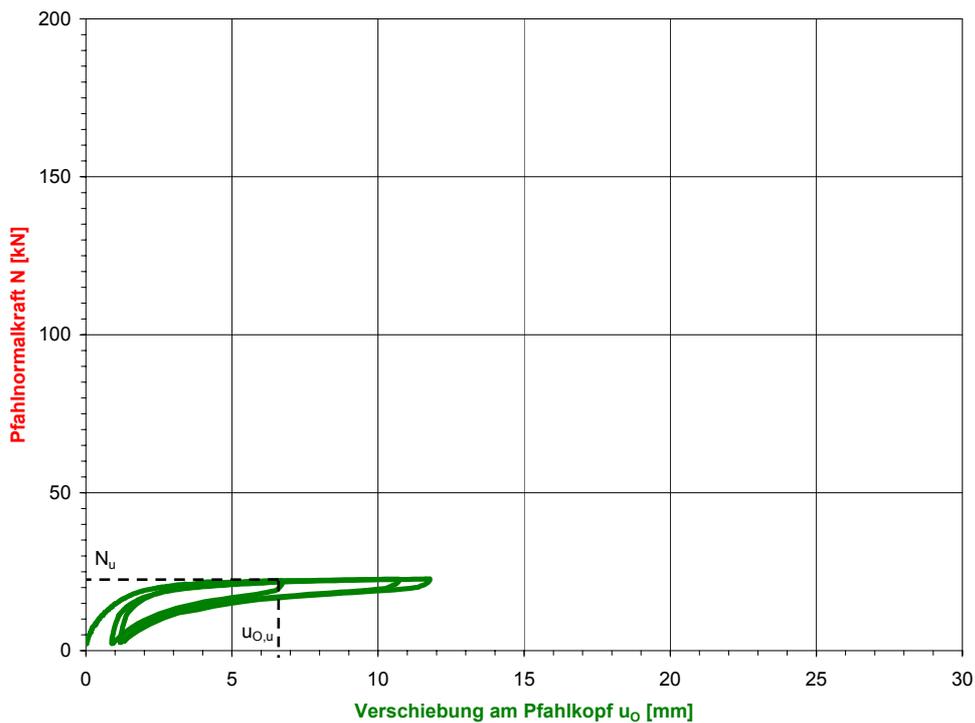
**System:**



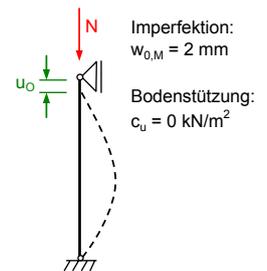
**Querschnitt:**



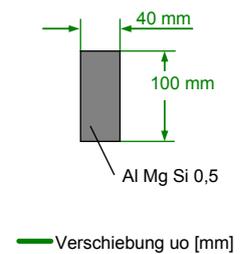
Versuchsnummer: 00-FLACH40x100-01



**System:**



**Querschnitt:**



Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-01:

Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-01

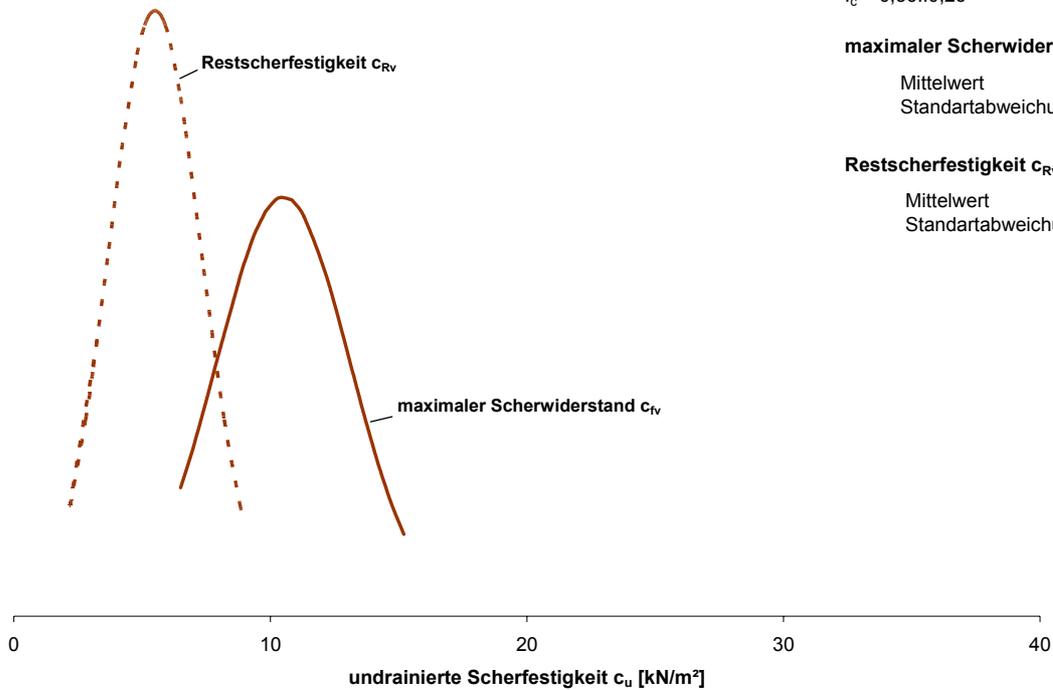
**Bodenart: KFL**  
 $w = 45,2..48,1 \%$   
 $I_c = 0,36..0,26$

**maximaler Scherwiderstand  $c_{fv}$**

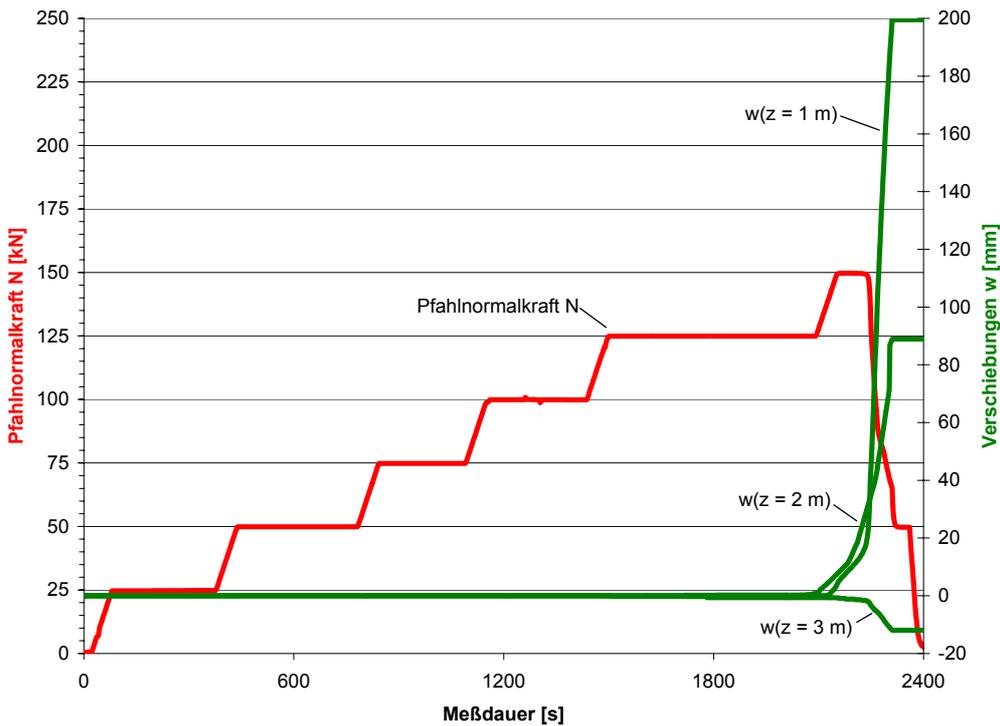
Mittelwert = 10,5 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 2,6 kN/m<sup>2</sup>

**Restscherfestigkeit  $c_{rv}$**

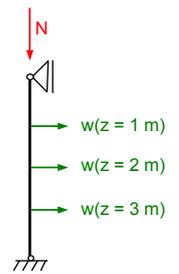
Mittelwert = 5,5 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 1,8 kN/m<sup>2</sup>



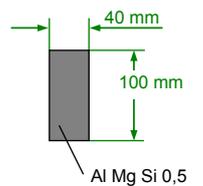
Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-01



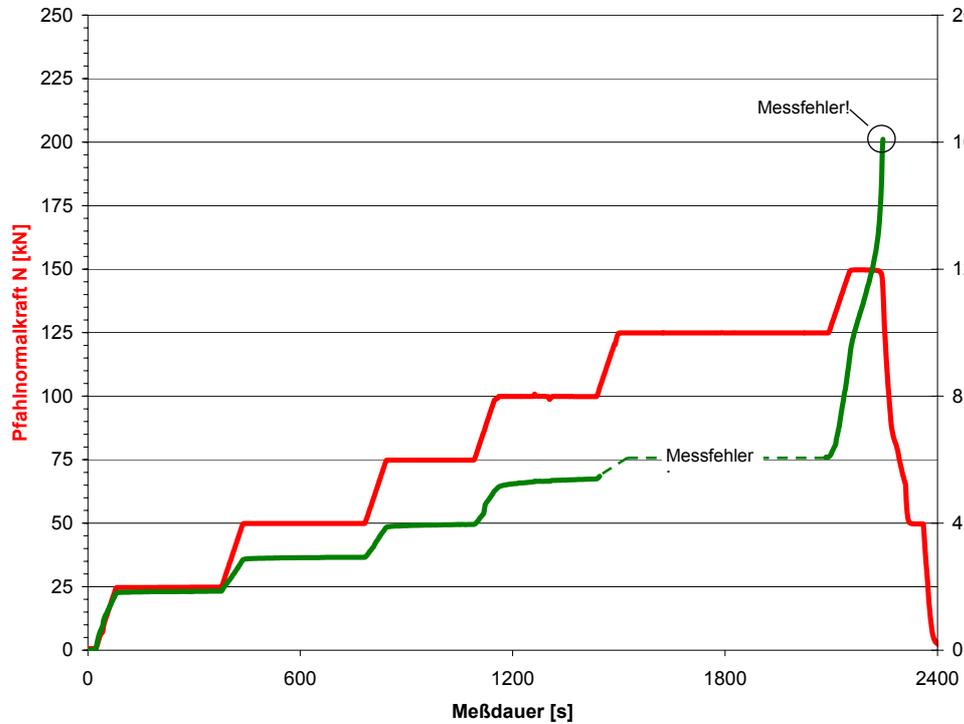
**System:**



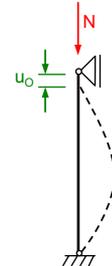
**Querschnitt:**



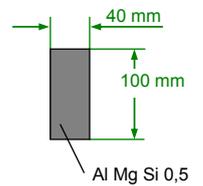
Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-01



**System:**

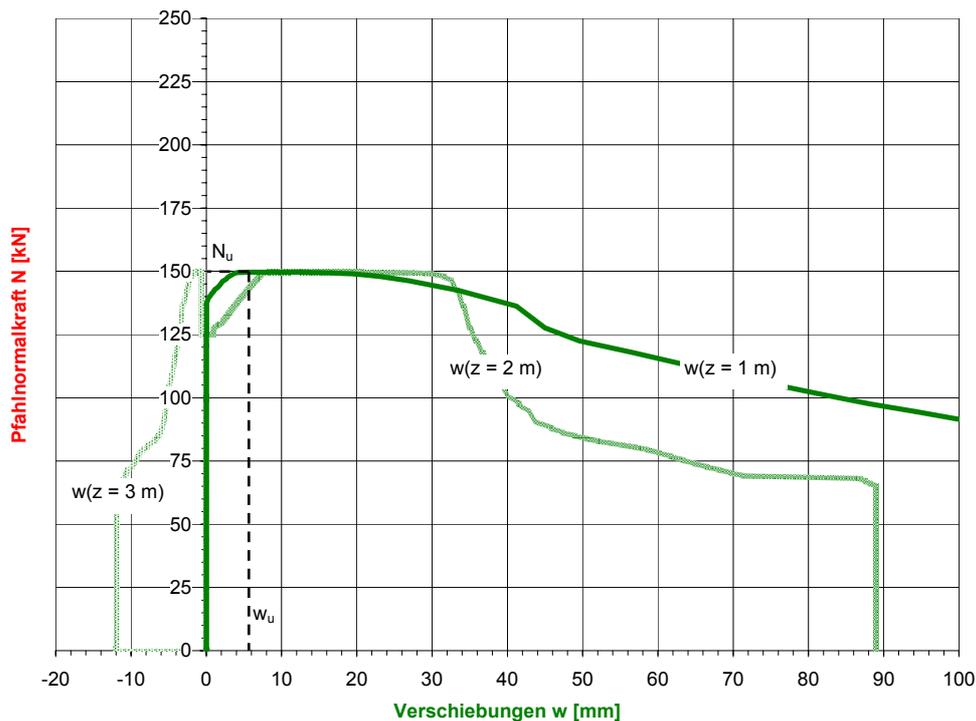


**Querschnitt:**



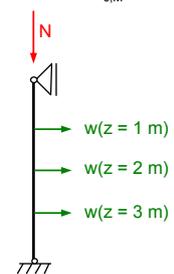
— Pfahlnormalkraft  $N$  [kN]  
— Verschiebung  $u_0$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-01

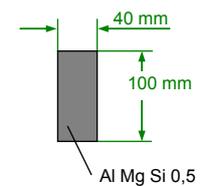


**System:**

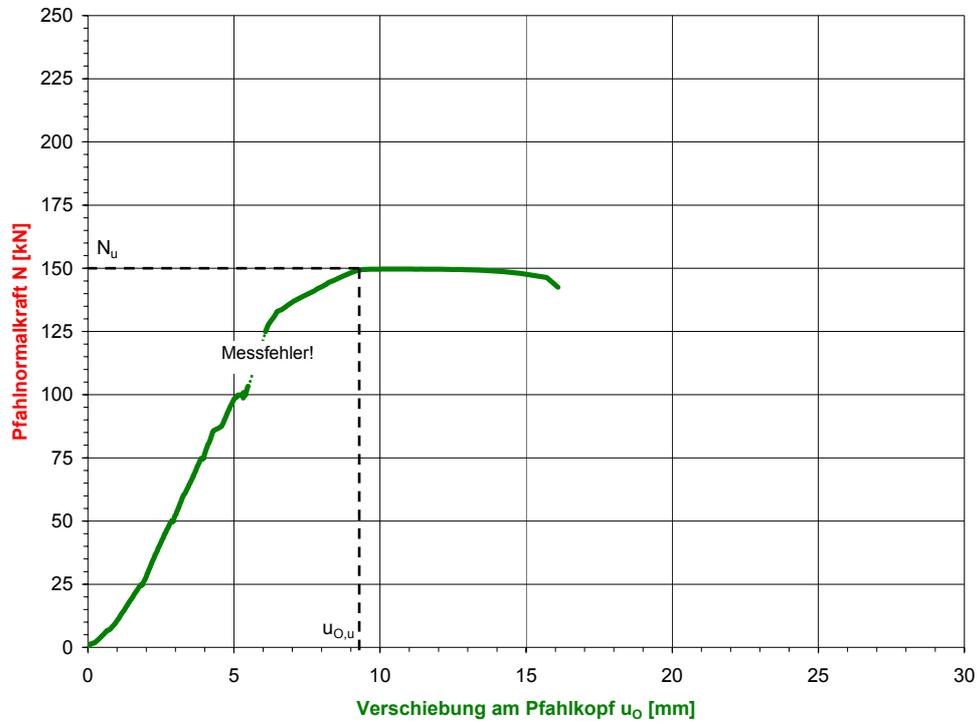
Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 2$  mm



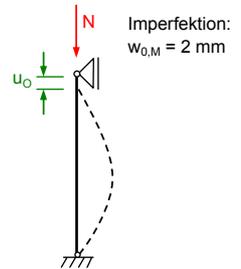
**Querschnitt:**



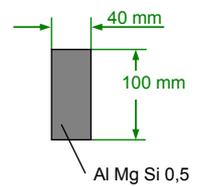
Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-01



**System:**



**Querschnitt:**



— Verschiebung  $u_o$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-02:

Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-02

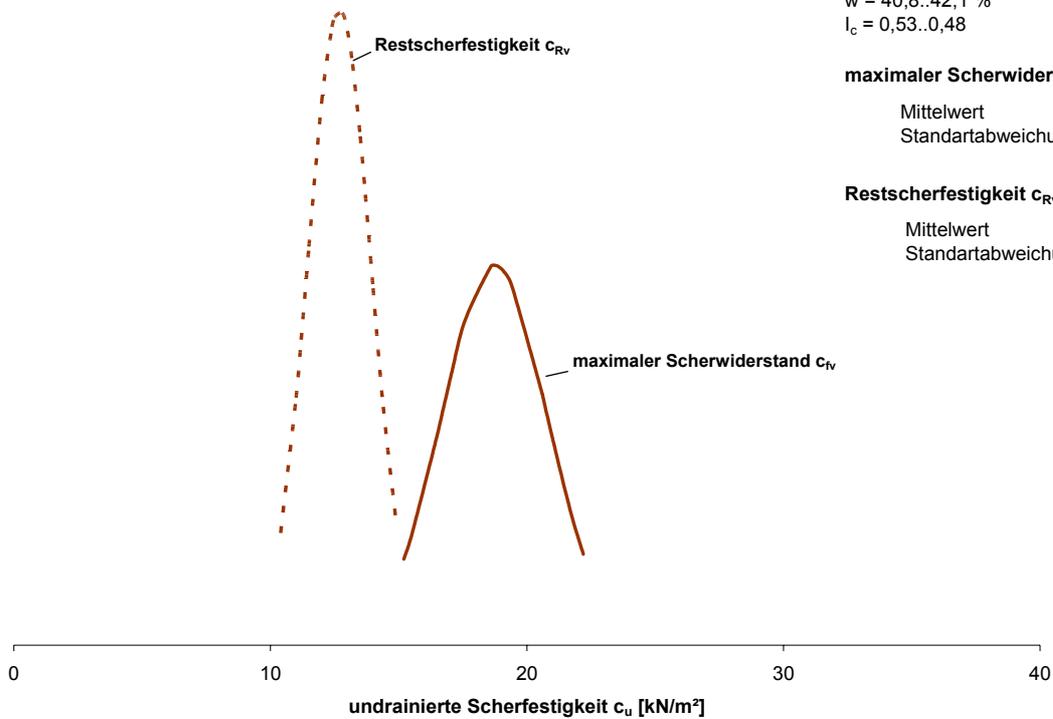
**Bodenart: KFL**  
 $w = 40,8..42,1 \%$   
 $I_c = 0,53..0,48$

**maximaler Scherwiderstand  $c_{fv}$**

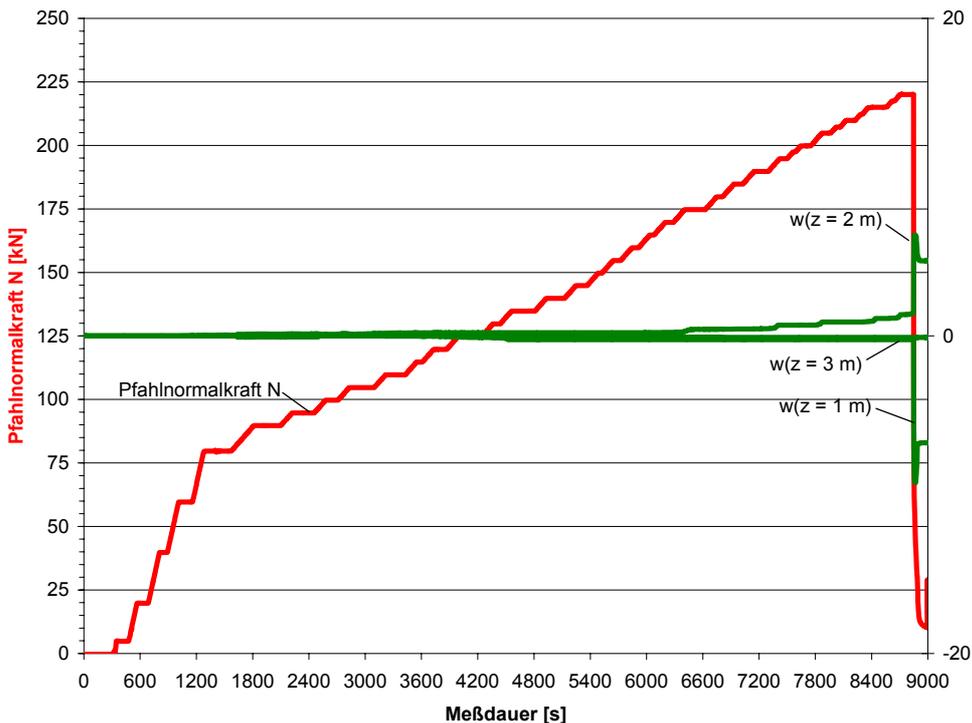
Mittelwert = 18,7 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 2,1 kN/m<sup>2</sup>

**Restscherfestigkeit  $c_{rv}$**

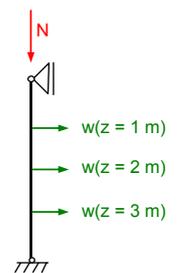
Mittelwert = 12,7 kN/m<sup>2</sup>  
Standartabweichung = 1,2 kN/m<sup>2</sup>



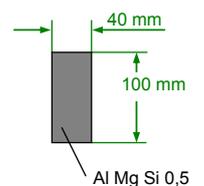
Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-02



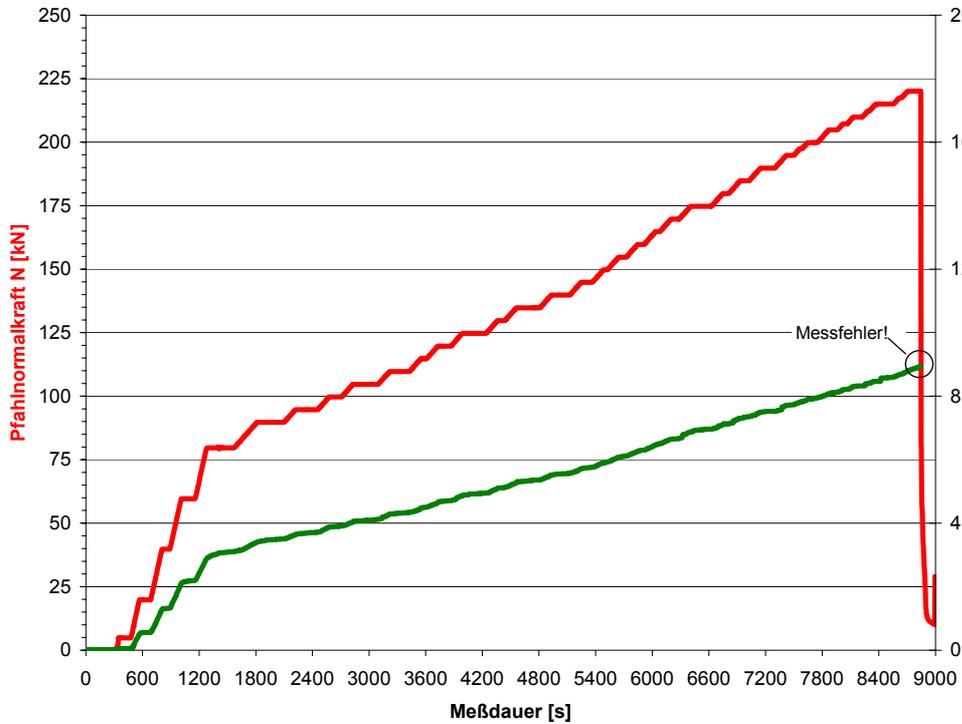
**System:**



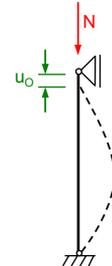
**Querschnitt:**



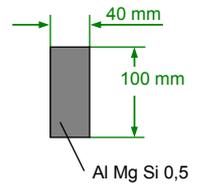
Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-02



**System:**

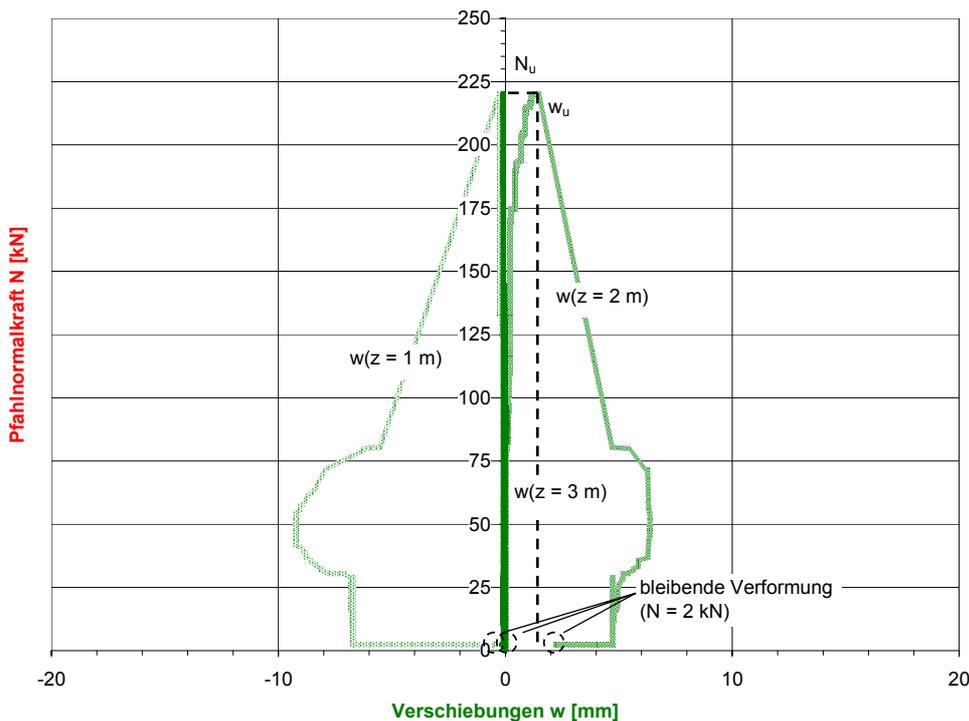


**Querschnitt:**



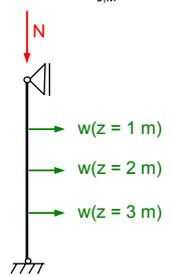
— Pfahlnormalkraft N [kN]  
— Verschiebung  $u_0$  [mm]

Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-02

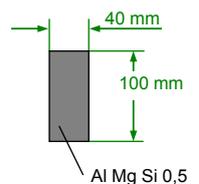


**System:**

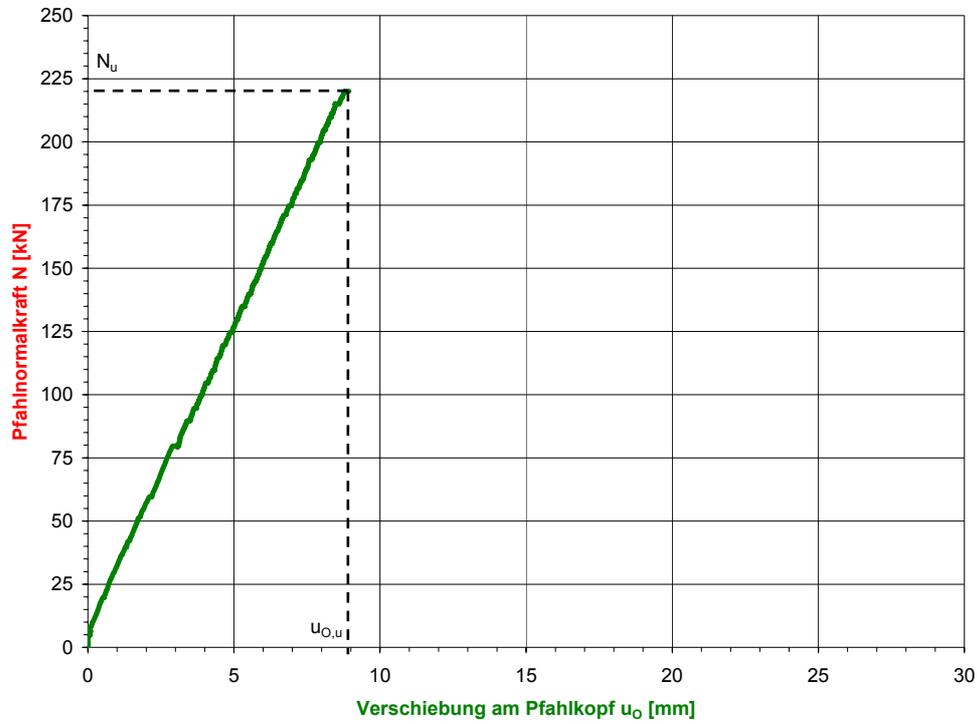
Imperfektion:  
 $w_{0,M} = 2 \text{ mm}$



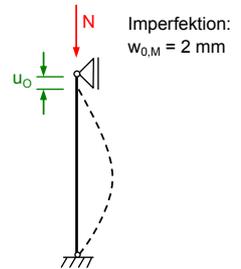
**Querschnitt:**



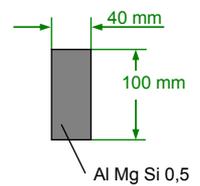
Versuchsnummer: KFL-FLACH40x100-02



**System:**



**Querschnitt:**



— Verschiebung  $u_o$  [mm]



## Anlage 5: Quelltext des direkten numerischen Verfahrens zur Ermittlung der Traglast eines verformten Stabes

## knicken.bas

```

'   Programm knicken.bas zur Berechnung des
'   Knickens eines vorverformten Pfahles mit elastoplastischer Bettung
'
'
'   DEFINT I-J, N
REM $INCLUDE: 'c:\knicken\comPLOT.BAS'
REM $INCLUDE: 'c:\knicken\defPLOT.BAS'

pi = 3.14159: pi5 = pi * pi * pi * pi * pi
Emod = 70000: breit = .1: dick = .04: FlieBwerkstoff = 140
'   Emod = 210000: breit = .022: dick = 0: FlieBwerkstoff = 500
Nfelder = 24: cu = 10
lang = 4: Vorverfmm = 2
'   lang = .8: Vorverfmm = 2.7
'
'
NKnoten = 60
DIM Moment(NKnoten), Versch(NKnoten), versch0(NKnoten), verschv(NKnoten)
DIM bett(NKnoten), m(NKnoten), Q(NKnoten), p(NKnoten), pk(NKnoten)
DIM Mom(NKnoten), Mom1(NKnoten), Mom2(NKnoten)
DIM PNKW(100, 4, 2)
'
'   'Dateneingabe
anfang:
CLS : RESTORE
PRINT "E-Modul des Pfahlwerkstoffes           E (MN/m2): "; Emod; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN Emod = VAL(A$)
PRINT "FlieAgrenze des Pfahlwerkstoffes       (N/mm2): "; FlieBwerkstoff; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN FlieBwerkstoff = VAL(A$)
PRINT "Pfahlbreite bzw. Durchmesser          b (m)      : "; breit; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN breit = VAL(A$)
PRINT "Pfahldicke (bei Kreis 0 eingeben)     d (m)      : "; dick; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN dick = VAL(A$)
IF dick <> 0 THEN
    EI = Emod * 1000 * breit * dick ^ 3 / 12
    W = breit * dick * dick / 6
    A = breit * dick
ELSE
    EI = Emod * 1000 * pi * breit ^ 4 / 64
    W = pi * breit ^ 3 / 32
    A = pi * breit ^ 2 / 4
END IF
IF breit = .022 THEN 'Modellpfahl A
    A = pi * (.022 ^ 2 - .019 ^ 2) / 4
    Traeg = pi * (.022 ^ 4 - .019 ^ 4) / 64
    W = Traeg / .011: EI = Traeg * Emod * 1000
END IF
IF breit = .02 THEN 'Modellpfahl B
    A = pi * (.02 ^ 2 - .018 ^ 2) / 4
    Traeg = pi * (.02 ^ 4 - .018 ^ 4) / 64
    W = Traeg / .01: EI = Traeg * Emod * 1000
END IF
PRINT "QuerschnittsflAche                    A (cm2)   : "; A * 100 * 100; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN A = VAL(A$) / 10000
PRINT "Widerstandsmoment                    W (cm3)   : "; W * 100 * 100 * 100; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN W = VAL(A$)
PRINT "TrAghheitsmoment                    EI (kNm2)  : "; EI; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN EI = VAL(A$)
PRINT "PfahllAenge                            l (m)     : "; lang; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN lang = VAL(A$)
PRINT "Vorverformung                          (mm)    : "; Vorverfmm; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN Vorverfmm = VAL(A$)

```

```

VorVerf = Vorverfmm / 1000
AnzahlFelder:
LOCATE 10, 1: PRINT "Anzahl der Felder (gerade Zahl erforderlich) : "; Nfelder; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN Nfelder = VAL(A$)
IF Nfelder / 2 <> INT(Nfelder / 2) THEN GOTO AnzahlFelder
NKnoten = Nfelder + 1
DL = lang / Nfelder
PRINT "undr,,n. Scherfest.                cu (kN/m2): "; cu; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN cu = VAL(A$)
kL = 70 * cu: maxsigma = 7 * cu
PRINT "Linienfedermodul                k (kN/m2): "; kL; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN kL = VAL(A$)
PRINT "Grenzspannung                    (kN/m2): "; maxsigma; TAB(59);
INPUT A$: IF A$ <> "" THEN maxsigma = VAL(A$)
PRINT

' Ergebnisse von Standardl"sungen
PRINT USING "Normalkraft, die zum Flieaen des Querschnitts f□hrt: #####.## kN"; A * Fließwerk-
stoff * 1000
PRINT "Euler-Knicklast (n=1,2,3) (kN) : ";
FOR i = 1 TO 3:
  PRINT USING "#####.## "; i * i * pi * pi * EI / lang / lang,
NEXT: PRINT
'PRINT
PRINT "Engesser-Knicklast (n=1,2,3) (kN): ";
FOR i = 1 TO 3
  PRINT USING "#####.## "; i * i * pi * pi * EI / lang / lang + kL * lang * lang / i / i /
pi / pi,
NEXT: PRINT
i = 1: E2 = pi * pi * EI / lang / lang + kL * lang * lang / pi / pi
DO
  E1 = E2: i = i + 1: E2 = i * i * pi * pi * EI / lang / lang + kL * lang * lang / i / i / pi /
pi
LOOP UNTIL E2 > E1
PRINT USING "maagebend: Engesser mit n =#### mit P = #####.## kN, Halbwelle L= #.#### m"; i -
1, E1, lang / (i - 1)
IF kL <> 0 THEN
  Lk = pi * SQR(SQR(EI / kL)): Nk = 2 * SQR(EI * kL)
  PRINT USING "Halbwellenl,nge bei unendl. langem Pfahl: #.#### m, Nk = #####.## kN"; Lk, Nk
'
L"sung von Wenz
'PRINT
PRINT "L"sung von Wenz mit vollplastischer Bodenst□tzung"
PRINT "von der Vorferformung und einer Zusatzverformung wm abh,,ngige"
PRINT "maximale Traglast N": PRINT
DATA 1,2,5,10,20,50,100,200,500,1000,2000,5000,10000
FOR i = 1 TO 13: READ wm: wmm = wm / 1000
  p = EI * pi * pi / lang / lang * 4
  p = p * ((1 - VorVerf / wmm) / (1 + VorVerf / wmm) + 8 * maxsigma * lang * lang * lang *
lang / 16 / (EI * pi5 * (wmm + VorVerf)))
  PRINT USING "Wenz: bei wm = #####.## mm: N = #####.## kN"; wm, p
NEXT
CALL returnwarten(CHR$(1) + " "): LOCATE 19, 1:
FOR i = 1 TO 20
  PRINT "
NEXT
END IF

' Berechne Gleichgewichtslasten f□r
' vorgegebene Verformungen als Sinus-Funktion mit fester Amplitude verschieb

letztev% = 50

```

```

FOR iversch = 0 TO letztev%

' verschmm bzw verschieb ist die über die Vorverformung hinausgehende Verschiebung
verschmm = iversch: verschieb = verschmm / 1000
' Verschiebung mit extremen Kr,,ften bestimmen

IF iversch = 0 THEN
  verschieb = maxsigma * breit / kL:
  VerschiebKrit = verschieb
  verschmm = verschieb * 1000
END IF
IF iversch = 1 THEN
  MaxLast = PNKW(0, 1, 1): KritLast = MaxLast: WelligkeitKrit = 1
  FOR i = 2 TO 4
    Euler = i * i * pi * pi * EI / lang / lang
    IF PNKW(0, i, 1) > MaxLast THEN MaxLast = PNKW(0, i, 1)
    IF Euler > MaxLast THEN MaxLast = Euler
    IF PNKW(0, i, 1) < KritLast AND Euler < PNKW(0, i, 1) THEN
      KritLast = PNKW(0, i, 1): WelligkeitKrit = i
      VerschiebKrit = maxsigma * breit / kL:
    ELSEIF Euler < KritLast THEN
      KritLast = Euler: WelligkeitKrit = i: VerschiebKrit = .1
    END IF
  NEXT
END IF
IF iversch = letztev% THEN verschieb = VerschiebKrit: verschmm = verschieb * 1000

FOR iWelligkeit = 1 TO 1
  Welligkeit = iWelligkeit
  IF iversch = letztev% THEN Welligkeit = WelligkeitKrit: iWelligkeit = 1
  mitte = INT(NKnoten / (2 * Welligkeit)) + 1
  FOR i = 1 TO NKnoten
    x = (i - 1) * 3.1416 / Nfelder * Welligkeit
    versch0(i) = SIN(x) * verschieb
    verschv(i) = SIN(x) * VorVerf
  NEXT

' Ermittlung der Bettungsreaktion
IF versch0(mitte) * kL / breit > maxsigma THEN
  FOR i = 1 TO NKnoten
    x = (i - 1) * pi / Nfelder * Welligkeit
    bett(i) = -SIN(x) * maxsigma * breit
    pk(i) = bett(i)
  NEXT
ELSE
  FOR i = 1 TO NKnoten
    bett(i) = -versch0(i) * kL
    pk(i) = bett(i)
  NEXT
END IF

' Ermittlung des Momentenverlaufs aus der Bettungsreaktion
GOSUB MomenteIntegr: FOR i = 1 TO NKnoten: Moml(i) = m(i): NEXT

' iterative Berechnung der Gleichgewichtslast
' durch Eingrenzen von oben und unten durch Intervallhalbierung
' erste Untergrenze ist 0, erste Obergrenze ist die Engesser-L"sung
PNKU = 0
PNKO = Welligkeit * Welligkeit * pi * pi * EI / lang / lang + kL * lang * lang / Welligkeit /
Welligkeit / pi / pi
PNK = PNKU: GOSUB rechnen: verschu = verschmitte
PNK = PNKO: GOSUB rechnen: verscho = verschmitte

```

```

iterlast:
  A$ = INKEY$: IF A$ = CHR$(27) THEN STOP
  PNK = (PNKU + PNKO) / 2: GOSUB rechnen
  IF verschmitte >= verschieb THEN PNKO = PNK: verscho = verschmitte
  IF verschmitte <= verschieb THEN PNKU = PNK: verschu = verschmitte
  IF PNKO - PNKU > .01 THEN GOTO iterlast
  GOSUB drucken

'
  Ergebnisse speichern
  PNKW(iversch, Welligkeit, 0) = verschmm + Vorverfmm
  PNKW(iversch, Welligkeit, 1) = PNKU
  PNKW(iversch, Welligkeit, 2) = MomMax
NEXT
NEXT
CALL returnwarten("fertig")
GOSUB grafik: SLEEP: CALL setttext: GOTO anfang

rechnen:
'
  Ermittlung des Momentenverlaufs aus Bettungsreaktion + Biegestich * PNK
  MomMax = 0
  FOR i = 1 TO NKnoten
    Mom2(i) = PNK * (versch0(i) + verschv(i))
    Mom(i) = Mom1(i) + Mom2(i)
    IF MomMax < ABS(Mom(i)) THEN MomMax = ABS(Mom(i))
  NEXT
'
  Ermittlung der Verformungen aus diesem Moment
  FOR i = 1 TO NKnoten: p(i) = 0: pk(i) = Mom(i) / EI: NEXT
  GOSUB MomenteIntegr
  FOR i = 1 TO NKnoten: Versch(i) = m(i): NEXT
  verschmitte = Versch(mitte)
RETURN

drucken:
  LOCATE 21, 1
  PRINT USING "Ergebnisse f r Verschiebungsampl. ###.# mm und Welligkeit##: Last ####.### kN";
  verschieb * 1000, Welligkeit, PNK
  PRINT "  v (mm)  v(sin) mm  Bett kN/m  Mom(Bett)  Mom(Th.2.O.)  Mom(gesamt) [kNm]"
  PRINT "-----"
  FOR i = 1 TO NKnoten
    PRINT USING "####.####  ####.####  ####.###  ####.####  ####.###  ####.###";
    Versch(i) * 1000, versch0(i) * 1000, bett(i), Mom1(i), Mom2(i), Mom(i)
  NEXT
RETURN

MomenteIntegr:
'
  Input
'
  P(NKnoten) = Einzellasten an den Knoten
'
  pk(NKnoten) = Streckenlastgr ae an den Knotenpunkten
'
  Output
'
  Q (NKnoten) = Querkr fte
'
  M (NKnoten) = Momente
'

Lastsum = 0: Momentsum = 0
FOR i = 1 TO NKnoten:
  Lastsum = Lastsum + p(i)
  Momentsum = Momentsum + p(i) * (i - 1) * DL
NEXT

```

```

FOR i = 1 TO Nfelder
  pmittel = (pk(i) + pk(i + 1)) / 2
  Lastsum = Lastsum + pmittel * DL
  Momentsum = Momentsum + pk(i) * DL * (i - .5) * DL + (pk(i + 1) - pk(i)) * DL / 2 * (i - 1 /
3) * DL
NEXT
Q(NKnoten) = Momentsum / lang:
Q(1) = Lastsum - Q(NKnoten)
m(1) = 0
FOR i = 2 TO NKnoten
  pmittel = (pk(i - 1) + pk(i)) / 2
  Q(i) = Q(i - 1) - p(i - 1) - pmittel * DL
  m(i) = m(i - 1) + (Q(i - 1) - p(i - 1)) * DL - pk(i - 1) * DL * DL / 2 - (pk(i) - pk(i - 1))
* DL / 2 * 2 / 3 * DL
NEXT
RETURN

```

grafik:

```

' Ergebnisse grafisch darstellen
form$ = "A4H": breite = 17.5: hoehe = 23: CALL panf(form$)
z.bk = .2 'Zeichenbreite der kleinen Buchstaben .2 bei easyplot
z.bg = .3 'Zeichenbreite der großen Buchstaben .3 bei easyplot
minx = 0
IF PNKW(letztev% - 1, 1, 0) < 120 THEN maxx = 120: unterx% = 6: unter2x% = 12
IF PNKW(letztev% - 1, 1, 0) < 80 THEN maxx = 80: unterx% = 8: unter2x% = 16
IF PNKW(letztev% - 1, 1, 0) < 60 THEN maxx = 60: unterx% = 6: unter2x% = 12
achslaengex = 10: Textx$ = "Verschiebungsamplitude (mm)"
formatx = 3!: MinZx = 0: MaxZx = maxx
miny = 0
achslaengey = 10: Texty$ = "Normalkraft (kN)"
IF MaxLast < 5000 THEN maxy = 5000: untery% = 10: unter2y% = 20
IF MaxLast < 2500 THEN maxy = 2500: untery% = 10: unter2y% = 25
IF MaxLast < 2000 THEN maxy = 2000: untery% = 10: unter2y% = 20
IF MaxLast < 1500 THEN maxy = 1500: untery% = 10: unter2y% = 15
IF MaxLast < 1200 THEN maxy = 1200: untery% = 12: unter2y% = 24
IF MaxLast < 1000 THEN maxy = 1000: untery% = 10: unter2y% = 20
IF MaxLast < 750 THEN maxy = 750: untery% = 10: unter2y% = 25
IF MaxLast < 500 THEN maxy = 500: untery% = 10: unter2y% = 20
IF MaxLast < 300 THEN maxy = 300: untery% = 10: unter2y% = 30
IF MaxLast < 200 THEN maxy = 200: untery% = 10: unter2y% = 20
IF MaxLast < 150 THEN maxy = 150: untery% = 10: unter2y% = 30
IF MaxLast < 100 THEN maxy = 100: untery% = 10: unter2y% = 20
formaty = 5!: MinZy = 0: MaxZy = maxy
'-----Rahmen und Achsen zeichnen-----
'
CALL farbdick(3)
x = .3: y = hoehe - achslaengey - 1: CALL ursprung(x, y)
x = 0: y = 0: CALL dunkvek(x, y): x = achslaengex: CALL vektor(x, y)
y = achslaengey: CALL vektor(x, y): x = 0: CALL vektor(x, y)
y = 0: CALL vektor(x, y)
dx = achslaengex / ABS(unterx%)
CALL farbdick(1)
FOR i% = 1 TO ABS(unterx%) + 1
  y = -.2: CALL dunkvek(x, y)
  y = achslaengey + .2
  CALL vektor(x, y): x = x + dx
NEXT
IF (unter2x% > 0) AND (unter2x% <> ABS(unterx%)) THEN
  x = 0
  DX2 = achslaengex / unter2x%
  FOR i% = 1 TO unter2x% + 1
    y = -.1: CALL dunkvek(x, y): y = 0: CALL vektor(x, y)

```

```

    y = achslaengey: CALL dunkvek(x, y)
    y = y + .1: CALL vektor(x, y): x = x + DX2
NEXT
END IF
y = 0: dy = achslaengey / ABS(untery%)
FOR i% = 1 TO ABS(untery%) + 1
    x = -.2: CALL dunkvek(x, y)
    x = achslaengex + .2: CALL vektor(x, y): y = y + dy
NEXT
IF unter2y% > 0 AND unter2y% <> ABS(untery%) THEN
    y = 0: DY2 = achslaengey / unter2y%
    FOR i% = 1 TO unter2y% + 1
        x = -.1: CALL dunkvek(x, y): x = 0: CALL vektor(x, y)
        x = achslaengex: CALL dunkvek(x, y)
        x = x + .1: CALL vektor(x, y): y = y + DY2
    NEXT
END IF
,
'-----x-Achse mit Zahlen und Text versehen-----
,
h = 1: y = -.1: x = -.707
f = formatx
x = -INT(f) * z.bk / 2: z = MinZx
dx = achslaengex / ABS(unterx%)
DZ = (MaxZx - MinZx) / ABS(unterx%)
FOR i% = 1 TO ABS(unterx%)
    CALL pzahl(x, y, h, z, f)
    x = x + dx: z = z + DZ
NEXT
x = achslaengex - INT(f) * z.bk / 2: z = MaxZx: CALL pzahl(x, y, h, z, f)
z$ = Textx$
y = -.5: x = achslaengex + INT(f) * z.bk / 2 - LEN(z$) * z.bk
CALL ptext(x, y, h, z$)
,
'-----y-Achse mit Zahlen und Text versehen-----
,
x = achslaengex + .3: h = 1: y = .4
MaxZ = MaxZy: MinZ = MinZy
f = formaty
y = .4: z = MinZy: dy = achslaengey / ABS(untery%)
DZ = (MaxZy - MinZy) / ABS(untery%)
FOR i% = 1 TO ABS(untery%)
    CALL pzahl(x, y, h, z, f)
    y = y + dy: z = z + DZ
NEXT
ymin = MinZy: ymax = MaxZy
y = achslaengey + .4: z = MaxZy: CALL pzahl(x, y, h, z, f)
z$ = Texty$: y = achslaengey + .8
x = achslaengex + INT(f) * z.bk - (LEN(z$)) * z.bk
CALL ptext(x, y, h, z$)

CALL zahlform(lang, 5.2, p$): z$ = "Pfahl1„nge [m]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = achslaengey: CALL ptext(x, y, h, z$)
CALL zahlform(breit, 5.2, p$): z$ = "Durchmesser [m]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .3: CALL ptext(x, y, h, z$)
CALL zahlform(EI, 6.3, p$): z$ = "E.I [kNm2]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .3: CALL ptext(x, y, h, z$)
CALL zahlform(kL, 5!, p$): z$ = "Bettung [kN/m2]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .3: CALL ptext(x, y, h, z$)
CALL zahlform(maxsigma, 5.1, p$): z$ = "Grenzsp.[kN/m2]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .3: CALL ptext(x, y, h, z$)
CALL zahlform(Vorverfmm, 5.2, p$): z$ = "Vorverf. [mm]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .3: CALL ptext(x, y, h, z$)

```

```

CALL zahlform(KritLast, 6.1, p$): z$ = "krit. Last [kN]: " + p$ + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .4: CALL ptext(x, y, h, z$)
z$ = "zug. Welligkeit: " + STR$(WelligkeitKrit) + CHR$(13)
x = achslaengex + 2: y = y - .3: CALL ptext(x, y, h, z$)
'
'-----Maástab und Ursprung in Benutzerkoordinaten einstellen-----
'
DIFFX = MaxZx - MinZx
DiffY = MaxZy - MinZy
xm = achslaengex / DIFFX: ym = achslaengey / DiffY
x = xm: y = ym: CALL massstab(x, y)
minx = MinZx
miny = MinZy
x = .3 - xm * minx:
y = hoehe - achslaengey - 1 - ym * miny: CALL ursprung(x, y)
'
'-----Daten im Achsenkreuz darstellen-----
'
FOR Welligkeit = 1 TO 4
  markier% = Welligkeit
  CALL dunkvek(Vorverfmm, 0!)
  FOR iversch = 1 TO letztev% - 1
    CALL vektor(PNKW(iversch, Welligkeit, 0), PNKW(iversch, Welligkeit, 1))
    sigma = PNKW(iversch, Welligkeit, 1) / A + PNKW(iversch, Welligkeit, 2) / W
    IF sigma < FlieBwerkstoff * 1000 THEN
      CALL mark(PNKW(iversch, Welligkeit, 0), PNKW(iversch, Welligkeit, 1), markier%)
    END IF
  NEXT
  x = PNKW(letztev% - 1, 1, 0) + 5
  y = Welligkeit * Welligkeit * pi * pi * EI / lang / lang
  CALL mark(x, y, markier%)
  CALL pzahl(x, y, h, Welligkeit, 1!)
NEXT
CLOSE plnr
OPEN "c:\temp\easy.bat" FOR OUTPUT AS #1
PRINT #1, "C:"
PRINT #1, "cd C:\TEMP"
PRINT #1, "del matrix*.*"
PRINT #1, "c:\qb\easyplot c:\qb\easypl100.def /Sc /O3"
PRINT #1, "c:\qb\hpglplot /s12345678 /a4 /dhpplot.cod /p-400:800"
PRINT #1, "c:\qb\easyplot"
PRINT #1, "cd C:\QB"
PRINT #1, "ren c:\temp\matrix01.plt matrix01.pcl"
PRINT #1, "c:\kt\hplimport c:\temp\matrix01.pcl/I c:\temp\matrix01.ktg"
PRINT #1, "c:\kt\ktg-pcx c:\temp\matrix01.KTG c:\temp\matrix01.PCX"
PRINT #1, "cd c:\temp"
CLOSE #1
RETURN

```

**liesmich.txt**

dos starten

in das Verzeichnis wechseln, in dem diese Dateien liegen

in der Datei Progvoigt.def muss der Pfad c:\qb\ ersetzt werden durch den Pfad,  
in dem diese Dateien liegen. Achtung: am Ende des Pfadnamens muss \ stehen!

es muss ein Pfad c:\temp existieren;

andernfalls ist der erforderliche Bezug in der Datei Progvoigt.def zu ändern

Programm mit dem Befehl ql knicken laden und mit Alt a starten