DIPLOMARBEIT

Master Thesis

KNICKPROBLEMATIK VON MIKROPFÄHLEN

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dietmar ADAM

E220

Institut für Geotechnik

Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Markus REITERER

Matr.Nr. 9625961

A-1030 Wien, Schlachthausgasse 41/2/19

Wien, am 10. Jänner 2013

(Markus REITERER)

Danksagung

Mein besonderer Dank gilt meinem Professor, Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Dietmar Adam, der mich während meiner Diplomarbeit betreut und bestmöglich unterstützt hat. Ganz herzlich bedanken möchte ich mich vor allem dafür, dass mir nach längerer Unterbrechung die Möglichkeit gegeben wurde, meine Arbeit fortzusetzen und schließlich zu einem Abschluss zu bringen.

Besonders bedanke ich mich bei meinen Freunden, denn ihre moralische Unterstützung hat mich bestärkt, dass Studium wieder aufzunehmen und schlussendlich auch abzuschließen. Nicht zuletzt möchte ich mich auch bei meinen Eltern bedanken, denn ohne sie wäre dieses Studium niemals möglich gewesen.

INHALTSVERZEICHNIS

Kurzfassung

Mikropfähle werden als Gründungs- und Nachgründungselement eingesetzt und kommen vor allem bei beengten Platzverhältnissen zum Einsatz.
Aufgrund der hohen Schlankheit (D < 0,30 m) sind druckbeanspruchte Mikropfähle bei einer unzureichenden seitlichen Bettung durch den Boden knickgefährdet.
In bestehenden österreichischen Normen werden nur Knicksicherheitsnachweise für Mikropfähle in Böden mit undränierter Scherfestigkeit kleiner 10 kN/m² gefordert. Aufgetretene Schadensfälle wurden zum Anlass genommen, sich mit der Thematik Knicken von Mikropfählen eingehend zu befassen.

Zu Beginn dieser Diplomarbeit werden verschiedene Arten von Mikropfählen vorgestellt. In Österreich kommen größtenteils Verbundpfähle zum Einsatz, das sind mit Zementmörtel verpresste Pfähle mit zentrisch versetzten Stahltraggliedern (Rohre oder Vollstäbe).

Auf Basis der erörterten geotechnischen Grundlagen, werden im Abschnitt 7 veröffentlichte Berechnungsmethoden bzw. Lösungsansätze für die Ermittlung der Knick- bzw. Traglast von Mikropfählen beschrieben. Dabei werden Ermittlungsverfahren vorgestellt, mit denen die Knicklast mit oder ohne Ansatz einer stützenden Wirkung durch den seitlich anstehenden Boden (seitliche Bettung) berechnet werden kann. Bei Berechnungsverfahren mit seitlicher Bettung wird wiederum zwischen elastischen, plastischen und elasto-plastischen Modellen unterschieden.

Um diese Modelle beurteilen zu können und um diese in weiterer Folge miteinander vergleichen zu können, wurden jene, bei denen eine Berechnung ohne spezielle Software möglich ist, in Excel programmiert und am Beispiel eines Duktilpfahles und eines GEWI-Pfahles vergleichende Berechnungen durchgeführt.
Gleichzeitig wurde jeweils ein Vergleich mit der plastischen Normalkrafttragfähigkeit (plastische Grenzlast N_{pl}) des Stahltragglieds angestellt, da diese oft als Maß für die Tragfähigkeit des Mikropfahles herangezogen wird.

Im Einzelnen handelt es sich um folgende Rechenmodelle:

- Modell Meek
- Modell Wimmer/Ettinger
- Modell Ofner/Wimmer
- Modell Vogt/Vogt/Kellner
- Knicklast für elastisch gebettete Stäbe
- Modell Bergfelt
- Modell Wenz
- Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
- Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebettete Knickstäbe nach ÖNORM EN 1993-1-1

Die durchgeführten Berechnungen verdeutlichen, dass die undränierte Scherfestigkeit des Bodens und das Trägheitsmoment des Stahltraggliedes den wesentlichsten Einfluss auf die Knicklast haben. Aber auch der Durchmesser des Verpresskörpers und die Festigkeit des Traggliedes beeinflussen die Berechnungsergebnisse maßgeblich.
Die erhaltenen Resultate lassen darauf schließen, dass bei allen Mikropfählen aber ganz besonders bei Mikropfählen mit geringem Trägheitsmoment des Stahltraggliedes die zulässigen Traglasten überschätzt werden. Dies trifft besonders auf Querschnitte mit Vollprofilen zu, da diese auch bei gleicher Querschnittsfläche, und somit bei gleicher plastischer Grenzlast N_{pl}, ein wesentlich geringeres Trägheitsmoment aufweisen und sich somit auch vergleichsweise geringere Knicklasten ergeben.
Die Ergebnisse der durchführten Untersuchungen der Berechnungsverfahren deuten darauf hin, dass eine Knickgefährdung auch bei in Böden mit c_u > 10 kN/m² gebetteten Pfählen vorhanden ist.

Da diese Berechnungsmodelle größtenteils nur auf theoretischer Basis aufgestellt wurden und noch keine umfangreichen projektbezogenen Erfahrungen vorliegen, sollten die Forschungen noch intensiviert werden, um gesicherte Aussagen über das Stabilitätsverhalten von Mikropfählen machen zu können.

Bis zum Vorliegen weiterer Erkenntnisse wird empfohlen, bereits in der Planung einer Pfahlgründungsmaßnahme mit Mikropfählen eine Untersuchung auf eine mögliche Knickgefährdung auch bei undränierten Scherfestigkeiten > 10 kN/m^2 durchzuführen.

Abstract

Micropiles are slender piles with diameter less than 30 cm. They are applied as a low cost foundation elements or supplementary foundation elements and are primarily used in confined spaces.
Slender micropiles subjected to axial compression are prone to buckling failure if the lateral foundation of the soil is insufficient.
According to the Austrian design codes the buckling resistance has to be checked, if the undrained shear strength is less the 10 kN/m². Some resent damage cases are the reason to engage in this topic.

At the beginning of this master thesis various types of micropiles were introduced. In Austria mostly composite piles are used, these are small diameter injection piles with centrally displaced steel bars (tubes or solid bars) embedded with grout.

Based on the discussed geotechnical basics, Section 7 describes the published design formulae for buckling resistance which enable the determination of the buckling load. These calculation methods distinguish between models, which do or don't use the lateral foundation to determine the critical buckling load. The design formulae with lateral foundation are again distinguished in elastic, ductile and elasto-ductile models.

To evaluate these models and to compare the design formulae to each other, an Excel-programming was programmed for those models, where it is possible to do a calculation without special software. At the example of a Ductile Pile and a GEWI-Pile the calculation was conducted.
The results were compared to the plastic axial force strength N_{pl} of the steel bar of the micropile.

Specifically, these are the following calculation models:

- Model Meek
- Model Wimmer/Ettinger
- Model Ofner/Wimmer
- Model Vogt/Vogt/Kellner
- Buckling load of bars with elastic foundation

- Model Bergfelt
- Model Wenz
- Buckling load of the classical Euler column equation
- Safety check against buckling according the national design code ÖNORM EN 1993-1-1

The calculations show that the undrained shear strength of the soil and the moment of inertia of the steel bar have the most significant effect on the buckling load. But also the diameter of the grout and the yield strength of the steel bar have an important influence on the results.
The obtained results suggest that the allowed bearing capability of all micropiles but especially of micropiles, with low moment of inertia of the steel bar seems to be overestimated. This applies particularly to cross sections with solid profiles, which also have the same area cross section, and this means they have the same plastic axial force resistance N_{pl}, but a much smaller moment of inertia and that leads comparatively to lower buckling loads.
The results of the accomplished analyses of the calculation models indicate, that the risk of buckling may exists also in soils with undrained shear strength of c_u > 10 kN / m².

Because this calculation models were mostly placed only on a theoretical basis and there are no extensive project-related experiences, the research should be intensified in order to make definite statements about the stability behavior of micropiles.

Until there are new experiences, it is recommended to make checks of the safety against buckling already in the planning process even if the undrained shear strength is greater than 10 kN/m².

1 MOTIVATION

Mikropfahlgründungen stellen eine wesentliche Gründungsform im Bauwesen dar. Mikropfähle sind Tragglieder, mit deren Hilfe Kräfte über Mantelreibung oder Spitzendruck in den Baugrund eingeleitet werden. Mantel- und Fußwiderstand können dabei z.B. durch Verpressung erhöht werden.

Die Verwendung von Mikropfählen findet in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung. Sie stellen ein kostengünstiges und flexibles Gründungs- und Nachgründungselement dar. Ein weiterer Vorteil ist, dass sie bei beengten Platzverhältnissen hergestellt werden können und die Herstellung weitgehend lärm- und erschütterungsarm erfolgt.

Bei Mikropfählen handelt es sich im Wesentlichen um Pfähle mit Durchmessern < 30 cm, die aus einem Stahltragglied bestehen, welches als Rohr oder als Vollstab ausgebildet werden kann und meist von Zementstein ummantelt ist.

Bei Pfählen mit größeren Durchmessern kann man erfahrungsgemäß von keinen Stabilitätsproblemen ausgehen. Es ist auch diesbezüglich in keiner Norm ein Nachweis gefordert.
Bei Mikropfählen haben jedoch immer wieder Schadensfälle aufgezeigt, dass diese knickgefährdet sind, vor allem wenn sie in weichen bzw. breiigen Böden hergestellt werden.
Einige einschlägige Pfahlnormen fordern einen Knicksicherheitsnachweis bei schlanken Pfählen, wenn die Scherfestigkeit des umgebenden undränierten weichen Bodens $c_u \leq 10$ kN/m² beträgt.

Es gibt jedoch mehrere Veröffentlichungen, welche die o.a. Festlegungen in den Normen in Frage stellen. Nach deren Meinung wird die stützende Wirkung des umgebenden Bodens überschätzt, vor allem wenn es sich um weiche bzw. breiige, bindige Böden handelt.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Grundlagen für die Durchführung eines Stabilitätsnachweises zu erläutern und die vorhandene aktuelle Normenlage zu durchleuchten. Darauf aufbauend werden aus der Literatur bekannte unterschiedliche Berechnungsmodelle vorgestellt undkritisch hinterfragt. Eine Gegenüberstellung erfolgt mittels systematisch durchgeführten Vergleichsrechnungen.

2 ALLGEMEINES

2.1 Definition der Mikropfähle

In den derzeit gültigen, deutschsprachigen Normen werden Pfähle aufgrund ihres Durchmessers definiert und auch dadurch unterschieden.
Das erste Regelwerk, das sich speziell mit Pfählen mit kleinen Durchmessern beschäftigte, war die DIN 4128 (Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser) [4]. Diese Norm galt als Grundlage für die Planung und Herstellung und zur Beurteilung der Tragfähigkeit von nicht vorgespannten Verpresspfählen mit Schaftdurchmessern kleiner als 300 mm bei kreisförmigen Schaftquerschnitten oder vergleichbaren ähnlichen Querschnitten. Als Mindestschaftdurchmesser wurde bei den Ortbetonpfählen 150 mm und bei den Verbundpfählen 100 mm festgesetzt.

Pfähle mit Durchmessern < 300 mm behandeln insbesondere die ÖNORM EN 14199 [53] und die DIN EN 12699 [54]. Diese beiden Normen unterscheiden sich hinsichtlich des Pfahldurchmessers von der ÖNORM EN 1536 [55], welche sich ausschließlich mit Pfählen mit einem Schaftdurchmesser 0,3 m ≤ D ≤ 3,0 m befasst.

In der ÖNORM EN 14199 „Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)“ wird der Begriff „Mikropfahl“ zum ersten Mal in einer Norm folgendermaßen definiert:
„Pfähle mit einem kleinen Durchmesser (kleiner als 300 mm Schaftdurchmesser für gebohrte Pfähle und maximal 150 mm Schaftdurchmesser bzw. Querschnittsbreite bei eingebrachten Pfählen)“

Dementsprechend gilt diese Norm für

- gebohrte Mikropfähle mit Schaftdurchmessern kleiner als 300 mm und
- eingebrachte Mikropfähle mit Schaftdurchmessern bzw. Querschnittsbreiten kleiner als 150 mm

Gem. [53] sind Mikropfähle Tragglieder, mit deren Hilfe Kräfte in den Baugrund eingeleitet werden. Sie können Tragglieder beinhalten, um direkte oder indirekte

Lasten abzuführen bzw. um Verformungen zu begrenzen. Mantel- und Fußwiderstand von Mikropfählen können z.B. durch Verpressung erhöht werden.

Die Pfähle können durch Bohren, Einbringen (Rammen, Pressen, Vibrieren usw.) oder eine Kombination dieser Verfahren eingebracht werden.
Die in dieser Norm behandelten Pfähle können aus folgenden Materialen bestehen:

- Stahl oder andere Bewehrungsmaterialen
- Zementmörtel, Verpressmörtel oder Beton
- eine Kombination der oben genannten Stoffe

Die DIN EN 12699 beschäftigt sich ausschließlich mit Verdrängungspfählen und definiert diese wie folgt:
„Verdrängungspfähle, die ohne Aushub oder Entfernen von Material aus dem Boden - ausgenommen zur Begrenzung von Hebungen, Erschütterungen, zum Entfernen von Hindernissen oder als Einbringhilfen – eingebracht werden.“ [54]
Hinsichtlich des Pfahldurchmessers gilt diese Norm für Pfähle mit einem Durchmesser und einer maximalen Querschnittsabmessung von größer 150 mm. Dabei werden die Pfähle durch Rammen, Einpressen, Eindrehen oder eine Kombination dieser Verfahren in den Baugrund eingetrieben.
Pfähle, die dieser Norm entsprechen, können aus folgenden Materialen bestehen:

- Stahl
- Gusseisen
- Beton, Mörtel
- Verpressmörtel
- eine Kombination der oben erwähnten Baustoffe

2.2 Geschichte der Mikropfähle

Mikropfähle tauchten erstmals zu Beginn der 50er Jahren in Italien auf. Dort stellte man sich die Frage, wie man Pfähle unter beengten Platzverhältnissen herstellen kann, um Fundamente alter Bausubstanz ertüchtigen zu können. Die Überlegung bestand darin, dass Pfähle (insbesondere GEWIs) mit der Technik des Ankereinbaus leichter gefertigt werden könnten, als jene nach der üblichen Methode der Ortbetonpfähle. Man bediente sich hierbei der damals bereits existierenden

Ankerbohrgeräte, mit denen es möglich war, Löcher mit keinem Durchmesser herzustellen.
Die erste dokumentierte Entwicklung dieser Technologie geht auf den Bauingenieur Dr. F. Lizzi zurück, der 1952 ein Patent für Wurzelpfähle (palo radice) erworben hat. Die erste Anwendung dieses neuen Verfahrens fand dann noch im selben Jahr bei Unterfangungsarbeiten an einer Schule in Neapel statt. Dabei wurde in ein verrohrtes Bohrloch mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Länge von 13 m ein Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 13 mm eingebaut. Das Bohrloch wurde mit Pfahlbeton aus Wasser, Zement und gesiebtem Sand verfüllt.
Einen entscheidenden Fortschritt in der Entwicklung der Mikropfähle gab es Mitte der 70er Jahre beim U-Bahnbau in Deutschland, wo man gezwungen war, Pfähle in beengten Räumen abzuteufen.
1983 wurde die DIN 4128 – Verpresspfähle (Ortbeton und Verbundpfähle) mit kleinen Durchmessern eingeführt. Jetzt war es den Ingenieuren möglich, ihre Planungen und Ausführungen aufgrund einer vorhandenen Norm durchzuführen.
Seit 2005 ist die neue ÖNORM EN 14199 in Kraft. Diese versteht sich als Nachfolger der DIN 4128. Im Gegensatz zur DIN 4128 wird hier nicht mehr von Verpresspfählen sondern von Mikropfählen gesprochen.

2.3 Pfahlherstellung

Da die Herstellungsart für Mikropfähle nicht genau definiert wurde, steht den am Markt vertretenen Firmen die Möglichkeit zur Entwicklung eigenständiger Systeme offen. Aus allen Vorschriften ist jedoch zu entnehmen, dass vor einer Einführung eines neuen Pfahlsystems dessen Eignung durch eingehende Materialprüfungen und Probebelastungen nachzuweisen ist.
Die Herstellung des Hohlraums erfolgt bei Verpresspfählen durch Bohr-, Ramm- oder Rüttelverfahren. Das Bohrgut kann mit Innen- oder Außenspülung zu Tage gefördert werden. Das Lösen des Bodens allein im Spülverfahren ohne Verrohrung ist unzulässig. Der entstandene Hohlraum muss über seine ganze Länge den planmäßigen Querschnitt besitzen. Die Art des Pfahltyps muss bei jeder Baustelle auf die jeweilige Bodenart angepasst werden.
Bei Ortbetonpfählen wird nach dem Herstellen des Bohrloches der Bewehrungskorb eingeführt und mit dem Betonieren begonnen. Die Verdichtung erfolgt dabei meist

durch Druckluft. Bei Verbundpfählen wie z.B. dem GEWI-Pfahl wird das Stahltragglied in das verrohrte Bohrloch gestellt, das entweder schon mit Zementsuspension befüllt ist oder nach dem Einbringen befüllt wird. Bei anderen Verbundpfahltypen (MESI-, Duktil- oder Ischebeckpfahl) wird das Tragglied in den Baugrund gerammt oder gebohrt und anschließend der umliegende Boden über dieses Tragglied mit einer Zementsuspension verpresst. Es entsteht dadurch eine Zementsteinsäule mit dem Stahlrohr im Zentrum.
Aus der Verzahnung von Boden und Beton ergibt sich, dass die Verpresspfähle ihre Lasten praktisch nur über Mantelreibung abtragen, es sei denn, der Pfahl steht auf einer besonders guten Bodenschicht (z.B. Fels) wodurch ein nennenswerter Anteil der Traglast über den Spitzendruck abgeleitet werden kann.
Gemäß ÖNORM EN 14199 sind die Achsabstände der Mikropfähle in Abhängigkeit vom Pfahltyp, dem Pfahldurchmesser, der Pfahllänge, der Baugrundverhältnisse und der Gruppenwirkung festzulegen. Die mögliche Beeinflussung eines Mikropfahls durch andere sollte bei der Festlegung des Pfahlabstandes, deren Ausrichtung sowie deren Herstellungs- bzw. Eindringmethode berücksichtigt werden.

Bei Verdrändungsmikropfählen hat die Wahl des Einbringungsverfahrens unter Berücksichtigung aller aus Baugrund, Gründung und Umgebung resultierenden Anforderungen zu erfolgen.

Alle für die Pfahlherstellung verwendeten Baustoffe und Bauprodukte müssen den Spezifikationen für Mikropfahlarbeiten entsprechen.
Weiters sind Stahlstäbe zur Bewehrung von Mikropfählen aus Beton gem. EN 10080 einzusetzen. Tragglieder aus Stahl haben den Bestimmungen der EN 10080 oder ENpr10138-4 bei Einsatz von Stahlstäben, den Normen EN 10210, EN 10219, EN ISO 12960 bei Einsatz von Hohlquerschnitten bzw. der EN 10025 bei Einsatz warm gewalzter Produkte zu entsprechen.
Für die Herstellung von Verpressmörtel, Zementmörtel und Beton dürfen nur Zemente gem. EN 197-1 verwendet werden.

Bei Verwendung von Verpressmörtel muss dieser eine einaxiale 28-Tage-Druckfestigkeit von mindestens 25 MN/m² aufweisen. Dabei darf der Wasser-Zementwert, soweit nicht anderweitig spezifiziert, 0,55 nicht überschreiten.

Die minimale einaxiale 28-Tage-Druckfestigkeit Druckfestigkeit bei dem zum Einsatz gelangenden Zementmörtel oder Ortbeton beträgt ebenfalls mindestens 25 MN/m².

Folgende Verfahren können zum Verpressen und Betonieren des Bohrlochs eingesetzt werden:

- Auffüllen des Bohrlochs mit Verpressmörtel;
- Verpressen:
  - -) Verpressen in einem Schritt durch eine temporäre Verrohrung
  - -) Verpressung in einem Schritt durch das Tragglied
  - -) Verpressen während des Einbringens bzw. Bohrens
- Verpressen in einem einzelnen Schritt oder in mehreren Schritten durch Manschettenrohre, spezielle Ventile oder Nachverpressröhrchen.

Dabei erfüllt das Betonieren oder Verpressen eine oder mehrere der folgenden Funktionen:

- Schaffung bzw. Verbesserung des Verbunds zwischen dem Pfahlmantel und dem ihm umgebenden Baugrund zur Mobilisierung des Mantelwiderstands;
- Schutz der Bewehrung gegen Korrosion;
- Erhöhung der Tragfähigkeit des Mikropfahls;
- Verstärkung und Versiegelung des unmittelbar an den Mikropfahl anschließenden Bodens zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Mikropfahls.

Die Verpressarbeiten in der Krafteintragungslänge müssen unmittelbar nach dem Fertigstellen des Hohlraums erfolgen. Die Einbringung des Verpressgutes ist von der Sohle beginnend nach oben fortschreitend durchzuführen.
Das Verpressgut, das durch Pumpen über Rohre, Schläuche oder das Bohrgestänge eingebracht wird, ist von der Sohle beginnend nach oben fortschreitend einzubringen. Ihre Austrittsöffnung muss beim Ziehen mindestens 3,0 m im Verpressgut stecken.
Nach dem Erhärten des zuvor verpressten oder verfüllten Zementmörtels erfolgt ein ein- oder mehrmaliges Nachverpressen. Dabei wird über die Verpresseinrichtungen, die symmetrisch im Pfahlquerschnitt angebracht sind, mit Drücken von bis zu 60 bar das Verpressgut in den erhärteten Zementstein eingepresst, der durch die hohen Drücke an Stellen mit weichem, lockeren und grobkörnigen Boden ausgesprengt

wird. Diese Aussprengungen werden mit dem Nachverpressgut wieder vollständig verfüllt.

Die Art, die Menge und der angewendete Druck beim Einbringen des Verpressgutes sind dem Baugrund und den örtlichen Verhältnissen anzupassen. Nachverpressungen werden im Allgemeinen über am Tragglied befestigte Schläuche vorgenommen.

Pfähle, die bereits unter Last stehen, dürfen nicht nachverpresst werden.

3 MIKROPFAHLTYPEN

Die ÖNORM EN 14199 unterscheidet Mikropfähle gemäß den beiden nachfolgenden Tabellen nach den jeweiligen Herstellungs- bzw. Einbringungsverfahren in Gebohrte Mikropfähle und Verdrängungsmikropfähle (Eingebrachte Mikropfähle).

Bohrverfahren	Bewehrungstyp	Verfüll-/Verpressverfahren	Verpressgut	Optionen
Spülbohrverfahren Schlagbohrverfahren Bohrverfahren mit Greifer oder Meißel	Bewehrungskorb	Verfüllen, Betonieren	Verpressmörtel, Zementmörtel oder Beton	Verrohrung
		Verpressung durch die Verrohrung	Verpress- oder Zementmörtel	
	Tragglied	Verfüllen, Betonieren	Verpressmörtel, Zementmörtel oder Beton	Verrohrung
		Verpressung durch: — die Verrohrung; — das Tragglied; — die Manschettenröhrchen.	Verpressmörtel	
		Nachverpressung durch: — die Manschettenröhrchen — spezielle Ventile — Nachverpressröhrchen	Verpressmörtel	Fußverbreiterung
		Verpressen während des Bohrens	Verpressmörtel	Nachverpressung durch
	Verbleibende Verrohrung (mit oder ohne Bewehrungskorb)	Verfüllen oder Betonieren	Verpressmörtel, Zementmörtel oder Beton	Fußverbreiterung
Bohren mit durchgehender Förderschnecke	Bewehrungskorb Tragglied	Verpressen oder Betonieren durch das Seelenrohr der Schnecke	Verpressmörtel, Zementmörtel oder Beton	

Abbildung 1: Herstellungsverfahren für gebohrte Mikropfähle nach ÖNORM EN 14199 [53]

	Baustoff (Verrohrung)	Querschnitt I Bewehrung	Optionen I Verpressung
A.2.1 Fertigpfahl	bewehrter Beton	Vollquerschnitt	Mantelverpressung
	Stahl oder Gusseisen	Offene Röhre	Mantelverpressung
		Röhre mit geschlossenem Ende	Verfüllung mit Verpressmörtel, Zementmörtel oder Beton; mit oder ohne Mantelverpressung
		Profile	Mantelverpressung
A.2.2 Ortbetonpfahl	Temporäre Verrohrung	Bewehrungskorb	Verfüllen, Betonieren
			Verpressung durch die Verrohrung
		Tragglied	Verfüllen, Betonieren: Verpressen durch: — die Verrohrung; — das Tragglied; — Manschettenröhrchen; Nachverpressung durch: — Manschettenröhrchen; — besondere Ventile; — Nachverpressröhrchen;
	Verbleibende Verrohrung	Bewehrungskorb	Betonieren, mit oder ohne Fußverbreiterung

Abbildung 2: Einbringungsverfahren für Verdrängungsmikropfähle nach ÖNORM EN 14199 [53]

Nachfolgend wird zur besseren Übersichtlichkeit eine Unterteilung der einzelnen Pfahlsysteme gemäß DIN 4128 „Verpresspfähle“ vorgenommen.

3.1 Ortbeton-Mikropfähle

Ortbeton-Mikropfähle sind kleine Bohrpfähle, die in beliebigen Richtungen und Längen hergestellt werden können. Sie entsprechen dem Prinzip des Bohrpfahls nach ÖNORM EN 1536 [55] mit kleinem Durchmesser.

Dieser Pfahltyp weist eine durchgehende Bewehrung aus Längsstahl auf. Diese muss gemäß ÖNORM EN 1993-1-1 [56] hergestellt werden. Er kann mit Beton oder mit Zementmörtel hergestellt werden.

Charakteristisch ist die Anwendung von Druckluft zur Verdichtung des Betons und als Ziehhilfe für die Verrohrung. Je nach Verwendungszweck beträgt der Schaftdurchmesser zwischen 150 mm und 300 mm. Die Betonüberdeckung der

Bewehrung in Abhängigkeit vom Aggressivitätsgrad des Bodens oder des Grundwassers beträgt zwischen 20 und 50 mm.

Die Herstellung erfolgt meist im Drehbohrverfahren. Bestehende Gebäude erfahren dabei keine Erschütterungen.
Ortbeton-Mikropfähle können in allen Bodenarten hergestellt und für sämtliche Tiefgründungs- und Verankerungsaufgaben bei Hoch- und Industriebauten, Brücken, Stützmauern, Baugrubenaussteifungen, usw. eingesetzt werden.

Die Herstellung von Ortbeton-Mikropfählen folgendermaßen:

1. Das Bohrrohr mit aufgeschraubter Bohrkrone wird durch Drehung mit hohem Drehmoment und entsprechendem Anpressdruck von einer hydraulisch angetriebenen Bohrmaschine niedergebracht (auch durch Stahlbeton und Fels). Gleichzeitig wird das Bohrgut durch Spülung gefördert. Der Bohrmast weist dem Bohrrohr die geforderte Lage und Richtung zu.

2. Nach Erreichen der vorgesehenen Gründungstiefe wird der Bewehrungskorb eingesetzt und ein zementreicher Kontraktorbeton eingebracht.

3. Auf das Bohrrohr wird eine Abschlußhaube aufgesetzt und während des Ziehens desselben wird Druckluft zur Verdichtung des Betons eingepresst. Hierbei wird der Frischbeton fest in den umgebenden Boden gedrückt.

4. Fertiggestellter Ortbetonpfahl

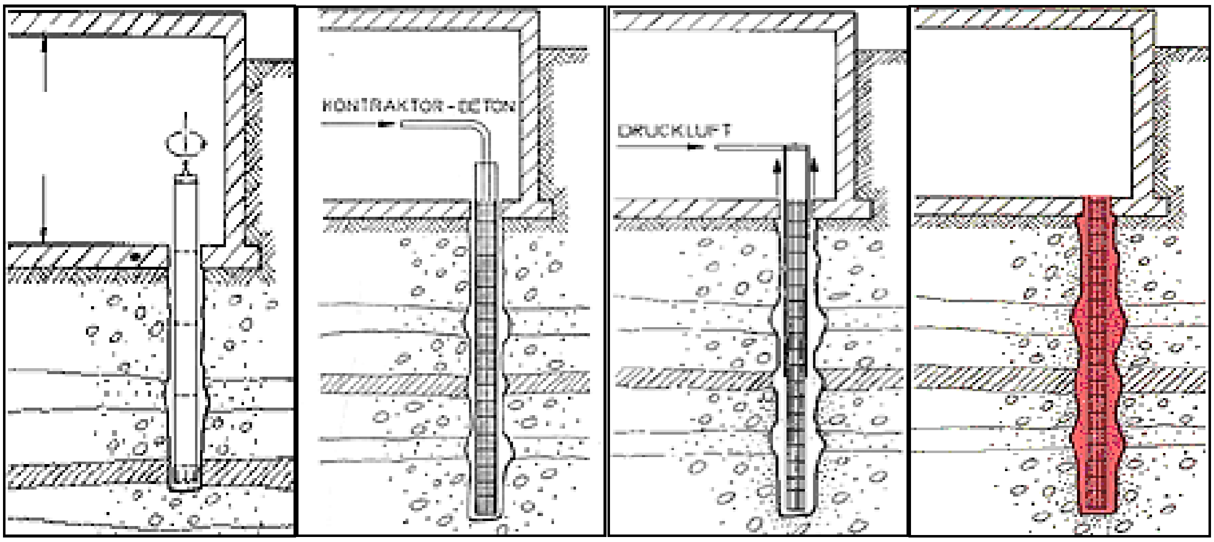


Abbildung 3: Herstellungsverfahren von Ortbeton-Mikropfählen [3]

Ortbeton-Mikropfähle werden in den letzten Jahren nur noch selten hergestellt, da vor allem bei Nachgründungen der Einbau der Bewehrungskörbe in kurzen Abschnitten aus in der Regel engen Kellerräumen erfolgen muss und ihr Einsatz daher selten wirtschaftlich ist.

3.2 Verbundpfahl

Verbundpfähle sind gemäß ÖNORM EN 14199 sowohl den gebohrten Mikropfählen als auch den Verdrängungsmikropfählen zuordenbar.
Verbundpfähle sind durch ein Tragglied aus Stahlbeton oder Stahl gekennzeichnet. Das Tragglied wird entweder in einen Hohlraum im Baugrund eingestellt oder mit Hilfe eines gegenüber dem Tragglied vergrößerten Fußes, z.B. als Rammverpresspfahl, in den Boden eingebracht. Bei Traggliedern aus Stahl kann der Querschnitt als runder Vollstab, Rohr oder Profilstahl ausgebildet sein. Der Hohlraum kann bereits vor dem Einbringen des Tragglieds gefüllt sein. Die Kraft wird durch Verbund vom Tragglied in das Verpressgut längs der gesamten oder eines Teils der Pfahllänge übertragen.
Die Herstellung der Bohrung kann sowohl im Spül- als auch im Bohrverfahren erfolgen.

Bei Verbundpfählen als Mehrfachverpresspfähle ist das Tragglied im Einspannbereich mit Ventilen versehen, die auf dem Umfang verteilt sind. So kann mittels eines Einfach- oder Doppelpackers der Fußbereich gezielt verpresst werden. Die Tragglieder aus Stahl sind auf ganzer Länge gegen Korrosion zu schützen [53].

Nachfolgend werden die nach DIN 4128 definierten und derzeit am meisten verwendeten Verbundpfahlsysteme vorgestellt. Die Einteilung der Pfähle in Pfähle mit GEWI-Tragglied, Rohrpfähle und Selbstbohrpfähle veranschaulicht die verschiedenen Tragglieder und Herstellungsarten.

3.2.1 Pfähle mit GEWI-Traggliedern

Dieser GEWI-Pfahl basiert auf der Entwicklung der Firma DYWIDAG-Systems International GmbH in den 70er Jahren. Der Gewindestabstahl (GEWI) besitzt beidseitig aufgewalzte Gewinderippen, die über die gesamte Länge angeordnet sind. Er wird hier stellvertretend für Pfähle dieser Bauart behandelt. Andere Beispiele für Mikropfähle mit GEWI-Tragglieder sind der Mikropfahl System Stump oder der Bauer Stabverpresspfahl.
Das System ist weit verbreitet und kann als Einstabpfahl oder als Mehrstabpfahl verwendet werden.
Der Stahlkern ist von Zement-Verpressmörtel umhüllt, der sowohl den Korrosionsschutz als auch die Kraftübertragung in den Boden oder Fels übernimmt.
Für das in Österreich zugelassene System dient ein Stahlkern der Sorte S 670/800 mit einem rechtgängigen Grobgewinde als Tragglied, das für die Verbesserung der Kraftübertragung und Verbundwirkung zwischen Stahlkern und Zementstein verantwortlich ist.
Weitere Vorteile dieser Gewinderippen sind die Möglichkeit zum kraftschlüssigen Anschluss von Ankerstücken und Ankermuttern sowie das Koppeln einzelner Gewindestäbe mit Hilfe von Gewindemuffen.
GEWI-Pfahlsysteme werden als Einstab- und Mehrstabpfähle hergestellt.
Bei Einstabpfählen besteht das Stahltragglied aus einem Betonstabstahl mit Durchmesser 25, 28, 30, 35, 43, 57,5 und 63,5 mm. Bei Mehrstabpfählen können bis zu drei Stäbe zusammengefasst sowie unterschiedliche Durchmesser kombiniert werden.

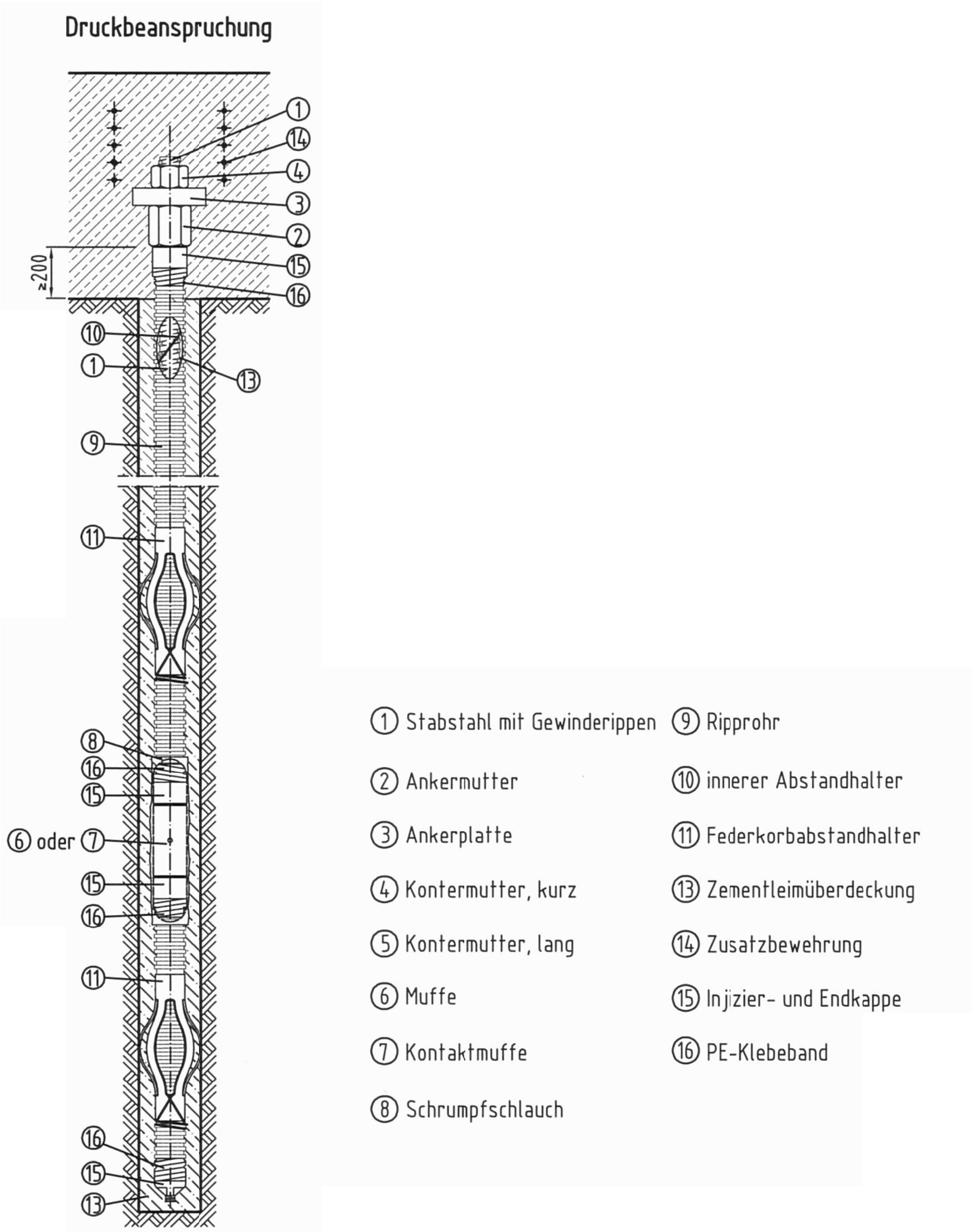


Abbildung 4: GEWI-Mikropfahl mit Korrosionsschutz [5]

Der Pfahl wird im Boden grundsätzlich in verrohrte Bohrlöcher eingebaut. Wegen des kleinen Durchmessers und der hochentwickelten Bohrverfahren für Ankertechnologien können die Bohrlöcher rasch, erschütterungsfrei und relativ geräuscharm abgeteuft werden. Die Neigung kann dabei von der Horizontalen bis zur Vertikalen beliebig variiert werden. Durch die steife Verrohrung werden gerade Bohrlöcher erzielt, was einen biegefreien Einbau der Stäbe zur Folge hat. Außerdem dient sie der Verpressung der Krafteinleitungsstrecke und des Pfahlschaftes (Kontraktorverfahren). Das Stahltragglied kann vor oder nach dem Auffüllen des

Bohrloches mit Zementmörtel eingebracht werden. Dabei ist auf eine Zentrierung des Stahlrohres innerhalb des Bohrloches zu achten, damit an allen Stellen, auch über den Muffen, eine ausreichende Zementüberdeckung vorhanden ist.

Eine Verbesserung der Tragkraft durch Erhöhung der Mantelreibung wird durch Nachverpressen bewerkstelligt. Über eine Ringleitung, die in der Krafteintragungsstrecke mit Verpressventilen oder Verpresslanzen bestückt ist, kann ein oder mehrere Male nachverpresst werden. Die Grenzen der Kraftübertragung werden nicht nur durch die erzielbare maximale Mantelreibung, sondern auch durch die Kraftaufnahmefähigkeit des Bodens selbst bestimmt.

Die zulässige innere Tragkraft von GEWI-Einstab-Pfählen und von GEWI-Mehrstab-Pfählen hängt vom Querschnitt des Traggliedes bzw. der Tragglieder ab. Sie reicht von 329 kN (Druchmesser 25 mm) bis zu 2.122 kN (Durchmesser 63,5 mm). Bei günstigen Baugrundverhältnissen kann sie komplett ausgeschöpft werden.

Die zulässige äußere Tragfähigkeit ist von der Länge der Krafteinleitungsstrecke und von den umliegenden Bodenverhältnissen abhängig. Sie kann durch Nachverpressen erheblich gesteigert werden.

Der erforderliche Korrosionsschutz wird bei GEWI-Pfählen auf folgende 2 Arten gewährleistet:

- *Standard-Korrosionsschutz:* Das Stahltragglied im Kern des Pfahles muss mindestens von einer 25 mm Zementsteinschicht umgeben sein. Durch den hohen pH-Wert des Zements passiviert der Standard-Korrosionsschutz die Stahloberfläche und wirkt bei Druckbelastung dauerhaft. Im Falle der Zugbelastung entstehen kleine Haarrisse, die allerdings aufgrund der niedrigen Dehnung des GEWI-Stahles begrenzt sind. Außerdem besitzt der Stab ein optimales Verhältnis von Querschnitt zur Oberfläche, was einen Korrosionsangriff zusätzlich erschwert.

- *Doppelter Korrosionsschutz:* Dieser bietet einen besonders sicheren und langlebigen Schutz vor Korrosion. Er wird besonders bei Zugpfählen, die größere Rissbreiten verzeichnen, oder bei besonders hohen Korrosionsansprüchen verwendet.
  Der GEWI-Stahl wird dabei werksmäßig mit einem Kunststoffripprohr, das mit Zementmörtel ausinjiziert wird, umgeben. Es sichert eine Zementsteinüberdeckung innerhalb des Ripprohres [5].
  Anwendungsgebiete des doppelten Korrosionsschutzes sind besonders aggressive Umgebungen wie zum Beispiel Pfähle im Meerwasser oder auf Deponien.

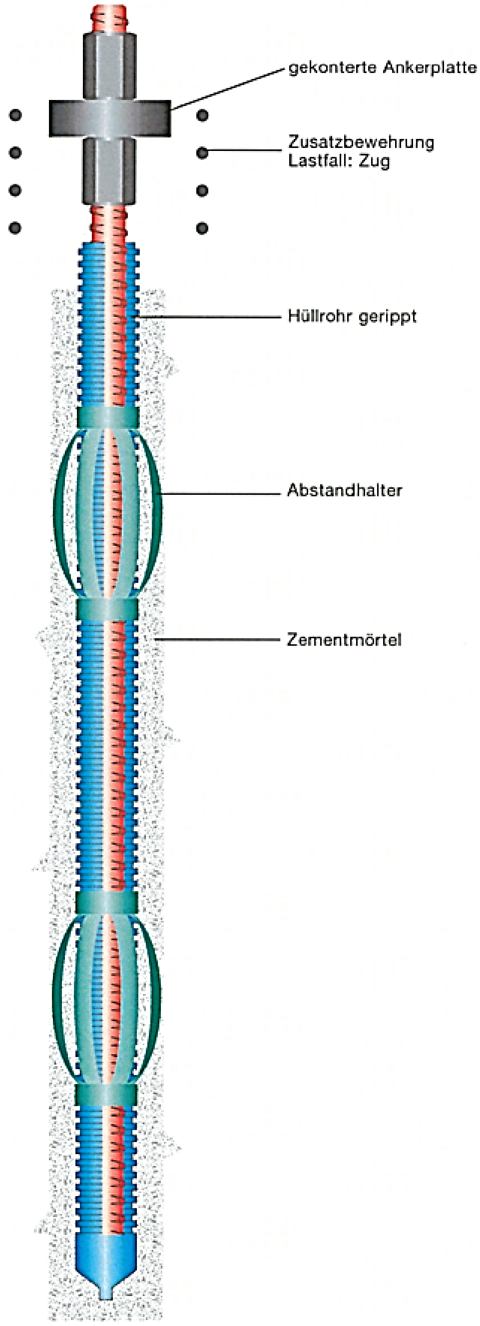


Abbildung 5: GEWI-Pfahl mit doppeltem Korrosionsschutz [6]

3.2.1.1 Activpfahl

Eine besondere Variante des GEWI-Pfahles ist der Activpfahl.
Die Herstellung der Bohrungen für diese Pfähle erfolgt, wie bei den meisten anderen Systemen, mit kleinen, wendigen Bohrgeräten, im Regelfall als verrohrte Bohrung. Zum Unterschied zu anderen Mikropfählen wird beim Activpfahl ein Gewindestab aus Spannstahl mit Durchmesser 36 mm eingebaut, der im oberen Abschnitt mit einer freien Dehnlänge ausgeführt wird. Zu diesem Zweck wird der Gewindestab in diesem

Bereich in einem glatten Hüllrohr geführt, und nur der Bereich der Krafteintragungsstrecke wird sogleich nach dem Einbau mit Zementmörtel verpresst [8].

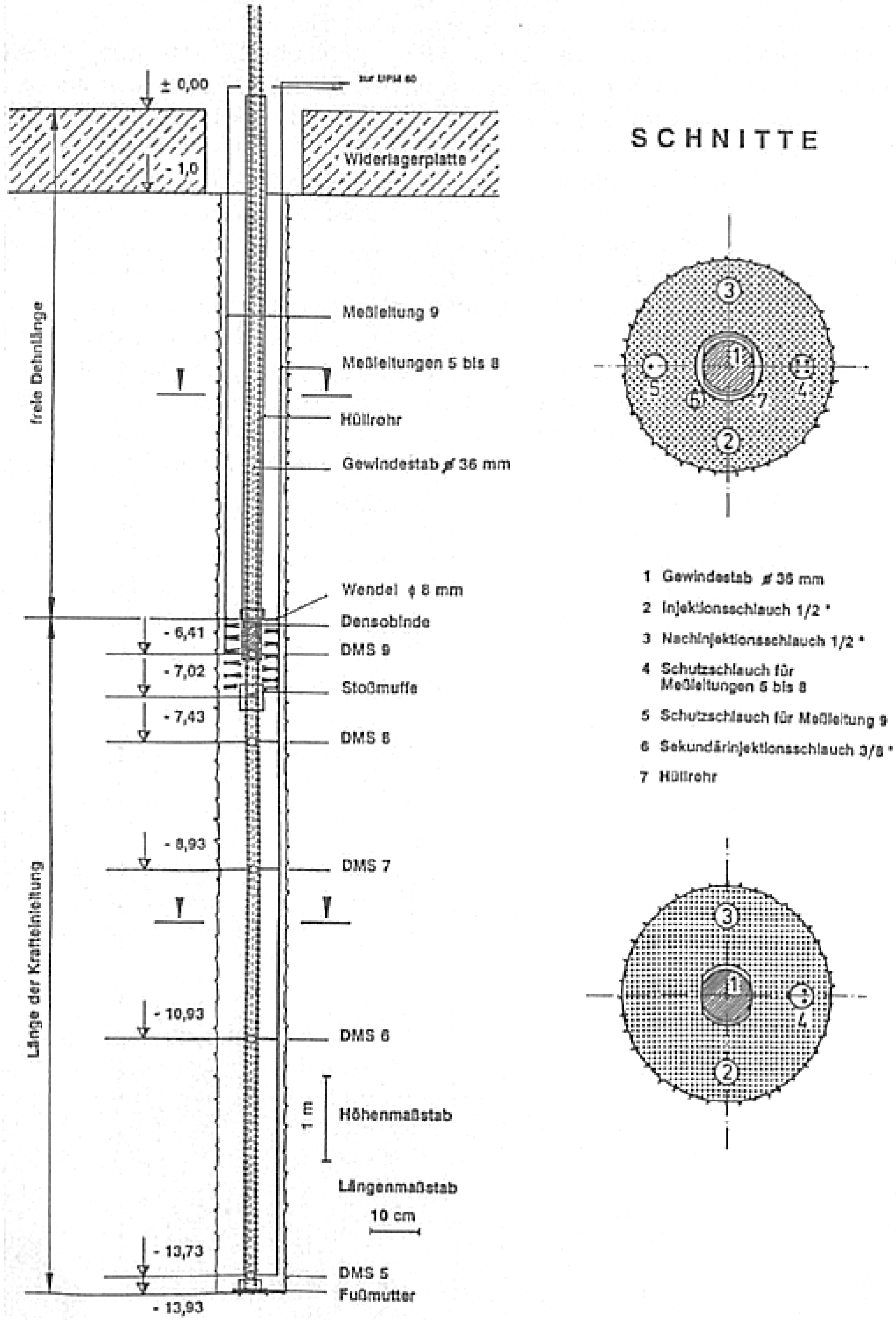


Abbildung 6: Pfahlsystemskizze des Activpfahls [8]

Die Ausführung des Activpfahles erfolgt so, dass die Krafteinleitung in den Untergrund in einem genau definierten Abschnitt (Verankerungsstrecke) stattfindet und der darüber befindliche Teil der Pfahllänge als Freispielstrecke (freie Dehnlänge) vorliegt. Dadurch erhält man die Möglichkeit, Kräfte mit dem Activpfahl durch

Bauwerkskörper oder setzungsempfindliche Bodenschichten hindurchzuleiten, ohne diese zu beanspruchen. Ferner kann die Pfahlkraft durch das Vorspannen des Stahlkerns (Gewindestab aus Druckspannstahl) in definierter Größe aktiviert werden, um dadurch die elastische Stabverkürzung und die zur Mobilisierung der Mantelreibung unvermeidlichen Setzungen vorwegzunehmen.
Bei unterschiedlichen Untergrundverhältnissen können durch dieses System unterschiedliche Setzungen innerhalb des Bauwerks minimiert werden.
Mit dem Activpfahl erhält man die Möglichkeit, Kräfte durch das Bauwerk oder setzungsempfindliche Schichten zu hindurchzuleiten, ohne dass diese dabei beansprucht werden. Außerdem kann die Stahlkraft durch Vorspannen des Stahlkerns in definierter Größe aktiviert werden. So kann die elastische Stabverkürzung und die zur Mobilisierung der Mantelreibung unvermeidliche Setzung vorweggenommen werden.
Ein zusätzlicher Vorteil dieses Systems ist die Verhinderung einer Zusatzbelastung des Pfahls durch eine mögliche negative Mantelreibung.

3.2.1.2 Soil-Jet-GEWI Pfahlsystem

Dieses Pfahlsystem basiert auf einer Kombination des Düsenstrahlverfahrens Soil-Jet mit dem System GEWI-Pfahl und ist ebenfalls nach ÖNORM EN 14199 zu klassifizieren.
Der einfach oder doppelt korrosionsgeschützte GEWI-Stab befindet sich in reinem Zementstein und bildet mit dem umschlossenen, vermörtelten Bodenkörper ein tragfähiges und verformungsarmes Verbundsystem.

Bei dem Verfahren wird mit einem Drehbohrgerät mit durchgehendem langen DSV-Gestänge ein Bohrloch hergestellt, wobei beim Abteufen durch die Hockdruckdüsen Zementsuspension in den Baugrund gedüst und der Boden vermörtelt wird [21]. Es entsteht dadurch ein homogener und kompakter Bodenkörper mit einem Gesamtdurchmesser von ca. 300 mm [22]. Im Anschluss daran wird beim Ziehen des Gestänges der verbliebene Bohrhohlraum mit Zementmörtel verpresst. Danach wird das Stahltragglied zentrisch in die suspensionsgestützte Bohrung eingestellt.
Die Größe und die genaue Abmessung des endgültigen Bohrpfahles sowie die Festigkeit und Homogenität des vermörtelten Bodenkörpers sind verfahrensbedingt

nicht eindeutig definiert. Diese Parameter sind vor allem von der Bodenbeschaffenheit abhängig.
Durch die intensive Vermörtelung der seitlichen Bodenschichten mit Zementsuspension ergibt sich eine gute äußere Tragfähigkeit.

3.2.2 Rohrpfähle

Rohrpfähle haben gegenüber GEWI-Pfählen den Vorteil, dass sie aufgrund des statisch günstigeren Querschnitts bei gleicher Tragfähigkeit eine geringere Knickgefährdung aufweisen.
Vertreter dieses Systems sind der Duktilpfahl, der Rohrpfahl System Stump, das MESI-Pfahlsystem und der Bauer SVV-Pfahl.

3.2.2.1 Duktilpfahl

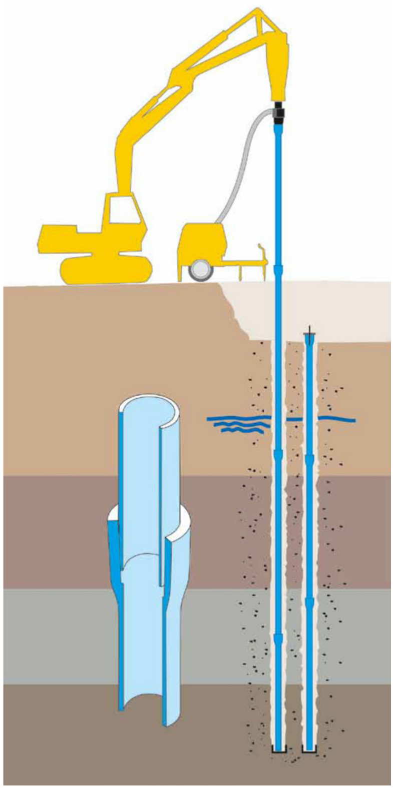


Abbildung 7: Herstellung von Duktilpfählen [19]

Der Duktilpfahl ist ein einfaches, schnell auszuführendes und effektives Tiefgründungssystem. Der industriell vorgefertigte Rammpfahl aus duktilem Guss garantiert hohe Qualität und eine sichere Gründung.
Beim Duktilpfahl handelt es sich um ein Fertigteil-Pfahlrammsystem aus duktilem Schleudergussrohren mit konischen Muffenverbindungen und konisch auslaufenden Rohrenden.
Zur flexiblen Lastabtragung sind duktile Gussrohre in zwei Außendurchmesser (118 mm und 170 mm) mit verschiedenen Wandstärken (5,0 mm bis 10,6 mm bzw. 7,0 mm bis 12,3 mm) lieferbar.
Allgemein gilt Gusseisen als sehr spröder, wenig schlagfester Werkstoff. Diese nachteiligen Eigenschaften des Gusseisens konnten durch die Entwicklung von duktilem Gusseisen entscheidend verbessert werden, sodass der Werkstoff der hohen Schlagenergie einer Pfahlrammung einwandfrei standhält.
Die Normlänge beträgt 5 m, doch sind auch kürzere Elemente lieferbar. Die einzelnen Rohrelemente werden im Zuge des fortschreitenden Rammvorganges zusammengesetzt und bilden eine starre Verbindung, die dieselbe Festigkeit aufweist wie das Rohr selbst.
Duktilpfähle können entweder vertikal oder geneigt bis zu 55 m Tiefe hergestellt werden [12].
Die Rohre werden mittels eines pneumatisch oder hydraulisch betriebenen Schnellschlaghammers eingerammt. Während des Rammvorganges ist die Muffe mittels Schutzplatte abzudecken. Als Träger für den Hydraulikhammer eignen sich z.B. ein Bagger mit Ausleger oder ein Bagger mit Mäkler.

Im Zuge des fortschreitenden Rammvorganges werden die Rohre zu den erforderlichen Pfahllängen zusammengesteckt und jeder Pfahl passt sich dem tatsächlich anstehenden Gründungshorizont an. Die Pfahloberkante wird nach dem Einrammen sofort mittels Trennscheibe oder Schneidbrenner abgeschnitten und das restliche Rohrstück wird mit einer Spitze versehen und bildet den Anfang des nächsten Pfahles. Somit wird gewährleistet, dass alle Rohre in ihrer gesamten Länge verwendet werden.

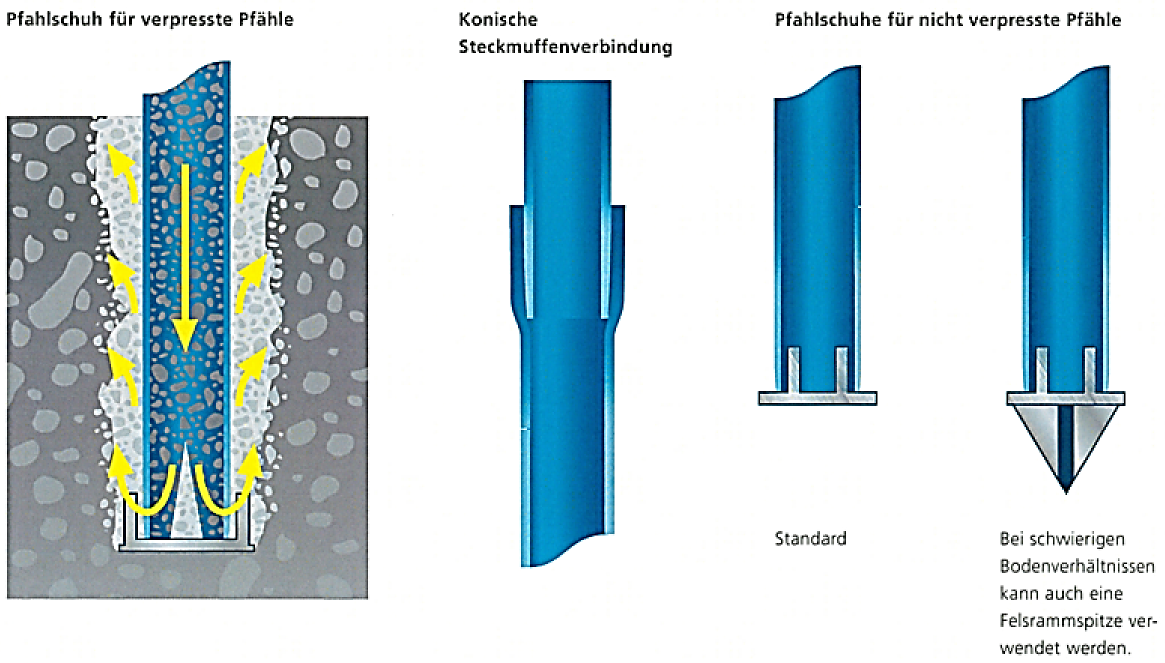


Abbildung 8: Details Duktilpfahl [7]

Der Duktilpfahl kann als Spitzendruckpfahl oder als Mantelreibungspfahl ausgelegt werden.

Der **Spitzendruckpfahl** ist unverpresst und wird in Felsböden oder dicht gelagerten Sanden und Kiesen verwendet. Bei Felsböden wird die maximale Tragfähigkeit schon nach kurzer Einbindetiefe erreicht. Die Kraft wird ausschließlich im Fußbereich übertragen. Bei dicht gelagerten Sanden und Kiesen wird die geforderte Tragfähigkeit des Bodens über die Anzahl der Schläge/10 cm bestimmt, mit welcher der Pfahl mittels einer Rammsonde in den Boden getrieben wird (z.B.: 40 Schläge/10 cm bei einer Mindestmächtigkeit dieser tragenden Schicht von 4 m [10]). Die Einbindetiefe beträgt bei dicht gelagerten Böden ca. 1,0 bis 1,5 m.
Nach dem Abschneiden auf die erforderliche Höhe werden die Rohre über einen Trichter mit Bohrpfahlbeton verfüllt. Das Aufsetzen der Lastaufnahmeplatte, die in das Fundament eingebunden wird, bildet den letzten Arbeitsgang.

Der **Mantelreibungspfahl** ist ein verpresster Pfahl und findet in weniger dicht gelagerten, sandig, kiesigen Böden und bei steifen bis halbfesten bindigen Böden seine Anwendung. Hier wird um das Gussrohr ein Betonmantel ausgebildet, welcher die Last über die Mantelreibung abträgt. Nach 3 bis 10 m Einbringung in die tragfähige Schicht ist die maximale Gebrauchslast erreicht. Um den Betonmantel zu gewährleisten, wird der Pfahlfuß mit Öffnungen und einer größeren Rammspitze versehen, die während des Rammens einen Ringraum um das Rohr bildet. Im Gegensatz zum Spitzendruckpfahl werden beim Mantelreibungspfahl vor dem Einrammen über die Rammspitze die Gussrohre mit Betonmörtel verfüllt. Durch die Öffnungen am Pfahlfuß werden der Ringraum und die Porenräume des umgebenden Bodens mit Betonmörtel ausgefüllt. Auch während des Rammvorganges werden die Rohre verfüllt. Das Verpressgut wird durch das Rohrinnere gepumpt und tritt kontinuierlich am Pfahlfuß aus. Durch den inneren Druck im Rohr wird von einem Verpressen gesprochen.

Die Vorteile des Duktilpfahles sind:

- Kurze Bauzeit durch hohe Produktionsleistung
- Einfache Baustelleneinrichtung
- Einfache Handhabung
- Wenig Abfall durch Endlossystem
- Durch leichte und wendige Geräte ist der Einsatz auch bei engsten Verhältnissen möglich
- Geringste Anforderungen an Planum und Zufahrt

Tabelle 1 gibt einen Überblick über die innere Tragfähigkeit, d.h. über die Tragfähigkeit des duktilen Rohres, welche sich durch die geometrische Form und die physikalischen Eigenschaften bestimmt. Die Pfahlrohre werden mit Zementmörtel oder Zementsuspension verfüllt. Da an der Außenfläche kein Korrosionsschutz vorhanden ist, muss rechnerisch eine Abrostung des Außendurchmessers von 3 mm berücksichtigt werden.

BDP Typ [mm]	C20/25	C35/45
Ø 118 x 5,0	639 kN	730 kN
Ø 118 x 7,5	869 kN	952 kN
Ø 118 x 9,0	1.001 kN	1.080 kN
Ø 118 x 10,6	1.139 kN	1.212 kN
Ø 170 x 7,0	1.298 kN	1.498 kN
Ø 170 x 9,0	1.566 kN	1.748 kN
Ø 170 x 9,5	1.632 kN	1.811 kN
Ø 170 x 10,6	1.776 kN	1.950 kN
Ø 170 x 12,3	1.994 kN	2.160 kN

Tabelle 1: Innere Tragfähigkeit zentrisch belasteter Duktilpfählen verfüllt mit Zementmörtel [11]

3.2.2.2 Rohrpfahl System Stump

Der Stump-Rohrpfahl erhielt als erster Kleinbohr-Verpresspfahl eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Er beruht auf dem System der vorrohrten Bohrung, d.h. das Tragglied wird in eine verrohrte Bohrung eingebaut, welche beim Verpressen des Pfahles gezogen wird.

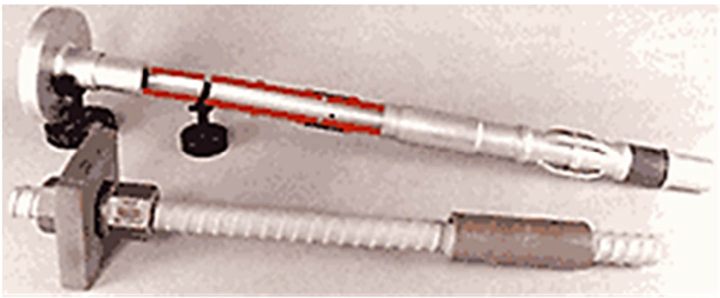


Abbildung 9: Stump Rohrpfahl (oben) und Verbundpfahl (unten) [9]

Wie alle Kleinbohr-Verpresspfähle zeichnet sich dieser dadurch aus, dass er bei kleinem Bohrdurchmesser durch spezielle Verpresstechniken relativ hohe Gebrauchslasten in den Baugrund einleiten und unter beengten räumlichen Verhältnissen hergestellt werden kann.
Der Stump-Rohrpfahl wird als Druckpfahl für Tragkräfte bis 1077 kN sowie als Zugpfahl eingesetzt. Als Tragglied kommen Stahlrohre mit einem Außendurchmesser

von 60,3 mm bis 106,5 mm in unterschiedlichen Stahlgüten zur Anwendung. Eine spezielle Muffenausbildung ermöglicht ein problemloses Zusammenfügen der Einzelschüsse und sorgt dafür, dass die vorgesehene Belastung schlupffrei aufgenommen werden kann. Ein ordnungsgemäßer Einbau ist noch bei Raumhöhen von ca. 2,0 m gewährleistet.
Aufgrund der Möglichkeit einer mehrfachen, gezielten Nachverpressung wird eine Sanierung des umgebenden Baugrunds in Bereich der Krafteintragungslänge erreicht. Das ermöglicht eine konzentrierte Einleitung hoher Kräfte auch bei ungünstigen Baugrundverhältnissen.

Zur besseren Kraftübertragung vom Stahltragglied in den Zementstein wird das Rohr entweder profiliert oder mit aufgeschweißten Verbundrippen ausgebildet.

Der Korrosionsschutz des Stump-Rohrpfahles wird ausschließlich über die Zementsteinüberdeckung gewährleistet.

3.2.2.3 MESI-Pfahlsystem

Das MESI-Pfahlsystem (MESI = Mehrstufeninjektion) ist ein patentiertes Gründungsverfahren der Firma Keller Grundbau GmbH. Dieses Verfahren verwendet Stahlrohre, die im Bereich der Kraftübertragung mit Injektionsdüsen ausgerüstet sind. Ist die Injektion in einem oder mehreren Schritten erfolgt, ergibt sich eine hohe Kraftübertragung für Druck oder Zug in den anstehenden Boden.

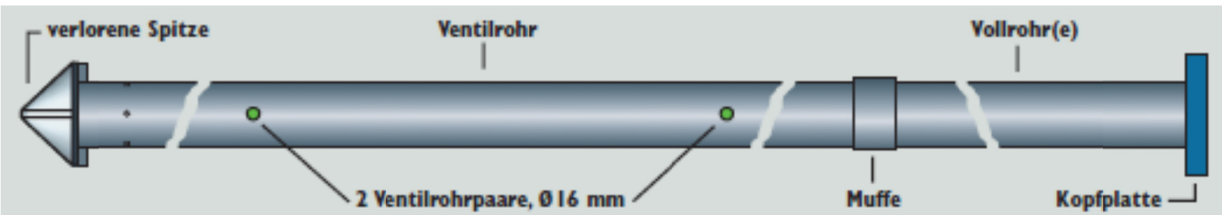


Abbildung 10: MESI-Pfahlsystem [17]

Das in unterschiedlichen Längen produzierte dickwandige Stahlrohres ermöglicht einen Einsatz auch bei räumlichen Begrenzungen des Einbauortes. Die Verpressdüsen, die mit dem Rohr fest verbunden sind, sind mit einer patentierten

Klappe ausgestattet, die eine mehrfache Benutzung zulassen und den Rückfluss der Suspension verhindern.
MESI-Stahlrohrpfähle werden mit Außendurchmessern von 88,9, mm 101,6 mm und 127 mm hergestellt. Die zulässige innere Tragkraft beträgt je nach Durchmesser und Stahlgüte bis zu 1097 kN bei durchgehender Mörtelumhüllung.

Die äußere Tragfähigkeit hängt wie bei allen anderen Pfählen auch von der zulässigen Mantelreibung zwischen der Mantelumhüllung und dem anstehenden Boden ab.

Der Einbau des Rohrpfahles erfolgt über einen Schnellschlaghammer, der ein erschütterungsarmes Rammen ermöglicht. Von der Gerätelafette geführt, kann der Pfahltubus in jede beliebige Richtung in den Boden gerammt werden. Der Pfahlfuss kann entweder mit einer Verschlusskappe oder alternativ mit einer verlorenen Spitze versehen werden, wobei bei letzterem eine durchgehende Ummantelung des Pfahlschaftes gewährleistet ist.
Das Wesentliche an diesem System ist die Möglichkeit, dem Pfahlrohr durch Verpressen von Zementmörtel in Einzelstufen einen optimalen Verbund mit dem umliegenden Erdreich zu geben und so die Zug- oder Druckkräfte über eine maximale Mantelreibung in den Boden zu übertragen. Der Abstand der Injektionsventile in der Kraftübertragungsstrecke ist abhängig vom vorhandenen Baugrund und dem geplanten Tragverhalten.
Eine Erhöhung der Verbundwirkung wird durch die Verwendung einer verlorenen Rammspitze, die eine Vergrößerung des Durchmessers bewirkt, erreicht. Der dadurch zusätzlich geschaffene Ringraum zwischen Pfahl und Boden wird kontinuierlich über den Pfahlschuh mit Mörtel verfüllt. Der so hergestellte Pfahl weist einen durchgehenden Mörtelmantel von zumindest 20 mm Dicke auf.

Dieses System kann neben seiner Funktion als Gründungselement auch zusätzlich die Aufgabe eines Energiepfahles übernehmen. Dazu wird in den Hohlraum des Pfahlrohres ein Leitungssystem von HDPE – Rohren eingebaut. Eine Wasser-Wärmepumpe sorgt für die Umwandlung der Erdwärme in Heizwärme. [18]

3.2.3 Selbstbohrpfähle

Selbstbohrpfähle unterscheiden sich von anderen Verbundpfählen dadurch, dass das Stahlrohr neben seiner Funktion als Tragglied auch gleichzeitig als Bohrgestänge benutzt wird. Zu diesen Vertretern zählen vor allem der Ischebeck-Ankerpfahl TITAN sowie der MAI Mikroinjektionspfahl.

3.2.3.1 Ischebeck-Ankerpfahl TITAN

Beim Ankerpfahl TITAN ist das Tragglied ein geripptes Stahlrohr, das gleichermaßen als verlorene Bohrstange, als Injektionsrohr und als bleibendes Stahltragglied (Bewehrungsstab) dient (3 in 1). In weichen Böden und verwittertem Fels, in denen das Bohrloch einfallen würde, wird das Bohrrohr (casing) gespart durch Verwendung von Stützflüssigkeit als Bohrspülung [15]. Die Einleitung der äußeren Kräfte in den Baugrund erfolgt im Wesentlichen durch Mantelreibung vom Bewehrungsstab über einen Zement-Verpresskörper.

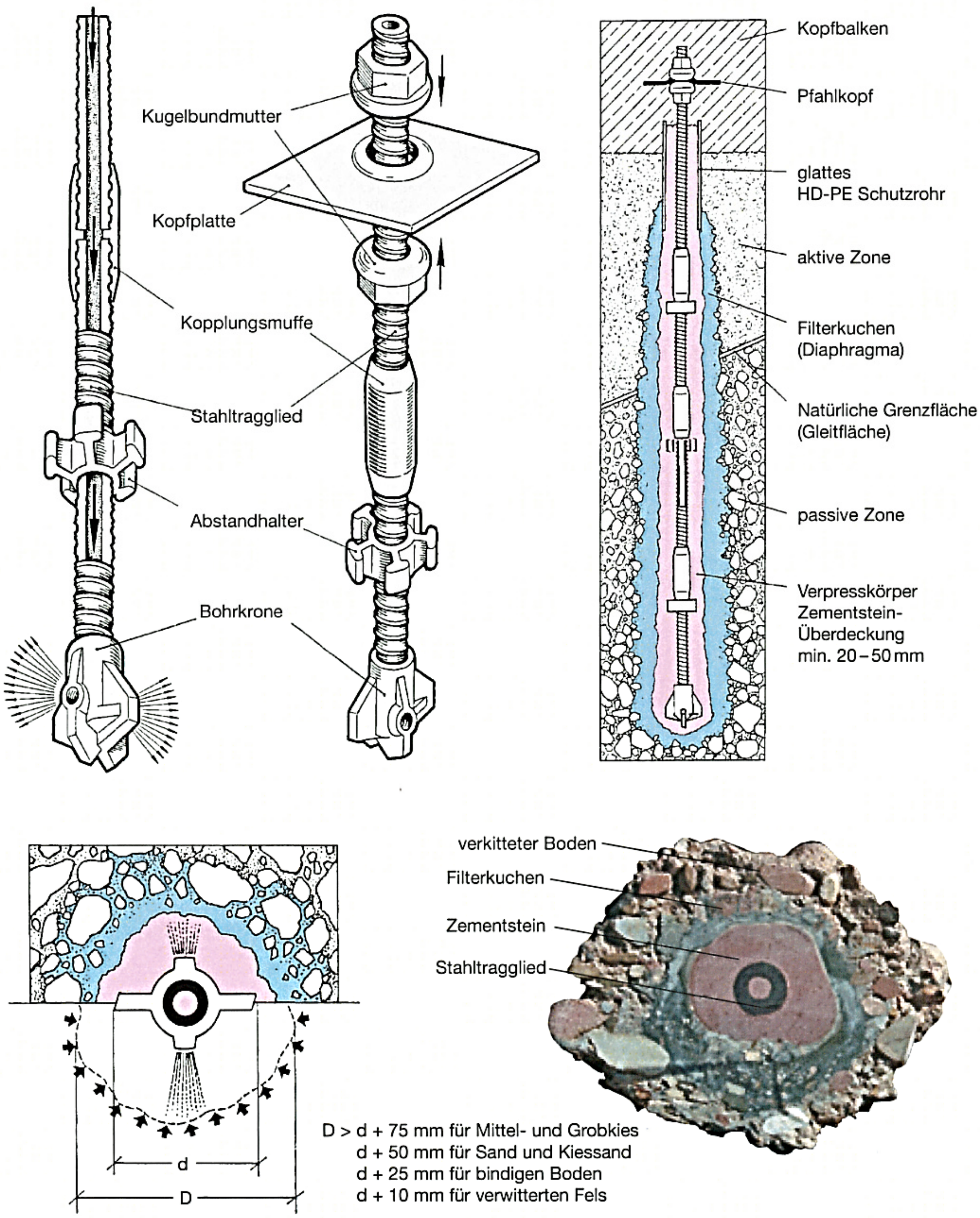


Abbildung 11: Wesentliche Bestandteile des Ischebeck Anperpfahl TITAN [15]

Ankerpfähle TITAN werden in einer einheitlichen Verfahrenstechnik mit drehschlagenden Bohrhämmern und mit Zementdickspülung als Stützflüssigkeit unverrohrt gebohrt. Das Gewinderohr (ein Rohr ist statisch günstiger als ein Vollstab bei gleichem Querschnitt) ist gleichermaßen verlorene Bohrstange, Bewehrungsstab und Injektionsrohr. Das durchlaufende Grobgewinde ermöglicht überall

Schraubbarkeit, sowohl beim Koppeln und Kürzen des Rohres auf der Baustelle als auch beim Aufschrauben von bodenangepassten Bohrkronen.

Der Kanal des Bohrrohres dient gleichermaßen zur Spül- und Stützflüssigkeitszugabe (Zementdickspülung W/Z ≈ 0,7) und als Nachverpresskanal. Unter dem üblichen Spüldruck von 5 bis 20 bar wird das Wasser abgefiltert und der Filterkuchen stabilisiert das Bohrloch. Wenn eine Erhöhung des Verpressdrucks um ca. 10 bar gegenüber dem Spüldruck durch dynamisches Verpressen unmittelbar im Anschluss an das Bohren nicht erreicht wird, kann man noch während der Ansteifungsphase des Zements (< 6 h) über den Schlauchanschluss nachverpressen, bis sich der gewünschte Druck aufbaut.
Einfacher Korrosionsschutz ist bei Ankerpfählen TITAN durch die Zementsteinüberdeckung gegeben.

Der Vorteil dieses Systems ist das Entfallen der Arbeitsgänge Ziehen der Verrohrung und Einführen des Bewehrungsstabes, was zu einer wesentlichen Erhöhung der Einbauleistung führt. Dem stehen allerdings höhere Materialkosten gegenüber, sodass die Wirtschaftlichkeit von Fall zu Fall überprüft werden muss. Weitere Vorteile sind die Anpassungsfähigkeit an jedes Lastbild und die Einsetzbarkeit von kleinsten Bohrgeräten.

Die technischen Daten der verschiedenen Modelle sind Tabelle 2 zu entnehmen.

Bezeichnung	**Einheit**	**TITAN 30/16**	**TITAN 30/14**	**TITAN 30/11**	**TITAN 40/20**	**TITAN 40/16**	**TITAN 52/26**	**TITAN 73/56**	**TITAN 73/53**	**TITAN 73/45**	**TITAN 73/35**	**TITAN 103/78**	**TITAN 103/51**	**TITAN 127/111**
Nenndurchmesser außen	mm	30	30	30	40	40	52	73	73	73	73	103	103	127
Nenndurchmesser innen	mm	16	14	11	20	16	26	56	53	45	35	78	51	111
effektive Querschnitt A_{eff}	mm²	340	375	415	730	900	1250	1360	1615	2260	2710	3140	5680	3475
Bruchlast F_u	kN	245	275	320	540	660	925	1035	1160	1585	1865	2270	3660	2320

Tabelle 2: Technische Daten Ischebeck-Ankerpfahl [15]

3.2.3.2 MAI Mikroinjektionspfahl

Bei diesem Pfahltyp handelt es sich ebenfalls um ein System, bei dem das Tragglied als Bohrgestänge verwendet wird. Er wird von der Firma MAI International GmbH hergestellt und über die DSI vertrieben.

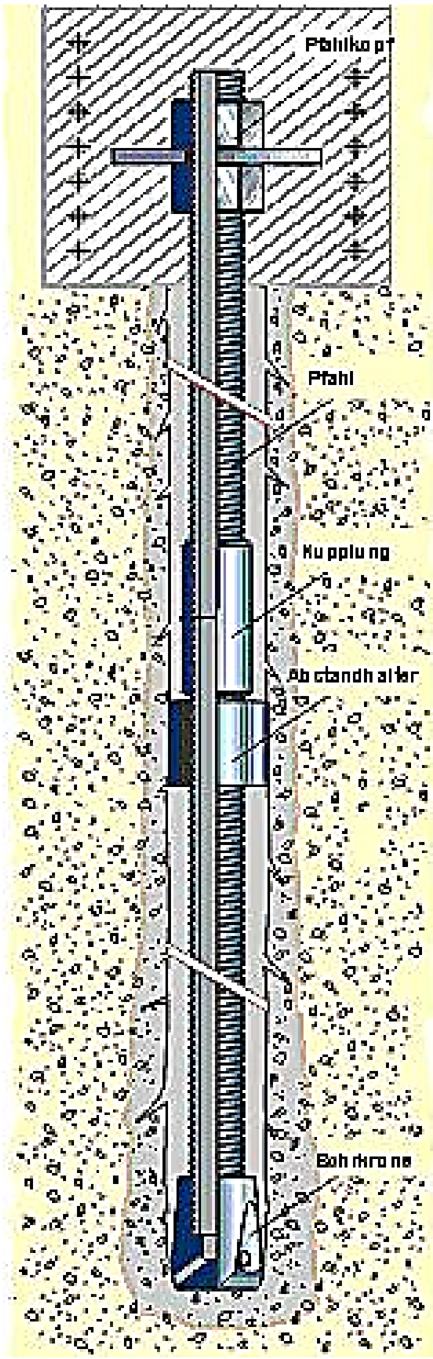


Abbildung 12: MAI Mikroinjektionspfahl [23]

Die technischen Daten des Mai Mikroinjektionspfahles sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Technische Daten	Einheit	R25N	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	T76N	T76S
Außendurchmesser	mm	25	32	32	38	51	51	76	76
durchschnittl. Innendurchmesser	mm	14,0	18,5	15,0	19,0	36,0	33,0	51,0	45,0
Spannungsaußen-durchmesser	mm	22,5	29,1	29,1	35,7	47,8	47,8	76	76
Spannungs-querschnitt	mm^2	244	396	488	717	776	939	1835	2400
Burchlast	kN	200	280	360	500	550	800	1600	1900
Strecklast	kN	150	230	280	400	450	630	1200	1500
durchschnittl. Zugfestigkeit	N/mm^2	805	720	740	700	690	840	880	790
durch. Festigkeit der Streckgrenze	N/mm^2	660	560	570	540	580	670	660	630
Gewicht	kg	2,3	3,4	4,1	6,0	7,0	8,4	15,0	19,7
Gewindenorm	ISO 10208					ISO 1720		MAI T76 *[1]	
Stahlqualität	nach EN 10083-1								
Lieferlängen	1m, 2m, 3m, 4m, 6m								

*[1]...Werksnorm
Bemerkung: Die Bruch- und Strecklastangaben sind garantierte Mindestlastgrößen. Die Innendurchmesser und daraus resultierenden Festigkeitswerte sind rechnerisch ermittelte Durchschnittswerte.

Tabelle 3: Technische Daten des MAI Mikroinjektionspfahles [23]

Das Stahlrohr ist als Gewinderohr ausgebildet und wird in Durchmessern von 26 mm bis 76 mm hergestellt. Über Kupplungsstücke ist es möglich, ähnlich wie bei GEWI-Pfählen, jede gewünschte Stablänge herzustellen.

Bei der Herstellung des Bohrloches wird das Bohrgut mit Wasser oder Luft freigespült. Danach erfolgt das Verfüllen und Verpressen mit Zement oder Ankermörtel. Der Freischnitt der verlorenen Bohrkrone sichert eine Zementsteinüberdeckung von mindestens 2,0 cm.

3.3 *Andere Pfähle mit kleinem Durchmesser*

Nachfolgend sind noch Pfahlsysteme der Vollständigkeit halber angeführt, die zwar nicht der ÖNORM EN 14199 jedoch der DIN EN 12699 entsprechen und einen Außendurchmesser von ≤ 30 cm aufweisen.

3.3.1 Presspfahl

Dieser Pfahltyp kommt insbesondere dort zum Einsatz, wo Nachgründungen von bestehenden Bauwerken aufgrund von Lasterhöhungen, Setzungen oder Beschädigung der vorhandenen Gründung erforderlich sind.

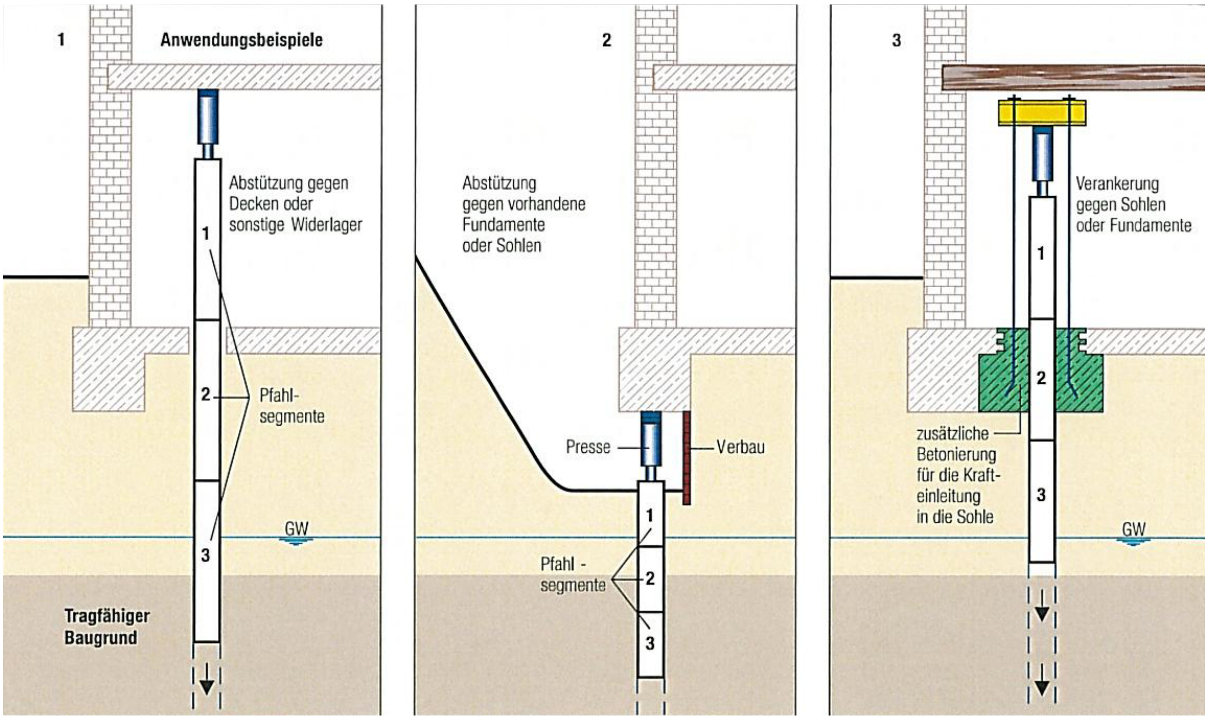


Abbildung 13: Herstellungsarten für Presspfähle [16]

Der Presspfahl wird in Rohrschüssen erschütterungsfrei in den Baugrund eingepresst. Das erste Rohr ist unten wasserdicht mit einer Fußplatte verschlossen, sodass der Boden vollständig verdrängt wird. Eine Auflockerung des Bodens kann somit ausgeschlossen werden. Die einzelnen Rohre werden über Schweißnähte verbunden.

Die Rohre werden bis zu einer festgelegten Last in den Boden gepresst. Nach Erreichen der Endtiefe werden die Rohre ausbetoniert und der Anschluss an das

Bauwerk hergestellt. Als Widerlager zur Abtragung der Pressendrücke werden Gebäudeteile genutzt. Die Verteilung der Lasten auf die Gebäudeteile ist individuell vorab statisch zu ermitteln. Die Länge der einzelnen Rohrschüsse kann an die vorhandene Arbeitsraumhöhe angepasst werden.

Alternativ können auch Stahlbetonfertigteile eingepresst werden, die mit einer Hydraulikanlage in den Boden gepresst wird. Der erforderliche Gegendruck wird dabei meistens von einem vorhandenen Gebäude über einer Ortbetondecke oder über eine Ballastanlage entnommen [20]. Es werden hierzu Anker in den Betonboden einbetoniert und Aussparungen freigelassen, durch die die Pfähle eingepresst werden. Sie bestehen aus kurzen Elementen aus korrosionsgeschützten Stahlrohren oder aus Betonrohren, die über Steckmuffen untereinander verbunden sind. Nach Erreichen der Endtiefe wird der Pfahl ausbetoniert.
Dieses System hat folgende Vorteile:

- die Anordnung des Pfahles erfolgt zentrisch unter dem Fundament (reine Normalkraft)
- jeder einzelne Pfahl wird durch die Kontrolle des Pressendruckes kontrolliert
- eine geräuscharme und erschütterungsfreie Herstellung wird gewährleistet
- es ist eine Herstellung bei geringer Arbeitshöhe und engen Platzverhältnissen möglich

Dieses Verfahren ist allerdings auf weiche, homogene Böden ohne natürliche oder künstliche Einschlüsse beschränkt.

Die Bemessung von Presspfählen erfolgt nach der DIN 1054 und der DIN EN 12699 [16].

3.3.2 Verpressmörtelpfahl (VM-Pfahl)

Obwohl der VM-Pfahl oder auch Ramm-Verpress-(RV)-Pfahl wegen seines Durchmessers von über 30 cm nicht zu den Pfahlsystemen der ÖNORM EN 14199 gezählt wird, ist er doch mit den Verbundpfählen verwandt. Er wird vorwiegend als Druck- und Zugpfahl mit einer Neigung von bis zu 1:1 eingesetzt [1].
Übliche charakteristische Pfahlwiderstände liegen, je nach Untergrundverhältnissen und Querschnitt, in einer Größenordnung von etwa 1000 kN bis 2500 kN [61].

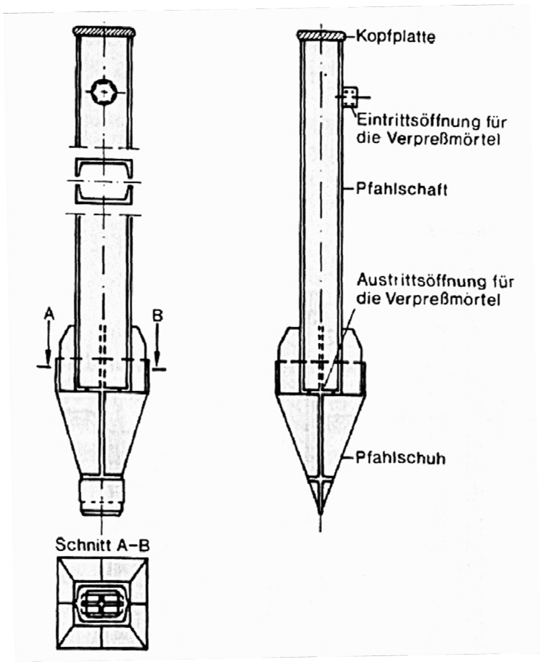


Abbildung 14: MV-Pfahl - rechts: Schaft aus zwei U-Profilen mit quadratischer Spitze [1]
links: mit rundem Schaft und quadratischer Spitze beim Einrammvorgang

Als Schaft dienen Rundstähle (Durchmesser 70 bis 100 mm), Stahlrohre, Kastenträger (z.B. aus zwei zusammengeschweißten U- bzw. Wellenprofilen) und Einzelbohlen bzw. Träger. Der Pfahlschuh ist wesentlich größer als der Pfahlschaft [25]. Beim Einrammen wird der Boden durch den Pfahlschuh verdrängt, und in den sich bildenden Hohlraum wird kontinuierlich Zementmörtel eingepresst. Im Bereich der tragenden Schicht wird der Verpressdruck auf 5 bis 10 bar gesteigert und dadurch ein kraftschlüssiger Verbund mit dem umliegenden Baugrund hergestellt. Das Verpressen erfolgt bei offenen Stahlprofilen durch ein zusätzlich angeordnetes Verpressrohr, bei hohlen Stahltraggliedern über das Innere des Rohres. Der Mörtel tritt über dem Pfahlschuh aus. Er unterbindet gleichzeitig die Mantelreibung während des Rammens. Nach dem Erreichen der Endtiefe wird der Ringraum oben durch einen Betonpfropfen verschlossen und der Verpressdruck auf bis zu 10 bar erhöht.
Der Pfahl wird meist mit einem Schnellschlaghammer unter Vorspannung gerammt. Da nur der Spitzendruck zu überwinden ist, wird eine hohe Rammleistung erzielt und auch schwere Hindernisse durchrammt.
Die innere Tragfähigkeit ist von der Größe des gewählten Traggliedquerschnitt abhängig, wobei auch bei Druckpfählen im Allgemeinen nur der Stahlquerschnitt angesetzt wird. Die äußere Tragfähigkeit ergibt sich aus der aktivierbaren Mantelreibung zwischen Verpresskörper und Baugrund. Dabei werden durch die

beim Verpressvorgang erreichte innige Verzahnung in Abhängigkeit vom Boden relativ hohe Mantelreibungswerte erreicht.
VM-Pfähle werden vorwiegend als Zugpfähle bzw. Ankerpfähle, als Druckpfähle sowie als wechselbelastete Pfähle im Hafen- und Offshorebereich, bei Mastgründungen oder als Auftriebssicherung bei Bauwerken im Grundwasser eingesetzt.
Übliche charakteristische Pfahlwiderstände liegen, je nach Untergrundverhältnissen und Querschnitt (übliche Querschnitte zwischen 450 und 2000 cm²), in einer Größenordnung von etwa 1000 kN bis 2500 kN [61].

3.3.3 Rüttelinjektionspfahl (RI-Pfahl)

Diese Pfahlart stellt eine Weiterentwicklung des VM-Pfahles dar. Meist werden hier HEB-Profile der Größe 180 bis 280 als Tragglied verwendet. Doch wird hier anstelle eines aufwendigen Pfahlschuhes ein Flacheisen verwendet, das auf den Pfahlschaft am unteren Ende aufgeschweißt wird. Durch das Flacheisen wird ein Überschnitt von ca. 2 cm erreicht, in den bei Eintreiben des Pfahles kontinuierlich Zementsuspension eingepresst wird [15]. Die Profile werden einvibriert oder mit Schnellschlaghämmern gerammt. Der Eindringwiderstand ist dabei durch die Aufdoppelung wesentlich geringer als beim VM-Pfahl.

Abbildung 15: Ramminjektionspfähle [13]

An jedem Pfahl sind zwei Injektionsrohre am Übergang Steg/Flansch angebracht, über die das Verpressgut eingebracht wird. Sie enden kurz oberhalb des Fußkragens am unteren Pfahlende. Über diese Rohre wird im Zuge des Rüttelvorganges der Mörtel eingepumpt.
RI-Pfähle haben ein ähnliches Anwendungsgebiet wie VM-Pfähle jedoch mit vergleichsweise geringerer Tragfähigkeit.
Übliche charakteristische Pfahlwiderstände liegen, je nach Untergrundverhältnissen und Querschnitt, in einer Größenordnung von etwa 500 kN bis 1500 kN [61].

3.3.4 Betonpfahl Typ SV

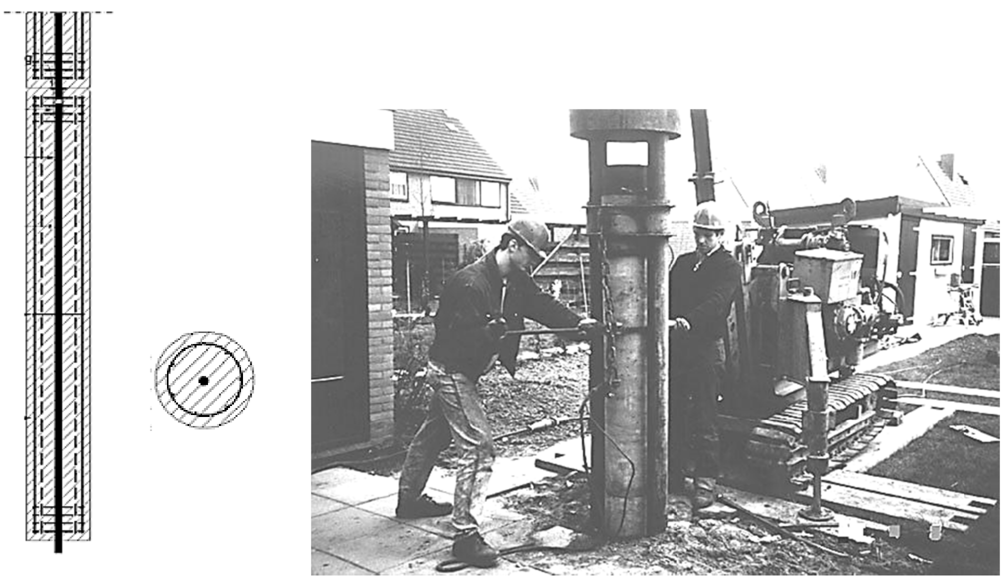


Abbildung 16: Längs- und Querschnitt sowie Herstellung eines Betonpfahls Typ SV [20]

Der Betonpfahl Typ SV ist ein Verschraubungspfahl, der aus vorgefertigten 1,5 m oder 2 m langen Stahlbetonabschnitten zusammengesetzt wird. Jeder Betonabschnitt enthält einen durchgehenden Bewehrungsstab mit Gewinde (GEWI-Stab) mittels dem die einzelnen Teile so miteinander verbunden werden, dass ein Pfahl mit durchgehendem Bewehrungskern entsteht. Die Verbindung kann Zugkräfte, Druckkräfte und Momente aufnehmen.
Die zylindrischen Pfahlsegmente werden im Werk vorgefertigt und auf die Baustelle transportiert, wo sie dann mit einem Freifallhammer eingerammt werden. Durch eine speziell entwickelte elastische Spezialrammehaube wird erreicht, dass möglichst

wenig Rammenergie verloren geht und so ein relativ erschütterungsfreies Arbeiten möglich ist.

Im Gegensatz zu den Verbundpfählen ist bei den Betonpfählen eine Arbeitshöhe von mindestens 3 m erforderlich. Er kann bis zu einer Neigung von 6:1 eingebaut werden.

Die technischen Daten und die Tragfähigkeitswerte des Betonpfahles Typ SV sind Tabelle 4 zu entnehmen.

TECHNISCHE DATEN SV-PFAHL		
Abmessungen	ø 210 mm	ø 280 mm
Länge der Pfahlabschnitte	1,5 m	1,5m oder 2m
Betongüte	C35/45	C35/45
Bewehrungsstab: GEWI-Stab	ø 20 mm	ø 28 mm
Stahlsorte	500/550	500/550
Mindestvorspannkraft	350 Nm	500 Nm;
zul. Druckkraft	550 kN	950 kN
zul. Zugkraft	90 kN	180 kN
zul. Moment für druckbelasteten Pfahl	7,5 kNm	16,5 kNm

Tabelle 4: Technische Daten und zulässigen Belastungen des SV-Pfahles [20]

4 KNICKNACHWEISE – AKTUELLE NORMENSITUATION

Bei konventionellen Pfählen mit größeren Durchmessern kann erfahrungsgemäß bei üblichen Bedingungen ein Stabilitätsversagen selbst bei breiigen, bindigen Böden mit geringen Festigkeiten praktisch ausgeschlossen werden.

<u>Situation in Österreich</u>

Die ÖNORM EN 1997-1 [52] hält diesbezüglich unter Pkt. 7.8 fest, dass in der Regel kein Knicknachweis erforderlich ist, wenn die Pfähle von Böden mit einer charakteristischen Scherfestigkeit im undränierten Zustand von c_u > 10 kPa (= kN/m²) umschlossen sind. Schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Dicken stehen, müssen jedoch auf Knicken untersucht werden.

Die Berücksichtigung von Knicken von Pfählen mit kleinen Durchmessern (Mikropfählen) wird in der ÖNORM EN 14199 [53] behandelt. Gemäß Pkt. 7.11.2 ist der Nachweis gegen Knicken unter Berücksichtigung möglicher Imperfektionen bei Mikropfählen zu führen, die in einem Boden mit einer charakteristischen undränierten Scherfestigkeit von weniger als 10 kN/m^2 hergestellt werden.

Die beiden o.a. Normen treffen jedoch keine Aussage darüber, in welcher Form dieser Knicknachweis geführt werden soll, d.h. vor allem ob unterhalb der genannten Grenzen die undränierte Scherfestigkeit als stützende Wirkung anzusetzen ist oder nicht.

Bei in Österreich durch das BMVIT zugelassenen Mikropfahlsystemen wird bezüglich der Belastungsprüfungen und damit auch bzgl. des Stabilitätsnachweises auf die EN 14199 verwiesen [57].

<u>Situation in Deutschland</u>

Die DIN 4128 [4] besagt nach Abschnitt 9.3, dass ein Knicksicherheitsnachweis bei Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser für einen seitlich nicht gestützten Stab zu führen ist, wenn die Scherfestigkeit des undränierten Bodens kleiner als 10 kN/m² ist.

Die DIN 1054:2010-12-00 [33] hält ergänzend zur EN 1997-1 fest, dass Knicken bei Mikropfählen auch bei jenen Böden auftreten kann, die mit einer Scherfestigkeit von $c_u > 10$ kN/m² charakterisiert sind. Diesbezüglich wird hier auf die EA-Pfähle, Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ [62] verwiesen.
Darin wird seitens der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) bis zum Vorliegen weiterer Erkenntnisse angegeben, dass jene Ansätze zur Ermittlung des Widerstandes von Pfählen gegen Knickversagen verwendet werden dürfen, die von Vogt, Vogt und Kellner in der Fachzeitschrift „Bautechnik“ unter dem Titel „Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden“ [51] veröffentlicht wurden. Auf dieses Nachweisverfahren wird in Kapitel 7.4.4 der ggstl. Arbeit eingegangen. Alternativ darf im Rahmen einer versuchsgestützten Bemessung durch statische Pfahlprobebelastungen die Tragfähigkeit eines stabilitätsgefährdeten Druckpfahles nachgewiesen werden.

Für in Deutschland durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) zugelassene Pfahlsysteme gibt es verschiedene Ansätze für den Nachweis der Stabilität.
Beim DSI Duktilrammpfahl muss der Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung nach DIN 18800-5 ohne Ansatz einer seitlichen Stützung geführt werden, wenn der Pfahl teilweise frei, in organischen oder in bindigen Böden mit einer undränierten Scherfestigkeit von $c_u \leq 15$ kN/m² steht. Dabei ist stets eine Imperfektion $e_v = L/150$ zu berücksichtigen. Dabei ist L die freie, nicht gestützte Länge des Pfahles. Für die Ermittlung der Knicklast darf dabei für die Biegesteifigkeit EI nur der vom Gussrohr umschlossene Beton berücksichtigt werden. [58]
Ähnlich verhält es sich beispielsweise für den vom DIBt zugelassenen Verbundpfahl System Stump [36].

Bei den durch das DIBt zugelassenen SAS Mikropfählen ist es allerdings so, dass ein Knicksicherheitsnachweis schon dann zu führen ist, wenn der Verpresspfahl in Böden mit einer undränierten Scherfestigkeit von $c_u \leq 30$ kN/m² steht. Hier sind allerdings 2 Fälle zu unterscheiden:
Bei frei stehenden Pfählen und bei einer undränierten Scherfestigkeit $c_u \leq 10$ kN/m² ist der Nachweis der Knicksicherheit ohne Ansatz einer seitlichen Bettung unter Berücksichtigung der Verformungen nach Theorie II. Ordnung gem. DIN 18800-2 zu führen.

Bewegt sich die undränierte Scherfestigkeit im Bereich von 10 kN/m² $\leq c_u$ < 30kN/m², so darf für den Knicksicherheitsnachweis eine elastische Linienbettung von $k_l = 60 \cdot c_u$ und für die maximale seitliche Bodenreaktion (Fließdruck) $\sigma_{gr} = 6 \cdot c_u$ angesetzt werden. Dabei ist zusätzlich eine Vorverformung mit einem Krümmungsradius von 200 mm zu berücksichtigen.
In beiden Fällen darf bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit EI der Zementmörtel in ummantelten Bereichen angesetzt werden, wobei ein mögliches Aufreißen des Zementsteins bis zur Querschnittsmitte zu berücksichtigen ist. [59]

5 BEMESSUNG VON MIKROPFÄHLEN

Gemäß ÖNORM EN 14199 sind folgende grundlegenden Normen für Bemessung und Entwurf von Mikropfählen heranzuziehen:

- bezüglich der Grundlagen von Entwurf und Bemessung sowie der Einwirkungen auf Tragwerk und Bauwerk: EN 1991-1
- für Entwurf und Bemessung von Betonpfählen: EN 1992-3
- für Entwurf und Bemessung von Stahlbauteilen: EN 1993
- für Entwurf und Bemessung von Verbundbauteilen: EN 1994-1-1
- für Entwurf von vorgespannten Elementen: prEN 10138-4
- für die Ermittlung der Tragfähigkeit: EN 1997-1

Laut EN 1997-1 müssen folgende Grenzzustände für die Bemessung untersucht werden:

– Verlust der Gesamtstandsicherheit;
– Grundbruch der Pfahlgründung;
– Aufschwimmen oder unzureichender Zugwiderstand der Pfahlgründung;
– Bodenversagen bei Querbelastung der Pfahlgründung;
– Inneres Versagen des Pfahles bei Druck, Zug, Biegung, Knicken oder Schub;
– gemeinsames Versagen von Baugrund und Pfahlgründung;
– gemeinsames Versagen von Baugrund und Tragwerk;
– übermäßige Setzungen;
– übermäßige Hebungen;
– übermäßige seitliche Bewegung;
– unzulässige Schwingungen.

Gemäß DIN 4128 „Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser“ sind die wesentlichsten Nachweise für Entwurf bzw. Bemessung vom Mikropfählen die äußere Tragfähigkeit (Versagen des den Pfahl stützenden Baugrunds), die innere Tragfähigkeit (Versagen des Pfahlbaustoffe), die Biegebeanspruchung, Standsicherheit und Verformungsverhalten des

Gesamtsystems und die Knicksicherheit des Pfahles, auf welche in den nachfolgenden Kapiteln genauer eingegangen wird.

6 GRUNDLAGEN DER KNICKLASTERMITTLUNG

6.1 Seitendruck auf Pfähle

6.1.1 Allgemeines

Unter Seitendruck auf Pfähle sind Belastungen zu verstehen, die infolge von Verschiebungen in breiigen bzw. weichen bindigen Böden durch Aufbringen von einseitigen Flächenlasten oder durch großflächigen einseitigen Aushub entstehen, wenn der Pfahl am unteren Ende im festeren Boden gehalten wird. Durch die auftretenden Verschiebungen wird nach dem Schema von Abbildung 17 eine Biegebeanspruchung hervorgerufen.

Gemäß ÖNORM EN 1997-1 müssen Seitendrücke infolge von Bodenbewegungen rings um den Pfahl berücksichtigt werden.

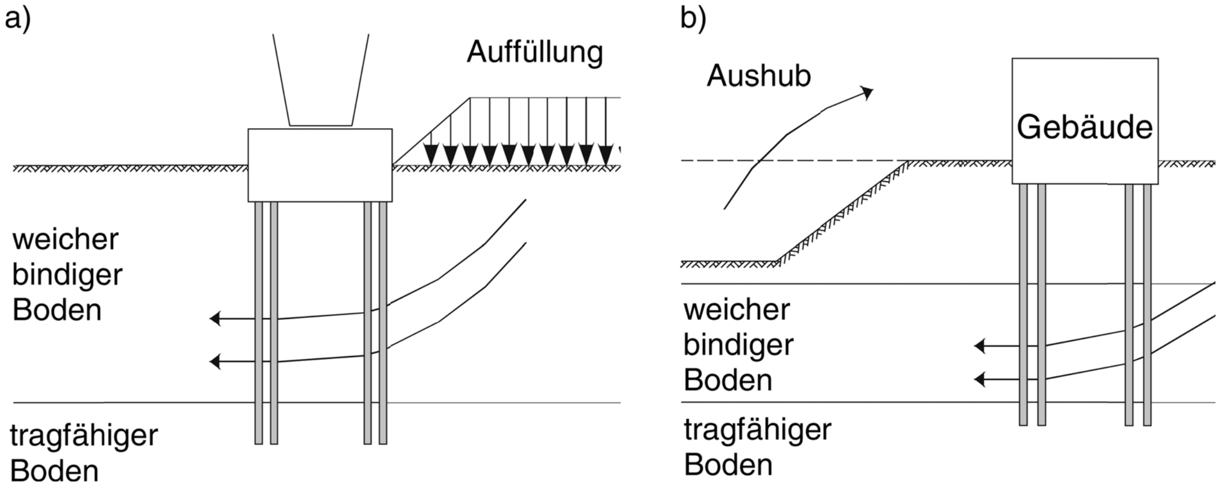


Abbildung 17: Einwirkungen auf Pfahlgründungen aus Seitendruck: a) bei einseitiger Auflast, b) bei einseitigem Aushub [1]

Die auftretenden Verformungen lassen sich nach ihrem zeitlichen Verlauf unterscheiden in:

- volumenkonstante Schubverformung, die unmittelbar bei der Lastaufbringung auftreten

- Konsolidationsverformungen, die durch den langsamen Abbau von Porenwasserüberdrücken gekennzeichnet sind (z.B. infolge von Aufschüttungen)
- Kriechverformungen, die auch noch nach den Konsolidationsverformungen auftreten können

6.1.2 Wechselwirkung Pfahl – Boden

Gemäß Kempfert in [1] sind stets Untersuchungen bzgl. zusätzlicher Einwirkungen aus Seitendruck durchzuführen, sofern mit einer Konsistenzzahl von $I_c < 0{,}50$ oder $c_{u,k} < 25$ kN/m² vorhanden sind, bei welchen aufgrund der geometrischen oder belastungsbedingten Randbedingungen ein Seitendruck auf die Pfähle nicht ausgeschlossen werden kann.
Größe und Verlauf der auf einen Pfahl wirkenden Seitendrücke hängen im Allgemeinen sowohl von den Verschiebungen des Bodens als auch von der Nachgiebigkeit des Pfahles ab.

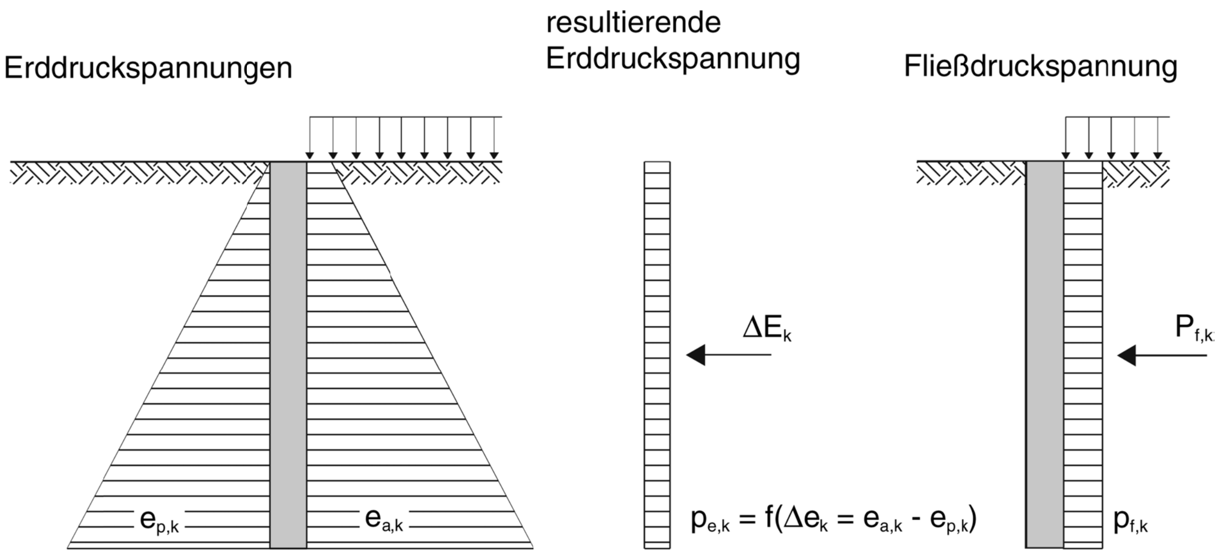


Abbildung 18: Maßgebliche Gesamtbeanspruchung aus resultierendem Erddruck und Fließdruck bei homogenem Baugrund mit $\varphi_{u,k}$ und $c_{u,k}$ [1]

Der Seitendruck aufgrund der Einwirkung durch waagerechte Bodenbewegungen wird durch die folgenden zwei Fälle begrenzt:

a) *Charakteristischer Fließdruck $p_{f,k}$:* in diesem Fall umfließt der Boden den Pfahl. Die Scherfestigkeit des weichen Bodens ist dabei voll ausgeschöpft [29].
b) *Charakteristischer Resultierender Erddruck Δe_k:* dieser errechnet sich aus der Differenz des Erddrucks auf der auflastzugewandte Seite und des Erddrucks auf der auflastabgewandte Seite der Pfähle.

Der kleinere der beiden Werte ist für die Bemessung der Pfähle maßgebend, wobei die Beanspruchung aus der Fließdrucklast $P_{f,k}$ und der resultierenden Erddrucklast ΔE_k jeweils über die gesamte Einwirkungshöhe zu bestimmen sind.

Zur Berechnung des Seitendrucks müssen zuerst die Kennwerte für die verschiebungsempfindlichen Bodenschichten bestimmt werden, das sind im Wesentlichen:

- die charakteristische undränierte Scherfestigkeit $c_{u,k}$
- die Plastizitätszahl I_p
- die Wichte γ des Bodens

Die Scherfestigkeit $c_{u,k}$ kann für den undränierten Zustand mit Flügelsondierungen oder mit Scherversuchen ermittelt werden. Es ist aber auch möglich, $c_{u,k}$ mit dem Reibungswinkel φ´ und der Kohäsion c´ im konsolidierten Zustand zu berechnen.

Die Gefahr, dass weiche bindige Böden unter einer Auflast zu fließen beginnen, besteht laut Seitz und Schmidt [69] immer dann, wenn:

- der Boden eine breiige Konsistenz mit $I_c = 0{,}25$ aufweist
- der Boden stark organisch ist mit einem Glühverlust $V_{gl} > 15$ %, dazu einen großen natürlichen Wassergehalt hat mit $w \geq 75$ %, und außerdem die Geländebruchsicherheit weniger als $\eta = 1{,}8$ beträgt
- ein anorganischer bindiger Boden eine Standsicherheit $\eta < 1{,}5$ aufweist

6.1.3 Berechnung Fließdruck und resultierender Erddruck

Falls sich herausstellt, dass der bindige Boden eine unzureichende Standfestigkeit aufweist, sind die Seitendrücke aus Fließdruck bzw. infolge des resultierenden Erddruckes zu ermitteln. Der *kleinere* der beiden Seitendrücke ist maßgebend.

6.1.3.1 Fließdruck $p_{f,k}$

Der auf die Pfahllänge bezogene Fließdruck quer zur Pfahlachse errechnet sich nach Kempfert in [1] zu

$p_{f,k} = \eta_a \cdot 7 \cdot c_{u,k} \cdot a_s$ bzw. $p_{f,k} = \eta_a \cdot 7 \cdot c_{u,k} \cdot D_s$ [kN/m] (1)

mit

a_s Pfahlbreite bei quadratischem Querschnitt senkrecht zur Fließrichtung

D_s Pfahldurchmesser bei rundem Querschnitt senkrecht zur Fließrichtung

η_a Anpassungsfaktor für das Verbauverhältnis gem. Abbildung 19

Anstatt des Faktors 7 werden in der Literatur auch Werte zwischen 3 und 10 genannt.

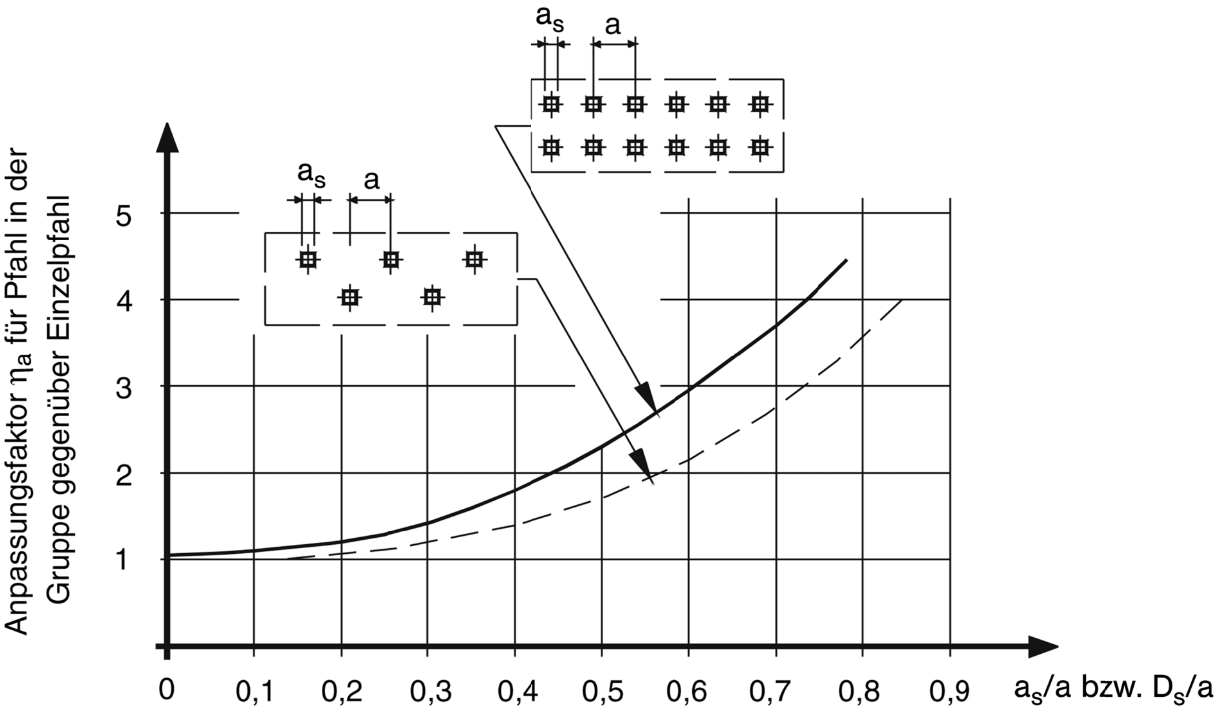


Abbildung 19: Abhängigkeit des Anpassungsfaktors vom Verbauverhältnis einer Pfahlgruppe nach WENZ [41]

Bei Pfahlgruppen kann der Anpassungsfaktor nach Wenz [41] in Abhängigkeit vom Verbauungsverhältnis erhöht werden. Die obige Abbildung zeigt diesen Zusammenhang.

6.1.3.2 Resultierender Erddruck Δe

Die resultierende Erddruckspannung errechnet sich nach [1] aus der Differenz des aktiven Erddrucks $e_{a,k}$ und des Erdwiderstandes $e_{p,k}$ zu

$$\Delta e_k = e_{a,k} - e_{p,k} \tag{2}$$

mit

- für den Anfangszustand bei Ansatz von $c_{u,k}$ (undränierte Scherfestigkeit)

  $$e_{a,k} = \gamma \cdot z + \Delta p_k - 2 \cdot c_{u,k}$$

- für den Endzustand bei Verwendung der effektiven Scherparameter für den Endzustand

  $$e_{a,k} = (\gamma \cdot z + \Delta p_k) \cdot K_{agh} - 2 \cdot c'_k \cdot \sqrt{K_{agh}}$$

- bei teilkonsolidierten Zuständen

  $$e_{a,k} = (\gamma \cdot z + U_c \cdot \Delta p_k) \cdot K_{agh} + (1 - U_c) \cdot \Delta p_k - 2 \cdot c'_k \cdot \sqrt{K_{agh}}$$

Der Erdwiderstand ist bei allen Konsolidierungszuständen annähernd gleich und errechnet sich zu

$$e_{p,k} = \gamma \cdot z \cdot K_{pgh}$$

Dabei ist

Δp_k	Spannungen aus Auflast in kN/m³		
U_c	Konsolidierungsgrad in den Weichschichten infolge Δp_k		
$U_c = s_t / s_1$	Konsolidierungsgrad mit	s_t	Setzung zum Zeitpunkt t
		s_1	Gesamtsetzung infolge Konsolidation
		t	Konsolidierungszeit
γ	Wichte der weichen bindigen Schicht in kN/m³		
K_{agh}	Erddruckbeiwert für den aktiven Erddruck		
K_{pgh}	Erddruckbeiwert für den passiven Erddruck		

Die anfallende horizontale Einwirkung auf den Einzelpfahl errechnet sich als Linienlast quer zur Pfahlachse

$$p_{e,k} = b_s \cdot \Delta e_k \quad [\text{kN/m}] \tag{3}$$

Die Einflussbreite b_s, mit der der resultierende Erddruck multipliziert wird, kann folgendermaßen bestimmt werden durch:

- den mittleren Pfahlabstand quer zur Kraftrichtung
- die dreifache Pfahlbreite a_s bzw. den dreifachen Pfahldurchmesser D_s
- die Dicke der weichen Schicht
- die Gesamtbreite der Pfahlgruppe geteilt durch die Gesamtzahl n aller Pfähle

Hierbei ist wiederum der kleinste Wert maßgebend.

Für die Einzelpfähle von Pfahlgruppen mit Pfahlabständen < $4 \cdot a_s$ bzw. < $4 \cdot D_s$ sollte überprüft werden, ob sich nach Gl. (4) gegenüber Gl. (3) höhere Beanspruchungen auf den Einzelpfahl ergeben, welche dann maßgebend sind.

$$p_{e,k} = \frac{\left(B' + 3 \cdot a_s\right) \cdot k \cdot \Delta e_k}{n_G} \quad \text{bzw.} \quad p_{e,k} = \frac{\left(B' + 3 \cdot D_s\right) \cdot k \cdot \Delta e_k}{n_G} \quad [\text{kN/m}] \qquad (4)$$

mit

n_G	Pfahlanzahl für die der angesetzte Beiwert k gilt
k	Beiwert nach Abbildung 20
B´	Achsabstand der Randpfähle
a_s	Pfahlbreite bei quadratischem Querschnitt senkrecht zur Fließrichtung
D_s	Pfahldurchmesser bei rundem Querschnitt senkrecht zur Fließrichtung

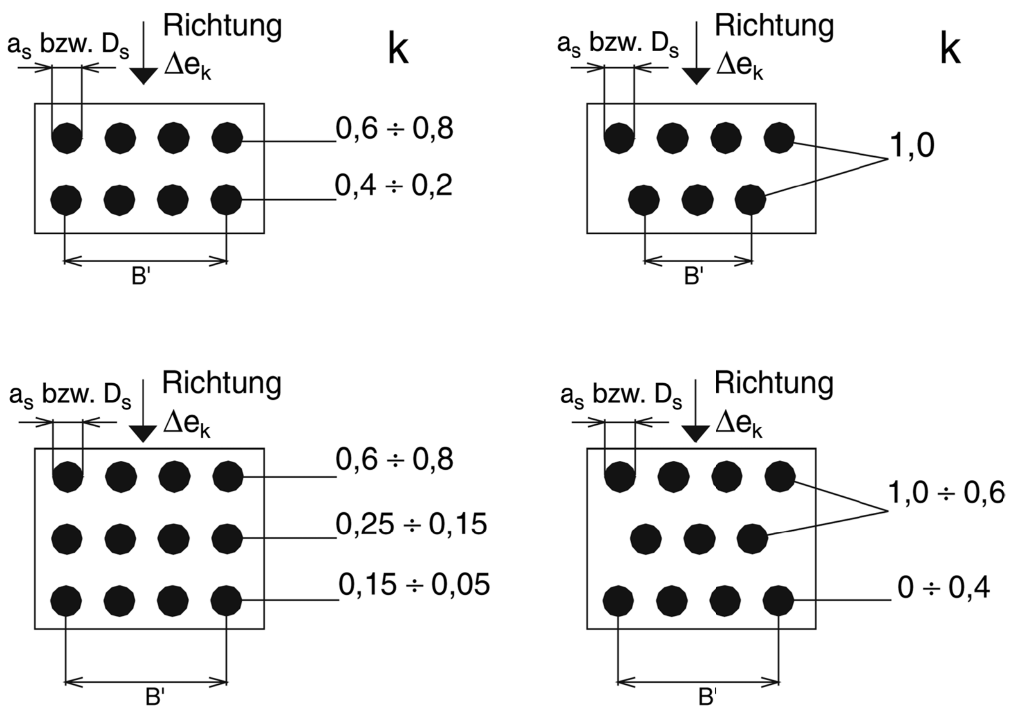


Abbildung 20: Beiwerte k für Gl. (4) zur Aufteilung des resultierenden Erddrucks bei Pfahlrosten mit Pfahlabständen < $4a_s$ bzw. < $4D_s$ [32]

6.1.4 Sonstiges zu Berücksichtigendes in Bezug auf Seitendruck

Abhängigkeit des Seitendrucks vom Abstand zwischen Pfahl und Auflast

Bei Entfernungen bis zur doppelten Schichtbreite des weichen Bodens können noch nennenswerte horizontale Verschiebungen auftreten. Zur Berücksichtigung des Entfernungseinflusses auf die Größe der charakteristischen Seitendruckbeanspruchung können die Werte gem. Tabelle 5 herangezogen werden.

Abstand [m]	10 bis 25		25 bis 40	
Schichtdicke des weichen Bodens [m]	15-30	5-15	15-30	5-15
Reduktion des resultierenden Erddruckes auf %	10-20	5-15	5-15	ca. 5

Tabelle 5: Einfluss der Einwirkungen auf Seitendruck auf entfernt liegende Pfahlgründungen nach Horch [32]

Forderung nach Ansatz eines Mindestmoments bzw. einer Mindestbewehrung

Auch wenn keine Auflast mit ähnlicher Seitendruckwirkung auf die Pfähle wirkt, sollten diese trotzdem für eine Mindestmomentenbeanspruchung aus dem Lastfall Seitendruck bemessen werden. Abbildung 21 zeigt diese Abhängigkeit. Eine daraus ableitbare Horizontalkraft in Höhe der Rostplatte braucht nicht angesetzt werden.

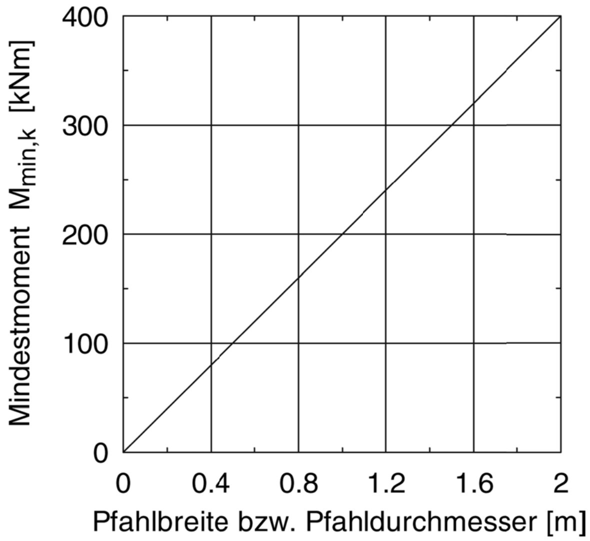


Abbildung 21: Charakteristische Mindestmomentenbeanspruchung [32]

6.2 Negative Mantelreibung

Negative, d.h. eine den Pfahl nicht stützende, sondern belastende Mantelreibung tritt dort auf, wo die Setzung des Bodens in Relation zur Setzung des Pfahls größer ist. Sie kann schon bei Relativverschiebungen von wenigen Millimetern auftreten. Diese negative Mantelreibung τ_n, integriert über die davon betroffene Pfahlmantelfläche, bewirkt eine zusätzliche Längskraftbeanspruchung F_n, die auf den Pfahl wirkt.
Negative Mantelreibung tritt bei Pfahlgründungen auf bei:

- weichen, bindigen Schichten, bei denen durch eine nachträgliche Aufschüttung oder durch eine Grundwasserabsenkung mit einer Setzung zu rechnen ist oder die unter ihrem Eigengewicht noch nicht konsolidiert sind;
- organische Böden, wie Torf, die durch Zersetzung zusammensacken;
- lockeren nichtbindigen Böden, die sich infolge von Erschütterungen verdichten und sich dabei setzen.

Die Grenze zwischen positiver und negativer Mantelreibung liegt genau dort, wo die Setzung des Pfahles und die des angrenzenden Bodens gleich null ist. Dieser Punkt wird als „neutraler Punkt“ bezeichnet.
Der neutrale Punkt spielt beim Tragverhalten des Pfahles und der Pfahlbemessung bei Vorhandensein von negativer Mantelreibung eine wesentliche Rolle. Die größte Beanspruchung des Pfahls in axialer Richtung tritt jeweils im neutralen Punkt auf, da hier die Einwirkungen aus Bauwerkslasten durch die ebenfalls nach unten gerichteten Einwirkungen aus negativer Mantelreibung erhöht werden und bis zu diesem Punkt keine Lastabtragung in den Boden stattfindet.
Die Einwirkung aus der negativen Mantelreibung erhöht dagegen den äußeren Pfahlwiderstand. Eine zusätzlich auf den Pfahl aufgebrachte Bauwerkslast führt zunächst nicht zu einer Erhöhung des Pfahlfußwiderstandes, sondern reduziert die negative Mantelreibung. Umgekehrt bedeutet dies, dass die negative Mantelreibung aufgrund dieser Reduktion eine Tragreserve für den äußeren Pfahlwiderstand darstellt, ähnlich einer Vorspannung des Betons.

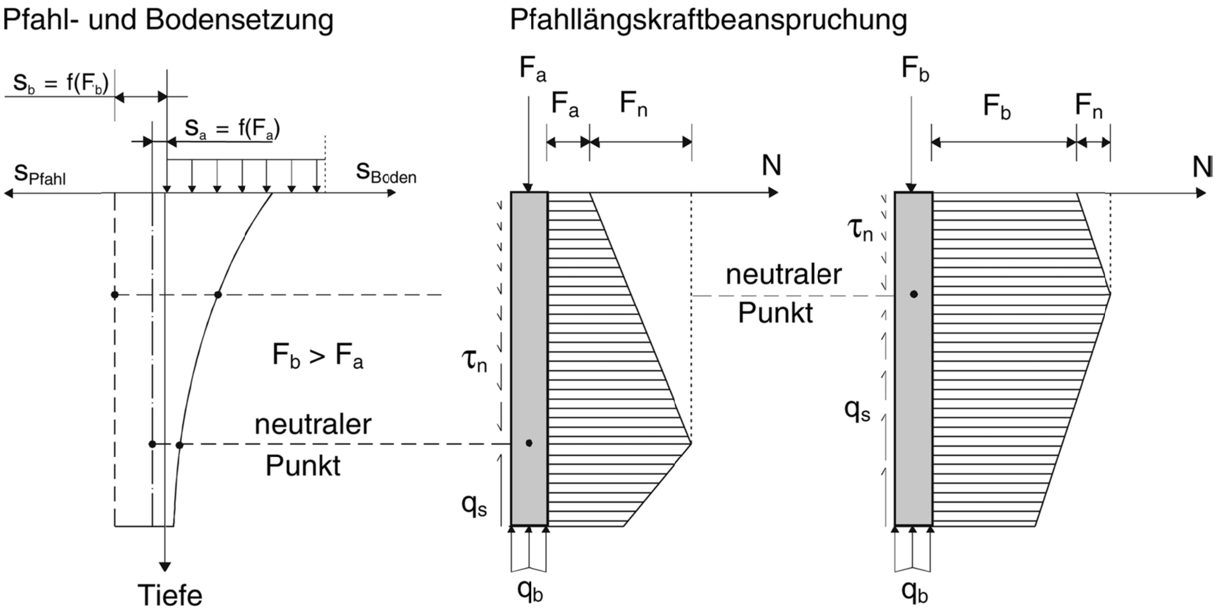


Abbildung 22: Zusammenhang zwischen Pfahlwiderständen und Beanspruchungen aus Bauwerkslasten und negativer Mantelreibung bei homogenem Baugrund und Definition des neutralen Punktes [1]

Gemäß ÖNORM EN 1997-1 ist die negative Mantelreibung bei Pfahlgründungen als eine ständige Einwirkung definiert und führt zu einer zusätzlichen Beanspruchung auf die Pfähle.

Bei der Ermittlung der charakteristischen negativen Mantelreibung $\tau_{n,k}$ sind im Wesentlichen 2 Ansätze zu berücksichtigen:

- Effektive Spannungen des Korngerüstes für nicht wassergesättigte nichtbindige und bindige Böden (ohne Mitwirkung des Porenwasserdrucks)

$$\tau_{n,k} = K_0 \cdot \tan\varphi'_k \cdot \sigma'_v = \beta_n \cdot \sigma' \tag{5}$$

mit

K_0 Erdruhedruckbeiwert

σ'_v effektive Vertikalspannung

φ'_k charakteristischer Reibungswinkel der nichtbindigen und bindigen Schichten

β_n Faktor zur Festlegung der Größe der charakteristischen negativen Mantelreibung für nichtbindige und bindige Böden (siehe Abbildung 23)

- Totale Spannungen für bindige Böden (inkl. Porenwasserdruck)

$$\tau_{n,k} = \alpha_n \cdot c_{u,k} \tag{6}$$

mit

$c_{u,k}$ charakteristischer Wert der undränierten Scherfestigkeit des undränierten Bodens

α_n Faktor zur Festlegung der Größe der charakteristischen negativen Mantelreibung für bindige Böden (bei bindigen Böden gilt $\alpha_n \approx 1$)

Bodenart	β_n	Quelle	Bemerkung
Schluff magerer Ton mittlerer Ton fetter Ton	0,25 0,20 0,15 0,10	[49]	für Einzelpfähle, empirische Ermittlung
gebrochener Fels Sand, Kies Schluff Ton, normalkonsolidiert, $w_L \leq 50\%$ Ton, normalkonsolidiert, $w_L > 50\%$	0,40 0,35 0,30 0,30 0,20	[89]	für einen Einzelpfahl bei Setzungsraten von ca. 10 mm/Jahr
Kaolin	0,18	[158]	aus Modellversuchen an einem vertikalen Einzelpfahl
weicher Ton	0,24–0,29 0,20	[22]	nach Messungen an Stahl-pfählen
organische Böden	0,10–0,15 (0,20) 0,15 0,20 0,15		Bohr- (Rammpfähle) Stahlrammpfähle, offen Stahlrammpfahl, geschlossene Spitze Bohrpfahl
bei Pfahlschaftummantelung: – Bitumen – Betonitsuspension	 0,02 0,05		

Abbildung 23: β_n - Werte für die Berechnung der negativen Mantelreibung mit effektiven Spannungen [2]

Führt die negative Mantelreibung zu einer Überbeanspruchung der Pfähle, so kann diese auch durch konstruktive Maßnahmen vermindert werden. Dies kann vor allem durch Pfahlbeschichtungen durch Bitumen oder die Verwendung von Hülsen erreicht werden.

7 MODELLE ZUR BERECHNUNG DER KRITISCHEN KNICKLAST VON MIKROPFÄHLEN

In den nachstehenden Unterkapiteln sind Berechnungsmethoden bzw. Lösungsansätze für die Ermittlung der Knick- bzw. Traglast von Mikropfählen angeführt. Dabei werden Ermittlungsverfahren vorgestellt, mit denen die Knicklast

- ohne Ansatz einer stützenden Wirkung durch den seitlich anstehenden Boden (seitliche Bettung)
- mit Ansatz einer stützenden Wirkung durch den seitlich anstehenden Boden (seitliche Bettung)

berechnet werden kann.

Bei Berechnungsverfahren, die den Pfahl umgebenden Boden berücksichtigen, wird für den Ansatz einer seitlichen Bettung wiederum zwischen elastischen, plastischen und elasto-plastischen Modellen unterschieden.

7.1 Berechnungsmodelle ohne Berücksichtigung einer seitlichen Stützung

7.1.1 Knicklastermittlung für einen perfekten elastischen ungestützten Stab

Bei dieser Knicklastermittlung geht man von idealen Voraussetzungen aus. Diese sind:

- ein homogener, isotroper Werkstoff (unbeschränkt gültiges Hooke´sches Spannungs- Dehnungsverhalten
- ein symmetrischer Stabquerschnitt
- ein ideal gerader Stab mit gleichbleibendem Querschnitt
- eine ideal mittige Einleitung der Druckkraft

Erreicht bei andauernder Laststeigerung die Druckkraft den Wert der idealen Knicklast (Eulersche Knicklast), so erfolgt ein spontanes Ausknicken aus seiner perfekten unverformten Lage. Es gibt also genau eine Normalkraft, unter der bei einer zufällig herbeigeführten Auslenkung dieser Stab gerade noch in der ausgelenkten Lage stabil bleibt. Bei dieser Last bleibt der Druckstab entweder in seiner unverformten, geraden oder in der ausgelenkten Lage. Jede weitere Laststeigerung führt zum Versagen des Systems.

Für die Herleitung der Knicklast ist eine Betrachtung nach Theorie II. Ordnung erforderlich, d.h. die Gleichgewichtsbetrachtung erfolgt an einem Druckstab im verformten Zustand. Dabei wie die Gleichgewichtsbeziehung an einem differentiell kleinen Element vorgenommen. Mit dem Ansatz einer sinusförmigen ausgelenkten Biegelinie liefert die Lösung der Differentialgleichung die kritische Last N_{ki}. Die genaue Lage des Druckstabes bei Erreichen der kritischen Last ist jedoch nicht bekannt, da der Stab in jeder Lage ein Gleichgewicht findet (siehe Abbildung 24).

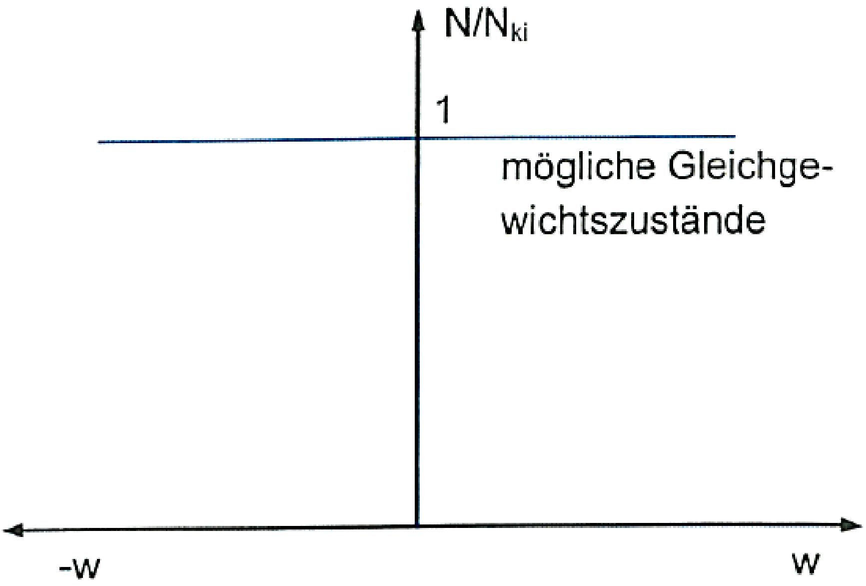


Abbildung 24: mögliche Gleichgewichtszustände eines idealen Druckstabes bei Erreichen der kritischen Knicklast (w… Auslenkung aus der unverformten Lage) [60]

Herleitung der Knicklast am Beispiel Eulerstab 4

Es handelt sich dabei um einen beiderseits gelenkig gelagerten Stab, der durch eine Druckkraft N mittig belastet wird.

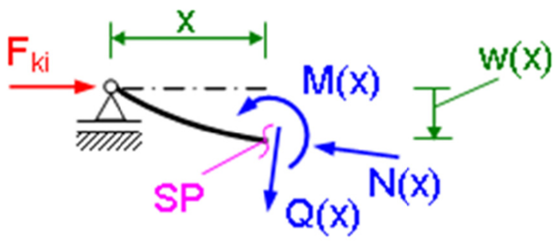


Abbildung 25: Gleichgewichtsbetrachtung um Schnittpunkt SP im verformten Zustand (mit $F_{ki} = N_{ki}$)

Das Momentengleichgewicht ΣM = 0 um den Schnittpunkt SP gem. Abbildung 25 liefert:

$$N_{ki} \cdot w(x) - M(x) = 0 \;\Rightarrow\; M(x) = N_{ki} \cdot w(x) \tag{7}$$

Aus der technischen Balkenbiegelehre ist der Zusammenhang zwischen Biegelinien- und Momentenfunktion bekannt.

$$w''(x) = -\frac{M(x)}{EI} \;\Rightarrow\; EI \cdot w''(x) = -M(x) \tag{8}$$

Setzt man diesen Ausdruck in das Momentengleichgewicht ein, erhält man:

$$w''(x) + \frac{N_{ki}}{EI} \cdot w(x) = 0 \tag{9}$$

Durch einsetzen von $\frac{N_{ki}}{EI} = \lambda^2$ ergibt sich

$$w''(x) + \lambda^2 \cdot w(x) = 0 \tag{10}$$

Diese homogene Differentialgleichung zweiter Ordnung mit konstanten Koeffizienten hat die allgemeine Lösung:

$$w(x) = A \cdot \sin(\lambda \cdot x) + B \cdot \cos(\lambda \cdot x) \tag{11}$$

Die Konstanten A und B werden über die *Randbedingungen* bestimmt. An beiden Auflagern ist die Verschiebung w = 0:

1. $w(0) = 0$ => $B = 0$
2. $w(L) = 0$ => $A \cdot \sin(\lambda \cdot L) = 0$

Die 2. Randbedingung hat zum einen die triviale Lösung A = 0, die aber nicht interessiert, da sie die Gesamtlösung w(x) = 0 liefert, was der geraden Balkenachse entspricht. Es wird aber die Lösung gesucht, bei der der Stab jede beliebige gekrümmte Lage annehmen kann. Wenn A ≠ 0 ist, ist die Stabachse gekrümmt und es muss gelten:

$$\sin(\lambda \cdot L) = 0 \text{ => } \lambda \cdot L = n \cdot \pi \text{ mit } n = 0, 1, 2, 3,... \tag{12}$$

Bedenkt man, dass $\frac{N_{ki}}{EI} = \lambda^2$, muss man die Lösung $\lambda \cdot L = 0$ ausschließen, da dann N_{ki} ebenfalls verschwinden würde. Interessant ist nur die *kleinste von Null verschiedene Lösung*, da sich der Stab unter der Last, die sich daraus ergibt, erstmals gekrümmt im Gleichgewicht befindet.

Die kritische Knicklast ergibt sich demnach mit $\lambda \cdot L = \pi$ zu:

$$N_{ki} = \lambda^2 \cdot EI = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \tag{13}$$

mit

L Länge des ideal geraden elastischen Stabes

Um eine einheitliche Betrachtung für unterschiedlich gelagerte Druckstäbe zu ermöglichen, wird bei der Ermittlung der Knicklast Bezug auf die Länge der Halbwelle der Knickfigur L_{Hw} genommen. Somit ist es möglich, jeden Lagerungsfall auf ein Grundsystem rückzuführen.

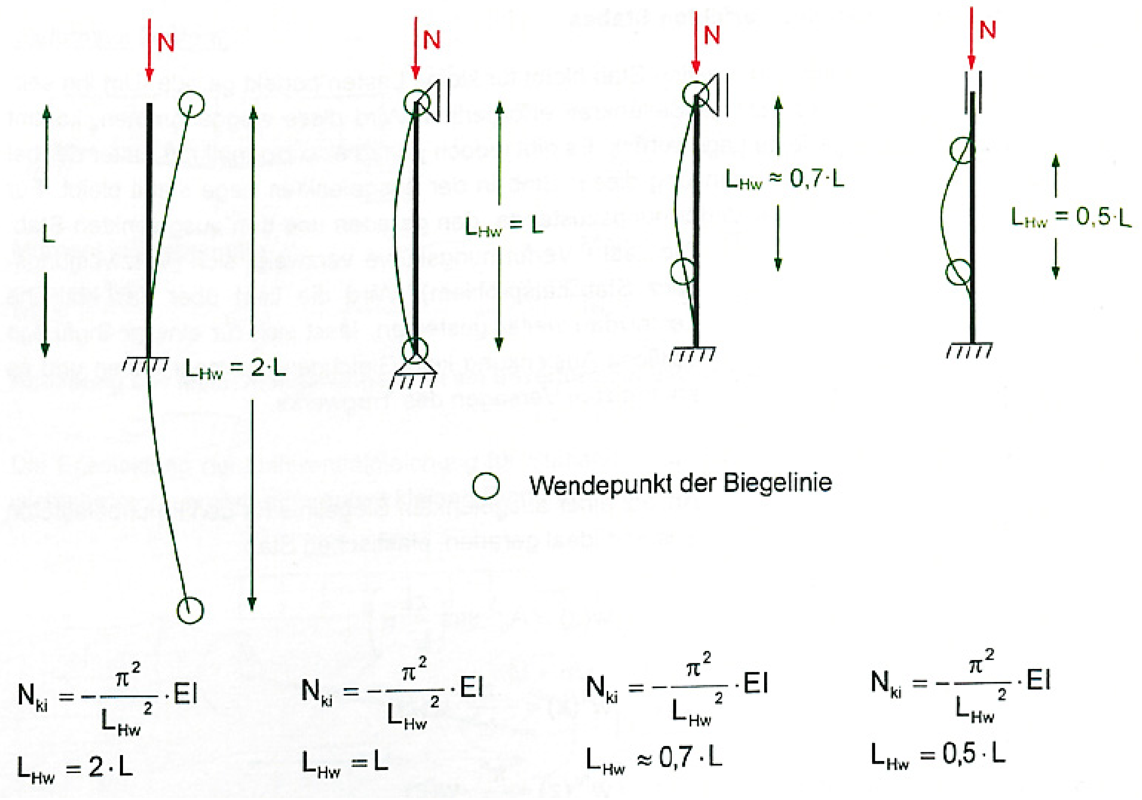


Abbildung 26: Ermittlung der Knicklast in Abhängigkeit der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen [60]

7.1.2 Knicksicherheitsnachweis eines seitlich ungestützten Stabes nach ÖNORM EN 1993-1-1 [56]

Der Knicksicherheitsnachweis für einen seitlich ungestützten Druckstab lässt sich folgendermaßen durchführen:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \tag{14}$$

Dabei ist

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft

$N_{b,Rd}$ Bemessungswert der Biegeknickbeanspruchbarkeit von druckbeanspruchten Bauteilen

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{für Querschnitte der Klasse 1, 2, und 3} \tag{15}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{für Querschnitte der Klasse 4} \tag{16}$$

Bei der Berechnung von A und A_{eff} können Löcher für Verbindungsmittel an den Stützenden vernachlässigt werden.

χ stellt den Abminderungsfaktor für die maßgebende Biegeknickrichtung dar und ist abhängig von der Imperfektion und der Schlankheit des Stabes. Der Wert ist nach folgender Gleichung (17) zu ermitteln:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \tag{17}$$

Dabei ist

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\overline{\lambda} - 0,2\right) + \overline{\lambda}^2\right]$$

α ....Imperfektionsbeiwert

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{für Querschnitte der Klasse 1, 2 und 3}$$

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{für Querschnitte der Klasse 4}$$

N_{cr}.......ideale Verzweigungslast für den maßgebenden Knickfall

L_{cr}……Knicklänge in der betrachteten Knickebene

$\lambda_1 = \pi \cdot (E / f_y)^{0,5} = 93,9 \cdot e$

$e = (235 / f_y)^{0,5}$ mit f_y in [N/mm²]

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ Trägsheitsradius für die maßgebende Knickebene

Auf Basis dieser Annahme wurden Knickuntersuchungen mit einer großen Anzahl von Stäben mit unterschiedlichen Querschnitten und verschiedenen Imperfektionen durchgeführt und danach eine Zuordnung der Querschnitte zu den Knickspannungskurven a bis d nach Tabelle 6.2 der ÖNORM EN 1993-1-1 vorgenommen. Der der jeweiligen Knickspannungslinie zugeordnete Imperfektionsbeiwert α ist der Abbildung 27 zu entnehmen.

Knicklinie	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Abbildung 27: Imperfektionsbeiwerte α der Knicklinien [56]

Alternativ können die Zahlenwerte des Abminderungsfaktor χ für den zugeordneten Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ aus Bild 6.4 ÖNORM EN 1993-1-1 entnommen werden.

7.2 Berechnungsmodelle mit elastischem Bettungsansatz für die Stützwirkung des Bodens

7.2.1 Knicklast des axial belasteten linear elastisch gebetteten Pfahles (elastisches Modell)

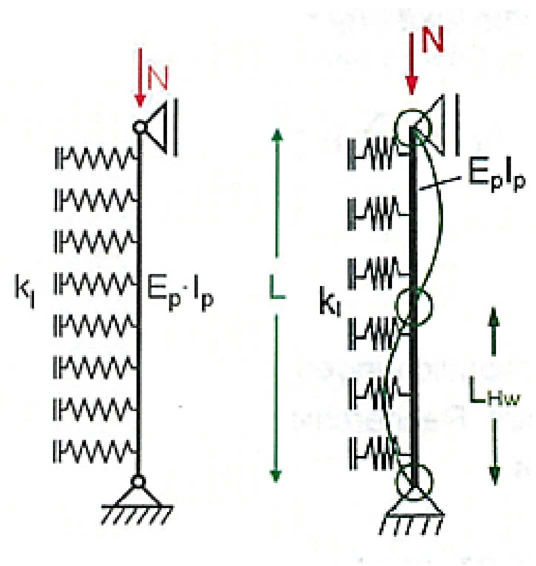


Abbildung 28: Elastisch gelagerter Druckstab [60]

Die linear-elastische Bettung ist der einfachste Ansatz zur Modellierung der Stützwirkung eines Stabes bzw. Pfahles.

Die analytische Lösung geht auf Engesser zurück:

$$N_{ki} = n^2 \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot EI + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \cdot k_l \tag{18}$$

mit

L Länge des Stabes

k_l Federsteifigkeit bzw. elastische Linienbettung des ebenen Stabes [kN/m²]

n ganzzahliges Maß für die Welligkeit der Knickfigur

Dabei ist der 1. Summand die Verzweigungslast eines ungebetteten Stabes nach Euler. Die Knicklast N_{ki} erhöht sich für den gebetteten Stab um den 2. Summanden, welche abhängig von der Linienbettung k_l ist.

Die maßgebende Knicklast ist das Minimum der für die Welligkeiten n = 1, 2, 3, n_i berechneten Knicklasten. Die Maßgebende Welligkeit kann mit dem Diagramm nach Pflüger [70] entnommen werden.

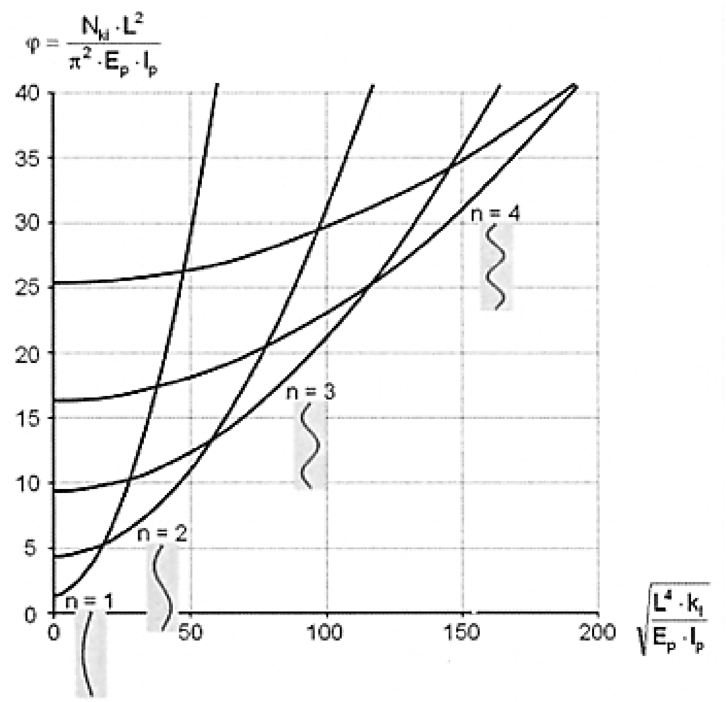


Abbildung 29: Diagramm nach Pflüger [70]

Die Knicklast bestimmt sich unter Verwendung des Hilfsparameters φ aus Abbildung 29 zu:

$$N_{ki} = \varphi \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \tag{19}$$

Dabei ergibt sich eine Knicklänge von

$$L_{Hw} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{k_l}} \tag{20}$$

Die Knicklänge ist somit ausschließlich vom Verhältnis der Biegesteifigkeit EI zum Lienen-Bettungsmodul k_l abhängig. Je höher die Bettung des Stabes bzw. des Pfahls, desto welliger wird sich bei konstantem EI des Pfahls eine Knickfigur einstellen.

Bei unendlich langen Pfählen kann sich die Knicklänge frei von den Lagerbedingungen ausbilden. Hier ergibt sich ebenfalls eine Knicklast von:

$$N_k = 2 \cdot \sqrt{k_l \cdot EI} \tag{21}$$

Diese Formel kann anschaulich als untere Einhüllende der Lastgirlanden gem. Abbildung 29 interpretiert werden.

7.2.2 Knicklastermittlung mit ideal-elastischem Bettungsansatz nach Bergfelt

Nach Bjerrum [66] errechnet sich die theoretische Knicklast eines ideal geraden gelenkig gelagerten Stabes, der in einem ideal-elastischen Boden gebettet ist, zu

$$N_{ki} = 2 \cdot \sqrt{k \cdot b \cdot EI} \tag{22}$$

mit

N_{ki} kritische Knicklast

k horizontaler Bettungsbeiwert [kN/m³]

b Pfahlbreite

Der Bettungsbeiwert k hat hier im Gegensatz zu den Kapiteln 7.2.1 und 7.2.3 die Einheit kN/m³, da es sich hier um kein ebenes sondern ein räumliches System handelt.
Bergfelt orientiert sich bei der Ermittlung der Knicklast an der semiempirischen Kraft-Verformungsbeziehung nach Reese [68], welcher mit $p_{50} = 0,5 \cdot (9 \cdot c_u \cdot b)$ und $y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot b$ die Beziehung von k und der undränierten Scherfestigkeit c_u wie folgt beschreibt:

$$k \cdot b = \frac{p_{50}}{y_{50}} = 90 \cdot c_u \tag{23}$$

mit

ε_{50} Bodenverformung bei 50%iger Druckspannung; für Kleiböden 0,02 [-]

p_{50} seitliche auf den Pfahl wirkende Kraft bei 50%iger Aktivierung des max. seitlichen Bodenwiderstands [kN/m]

y_{50} seitliche Pfahlauslenkung bei 50%iger Aktivierung des max. seitlichen Bodenwiderstands [m]

c_u undränierte Scherfestigkeit [kN/m²]

Einsetzen von (23) in (22) führt zu folgendem Ansatz zur Ermittlung der Knicklast:

$$N_{ki} = 19 \cdot \sqrt{c_u \cdot EI} \tag{24}$$

Diese Gleichung stellt jedoch eine Vereinfachung dar, die weder den Einfluss von Imperfektionen, Inhomogenitäten des Bodens und des Pfahlwerkstoffes, noch Eigenspannungen berücksichtigt.
Um den obigen Einflüssen Rechnung zu tragen, stellte Bergfelt die folgende semiempirische Gleichung auf:

$$N_{ki} = (8-10) \cdot \sqrt{c_u \cdot EI} \tag{25}$$

Bergfelt verifizierte diesen Ansatz anhand von veröffentlichten Testergebnissen von Knickversuchen an Stahlpfählen in weichen Kleiböden. Dabei handelte es sich sowohl um kleinmaßstäbliche Laborversuche als auch um großmaßstäbliche Feldversuche. Die Ergebnisse der Untersuchungen von Bergfelt sind in Abbildung 30 ersichtlich. Es konnte dabei ein gute Übereinstimmung festgestellt werden.

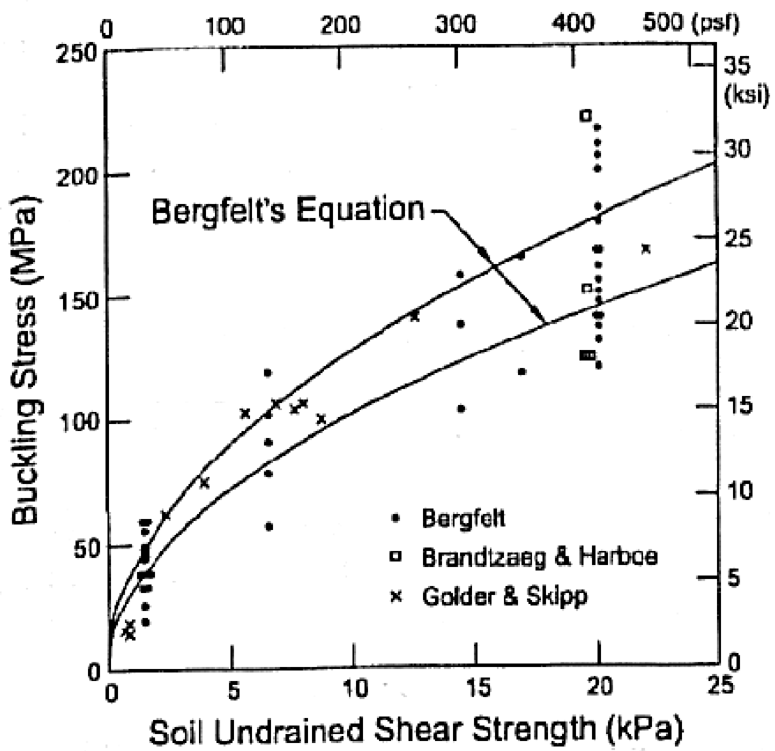


Abbildung 30: Vergleich der Knicklasten von Knickversuchen an Stahlpfählen in weichen Kleiböden mit jenen gem. Gleichung (25) nach Bergfelt [67]

7.2.3 Berechnungsmodell zur Knicklastermittlung elastisch gebetteter Stäbe mit linearem Druckverlauf nach Aminbaghai und Rubin [45]

Aminbaghai und Rubin [45] entwickelten Diagramme zur Bestimmung der Knicklast von elastisch gebetteten Stäben mit linearem und konstantem Normalkraftverlauf. Die erforderlichen Knickbedingungen werden dabei mit Hilfe der Übertragungsbeziehung hergeleitet.

Mit Hilfe der elastischen Bettung kann nach Meinung von Aminbaghai/Rubin nachgiebiger Baugrund modelliert werden. Die Kenntnis der Knicklast N_{ki} solcher elastisch gebetteten Stäbe ist von grundlegender Bedeutung, da mit dem Knicklastfaktor $h_{Ki} = N_{Ki}/N$ das Maß der Stabilitätsgefährdung und damit der Einfluss der Theorie II. Ordnung unmittelbar beurteilt werden kann. Für $h_{Ki} > 10$ ist in der Regel die Stabilitätsgefährdung vernachlässigbar, das heißt ein Tragsicherheitsnachweis nach Theorie I. Ordnung ausreichend.

Folgende Annahmen werden für die Knicklastermittlung getroffen:

- es werden nur Momentenverformungen berücksichtigt
- die Biegesteifigkeit EI und Bettungsziffer k sind konstant
- die Längsdruckkraft N wird als linear veränderlich über die Stablänge l angenommen, das heißt, es wird eine konstante Längsstreckenlast p berücksichtigt. Der Sonderfall N = konst., p = 0 ist eingeschlossen
- die Längskräfte an den Stabenden werden – ebenso wie p – als richtungstreu angenommen

In Abbildung 31 sind das maßgebende System sowie die Last- und Zustandsgrößen angegeben.

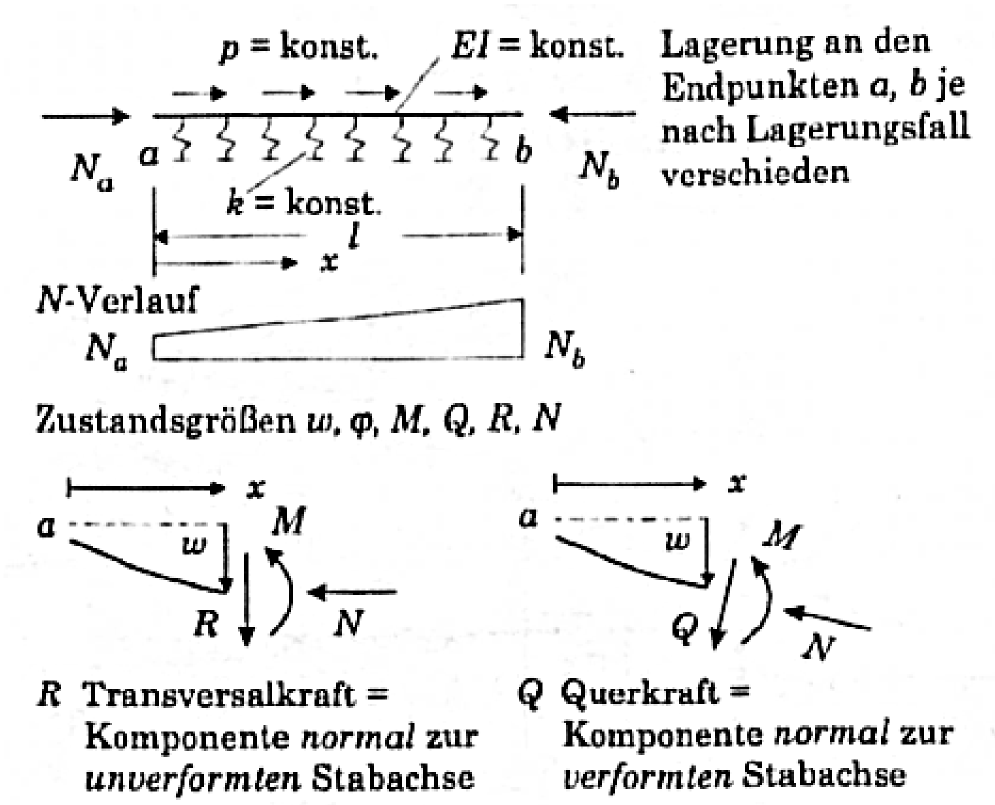


Abbildung 31: System, Belastung und Zustandsgrößen des elastisch gebetteten Stabes [45]

Aus den differentiellen Beziehungen für die Stabelemente

$$\frac{dR}{dx} = k \cdot w \tag{26}$$

$$\frac{dM}{dx} = Q = R + N\frac{dw}{dx} \tag{27}$$

$$\frac{d^2w}{dx} = -\frac{M}{EI} \tag{28}$$

$$\frac{dN}{dx} = p \tag{29}$$

erhält man folgende Differentialgleichung für w:

$$EI\frac{d^4w}{dx^4} + N\frac{d^2w}{dx^2} + p\frac{dw}{dx} + k \cdot w = 0 \tag{30}$$

mit

$$N = N_a + p \cdot x \tag{31}$$

Weiteres werden folgende bezogenen Größen definiert:

$$\xi = \frac{x}{l} \tag{32}$$

mit der Definition Ableitung einer Funktion F nach ξ:

$$\frac{dF}{d\xi} = F' \qquad \frac{dF}{dx} = \frac{1}{l} \cdot F'$$

$$\overline{M} = \frac{l^2}{EI} \qquad \overline{R} = \frac{l^3}{EI} \cdot R \qquad \overline{Q} = \frac{l^3}{EI} \cdot Q \qquad \overline{N} = \frac{l^2}{EI} \cdot N \tag{33}$$

$$\alpha = \frac{l^4}{EI} \cdot k \qquad \delta = \frac{N_a}{N_b} \qquad \beta = \overline{N_b} = \frac{l^2}{EI} \cdot N_b \rightarrow \overline{N_a} = \frac{l^2}{EI} \cdot N_a = \delta \cdot \beta \tag{34}$$

Somit lauten die differentiellen Beziehungen für das Stabelement

$$\overline{R}' = \alpha \cdot w \tag{35}$$

$$\overline{M}' = \overline{Q} = \overline{R} + \overline{N} \cdot w' \tag{36}$$

$$w'' = -\overline{M} \tag{37}$$

und es ergibt sich folgende Differentialgleichung:

$$w'''' + \overline{N} \cdot w'' + \overline{N}' \cdot w' + \alpha \cdot w = 0 \tag{38}$$

mit

$$\overline{N} = \overline{N_a} + \overline{N}' \cdot \xi \qquad \text{(linear)} \tag{39}$$

$$\overline{N}' = (1-\delta) \cdot \beta \qquad \text{(konstant)} \tag{40}$$

Die Lösung der Differentialgleichung wird nach [44] bestimmt. Nach der dort verwendeten Schreibweise hat Gl. (38) die Form

$$\eta_4 \cdot w'''' + \eta_3 \cdot w''' + \eta_2 \cdot w'' + \eta_1 \cdot w' + \eta_0 \cdot w = 0 \tag{41}$$

mit

$$\eta_4 = 1 \qquad \eta_3 = 0 \qquad \eta_2 = \overline{N} \qquad \eta_1 = \overline{N}' \qquad \eta_0 = \alpha \tag{42}$$

Nach [44] lassen sich die hier benötigten Lösungsfunktionen b_j (j = 0 bis 3) und deren Ableitungen b_j', b_j'' und b_j''' in Abhängigkeit der Koeffizienten und der Stelle ξ bestimmen.

Damit lautet die Lösung der Differentialgleichung (38) bzw.(41):

$$w = w_a \cdot b_0 + w_a{}' \cdot b_1 + w_a{}'' \cdot b_2 + w_a{}''' \cdot b_3 \tag{43}$$

Für die Ableitungen (u = 1,2 und 3) gilt

$$w^{(u)} = w_a \cdot b_0{}^{(u)} + w_a{}' \cdot b_1{}^{(u)} + w_a{}'' \cdot b_2{}^{(u)} + w_a{}''' \cdot b_3{}^{(u)} \tag{44}$$

Eine Übertragungsbeziehung nach Gl. (49) erhält man indem die Gleichungen

$$w_a'' = -\overline{M}_a \tag{45}$$

$$w_a''' = -\overline{R}_a - \overline{N}_a \cdot w_a' \tag{46}$$

in die Lösungen (43) bzw. (44) mit Hilfe von

$$\overline{M} = -w'' \tag{47}$$

$$\overline{R} = -w''' - \overline{N} \cdot w' \tag{48}$$

einsetzt. Man erhält also folgende Beziehung:

$$\begin{bmatrix} w \\ w' \\ \overline{M} \\ \overline{R} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} & f_{34} \\ f_{41} & f_{42} & f_{43} & f_{44} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} w_a \\ w_a{}' \\ \overline{M_a} \\ \overline{R_a} \end{bmatrix} \qquad \text{kurz: } Z_\xi = Z_{\xi a} \cdot Z_a \tag{49}$$

mit

$$f_{11} = b_0 \qquad f_{12} = b_1 - \overline{N_a} \cdot b_3 \qquad f_{13} = -b_2 \qquad f_{14} = -b_3$$

$$f_{21} = b_0{}' \qquad f_{22} = b_1{}' - \overline{N_a} \cdot b_3{}' \qquad f_{23} = -b_2{}' \qquad f_{24} = -b_3{}'$$

$$f_{31} = -b_0{}'' \qquad f_{32} = -\left(b_1{}'' - \overline{N_a} \cdot b_3{}''\right) \qquad f_{33} = b_2{}'' \qquad f_{34} = b_3{}''$$

$$f_{41} = -\left(b_0{}''' + \overline{N} \cdot b_0\right) \quad f_{42} = -\left(b_1{}''' + \overline{N} \cdot b_1{}'\right) + \overline{N_a} \cdot \left(b_3{}''' + \overline{N} \cdot b_3{}'\right) \quad f_{43} = b_2{}''' + \overline{N} \cdot b_3{}'$$

$$f_{44} = b_3{}''' + \overline{N} \cdot b_3{}' \tag{50}$$

Z_ξ und Z_a sind die Zustandsvektoren an der Stelle ξ bzw. a, $F_{\xi a}$ stellt die Feldmatrix (Übertragungsmatrix) dar.

Als Kontrolle kann die Bedingung verwendet werden, dass die Determinante von $F_{\xi a}$ gleich 1 sein muss.

Für $\xi = 1 \ (x = l)$ ergibt sich analog zu Gl. (49)

$$Z_b = F_{ba} \cdot Z_a \tag{51}$$

Knickbedingungen

Für den Knickstab gelten folgende Randbedingungen:

gelenkiges Lager	$w = 0$	$\overline{M} = 0$	(52)
Einspannung	$w = 0$	$w' = 0$	(53)
freies Ende	$\overline{M} = 0$	$\overline{R} = 0$	(54)

Insgesamt gibt es 9 Lagerungsfälle, die behandelt werden. Bei jedem Fall treten 2 Gleichungen auf. Die Unbekannten sind die beiden Zustandsgrößen in a, die nicht null sind, und als Gleichungen sind aus den 4 Zeilen der Übertragungsbeziehung (49) mit ξ=1 jene beiden Zeilen zu wählen, die die am rechten Ende b null werdenden Zustandsgrößen liefern.

<u>Beispiel: Lagerungsfall</u>

$$w_b = f_{12} \cdot w_a' + f_{14} \cdot \overline{R_a} = 0 \tag{55}$$

$$w_b' = f_{22} \cdot w_a' + f_{24} \cdot \overline{R_a} = 0 \tag{56}$$

Die Nullstelle der Determinante

$$Det = f_{12} \cdot f_{24} - f_{14} \cdot f_{22} \tag{57}$$

liefert den Verzweigungswert – hier die unbekannte Lastgröße $\beta = \beta_{Ki}$. Die Knickbedingungen für alle 9 Lagerungsfälle lauten:

Lagerausfall	Knickbedingung
	$f_{12} f_{34} - f_{14} f_{32} = 0$
	$f_{13} f_{24} - f_{14} f_{23} = 0$
	$f_{12} f_{24} - f_{14} f_{22} = 0$
	$f_{13} f_{34} - f_{14} f_{33} = 0$
	$f_{11} f_{22} - f_{12} f_{21} = 0$
	$f_{33} f_{44} - f_{34} f_{43} = 0$
	$f_{11} f_{32} - f_{12} f_{31} = 0$
	$f_{32} f_{44} - f_{34} f_{42} = 0$
	$f_{31} f_{42} - f_{32} f_{41} = 0$

Abbildung 32: Knickbedingungen aus den einzelnen Lagerungsfällen [45]

Mit den o.a. Knickbedingungen (ξ=1) kann somit für jeden Lagerungsfall mit den gegebenen Werten α und δ die Verzweigungslast β_{ki} ermittelt werden.

Um eine einfache und rasche Ermittlung der Knicklast zu ermöglichen, entwickelten Aminbaghai und Rubin für jeden Lagerungsfall Diagramme, aus denen die Knicklast $N_{b,ki}$ ermittelt werden kann (für Lagerungsfall gelenkig – gelenkig siehe Abbildung 33). Mit den Ausgangsparametern $\delta = \frac{N_b}{N_a}$ und $\tilde{l} = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\alpha} = \frac{l}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{k}{EI}}$ lassen sich aus Abbildung 33 die bezogenen Knicklasten $\widetilde{N}_{b,ki}$ bzw. $N^*_{b,ki}$ ablesen, aus denen dann die Knicklast über die Gleichungen

$$N_{b,ki} = 2 \cdot \sqrt{k \cdot EI} \cdot \widetilde{N}_{b,ki} \text{ (linker Diagrammteil)} \tag{58}$$

bzw.

$$N_{b,ki} = 2 \cdot \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \cdot EI \cdot N^*_{b,ki} \text{ (rechter Diagrammteil)} \tag{59}$$

ermittelt werden kann. Welcher Diagrammteil für die Ermittlung der Knicklast herangezogen wird, hängt davon ab, ob sich $\tilde{l}$ oder $\tilde{l}^4$ im Anwendungsbereich jeweiligen Abszisse befindet. Die sich aus den Gleichungen (58) und (59) ergebenden Knicklasten sind jedenfalls äquivalent.

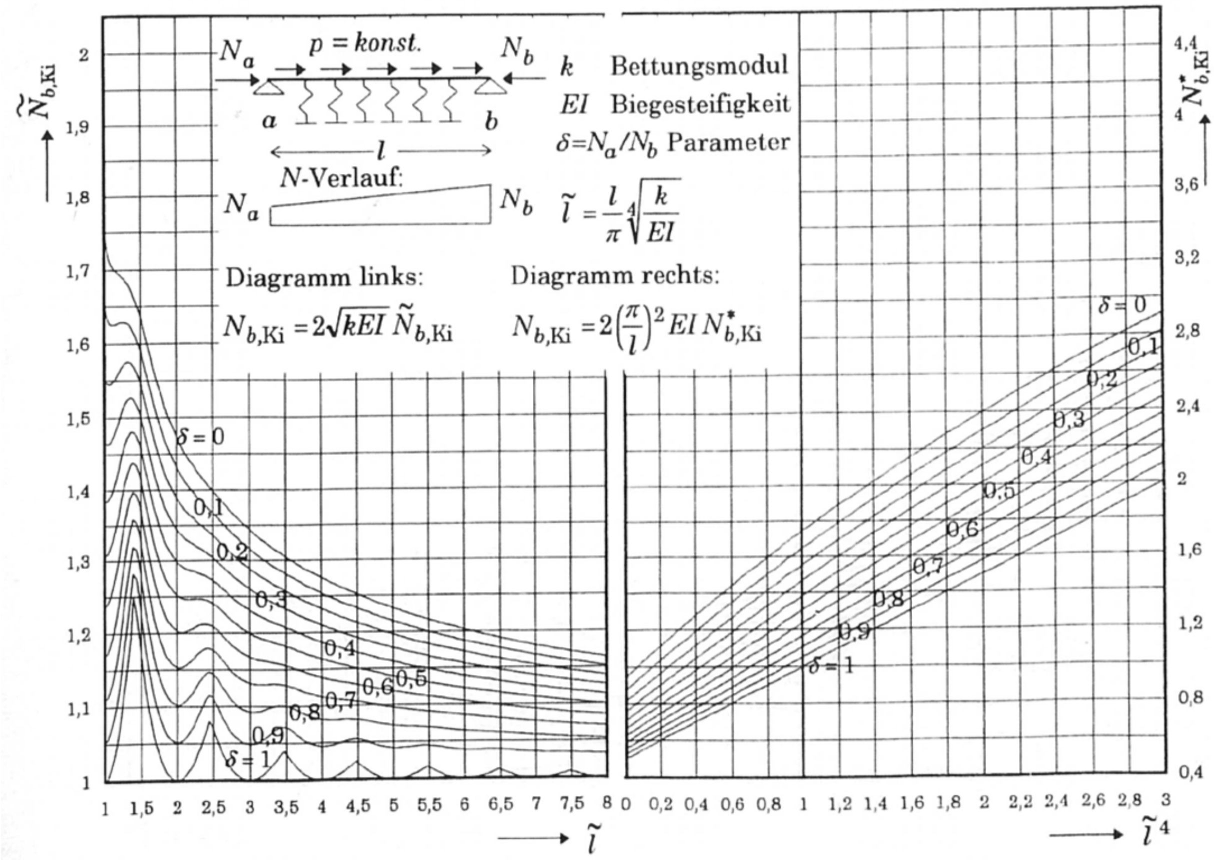


Abbildung 33: Bezogene Knicklasten $\widetilde{N}_{b,ki}$ und $N^*_{b,ki}$ für den Lagerungsfall gelenkig – gelenkig [45]

7.3 Berechnungsmodelle mit plastischem Bettungsansatz für die Stützwirkung des Bodens

7.3.1 Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen mit ideal-plastischem Bettungsansatz nach Wenz [40]

Wenz stellte sich bereits in den 70ger Jahren des vorigen Jahrhunderts die Frage, ob der bis dahin für den Knicksicherheitsnachweis bei Pfählen, die in weichen bindigen Böden eingebettet sind, eingesetzte elastische Ansatz für die seitliche Bettung angebracht ist.
Wenz hinterfragte dabei vor allem die Theorie, dass sich ein weicher bindiger Boden tatsächlich wie ein ideal elastisches Medium verhält.

7.3.1.1 Modell zur Ermittlung eines Bettungsansatzes von bindigen Böden

Wenz konzentriert sich dabei auf bindige Böden mit Konsistenzzahlen $I_c < 0{,}5$ (Wenz spricht dabei nur von weichen und nicht von breiigen Böden) und weist diesen ein „quasiplastisches“ Verhalten zu, die mehr oder weniger ausgeprägte tixotrope Eigenschaften besitzen. Aus mit diesen Böden durchgeführten Versuchen leitete Wenz ab, dass sich diese bei ausreichend schneller Belastung (Boden kann zwischen zwei Laststufen nicht konsolidieren) unterhalb der Bruchspannung nahezu inkompressibel verhalten. Wird die Bruchspannung jedoch erreicht bzw. überschritten, weicht der Erdstoff bzw. der Boden seitlich aus und die Verformungen wachsen schnell an. Er kommt daher zum Schluss, dass man aufgrund dieser Versuchsergebnisse Böden mit einer Konsistenzzahl kleiner 0,5 plastisches Verhalten zuordnen kann.
Für den Knicksicherheitsnachweis wird von Wenz daher anstelle der horizontalen Bettungsbeiwert, der von der Verformung abhängt, ein horizontaler Tragfähigkeitsbeiwert angesetzt, der nicht von der Größe der Verformung, sondern nur noch von der Bruchspannung des Untergrundes abhängig ist (plastisches Modell gem. Abbildung 34).

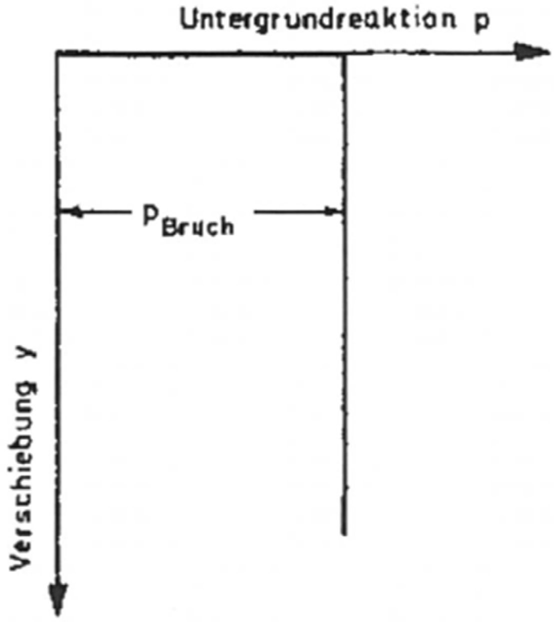


Abbildung 34: Spannungs- Verformungsverhalten beim plastischen Stoffgesetz [40]

Wenz schlägt daher eine Beschränkung des elastischen Modells auf steife bindige und rollige Erdstoffe vor.
Wenz geht von der Theorie aus, dass der auf einen quadratischen Pfahl wirkende Seitendruck maximal so groß werden kann, bis entweder die Schubfestigkeit des Pfahlbaustoffes überschritten wird und die Pfähle im Bereich der Einspannstelle abscheren oder bis die an den Berührflächen zwischen Boden und Pfahl auftretenden Schubspannungen größer als jene an der Fließgrenze des Erdstoffes sind. Ist dies der Fall, beginnt der Boden an den Pfählen vorbeizufließen. Das bedeutet, dass auch eine Erhöhung der Last keine Vergrößerung der Seitenkraft auf den Pfahl mit sich bringt.

Wenz geht dabei von einem Modell mit einem auf einer Oberfläche liegenden Stempel aus, bei dem untersucht wird, welche Kraft aufzuwenden ist, um diesen in einen Halbraum eindrücken zu können. Dieser Halbraum soll dabei lt. Wenz mit einem quasiplastischen, inkompressiblen Stoff gefüllt sein. Der Stempel dringt dabei dann in den Halbraum ein, wenn die Belastung so hoch ist, dass sich unter der gesamten Fläche ein plastischer Bereich bildet. In diesem Zusammenhang interessiert die zum Eindringen des starren Körpers in den Untergrund erforderliche Größe der Spannung.

Diese Spannung σ an der Unterseite des gedachten Stempels, die unmittelbar vor Beginn des plastischen Fließens herrscht, ergibt sich nach Wenz auf Basis der Fließbedingung von Mises für ebenes plastisches Fließen zu

$$\sigma = -(2+\pi)\cdot\tau_0 \tag{60}$$

Das negative Vorzeichen zeigt an, dass es sich dabei um eine Druckspannung handelt.

Die zuvor gemachten Überlegungen wendet Wenz in weiterer Folge auf einen quadratischen Stab bzw. Pfahl an, der sich in horizontaler Richtung gegen einen durch eine vertikale Ebene begrenzten Halbraum bewegt (siehe Abbildung 35).

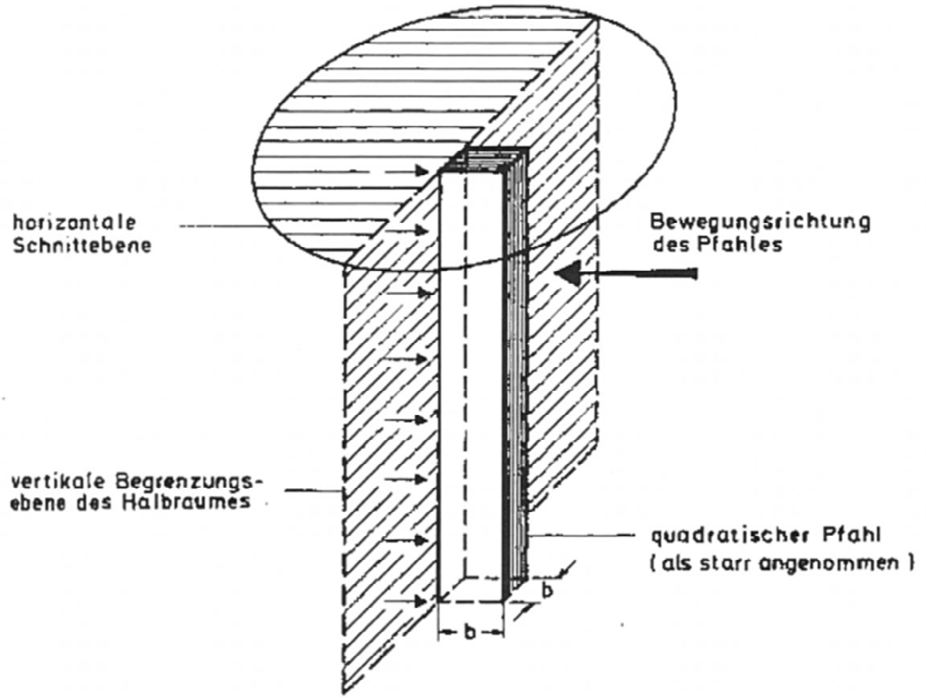


Abbildung 35: Schematische Darstellung des Pfahles, der sich gegen einen Halbraum bewegt [40]

Nach Gleichung (60) ergibt sich die Größe der Kraft pro Längeneinheit, die erforderlich ist um den Pfahl in den Halbraum einzudrücken zu

$$p = b\cdot(2+\pi)\cdot\tau_0 \tag{61}$$

In Wirklichkeit sind Pfähle jedoch im Boden eingebettet, wobei laut Wenz zwei Fälle zu unterscheiden sind:

- die Pfähle sind vollständig vom Boden umhüllt
- hinter dem Pfahl ist ein freier Raum vorhanden, in den der Erdstoff ungehindert eindringen kann

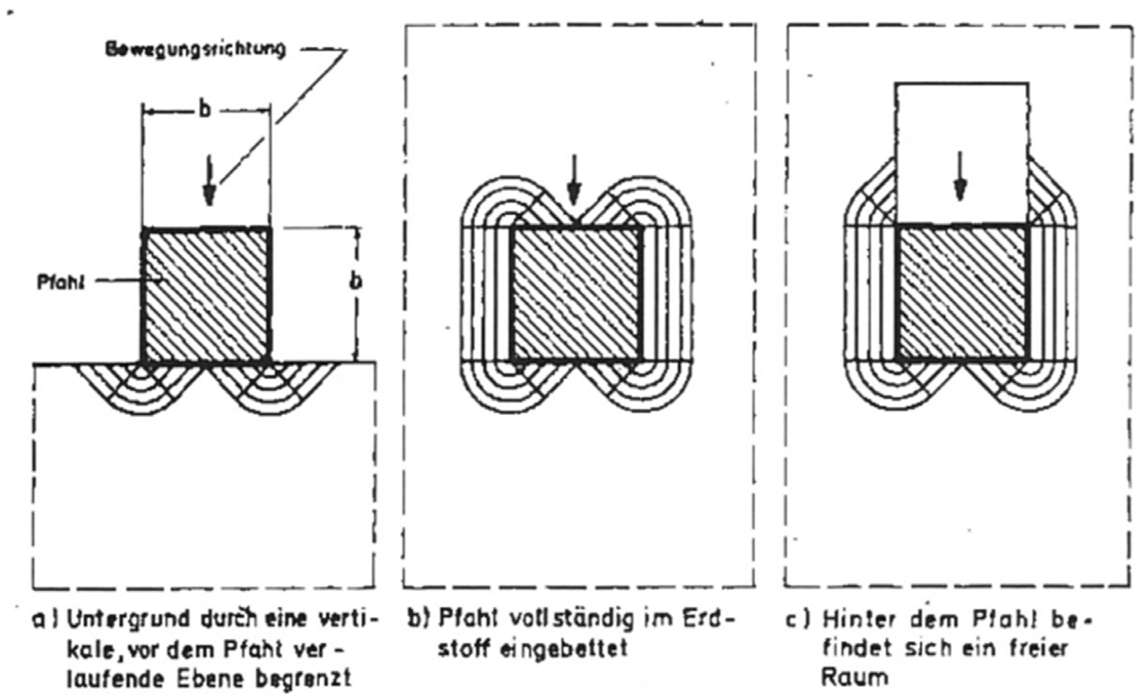


Abbildung 36: Horizontaler Schnitt durch den Untergrund mit Angabe der möglichen Gleitlinienfelder um den Pfahl [40]

Auf Basis der in Abbildung 36 dargestellten Gleitlinienfelder leitet Wenz folgende Ansätze zur Berechnung der max. Seitenkraft auf einen Pfahl ab:

$$p = b \cdot (2 + 3\pi) \cdot \tau_0 \tag{62}$$

bei vollständig vom Erdstoff umhüllten Pfählen, und

$$p = b \cdot (2 + 2\pi) \cdot \tau_0 \tag{63}$$

bei Pfählen mit freiem Raum an der Rückseite.

Mit

p max. Seitenkraft pro Längeneinheit auf den Pfahl (=Fließdruck) [kN/m]

b Breite des Pfahles

τ_0 Fließgrenze des bindigen Erdstoffes (=Scherfestigkeit), z.B. $\tau_0 = c_0$ bei $\rho = 0$ im Anfangszustand

Durchgeführte Versuche zeigten, dass die Kraft, die auf einen runden Pfahl wirkt, etwa 80% bis 85% der Kraft ist, die auf quadratischen Pfahl mit Seitenlänge gleich Durchmesser des runden Pfahles wirkt.

Gemäß dem o.a. Modell für weiche bindige Böden kann die seitliche Stützkraft, die einer seitlichen Verformung des Pfahles entgegenwirkt, nur eine bestimmte Größe erreichen. Zunächst wird eine Verformung durch den umgebenden Boden verhindert. Wird jedoch die größtmögliche Stützkraft des Bodens überschritten, dann fließt dieser um den Pfahl herum. Der Pfahl biegt sich durch bzw. knickt aus. Die seitliche Stützkraft bleibt dann, unabhängig von der Verformung, konstant. Ihre Größe ist nur von den bodenphysikalischen Eigenschaften des umgebenden Erdstoff sowie von den geometrischen und statischen Größen des Pfahles abhängig. Zum Unterschied von elastischen Modell bleibt hier die Stützkraft bei weichen bindigen Böden konstant und vergrößert sich nicht mit zunehmender Verformung. Dabei wird von einer schnellen Lastaufbringung und somit von einer schlagartigen Auslenkung ausgegangen.
Wenz setzt nun als seitliche Stützkraft bei weichen Böden einen konstanten, von der Verformung unabhängigen, horizontalen Tragfähigkeitsbeiwert gem. dem plastischen Modell nach Abbildung 34 an.

7.3.1.2 Rechenmodell zur Ermittlung der Knicklast für das plastische Modell

Zur Bestimmung der kritischen Last wendet Wenz die Energie-Methode nach Timoshenko (vergl. Timoshenko, Gere (1961)) an, bei der die kritische Last aus dem Gleichgewicht der durch die Längskräfte geleistete Arbeit ΔT und der Energie ΔU aus der Stabbiegung und den seitlichen Stützkräften ermittelt wird.

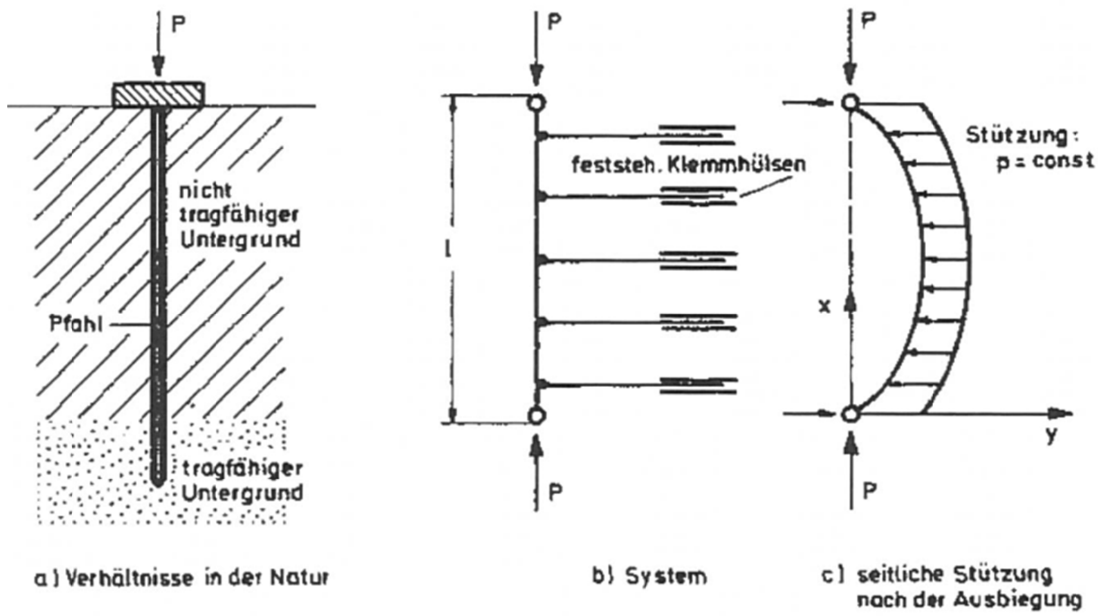


Abbildung 37: Plastisches Modell nach Wenz [40]

Das diesbezügliche Modell ist aus Abbildung 37 ersichtlich. Arbeit leisten die vertikale Kraft P und die seitlichen Stützkräfte p. Für die Verbiegung des Stabes muss zusätzlich Energie aufgewendet werden. Die für die Berechnung notwendig Annahme der Biegelinie wird durch eine Fourierreihe bewerkstelligt.

Die Bestimmung der einzelnen Arbeitsteile führt zu folgenden Teilergebnissen:

a) Arbeitsanteil der Druckkraft:

$$\Delta T = \frac{P \cdot \pi^2}{4 \cdot l} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} n^2 \cdot a_n^{\,2} \tag{64}$$

b) Formänderungsenergie infolge Biegung

$$\Delta U_1 = \frac{\pi^4 \cdot EI}{4 \cdot l^3} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} n^4 \cdot a_n^{\,4} \tag{65}$$

c)Energieanteil der seitlichen Kräfte

$$\Delta U_2 = \frac{2 \cdot p \cdot l}{\pi} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} a_n \tag{66}$$

mit

P Normalkraft auf den Pfahl

L Länge des Pfahls

a_n Koeffizienten der Fourierreihe

n Anzahl der Koeffizienten der Fourierreihe

EI Biegesteifigkeit des Pfahls

Setzt man die Energieanteile, die einer Ausbiegung des Stabes entgegenwirken, gleich der von der vertikalen Kraft geleisteten Arbeit, d.h.

$$\Delta U = \Delta T \tag{67}$$

ergibt sich für einen im Ausgangszustand in Form einer Sinuswelle elastisch gebogenen Stab mit der Anfangsdurchbiegung $a_{m,0}$ folgende Kraft P bei der Gleichgewicht herrscht:

$$P = \frac{\pi^2 \cdot EI \cdot m^2}{l^2} + \frac{8 \cdot p \cdot l^2}{\pi^3 \cdot m^2 \cdot a_{m,0}} \tag{68}$$

Dabei ist m die Anzahl der Halbwellen der Biegelinie im Ausgangszustand, p die Stützkraft des umgebenden Bodens und $a_{m,0}$ (bzw. $w_{0,M}$ gem.Abbildung 38) die Anfangsdurchbiegung der Halbwelle aufgrund von Vorverformungen.

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

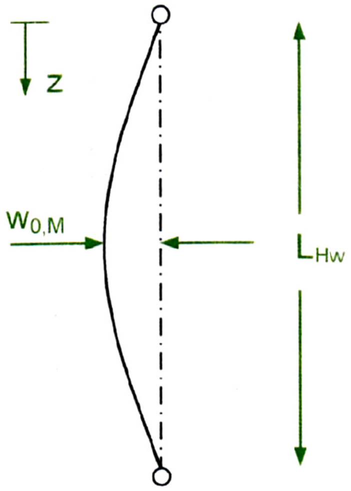


Abbildung 38: Vorverformung des Pfahles

Bei dieser Gleichung ist der erste Summand die Eulerkraft des seitlich ungestützten Stabes, und der zweite stellt den Anteil der seitlichen Stützkraft dar.

Voraussetzung für einen vernünftiges Ergebnis von Gleichung (68) ist allerdings eine Anfangsauslenkung des Pfahles, da sich für einen im Ausgangszustand befindlichen ideal geraden Stab ein rechnerischer Wert von P = ∞ ergeben würde.

Da jedoch die Anzahl der Halbwellen der Biegelinie im Ausgangszustand des Pfahles nicht bekannt ist, müssen zur Bestimmung der Knicklast die beiden Summanden gem. Gleichung (68) für einen vorgegebenen Wert für $a_{m,0}$ für m = 1,2,3…. bestimmt werden und dabei m so gewählt werden, dass P ein Minimum wird. Es ist derjenige Wert für m ist maßgebend, bei dem sich für m+1 der gleiche Wert wie für m ergibt.
Setzt man den so ermittelten Wert für m und p aus Gleichung (63) in Gleichung (68) ein, ergibt sich folgende kritische Knicklast:

$$P_{\min} = 4 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (2 + 2\pi) \cdot b \cdot EI}{\pi}} \cdot \sqrt{\frac{\tau_o}{a_{m,0}}} \tag{69}$$

für einen quadratischen Pfahl und

$$P_{\min} = 4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot (2 + 2\pi) \cdot b \cdot EI}{\pi}} \cdot \sqrt{\frac{\tau_0}{a_{m,0}}} \tag{70}$$

für einen kreisförmigen Pfahl.

7.3.1.3 Ermittlung der Grenzlast eines beidseitig gelagerten Pfahles für verschiedene Ausgangszustände

In seiner Veröffentlichung geht Wenz auf die zwei in der Praxis am häufigsten vorkommenden Ausgangszustände ein, nämlich einerseits auf einen in der Ausgangslage spannungslos vorgebogenen Pfahl und andererseits auf einen nicht zentrisch belasteten Pfahl, sodass am Pfahlkopf außer einer Normalkraft noch zusätzlich ein Moment wirkt.
Beide Fälle wurden mit Hilfe des plastischen Modells untersucht, wobei auch hier die Energiemethode zur Anwendung kam.

Für den in der Ausgangslage spannungslos vorgebogenen Stab ergibt sich demnach eine Grenzlast von

$$P = \frac{EI \cdot \pi^2}{l^2} \cdot (m^2 \cdot \frac{1 - \frac{a_0}{a_m}}{1 + \frac{a_0}{a_m}} + \frac{8 \cdot p \cdot l^4}{m^2 \cdot EI \cdot \pi^5 \cdot (a_m - a_0)}) \tag{71}$$

Für die Ausgangslage des Stabes, also für $a_m = a_0$, wird der erste Summand des Klammerausdrucks zu Null und

$$P = \frac{4 \cdot p \cdot l^2}{m^2 \cdot \pi^3 \cdot a_0} \tag{72}$$

Der Pfahl wird in diesem Fall nur durch die seitlichen Stützkräfte gehalten. Er weicht seitlich aus, sobald die Last den Wert von Gleichung (72) erreicht.

Beim exzentrisch belasteten Stab werden, wie Abbildung 39 zeigt, nur Biegelinien betrachtet, die sich aus der Überlagerung von Sinuskurven ergeben, bei denen sich eine Kopf- bzw. Fußverdrehung in Richtung des Moments einstellt.

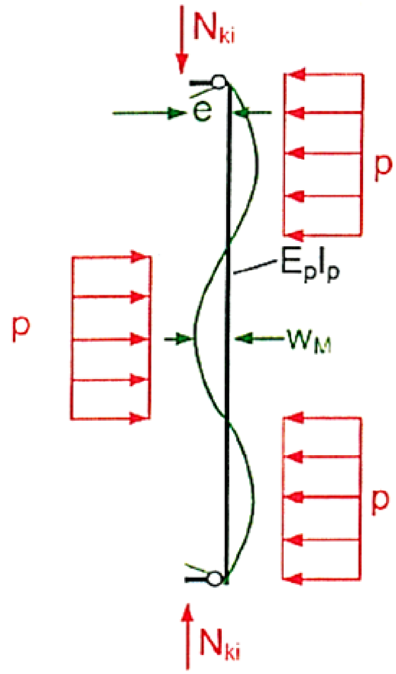


Abbildung 39: System des exzentrisch belasteten Stabes (m=3, w_M entspricht a_m in den Gleichungen) [60]

Wenz leitet wiederum mit der Energiemethode folgende Gleichung für die Bestimmung der Grenzlast her:

$$P = \frac{EI \cdot \pi^2}{l^2} \cdot \left(m^2 \cdot \frac{1 - \frac{a_0}{a_m}}{1 + \frac{a_0}{a_m}} + \frac{8 \cdot p \cdot l^4}{m^2 \cdot EI \cdot \pi^5 \cdot (a_m + a_0)} \right) \tag{73}$$

Für $a_m = 0$ wird

$$P_{a_m \to 0} = \frac{l^2 \cdot p}{\pi^2 \cdot e \cdot (2m - 1)} \tag{74}$$

e ist dabei der Hebelsarm der angreifenden Kraft P.

Wenz kommt zum Schluss, dass die durchgeführten Untersuchungen die Grenztragfähigkeit eines in einen bindigen Erdstoff eingebetteten Pfahles mit dem hier vorgeschlagenen plastischen Modell erfasst werden kann.
Die Grenzlast wird demnach von drei Faktoren bestimmt, nämlich

- von der Geometrie und den statischen Größen des verwendeten Pfahles
- der Form der Stabachse in der Ausgangslage
- der Scherfestigkeit des umgebenden Bodens

7.4 Berechnungsmodelle mit elasto-plastischem Bettungsansatz für die Stützwirkung des Bodens

7.4.1 Knicklastberechnung von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser bzw. Mikropfählen sowohl in weichem bindigem als auch in rolligem Boden nach Meek [36]

7.4.1.1 Knicklastermittlung für Pfähle in weichem bindigem Boden

Der Querschnitt eines typischen Verpresspfahles in Abbildung 40 dargestellt. Ein dickwandiges Stahlrohr oder Vollstab, meistens aus höherwertigem Stahl, bildet den tragenden Kern. Der Außenradius r_a und ggf. der Innenradius r_i bestimmen die elastischen Steifigkeiten (E=210000 N/mm²).

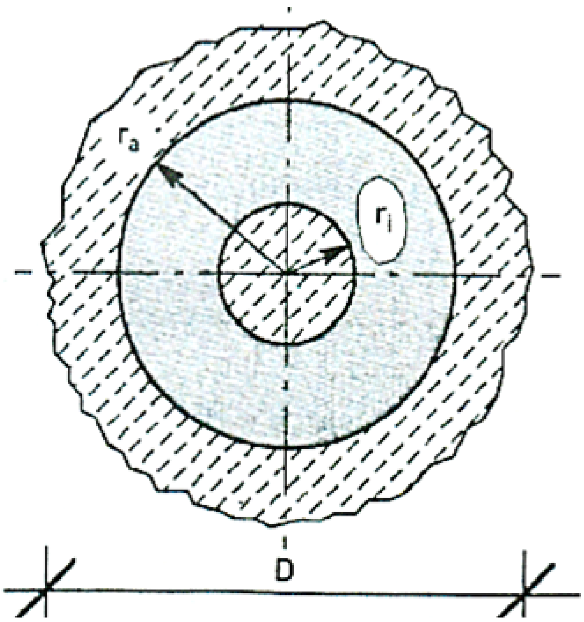


Abbildung 40: Querschnitt eines typischen Verpresspfahles [42]

$$EA = E \cdot \pi \cdot \left(r_a^2 - r_i^2\right) \tag{75}$$

$$EI = E \cdot \pi \cdot \left(r_a^4 - r_i^4\right) / 4 \tag{76}$$

sowie die vollplastischen Schnittkräfte

$$N_{pl} = f_y \cdot \pi \cdot \left(r_a^2 - r_i^2\right) \tag{77}$$

$$M_{pl} = f_y \cdot 4 \cdot \left(r_a^3 - r_i^3\right) / 3 \tag{78}$$

Bei einer vorhandenen Normalkraft N (als Druck positiv) kann das volle plastische Moment M_{pl} nicht mobilisiert werden. Das reduzierte Fließmoment M erhält man mit guter Näherung aus der empirischen Interaktionsbeziehung

$$M = M_{pl} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^{\alpha} \right] \tag{79}$$

α ist ein von der Geometrie des Pfahlquerschnitts abhängiger Formbeiwert (Verhältnis des plastischen zum elastischen Widerstandsmoment), der von Meek mit 2,1 angegeben wird.
Beim Ausknicken von dünnen Pfählen in weichem Boden entstehen recht große Verformungen. Allerdings handelt es sich laut Meek hierbei keineswegs um ein elastisches, sondern um ein plastisches Phänomen.

Das Tragglied ist durch den Verpresskörper (Durchmesser D) umhüllt. Er besteht, je nach Herstellungsart des Pfahles, aus reinem Zementmörtel oder aus einem Sand-Zementstein-Gemisch und ist naturgemäß spröde. Dadurch ist es in eng gekrümmten Bereichen (Fließgelenke) fraglich, ob und im welchem Ausmaß der Mörtel mit dem Stahlkern statisch noch mitwirkt. Auf der sicheren Seite liegend wird von Meek angenommen, dass nur der Stahlquerschnitt auf Biegung beansprucht wird.

<u>Bodenmechanik</u>
Die Stabilität eines Verpresspfahles hängt ursächlich mit der Querstützung durch den Boden zusammen. Diese Querstützung kann nach Ansicht von Meek nicht als elastische sondern als elasto-plastische Bettung aufgefasst werden, außerdem sind seiner Ansicht nach erzwungene Verformungen durch Setzungsvorgänge von ausschlaggebender Bedeutung.

Wenn ein zylindrischer Pfahl mit Verpresskörperdurchmesser D in weichem Boden ausknickt, wird als widerstehende Kraft ein sogenannter Fließdruck q je Pfahllänge geweckt. Den Maximalwert des Fließdrucks definiert Meek mit

$$\max q = 10 \cdot c_u \cdot D \tag{80}$$

Dabei ist c_u die undränierte Scherfestigkeit (Anfangskohäsion) des Bodens.

Zur Realisierung des vollen Fließdruckes max q ist eine nennenswerte Relativbewegung Pfahl – Boden notwendig. Da es sich um eine Art Erdwiderstand handelt, schätzt Meek den erforderlichen Weg f mit ca. ein Zehntel der maßgebenden Druckflächenbreite ein, also 0,1D. Die Teilung max q/(0,1D) ergibt die effektive elastische Bettungskonstante k für kleine Verformungen

$$k = \frac{\max q}{0{,}1 \cdot D} = \frac{10 \cdot c_u \cdot D}{0{,}1 \cdot D} = 100 \cdot c_u \qquad \text{[kN/m²]} \tag{81}$$

Die stützende seitliche Bodenreaktion ist demnach

$$q = k \cdot f \qquad \text{[kN/m]} \qquad \text{für} \qquad f < 0{,}1 \cdot D \tag{82}$$

bzw.

$$q = \max q \qquad \text{[kN/m]} \qquad \text{für} \qquad f \geq 0{,}1 \cdot D \tag{83}$$

Nach Meeks Ansicht wird die Traglast für elastisch gebettete Pfähle in der Regel überschätzt, häufig um mehr als das Doppelte, weil der Boden nicht unbegrenzt elastisch bleibt. Einerseits wird die seitliche Bettung durch die plastische Streckgrenze max q begrenzt, andererseits erleidet der Pfahl setzungsbedingte Vorverformungen.

Auch Setzungen des Bauwerks und damit auch in den Bodenschichten haben Einfluss auf die Traglast der Pfähle. Um diesen Umstand Rechnung zu tragen, betrachtet Meek hierfür ein kinematisches Modell eines Pfahles zwischen zwei festen Bodenschichten.

Abbildung 41 zeigt eine Weichschicht mit Dicke t, die zwischen festen Böden eingelagert ist. Eine zusätzliche Auflast Δp (z.B. infolge einer Sandaufschüttung) löst Setzungen aus, die den Pfahl „mitnehmen“.

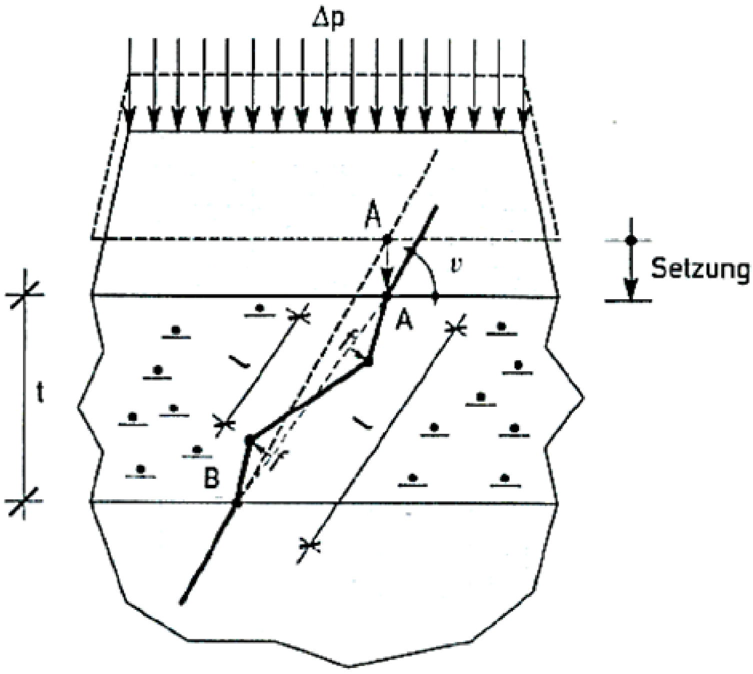


Abbildung 41: Auswirkung von Setzungen auf einen Verpresspfahl [42]

Die vertikale Stauchung der Weichschicht beträgt

$$\varepsilon = \frac{\Delta p}{E_s} = \frac{\Delta p}{100 \cdot c_u} \tag{84}$$

mit $E_s = 100 \cdot c_u$ in [kN/m²].

Meek orientiert sich bei der Ermittlung des Steifemoduls E_s am Berechnungsverfahren von Pfählen nach dem Bettungszifferverfahren, wo es üblich ist $k = 100 \cdot c_u$ ungefähr gleich E_s zu setzen.

Um auch ev. nachträgliche Setzungen zu berücksichtigen, empfiehlt Meek einen Mindestansatz von Δp = 5 kN/m², falls die Baumaßnahme keinen höheren Wert bedingt.

Die Auswirkungen von Setzungen auf einen schlanken Pfahl sind in Abbildung 41 dargestellt. Nach diesem Modell nimmt bei der Setzung die Entfernung zwischen Punkt A und Punkt B ab, daher muss der Pfahl zwangsläufig seitlich ausweichen. Eine polygonale Knickfigur entsteht, mit Fließgelenken an den Ecken. Aufgrund der sogenannten „Kniehebelwirkung“ führen bereits kleine Stauchungen ε_L längs des Pfahles zu großen Querausschlägen f. Nach Pythagoras (mit Kleinwinkelannahmen) folgt

$$f = l \cdot \sqrt{\varepsilon_L / 2} \tag{85}$$

mit

$$\varepsilon_L = \varepsilon \cdot (\sin \upsilon)^2 - N / EA \tag{86}$$

ε_L Stauchung des Pfahles in Längsrichtung

l Halbwellenlänge des Zickzacks gem. Abbildung 41

υ Neigung des Pfahles zur Waagrechten gem. Abbildung 41

Die Gelenkkette wird durch die Fließmomente M und die seitliche Bodenreaktion q stabilisiert. Die Knicklänge bildet sich dabei so aus, dass die aufnehmbare Druckkraft minimiert wird.

Neben dieser vertikalen Bodenbewegung findet nach Ansicht von Meek eine zusätzliche Horizontalverschiebung in der Weichschicht statt, wenn die setzungserzeugende Auflast Δp ungleichmäßig ist (wie z.B. unter einer neuen Böschung).

Dabei besteht eine Erddruckdifferenz Δe, die in Abbildung 42 zwischen den Schnitten I und II dargestellt ist. Teilung durch die waagrechte Entfernung b ergibt den von Meek als Erddruckgradienten bezeichneten Wert Δe/b, der Scherverformungen in der Weichschicht hervorruft.

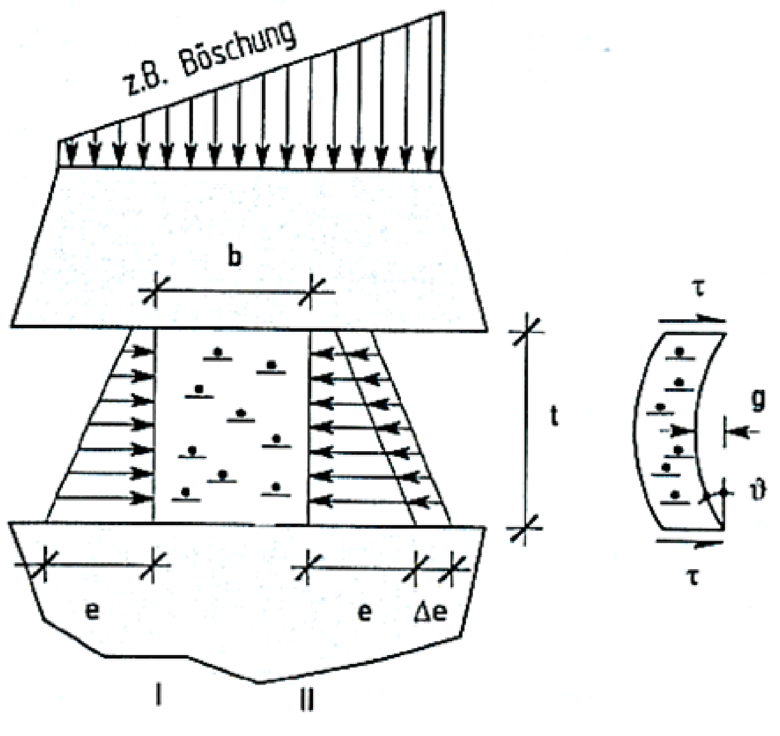


Abbildung 42: Erddruckgradient infolge veränderlicher Auflast [42]

Als praktische Obergrenze dieses Erddruckgradienten gibt Meek 10 kN/m³ an. Der Wert ermittelt sich aus den Ansätzen für eine obere Sandaufschüttung $(\gamma = 19\ \mathrm{kN/m^3})$, einer steilsten Böschungsneigung von 35°, sowie der ungünstigsten Annahme, dass Erdruhedruck (Beiwert K_0=0,75) in der Weichschicht herrscht $(0{,}75 \cdot 19 \cdot \tan 35 = 10\ \mathrm{kN/m^3})$.

Der seitlich fließende Klei wird oben und unten durch Scherspannungen τ festgehalten. An den Schichtgrenzen beträgt der Scherwinkel $\Theta = \tau / G$, mit dem Schermodul G ~ E_s/4 ~ 25c_u. In der Schichtmitte ist der Scherwinkel – symmetriebedingt – gleich Null. In diesem Punkt errechnet sich die horizontale Verschiebung g nach der Parabel-Formel wie folgt:

$$g = \frac{\Theta \cdot t}{4} = \frac{\Delta e}{b} \cdot \frac{t^2}{8 \cdot G} = \frac{\Delta e}{b} \cdot \frac{t^2}{200 \cdot c_u} \tag{87}$$

mit Δe/b $\leq$ 10 kN/m³.

Da es nie auszuschließen ist, dass es zufällige Fließbewegungen gibt, erscheint es für Meek angebracht, einen nominellen Mindestansatz von Δe/b = 2 kN/m³ anzusetzen.

Falls diese horizontale Bodenverformung nach Herstellung des Pfahles stattfindet, wirkt sie zunächst belastend. Der Pfahl (mit Neigung v) erfährt eine Stützung durch seitliche Bettung erst dann, nachdem er den aufgeprägten Stich mit Schrägkomponente

$$g_L = g \cdot \sin \upsilon \tag{88}$$

angenommen und sich noch etwas mehr durchgebogen hat. Um die Vorkrümmung zu stabilisieren, muss ein Anteil α der seitlichen Bodenreaktion q aufgebracht werden. Diesen Anteil ermittelt Meek mit der Formel für die Umlenkkraft auf ein parabelförmiges Spannglied

$$\alpha = \frac{8 \cdot N \cdot g_L}{q \cdot L^2} \tag{89}$$

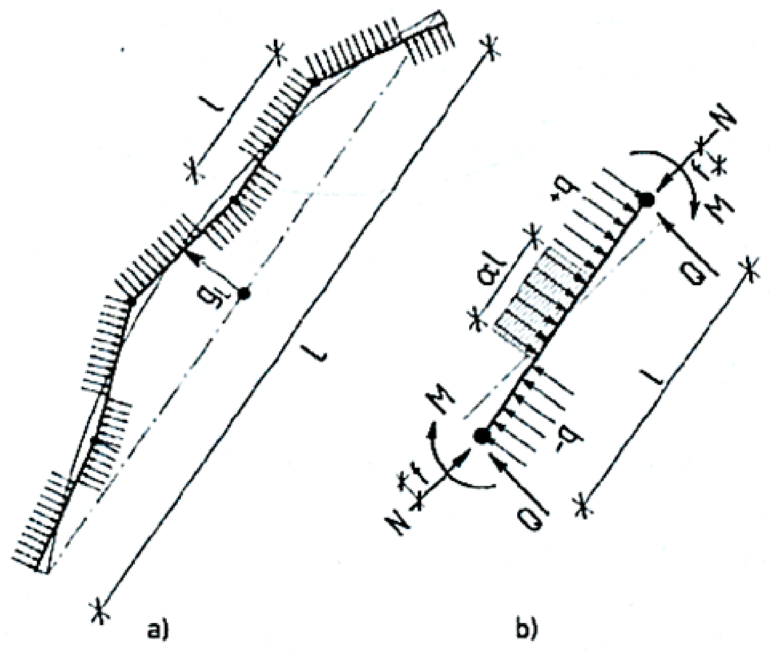


Abbildung 43: Knickfigur: a) Gesamtpfahl b) Isoliertes Segment [42]

Das Stabilitätskriterium wird von Meek über eine Gleichgewichtsbetrachtung mit „ql²/8-Statik“ hergeleitet, da es ihm unangemessen erscheint, angesichts der Schwankungsbreite der Bodenkennwerte eine strenge Stabilitätsuntersuchung nach der Theorie 2. Ordnung mit linearer Bettung durchzuführen.

Abbildung 43a zeigt eine Gelenkkette mit globalem Stich g_L und lokaler Halbwellenlänge l. Die seitliche Bodenreaktion q erfasst eine größere Länge auf der Krümmungsaußenseite. Am in Abbildung 43b ausgeschnittenen Teilstück dient der schraffierte Bereich α·l zur Querstützung von g_L. Sowohl das Kräftesystem $q \cdot \alpha \cdot l$ als auch die Endreaktionen Q sind symmetrisch. Daher leisten diese Kräftepaare kein Nettodrehmoment am Segment.

Die Summe der widerstehenden Drehmomente (mit Fließmomenten M an den Abschnittsenden) beträgt

$$\left(1-\alpha^2\right)\cdot ql^2/4+2M \tag{90}$$

In die entgegengesetzte Richtung wirkt das angreifende Drehmoment

$$2N\cdot\left(f+l/200\right) \tag{91}$$

Meek multipliziert also die angreifende Normalkraft mit dem Stichmaß f und der Imperfektion l/200 gemäß DIN 18800 Teil 2. Setzt man diese beiden Beziehungen gleich ergibt sich das einprägsame Stabilitätskriterium

$$\eta = \frac{\left(1-\alpha^2\right)\cdot ql^2/8+M}{N\cdot\left(f+l/200\right)} \geq 1 \tag{92}$$

Die Lösung von Gl. (92) setzt die Kenntnis der Knicklänge l voraus. In Anlehnung an die klassische Stabilitätstheorie trifft von Meek die Annahme, dass auf der Länge L nur eine ganzzahlige Anzahl von gleichen Knick-Halbwellen erlaubt ist, das heißt

$$l = l_n = L/n \tag{93}$$

mit n = 2,3,4,.... Die größtmögliche Knicklänge l = L/2 folgt aus einer Betrachtung des Pfahles ohne seitliche Bettung und entspricht dem beidseitig eingespannten Euler-Stab.
Es gibt allerdings noch eine zweite Einschränkung der maximalen Knicklänge: Die Momentenmaxima müssen an den äußersten Enden des Pfahlsegments im Abbildung 43b auftreten. Sonst würde ein weiteres Fließgelenk entstehen, und der l-Wert wäre verkürzt. Diese Bedingung lautet

$$l \leq \frac{2,828}{0,414+\alpha}\cdot\sqrt{\frac{M}{q}} \tag{94}$$

Im Nenner der Tragfähigkeitsformel (92) muss der Stich f mindestens so groß sein, dass das volle plastische Moment M mobilisiert wird. Aus der Durchbiegungsformel folgt

$$f = \frac{M\cdot l^2}{10\cdot EI}, \tag{95}$$

es sei denn, Konsolidierungssetzungen verursachen einen noch größeren Stich nach Gl.(85).

Obwohl Meek in seiner Berechnung einen Bezug zur klassischen Stabilitätstheorie herstellen kann, zeigen Vergleichsrechnungen dieses Bemessungsverfahrens, dass bei sehr geringen Scherfestigkeiten die Traglasten der Pfähle nicht gegen die Verzweigungslast nach Euler, sondern gegen Null konvergieren.

Bei einer mehrwelligen Knickfigur wird der tatsächliche Verlauf der Seitenkraft q eine abgerundete, kosinusähnliche Kurve und nicht eine idealisierte Rechteckwelle gem.

Abbildung 43 sein. Es wird von Meek, vorgeschlagen, den erstem Term im Zähler der Gl. (92) zu begrenzen:

$$\left(1+\alpha^2\right)\cdot\frac{ql^2}{8}\leq\frac{ql^2}{10} \tag{96}$$

Um die Knicklast zu bestimmen, muss das Momentengleichgewicht nach Gleichung (92) nach N gelöst werden. Die widerstehenden Momente M werden mit Hilfe der Annahme eines plastischen Verhaltens des Pfahlwerkstoffes bestimmt. Den zweiten Summanden bildet das Moment aus der Bodenstützung im Pfahlabschnitt.
Die Traglast ist durch ein Optimierungsverfahren zu bestimmen. Für eine zu Beginn den Randbedingungen entsprechend frei gewählte Knicklänge wird die seitliche Verschiebung f schrittweise erhöht, bis es zum Versagen des Pfahlsystems kommt. Danach wird das Maß der Knicklänge l variiert und so für ein ganzes Spektrum an möglichen kritischen Knicklängen die maßgebende Traglast berechnet.
Die kleinste sich ergebende Knicklast ist dann die gesucht Traglast N.

Die zulässige Druckkraft zulN im Gebrauchszustand erhält man laut Meek dadurch, dass N noch durch den Sicherheitsbeiwert 1,65 (Multiplikation bei beiden Teilsicherheiten 1,5 für äußere Lasten und 1,1 für innere Materialeigenschaften gem. DIN 18800 Teil 2) geteilt wird und zusätzlich ein Ergänzungsterm N_r addiert wird:

$$zulN = N/1,65 + N_r \tag{97}$$

N_r bedeutet hier die positive Mantelreibung in der oberen Sandschicht. Dieser Anteil wird konventionell ermittelt, als ob der Pfahl „schwimmt“, d.h., im oberen Sand endet.

Auf obigen Grundlagen basierend erstellt Meek ein Diagramm, aus dem die Traglasten von in bindigem Boden stehenden Kleinverpresspfahlen (GEWI d = 63,5 mm aus Stahl S 555 mit einem Verpresskörper D = 15 cm (dick ausgezogene Kurven) und GEWI d = 50 mm aus Stahl BSt 500 S (dünn gezogene Kurven)) ermittelbar sind (Abbildung 44). Der Vergleich der Kurven macht deutlich, dass für Druckpfähle stets der dickste erhältliche Kernstab gewählt werden sollte.
Die gestrichelten asymptotischen Kurven gelten für die Grenzbetrachtung einer unendlich dicken Kleischicht.

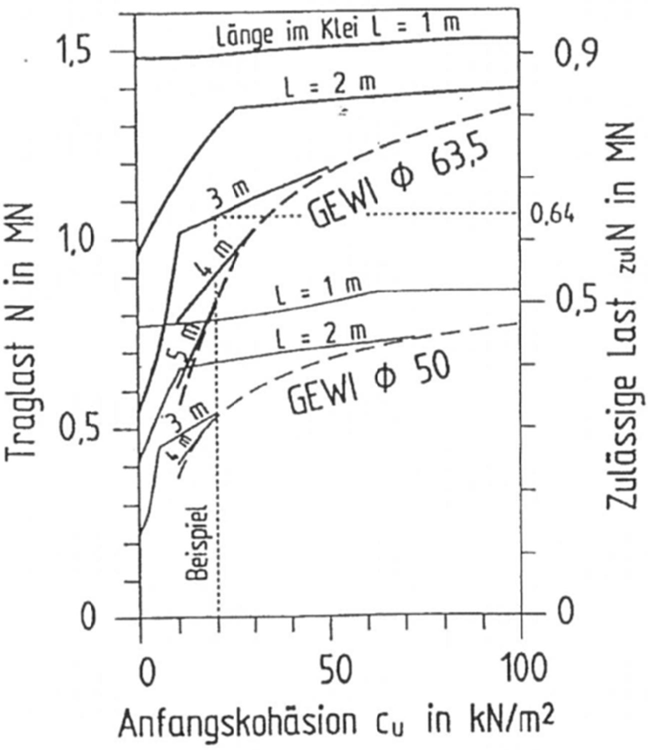


Abbildung 44:Traglast: Knicken im Klei [43]

Dieses Diagramm erlaubt es, für jede Kleischichtdicke die Traglast N an der linken Ordinate, die zulässige Druckkraft zulN an der rechten Ordinate abzulesen, ohne die langwierigen Berechnungen selbst durchführen zu müssen.

Alle Kurven beginnen bei c_u = 0 mit der Traglast des ungestützten Euler-Stabes, Knicklänge l = L/2. Abgesehen von der dünnsten Kleischicht, L = 1 m, hängt die Drucktragfähigkeit entscheidend von der Anfangskohäsion des Bodens ab.

Durchgeführte Beispielberechnungen zeigen jedoch, dass sich bei c_u = 0 nicht der Knicklast des Euler-Stabes sondern 0 als Traglast ergibt (siehe Kapitel 8.3).

7.4.1.2 *Erweiterung der Knickgefährdung von kleinen Verpresspfählen auf rolligem Boden*

Im folgenden Abschnitt werden die Erkenntnisse Meeks von bindigen auf rollige Böden ausgedehnt. Kleinverpresspfähle im Sand sind laut Meek ebenfalls knickgefährdet, besonders, wenn sie geneigt sind und Querverschiebungen aus Setzungen erfahren.

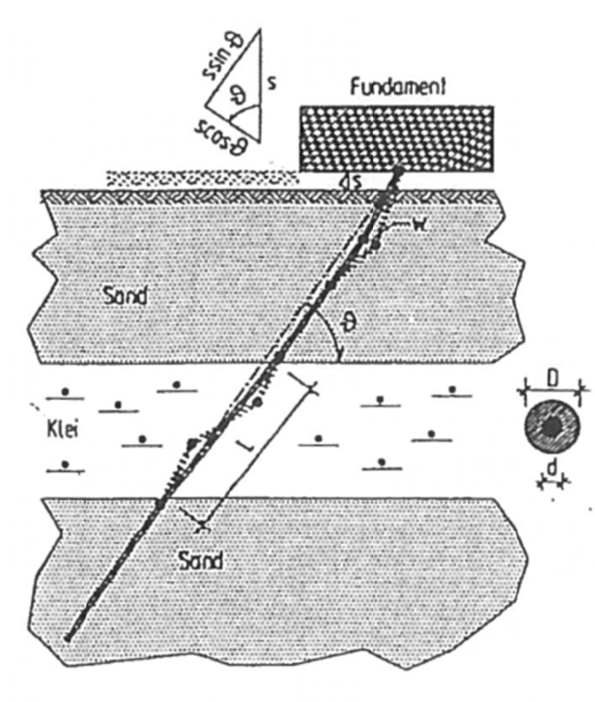


Abbildung 45: System mit möglichen Knickfiguren [43]

System und die sich daraus ergebenden Knickfiguren

Abbildung 45 zeigt einen unter dem Winkel θ geneigten Kleinverpresspfahl. Unter geringem axialem Druck würde nach Ansicht von Meek der Kleinverpresspfahl – nunmehr eine Gelenkkette aus sich bildenden Fließgelenken – zusammenbrechen, wäre er nicht durch den Boden seitlich gestützt. Das Fundament und der tiefliegende Sand oberhalb und unterhalb der Weichschicht sind hier steif genug, um die drei dort befindlichen Fließgelenke horizontal festzuhalten. Problematisch dagegen ist nach Annahme von Meek das vierte Fließgelenk etwa 1 m unter dem Fundament. An dieser hochliegenden Stelle kann ein „Knicken im Sand“ stattfinden, denn der stützende seitliche Erdwiderstand ist noch klein und muss durch eine zusätzliche Querverschiebung w geweckt werden.

Der Pfahl kann ebenfalls innerhalb der tiefliegenden Weichschicht ausknicken, indem er dort seitliche Wellen schlägt und weitere Fließgelenke hervorruft (siehe 7.4.1.1).

Die Knickfigur des Stabes kann in kosinusähnliche Abschnitte mit Halbwellenlänge l und Amplitude f zerlegt werden. In den gedachten Trennstellen wirkt neben der Normalkraft N auch das Endmoment M (mit der Obergrenze $_{max}M$ laut Gl. (79)). Das

Momentendiagramm eines Knickstabes bleibt (trotz Bodenbettung) annähernd proportional der Biegelinie. Durch doppelte Integration der Krümmung erhält man eine neue Biegelinie und damit ein revidiertes Momentendiagramm für die nächste Iteration. Abbildung 46 zeigt die nichtlineare Abhängigkeit des Endmomentes M von der Amplitude f.

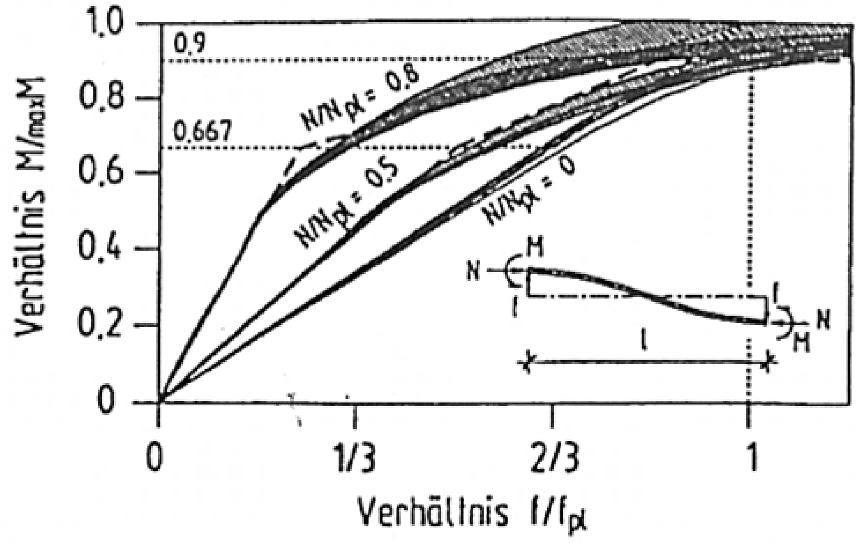


Abbildung 46: Elasto-plastische Steifigkeit des Stahlstabs [43]

Für die Praxis können die Kurven durch einen Linienzug angenähert werden:

- Bis zu einem Moment von $M = 2/3 \cdot \max M$ verhält sich der Stab annähernd elastisch
- Das Moment M tendiert gegen maxM (nicht M_{pl}) bei $f = f_{pl}$
- Dennoch sollte nicht mehr als 0,9 maxM in Rechnung gestellt werden

Diese Vereinfachung liegt auf der sicheren Seite, wenn man bedenkt, dass die versteifende Mitwirkung des Verpresskörpers nicht berücksichtigt wird.

Mobilisierung der Bodenreaktion

Der Weg der größten Querverschiebung w, der die stützende Bodenreaktion weckt, muss ab der setzungsbedingten Vorverformung gemessen werden, vorher – beim Einprägen der Setzungen – wirkt der Boden treibend, nicht stützend. Beginnt der Pfahl aber auszuknicken, hinterlässt er einen Spalt an seiner Rückseite, und die Richtung der Bodenreaktion wechselt sich sofort.

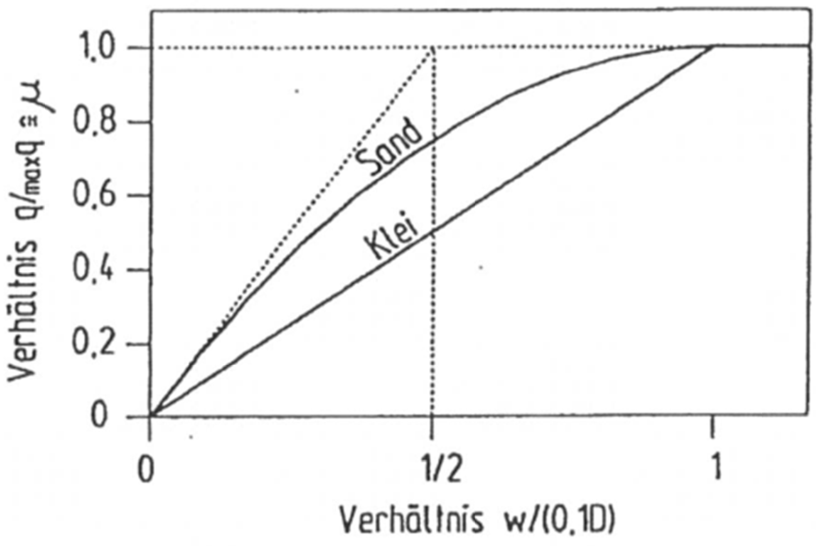


Abbildung 47: Mobilisierung der Bodenreaktion [43]

Wie oben bereits erwähnt, wird der Weg $w > 0{,}1 \cdot D$ benötigt, um den Fließdruck zu mobilisieren. Für kleinere Verschiebungen gilt

$$q = \mu \cdot \max q \tag{98}$$

mit dem Mobilisierungsgrad μ nach Abbildung 47

$$\mu = w / (0{,}1 \cdot D) \tag{99}$$

Auch zur Weckung der größtmöglichen Stützreaktion auf Pfähle in Sand muss das Kriterium w > 0,1D erfüllt werden. Meek stützt sich dabei auf die modifizierte Blumsche Dalbentheorie (Meek, 1993), welche den Fließdruck in rolligem Boden annähernd mit Erdwiderstand mal dreifacher Pfahlbreite ansetzt.

$$\max q = 3 \cdot D \cdot \gamma \cdot K_{ph} \cdot t \tag{100}$$

Der Mobilisierungsgrad für den Erdwiderstand in Sand verläuft „parabolisch weicher werdend“, analog den Spannungs-Dehnungsgesetz für Beton, d.h.

$$\mu = 2 \cdot [w / (0{,}1 \cdot D)] - [w / (0{,}1 \cdot D)]^2 \tag{101}$$

und $\mu = 1$ für w > 0,1D.

Im Vergleich zu Klei nimmt die Stützwirkung in Sand schneller zu (siehe Abbildung 47).

Stabilitätsbedingung

Eine Formulierung der Stabilitätsbedingung wurde bereits im Abschnitt 7.4.1.1 hergeleitet. Die Ermittlung der Traglast in Klei war einfacher, da der Fließdruck $\max q = 10 \cdot c_u \cdot D$ über die Tiefe nahezu konstant bleibt. Das ist laut Meek bei Pfählen in Sand nicht der Fall (siehe Abbildung 48). q verändert sich über die Länge, somit sind die Fließmomente an den Stabenden nicht mehr gleich groß.

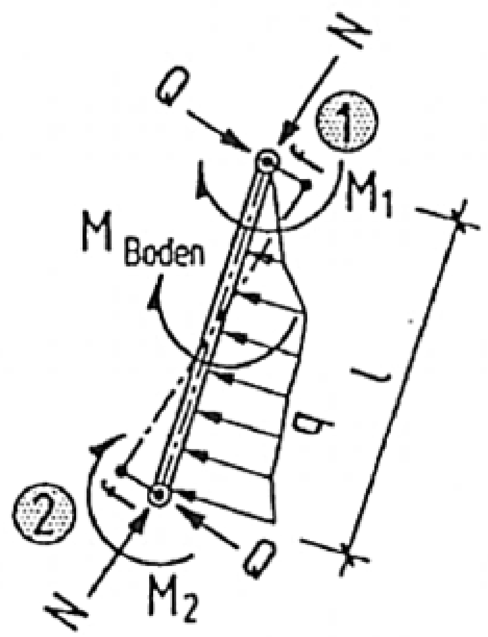


Abbildung 48: Stabilitätsbedingung [43]

Das Pfahlstück ist also im Momentengleichgewicht um Punkt 1, wenn folgendes gilt:

$$N \cdot 2 \cdot \left(f + l/200 \right) = M_1 + M_2 + M_{Boden} \pm Q \cdot l \qquad (102)$$

Mit Hilfe dieser Stabilitätsbedingung ermittelt Meek die Traglast nach einem sogenannten Minimax-Optimierungsverfahren. Zuerst wird die Knicklänge l geschätzt. Dann wird Millimeter für Millimeter der Weg w gegen den Boden gesteigert und Gl. (102) iterativ nach N gelöst (N annehmen, M_1 und M_2 gemäß Abbildung 46 bestimmen, N aus Gl. (102) neu berechnen, M_1 und M_2 korrigieren). Für einen speziellen w-Wert (selten größer als 0,1 D) erreicht N eine Obergrenze, die Bruchlast für die vorgegebene Knicklänge l. Dies ist der Maximierungsteil der Minimax-Aufgabe. Der Minimierungsteil besteht aus einer Variation der vorgegebenen Knicklänge, bis die Bruchlast ihre Untergrenze erreicht. Die gesuchte

Traglast ist dann die größte Druckkraft, die bei jeder möglichen Knicklänge aufgenommen werden kann.

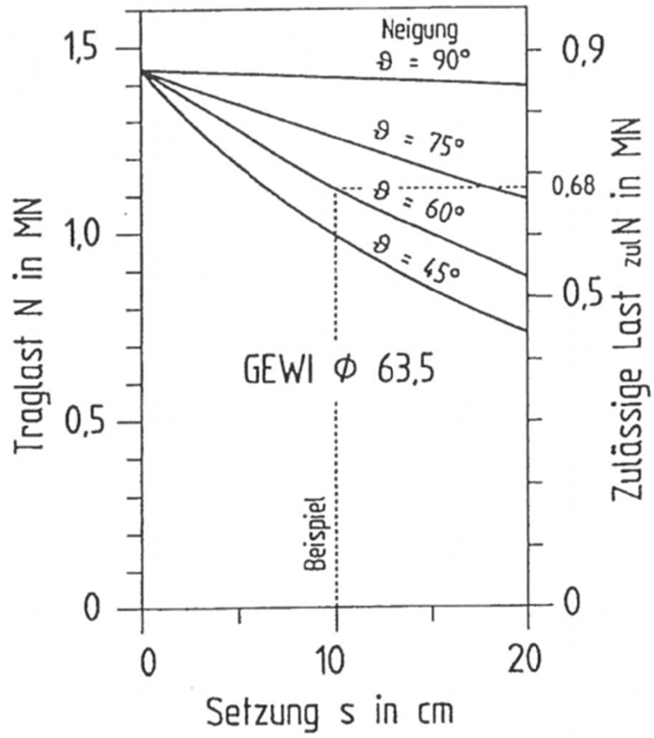


Abbildung 49: Traglastlast GEWI 63,5 mm im Sand [43]

In Abbildung 49 zeigt Meek die Traglast eines Pfahles GEWI 63,5 mm im Sand. Wie in Klei beträgt die größte zulässige Druckkraft ebenfalls knapp 900 kN. Setzt sich eine tiefliegende Weichschicht, nimmt die zulässige Druckkraft ab, umso mehr, je flacher der Pfahl geneigt ist. Sehr große Setzungen s > 10 cm resultieren aus einer mächtigen unteren Kleischicht, innerhalb derer der Pfahl ohnehin eher ausknickt als im oberen Sand. Für den baupraktischen Bereich (Θ > 60°, s < 10 cm) kommt Meek für in Sand gebettete GEWI 63,5 mm je nach Neigung auf eine zulässige Druckkraft von über 700 kN. Für optimale Wirtschaftlichkeit und Robustheit sollen Druckpfähle aber möglichst lotrecht ausgeführt werden. Setzungen spielen dann kaum eine Rolle, und die maximale zulässige Druckkraft um 850 kN wird stets erzielt.

7.4.2 Traglastberechnung von schlanken Verpresspfählen in weichen bindigen Böden am Modell nach Wimmer/Ettinger [50]

7.4.2.1 Grundlagen

Dieses Berechnungsmodell erlaubt eine Abschätzung der Traglast mit den wesentlichen Eingangsparametern undränierte Kohäsion, Pfahlimperfektion sowie mit Berücksichtigung der elastoplatischen Eigenschaften von Pfahlwerkstoff und Boden.

Wimmer/Ettinger gehen in ihrer Betrachtung von einem elasto-plastischen Verhalten des Bodens aus.
Ähnlich wie bei Meek (Kapitel 7.4.1) wird die horizontale Bettungsziffer c aus der undränierten Scherfestigkeit c_u abgeleitet. Die Größe des horizontalen Tragfähigkeitsbeiwerts wird somit der horizontalen Bruchlast des weichen Bodens gleichgesetzt.
Der Ansatz zur Ermittlung der Grenzlast der plastischen Bodenreaktion (Fließdruck q_f) wird ebenfalls von Meek übernommen.

Bei der Bestimmung der Traglast werden von Wimmer/Ettinger die Vorverformungen der knickgefährdeten Stäbe mitberücksichtigt. Als Teilsystem für die weiteren Untersuchungen wird eine Halbwelle mit der Länge l_{Hw} aus der Knickfigur gewählt und mit einer Vorkrümmung beaufschlagt. Wimmer/Ettinger nehmen hierbei Bezug auf die Vorgaben der DIN 18800 Teil 2, die als Richtwert für ein angemessenes Stichmaß eine Ersatzimperfektion $w_0 = l/300$ angibt. Um etwaige Unsicherheiten nicht unberücksichtigt zu lassen (z.B. Schraubstöße), erscheint ihnen eine Ersatzamplitude von $w_0 = l/200$ als angemessen.

7.4.2.2 Berechnung der Traglast

Wimmer/Ettinger beziehen sich dabei auf das Berechnungsverfahren nach Herzog [47], welches davon ausgeht, dass sich beim Erreichen der Traglast im maßgebenden Querschnitt einer Stütze ein Fließgelenk bildet. Da nach Herzog der plastische Drehwinkel (=Fließgelenkrotation) näherungsweise eine Materialkonstante ist, kann damit die seitlich Auslenkung im Versagensfall sowie die Traglast bestimmt werden.

Der plastische Drehwinkel wird von Wimmer/Ettinger unabhängig von der Stahlgüte mit $\kappa_{pl} = 0,036$ angenommen.

Die Ermittlung der Querverformung in Stabmitte ergibt sich bei einem Stabausschnitt gem. Abbildung 50 demnach zu

$$\delta_{pl} = \kappa_{pl} \cdot \frac{l}{4}. \tag{103}$$

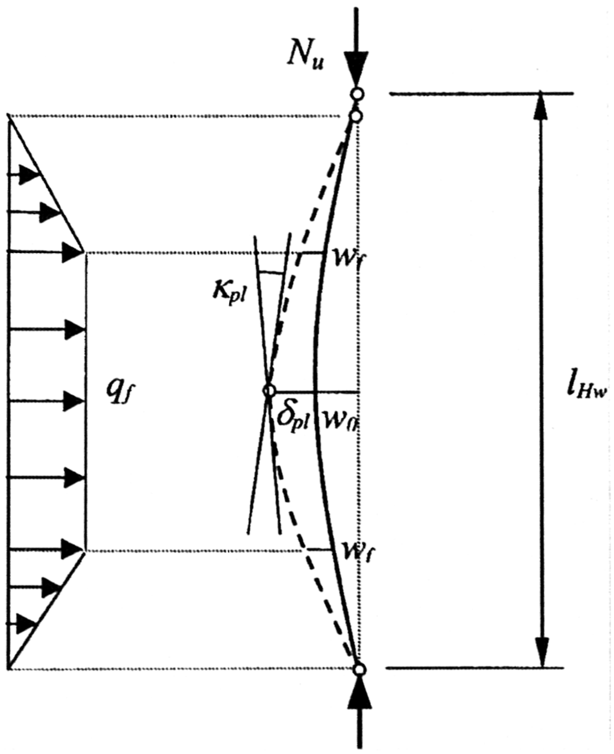


Abbildung 50: Ersatzsystem eines Druckstabes mit Berücksichtigung von Imperfektion, Fließgelenk und Bettungsdruck [50]

Mit Ansatz einer gewählten Ersatzimperfektion w_0 errechnet sich das resultierende Tragmoment zu:

$$max\,M = N \cdot (w_0 + \delta_{pl}) - M_B > 0 \tag{104}$$

Dabei ist M_B das entlastende Biegemoment infolge der (elasto-)plastischen Bodenreaktion. Dabei wird unabhängig von der tatsächlichen Verschiebung δ_{pl} angenommen, dass der maximale Fließdruck q_f mobilisiert wird. Dabei wird ein trapezförmiger Kräfteverlauf angenommen, der die maximale Kraft bei ¼ der Halbwellenlänge erreicht.

Bei der Ermittlung von q_f orientieren sich Wimmer/Ettinger an Meek mit $q_f = 10 \cdot c_u \cdot D$ (siehe Kapitel 7.4.1.1).

Bei der Berechnung des vollplastischen Biegewiderstands des Pfahlquerschnitts wird Bezug auf Peterson [48] und die von ihm angesetzte Interaktionsgleichung

$$redM = M_{pl} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N^{pl}} \right)^{\alpha} \right] \tag{105}$$

genommen.

Die Mitwirkung des Betons wird bei der Ermittlung der vollplastischen Querschnittswerte N_{pl} und M_{pl} vernachlässigt.

Als Wert des Exponenten α wird von Wimmer/Ettinger 1,75 angesetzt, welcher durch Nachrechnung der Interaktionskurve mittels Regressionsanalyse [49] ermittelt wurde. Der Wert α ist ein von der Geometrie des Pfahlquerschnitts abhängiger Formbeiwert und berechnet sich aus dem Verhältnis des plastischen zum elastischen Widerstandsmoment. Für α finden sich in der Literatur (in Bezug auf Knicklastermittlungen von Mikropfählen) Werte von 1,27 bzw. 1,7 (Vogt, Kapitel 7.4.4) bis 2,1 (Meek, Kapitel 7.4.1).

Die Ermittlung der Traglast N_u des Pfahles resultiert aus dem Vergleich der Gleichungen zur Ermittlung von maxM und redM.

Bei der Ermittlung Auslenkung des Pfahles zur Berechnung des angreifenden Momentes beziehen sich Wimmer/Ettinger auf den plastischen Drehwinkel. Dieser wird von ihnen als konstant angesehen.

Dies ist insofern zu hinterfragen, da aus der Literatur ersichtlich ist, dass dieser plastische Drehwinkel stark schwanken kann ($0,023 < \kappa_{pl} < 0,222$), was zu einer entsprechenden Unsicherheit bei der Ermittlung der Auslenkung führt.

Wesentlichen Einfluss auf das Rechenmodell hat die angenommene Geometrie des Ersatzsystems, welches wiederum stark von der gewählten Knicklänge des Pfahles abhängt. Hier stützen sich Wimmer/Ettinger auf jene maßgebende Knicklänge, die sich aus der Ermittlung nach Engesser (elastisches Modell) ergibt, nämlich $L_{Hw} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{k}}$.

7.4.3 Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden nach Ofner/Wimmer [63]

Ofner/Wimmer gehen bei ihrer Traglastermittlung von einem vorgekrümmten, gebetteten, an den Enden gelenkig gelagerten Stab mit einer maßgebenden Halbwelle L_{Hw} aus, der mit einer konstanten, zentrischen Druckkraft N belastet wird.

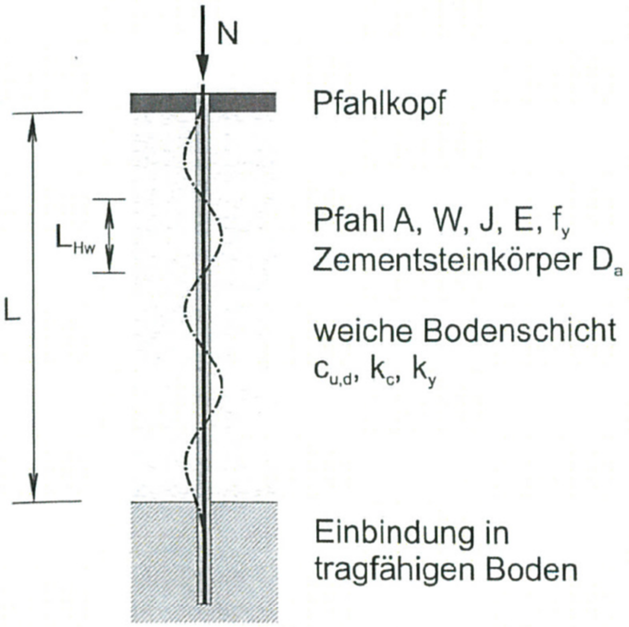


Abbildung 51: System und Parameter des Mikropfahles [63]

Als Ansatz wird ein in x-Richtung verlaufender Stab gewählt, bei dem die Vorkrümmung e(x) mit der Imperfektionsamplitude e_0, die seitliche Verformung w(x) mit der Amplitude w_0 und die transversale Bettungskraft q(x) mit der Bettungsziffer c einen sinusförmigen Verlauf haben.

Unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens des Mikropfahls gilt

$$M = -E \cdot I \cdot w_0 = E \cdot I \cdot w_0 \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L_{Hw}^2}. \tag{106}$$

Das Gleichgewicht am verformten gebetteten Druckstab ergibt sich zu

$$M = N \cdot (e_0 + w_0) \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L_{Hw}} - \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot c \cdot w_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L_{Hw}}. \tag{107}$$

Durch Gleichsetzen der beiden o.a. Gleichungen erhält man

$$E \cdot I \cdot w_0 \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} = N \cdot (e_0 + w_0) - \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot c \cdot w_0 \tag{108}$$

Dabei ist

L_{Hw}	Halbwellenlänge des gebetteten Pfahles
e_0	Anfangsamplitude abhängig von der Imperfektion des Pfahles (gem. ÖNORM EN 1993-1-1 [56])
w_0	Verformungsamplitude des gebetteten Pfahles
c	Bettungsziffer gem. Gleichung (121)

Mit den von Ofner/Wimmer eingeführten Abkürzungen $\overline{N_{ki}} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{Hw}^2}$ und $C = \frac{c \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2}$ folgt:

$$w_0 = e_0 \cdot \frac{N}{\overline{N_{ki}} - N + C} \tag{109}$$

Das maximale Feldmoment in Stabmitte errechnet sich somit zu

$$M_0 = N \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\overline{N_{ki}}}{\overline{N_{ki}} - N + C} \right] \tag{110}$$

Ofner/Wimmer gehen bei der Bestimmung der maßgebenden Imperfektionsform von der ersten Eigenform des elastisch gebetteten Stabes aus. Die laut Ofner/Wimmer für den Traglastnachweis notwendige Verformung w_0 und das Biegemoment M_0 können wie folgt ermittelt werden:

Aus

$$N_{ki} = \frac{m^2 \cdot \pi^2 \cdot EI}{L^2} + \frac{c \cdot L^2}{m^2 \cdot \pi^2} = \overline{N_{ki}} + C \tag{111}$$

mit $m = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{c}{EI}}$ und $L_{Hw} = \frac{L}{m}$ folgt:

$$w_0 = e_0 \cdot \frac{N}{N_{ki} - N} \tag{112}$$

$$M_0 = N \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\overline{N_{ki}}}{N_{ki} - N} \right] = \overline{N_{ki}} \cdot w_0 \tag{113}$$

Der Tragfähigkeitsnachweis von Ofner/Wimmer umfasst nun einen Querschnittsnachweis und eine Verformungsbegrenzung gemäß den Gleichungen (114) und (115). Der maximale Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft ist

demnach dann gegeben, wenn einer der beiden Nachweise den Ausnutzungsgrad von 1,0 erreicht.
Ofner/Wimmer sehen einen elastischen Querschnittsnachweis als gerechtfertigt, da nach deren Meinung für übliche Parameterbereiche von schlanken Mikropfählen keine ausgeprägten Fließzonen im Traglastzustand auftreten.

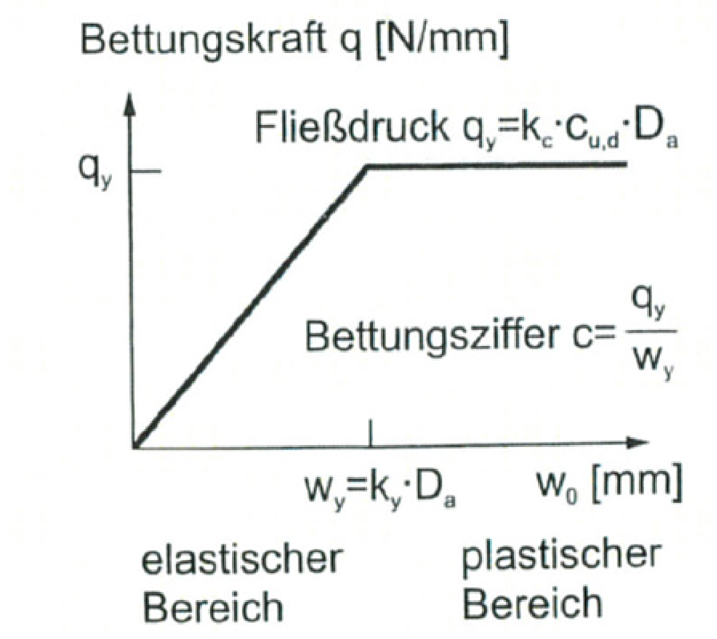


Abbildung 52: Charakteristik der seitlichen Bodenreaktion [63]

Bei Herleitung der Vorformungsbegrenzung stützen sich Ofner/Wimmer auf durchführte FE-Berechnungen, aus denen hervorging, dass die seitlichen Verformungen im Traglastzustand ungefähr mit den Grenzen des elastischen Bereichs der Bodenreaktion w_y übereinstimmen (siehe Abbildung 52). Dieser Ansatz wird auch dadurch begründet, dass im plastischen Bereich der Bodenreaktion die stützende Bettungskraft q konstant bleibt, jedoch mit zunehmender Verformung w_0 die Momentenbeanspruchung steigt und damit die Tragfähigkeit abfällt.

Somit ergibt sich der Querschnittsnachweis zu

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{Ed}}{W \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \tag{114}$$

und der Verformungsnachweis zu

$$\frac{w_0}{w_y} \leq 1 \tag{115}$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft mit

$$N_{Ed} = \gamma_F \cdot N \tag{116}$$

M_{Ed} das Biegemoment des Pfahles (siehe Gl.(110)) mit

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\overline{N_{ki}}}{N_{ki} - N_{Ed}} \right] \tag{117}$$

Die Imperfektionsamplitude e_0 ist gem. ÖNORM EN 1993-1-1 zu ermitteln. $\overline{N_{ki}}$ bezeichnet die ideale Knicklast des Ersatzstabes mit der Länge L_{Hw} und errechnet sich nach der Eulerformel für ungebettete Stäbe.

Die ideale Knicklast N_{ki} des elastisch gebetteten Stabes errechnet sich nach Essenger zu

$$N_{ki} = \overline{N_{ki}} + \frac{c \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2} \tag{118}$$

w_0 ist die Verformungsamplitude des gebetteten Pfahles, die gem. Gleichung (112) zu ermitteln ist. Diese muss kleiner als w_y (maximale Verformung des Bodens im elastischen Bereich der Bodenreaktion) sein, die wiederum abhängig vom Fließdruck q_y und dem Außendurchmesser des Zementsteinkörpers D_a ist.

$$w_y = k_y \cdot D_a \tag{119}$$

Der Fließdruck q_y und die Bettungsziffer c errechnen sich zu

$$q_y = k_c \cdot c_{u,d} \cdot D_a \tag{120}$$

$$c = \frac{q_y}{w_y} = \frac{k_c}{k_y} \cdot c_{u,d} \tag{121}$$

$$c_{u,d} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \tag{122}$$

mit

k_c Koeffizient k_c = 7 bis 11

k_y Koeffizient k_y = 0,10 (0,05 bis 0,20)

c_u charakteristischer Wert der undränierten Kohäsion

γ_{cu} Teilsicherheitsbeiwert für die undränierte Kohäsion im Grenzzustand der Tragfähigkeit (γ_{cu} =1,4 gem. ÖNORM EN 1997-1)

L Länge des Pfahles

A Fläche des Pfahlquerschnittes

W Widerstandsmoment des Pfahlquerschnittes

J Trägheitsmoment des Pfahlquerschnittes

f_y Fließgrenze des Pfahlmaterials

γ_F Teilsicherheitsbeiwert entsprechend den Belastungsnormen

γ_{M1} Teilsicherheitsbeiwert des Pfahlmaterials (γ_{M1}=1,15 gem. ÖNORM EN 1992-1-1)

Die Verifizierung dieses Tragfähigkeitsnachweises erfolgte durch Ofner/Wimmer mittels Vergleiche mit Großversuchen [60] und FE-Berechnungen. Dabei wurde von folgenden Randbedingungen ausgegangen:

- Elastisch-plastisches Materialverhalten für den Pfahlwerkstoff
- Berücksichtigung der geometrischen Imperfektionen (Vorverformungen)
- Vorverformungen konform zu Eigenformen des elastisch gebetteten Stabes
- Zementsteinkörper wird nur berücksichtigt bei der Ermittlung des Fließdruck des Bodens (d.h. keine Berücksichtigung bei Querschnittstragfähigkeit des Pfahles)
- Das mechanische Modell des Bodens besteht aus nichtlinearen Federn mit Federkennlinien gem. Abbildung 52.
- Gelenkige und unverschiebliche Pfahllagerung an den Pfahlenden

Die Traglasten aus den Versuchen und aus den FE-Berechnungen zeigten eine relativ gute Übereinstimmung mit jenen aus dem Tragfähigkeitsnachweis. Diese waren immer auf der sicheren Seite, d.h. die Traglasten waren unter jenen aus den Versuchen und dem FE-Berechnungsmodell.
Es wird jedoch an dieser Stelle angemerkt, dass bei der Berechnung der Traglast die Imperfektionswerte α so gewählt wurden, dass eine Übereinstimmung mit der FE-Berechnung und dem Großversuchen erreicht werden konnte.

<u>Erweiterung des Knicknachweises auf Mikropfähle in geschichteten Böden [64]</u>

Ofner/Wimmer gehen dabei vom o.a. Modell aus, welches als Grundlage dient und erweitern dieses auf Mikropfähle, die geschichtete Böden durchörtern und bei denen die Belastung über die Mantelreibung in den Boden eingeleitet wird.
Im Gegensatz zur obigen Berechnung wird hier der das Stahltragglied umgebende Zementsteinkörper bei der Ermittlung der Normalkrafttragfähigkeit N_{Rd} mitberücksichtigt, nicht jedoch bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit M_{Rd} und

der Biegesteifigkeit EI_s aufgrund der unsicheren Mitwirkung bei Rissbildungen im Zugbereich des Querschnitts.
Einige der o.a. Gleichungen sind somit zu adaptieren. Gleichung (114) zu

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \tag{123}$$

Die einwirkende Druckkraft N_{Ed} ist dabei begrenzt mit

$$N_{Ed} < N_{ki} \quad \text{(gem. Gl.(118))} \tag{124}$$

$$N_{Rd} = A_s \cdot f_y / \gamma_s + 0{,}85 \cdot A_c \cdot 0{,}85 \cdot f_c / \gamma_c \tag{125}$$

$$M_{Rd} = W_s \cdot f_y / \gamma_s \tag{126}$$

Auch bei der Berechnung der Imperfektionsamplitude e_0 und der idealen Knicklast $\overline{N_{ki}}$ des Ersatzstabes mit Biegesteifigkeit EI_s wird lediglich das Stahltragglied berücksichtigt.

Ofner/Wimmer gehen bei der Berücksichtigung der Mantelreibung davon aus, dass die axiale Bettungscharakteristik (Abbildung 53) analog zur seitlichen Bettungscharakteristik (Abbildung 52) bilinear elastisch-plastisch angenommen werden kann. Die maximale Grenzmantelreibung wird dabei schon bei Relativverschiebungen von wenigen Millimetern zwischen Zementsteinkörper und umgebenden Boden aktiviert.

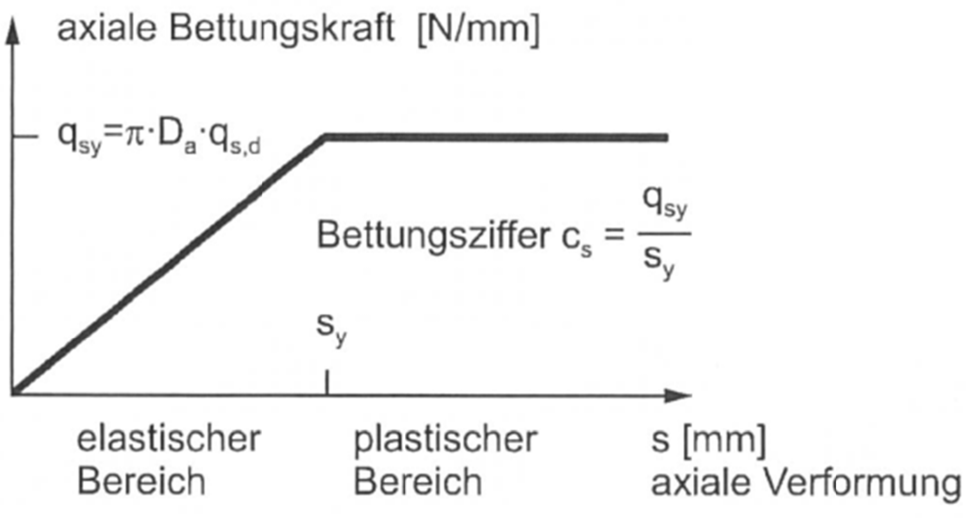


Abbildung 53: Charakteristik der axialen Bodenreaktion [64]

Gemäß obiger Abbildung ist

q_{sy}	[N/mm]	axiale Bettungskraft
c_s	[N/mm²]	axiale Bettungsziffer
D_a	[mm]	Außendurchmesser des Zementsteinquerschnitts
q_s	[N/mm²]	charakteristischer Wert der Grenzmantelreibung
s_y	[mm]	Grenze des elastischen Bereichs der axialen Bodenreaktion

Im Gegensatz zum Spitzendruckpfahl ergibt sich bei vorhandener Mantelreibung ein veränderlicher Normalkraftverlauf über die Pfahllänge was auch im Allgemeinen zu größeren Knicklasten führt (siehe Kapitel 7.5). Dieser positive Effekt kann nach Ofner/Wimmer durch geringe Anpassungen bei der Anwendung der Gleichungen (123) bzw. (114) und (115) berücksichtigt werden. Der seitlich gebettete schlanke Mikropfahl knickt in Form von mehreren Halbwellen über die Pfahllänge. Pfahlversagen tritt bei konstanter seitlicher Bettung in dem Bereich mit der größten Normalkraft auf. Ein Knicknachweis kann somit für einen Mikropfahl mit Mantelreibung mit der Normalkraft N_{Ed} gem. Abbildung 54 näherungsweise nach Gl. (123) und Gl. (115) durchgeführt werden.

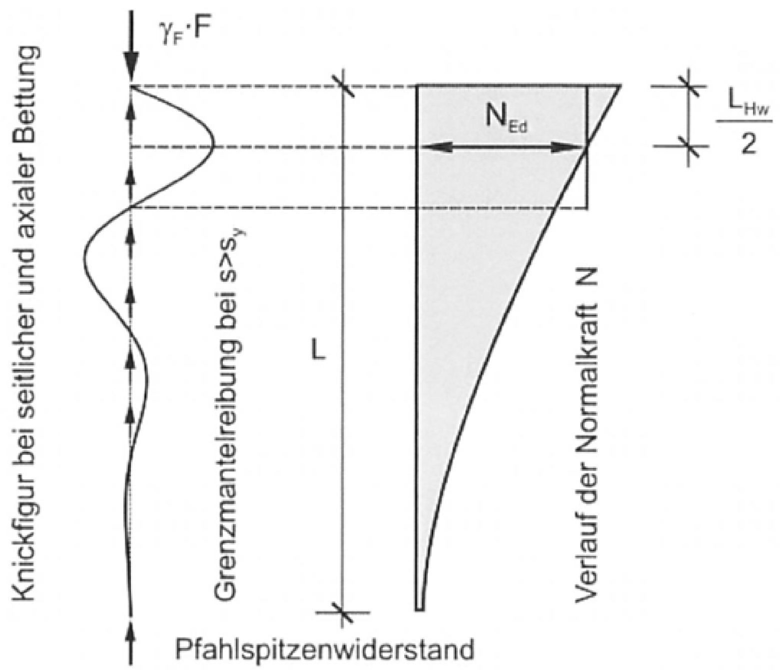


Abbildung 54: Knickfigur Mikropfahl bei seitlicher und axialer Bettung [64]

Der Knicknachweis für geschichtete Böden kann nach Ofner/Wimmer nun derart durchgeführt werden, indem die einzelnen Schichten getrennt voneinander betrachtet werden. Dabei sind die Kennwerte für die Bettungen für jede einzelne Schicht unabhängig festlegbar. Der Zusammenhang zwischen der einwirkenden Druckkraft F und der in jeder Bodenschicht relevanten Normalkraft ist entsprechend Gl. (127) gegeben, jedoch unter der Voraussetzung, dass die Grenzmantelreibung vom Pfahlkopf bis mindestens zur betrachteten Halbwelle $L_{Hw,i}$ aktiviert ist.

$$\gamma_F \cdot F = N_{Ed,i} + \frac{L_{Hw,i}}{2} \cdot \pi \cdot D_{a,i} \cdot q_{s,d,i} + \sum_{j=1}^{i-1} L_j \cdot \pi \cdot D_{a,j} \cdot q_{s,d,j} \tag{127}$$

Bei der Einteilung des Boden in Schichtdicken L_i sollen diese so gewählt werden, dass die Bedingung gem. Gl. (128) erfüll ist und L_i größer ist als die jeweilige Halbwellenlänge $L_{Hw,i}$. Dünne Bodenschichten mit kleinen Scherfestigkeiten brauchen hierbei nicht berücksichtigt werden.

$$\frac{L_i}{L_{Hw,i}} = \frac{L_i}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{c_j}{EI_s}} \geq 1 \tag{128}$$

Dabei sind

A_c Fläche des wirkenden Zementsteinquerschnitts

f_c charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Zementsteins

A_s Fläche des Querschnitts des Stahltragglieds

W_s elastisches Widerstandsmoment des Stahlquerschitts

I_s Trägheitsmoment des Stahlquerschnitts

γ_c bzw. γ_s Teilsicherheitsbeiwert für Zementstein bzw. Stahl gem. EN 1992-1-1

q_s charakteristischer Wert der Grenzmantelreibung

s_y Grenze des elastischen Bereichs der axialen Bodenreaktion

Aufgrund der Betrachtung der einzelnen Schichten, entsprechen deren Grenzen jeweils einem Pfahlkopf bzw. Pfahlfuß. Dadurch wird zwar die Verträglichkeit der Pfahlverformung an den Schichtgrenzen verletzt, dieser Randeinfluss verliert jedoch nach Meinung von Ofner/Wimmer bei mehreren Halbwellen innerhalb einer Bodenschicht an Bedeutung.

7.4.4 Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden nach Vogt/Vogt/Kellner [51]

Von Vogt, Vogt und Kellner wurde ein Rechenverfahren erarbeitet, mit welchem wesentliche Effekte wie seitliche Bodenstützung, Vorverformungen des Pfahls und die Festigkeitseigenschaften des Pfahls zu erfassen sind. Nicht berücksichtigt sind die Modellierung von Stahlbeton-Verbundquerschnitten im Zustand II sowie der Ansatz von mit der Tiefe variierenden Bettungsfunktionen.

In der Berechnung wird von einem unendlich langen Stab ausgegangen, da Vogt/Vogt/Kellner davon ausgehen, dass sich die Länge der maßgebenden Halbwelle der Knickfigur für die meisten Verhältnisse frei von den Festhaltebedingungen am oberen bzw. untern Ende der Weichschicht ausbilden kann.

Vogt, Vogt und Kellner gehen dabei von folgendem statischen System der Länge L_{Hw} aus:

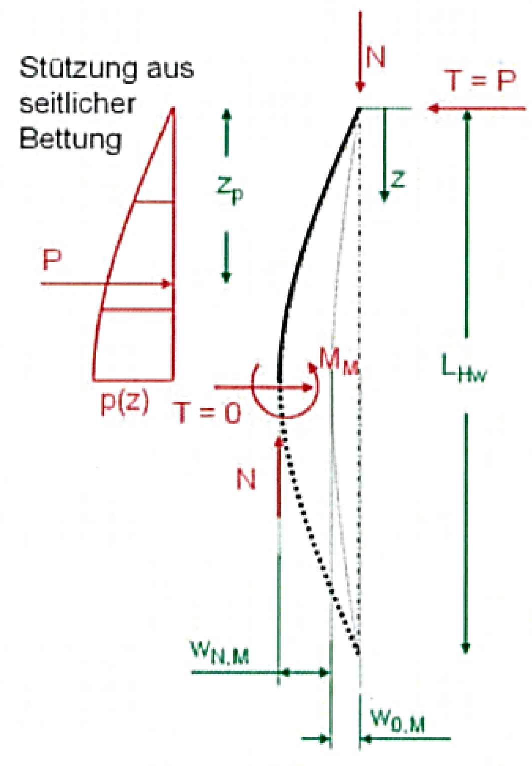


Abbildung 55: Statisches System (Ersatzsystem) [51]

Die Vorverformung $w_0(z)$ (max. Amplitude $w_{0,M} = L_{Hw}/imp$), die Biegelinie $w_N(z)$ infolge der Normalkraft N und der Verlauf der Bodenstützung p(z) werden sinusförmig angesetzt. Dabei ist $w_{N,M}$ die maximale Verschiebung und p_M die Bodenreaktion in der Mitte des Ersatzsystems.

Bei diesem Rechenmodell wird der seitliche Bodenwiderstand bzw. die seitliche Bodenstützung des Pfahls nicht durch elastisches Materialverhalten (d.h. nur mit Hilfe eines Bettungsmoduls) sondern mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion beschrieben, bei welcher eine maximale Bodenreaktion, die das Umfließen des Bodens um den Pfahl charakterisiert, erfasst wird. Dadurch wird dem viskosen und plastischen Verhalten von weichen oder breiigen bindigen Böden Rechnung getragen.

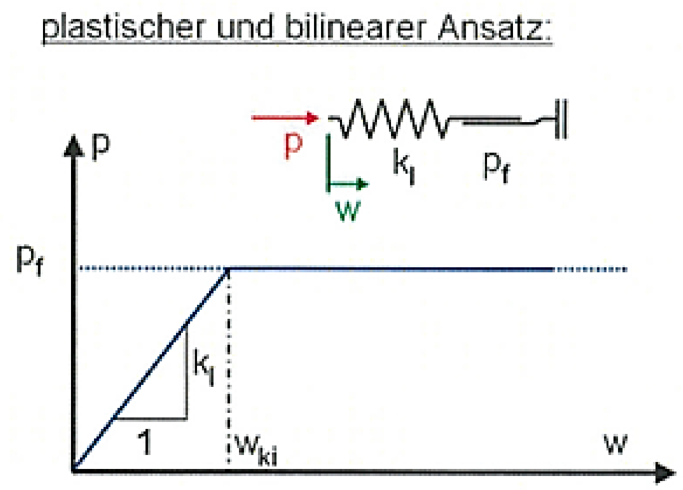


Abbildung 56: Seitliche Bodenreaktionskraft p [kN/m] in Abhängigkeit von einer horizontalen Verschiebung der Pfahlachse w [51]

Dieser Ansatz hat zur Folge, dass der seitliche Bodenwiderstand mit zunehmender Pfahlverschiebung nur begrenzt zunimmt und über das Maß des Fließdrucks p_f nicht wachsen kann.

Es gilt somit:

$$w_N(z) = w_{N,M} \cdot sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \tag{129}$$

und

$$p(z) = k_l \cdot w_{N,M} \cdot sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \qquad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki} \tag{130}$$

$$p(z) = k_l \cdot w_{ki} \cdot sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \qquad \text{für } w_{N,M} > w_{ki} \tag{131}$$

w_{ki} ist hierbei jene Verformung, bei der der Boden zu fließen beginnt (siehe Abbildung 56). Aus der Bedingung ΣM = 0 am gelenkigen Kopfpunkt des Druckstabes ergibt sich:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{imp}\right) - P \cdot z_P \tag{132}$$

Dabei ist imp [-] das Maß der Imperfektion gem. ÖNORM EN 1993-1-1.

Die Resultierende P der stützenden Bodenkräfte ist in Abhängigkeit der Verschiebung $w_{N,M}$ zu ermitteln. Durch die Bestimmung der Resultierenden P und des Hebelsarms z_P mit Hilfe der Integration von p(z) ergeben sich folgende Zusammenhänge:

$$p_M = k_l \cdot w_{N,M} \qquad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki} \tag{133}$$

$$p_{ki} = k_l \cdot w_{ki} \qquad \text{für } w_{N,M} > w_{ki} \tag{134}$$

$$P = k_l \cdot w_{N,M} \cdot \frac{L_{Hw}}{\pi} \qquad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki} \tag{135}$$

$$P = k_l \cdot w_{ki} \cdot \frac{L_{Hw}}{\pi} \qquad \text{für } w_{N,M} > w_{ki} \tag{136}$$

$$z_P = \frac{L_{Hw}}{\pi} \tag{137}$$

k_l entspricht der Bettungskonstanten, die abhängig von der undränierten Scherfestigkeit c_u ist. Vogt/Vogt/Kellner übernehmen dabei folgende Werte aus der Literatur (gem. Wenz (1972) bzw. Winter (1982)):

$$70 \cdot c_u \leq k_l \leq 100 \cdot c_u \tag{138}$$

Somit errechnet sich das Moment M_M in der Mitte des Halbwelle L_{Hw} zu:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{imp}\right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2 \tag{139}$$

Unter der Annahme eines elastischen Pfahlwerkstoffes gilt

$$M_M = -E_p \cdot I_p \cdot w_{N,M}'' \tag{140}$$

und mit der durch die Beanspruchung des Stabs bedingten Krümmung in Stabmitte (nach dieser Definition hat der vorverformte Stab keine Krümmung) ergibt sich das Biegemoment nach Gl.(142).

Die Krümmung in Stabmitte beträgt bei einem angenommenen sinusförmigen Verlauf:

$$w_{N,M}'' = w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \tag{141}$$

$$M_M = E_p \cdot I_p \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot w_{N,M} \tag{142}$$

Das Moment M_M ist damit für eine gegebene Biegelinie bekannt. Durch Gleichsetzen der Gleichungen (139) und (142) ergibt sich folgende Gleichung:

$$w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{imp} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2 \tag{143}$$

Löst man diese Beziehung nach N auf, so lässt sich in Abhängigkeit von der Verschiebung $w_{N,M}$ die Pfahlnormalkraft N errechnen, die den ausgelenkten Stab im Gleichgewicht hält. In Abbildung 57 sind diese Gleichgewichtszustände für verschiedene Imperfektionen dargestellt.

$$N = \frac{w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2}{w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{imp}} \tag{144}$$

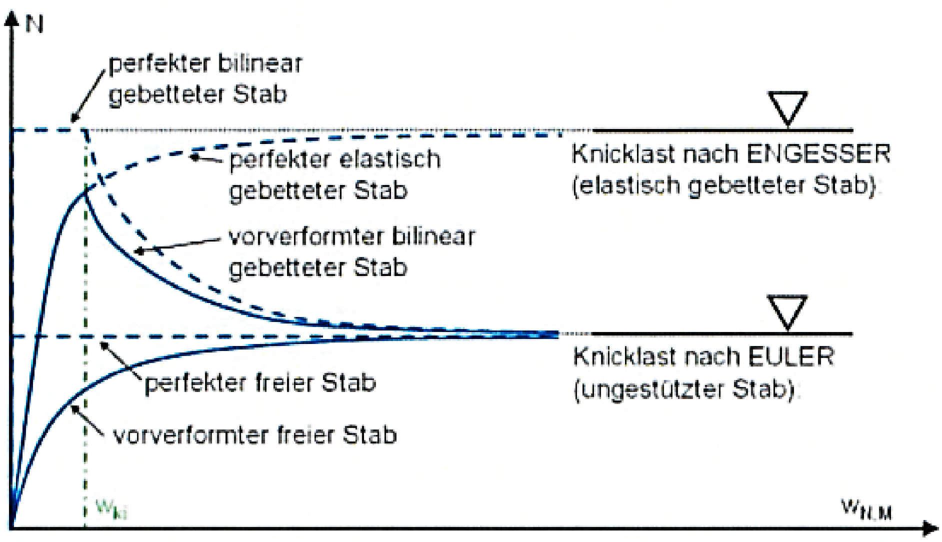


Abbildung 57: Gleichgewichtszustände nach Theorie 2. Ordnung [51]

Sobald bei zunehmenden Verformungen die Bettungsreaktion p(z) nicht mehr linear ansteigt, wird ein labiler Zustand erreicht. Der Weg zur Mobilisierung der maximalen Bodenreaktion w_{ki} ist hierzu entscheidend, vor allem, wenn in erster Näherung von einer bilinearen Mobilisierungsfunktion ausgegangen wird. Das Gleiche gilt bei vorverformten gebetteten Stäben. Sobald die Auslenkung des Stabes die Größe erreicht, bei der der maximale Bodenwiderstand auftritt, kommt es zu einem labilem Zustand gemäß Abbildung 57. Die Verzeigungslast erreicht sich somit mit $w_{N,M}=w_{ki}$ zu:

$$N_{ki}=\frac{w_{ki}\cdot\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2}\cdot E_p\cdot I_p+\frac{1}{\pi^2}\cdot w_{ki}\cdot k_l\cdot L_{Hw}^2}{w_{ki}+\frac{L_{Hw}}{imp}} \tag{145}$$

Für die Bestimmung der Verzweigungslast an einem unendlich langen Stab, muss zunächst jene maßgebende Halbwelle der Knickfigur ermittelt werden, bei der N_{ki} minimal wird. Dies erfolgt mit Hilfe der ersten Ableitung von Gleichung (145). Durch Nullsetzen der Ableitung und Lösen der Gleichung mit einer numerischen Nullstellensuche ergibt sich die Halbwellenlänge L_{Hw}, für welche N_{ki} minimal ist.

Weiters muss überprüft werden, ob ein Pfahlversagen aufgrund der begrenzten Materialfestigkeit eintritt, noch bevor die Verzweigungslast N_{ki} erreicht wird.
Dies kann mit Hilfe des Interaktionsdiagrammes überprüft werden. Dabei wird die Kombination von M und N dargestellt, bei welcher das Material des Stabes plastifiziert. Die maßgebende Stelle ist dabei die Mitte der Halbwelle (maximale Verschiebung w_{ki} und maximales Moment). Bleiben an diesem Punkt die Schnittgrößen unter der Interaktionskurve, so ist die Verzweigungslast N_{ki} die maßgebende Traglast des Pfahls. Die Interaktionskurve ist in Gleichung (79) dargestellt.
Nun muss das Moment M_M, welches infolge einer Normalkraft in der Mitte der Halbwelle L_{Hw} wirkt, gemäß Gleichung (142) ermittelt werden, um zu untersuchen, ob beim Erreichen der Verzweigungslast N_{ki} die Interaktion der maximal möglichen Schnittgrößen erreicht ist. Setzt man das Moment M_M dem maximal möglichen Moment aus der Interaktionsbeziehung gleich, so wird $w_{N,M}$ zu $w_{M,pl}$, also jene Verformung, bei welcher die Interaktionskurve der vollplastischen Schnittgrößen erreicht wird.

$$w_{M,pl}=\frac{M_{pl}\cdot L_{Hw}^2}{\pi^2\cdot E_p\cdot I_p}\cdot\left[1-\left(\frac{N}{N_{pl}}\right)^{\alpha}\right] \tag{146}$$

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

$$w_{ki} \leq w_{M,pl,ki} \tag{147}$$

Somit lässt sich $w_{M,pl,ki}$ wie folgt ermitteln:

$$w_{M,pl,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{ki}}{N_{pl}}\right)^{\alpha}\right] \tag{148}$$

Ist die Ungleichung (147) nicht erfüllt, versagt der Pfahl aufgrund der Überbeanspruchung des Pfahlmaterials. Zur Bestimmung der Traglast N_u muss zunächst $w_{N,M}$ durch $w_{M,pl}$ in der Gleichung (144) ersetzt werden und dann nach $w_{M,pl}$ aufgelöst werden:

$$w_{M,pl} = \frac{N \cdot \frac{L_{Hw}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot k_l \cdot L_{Hw}^2 - N} \quad \text{für } w_{M,pl} \leq w_{ki} \tag{149}$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (146) und (149) ermittelt sich die Traglast N = N_u des bilinear gebetteten Pfahls, die in diesem Fall nicht durch Stabilitätsversagen sondern durch Plastifizierungen des Pfahlmaterials erreicht wird.

$$\frac{N_u \cdot \frac{L_{Hw}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot k_l \cdot L_{Hw}^2 - N_u} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_{pl}}\right)^{\alpha}\right] \tag{150}$$

Diese Beziehung lässt sich durch numerische Iteration nach N_u lösen.

Der Wert α ist ein von der Geometrie des Pfahlquerschnitts abhängiger Formbeiwert und berechnet sich aus dem Verhältnis des plastischen zum elastischen Widerstandsmoment. Setzt man den Exponent $\alpha = 1$, liegt man auf der sicheren Seite. Vogt/Vogt/Kellner rechnen mit Werten von 1,27 (Rohr als Stahlquerschnitt des Pfahles) bzw. 1,70 (Vollstab als Stahlquerschnitt des Pfahles). Vergleichsweise wird für α von Meek der Wert 2,1 und von Wimmer/Ettinger 1,75 angesetzt.

Gleichung (150) lässt sich in eine quadratische Gleichung und umwandeln. Diese kann dann durch Bestimmung der Nullstellen zur Ermittlung von N_u gelöst werden.

7.5 Lösungsansatz zur Knicklastermittlung von Pfählen mit allgemeinem Ansatz der seitlichen Bettung für die Stützwirkung des Bodens nach Gabr/Wang/Zhao [46]

Dieses von M.A. Gabr, J.J. Wang und M. Zhao aufgestellte Modell ermittelt die kritische Knicklast von langen, schlanken Reibungspfählen, welche durch den seitlich anstehenden Boden gestützt werden. Dabei wurde eine Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss von ω auf die Knicklast zu untersuchen, wobei mit ω der Verlauf des horizontalen Bettungsmoduls über die Einbindetiefe beschrieben wird.

Gabr/Wang/Zhao definieren den horizontalen Bettungsmodul folgendermaßen:

$$k_h = m_h \cdot z^{\omega} \tag{151}$$

mit k_h ……horizontaler Bettungsmodul [kN/m³]

m_h …...auf die Tiefe unter Geländeoberkante bezogener horizontaler Bettungsmodul [kN/m^4]

ω……Index ($\omega \geq 0$) zur Beschreibung des Verlaufs des Bettungsmoduls (siehe Abbildung 58)

z…….Tiefe unter Geländeoberfläche [m]

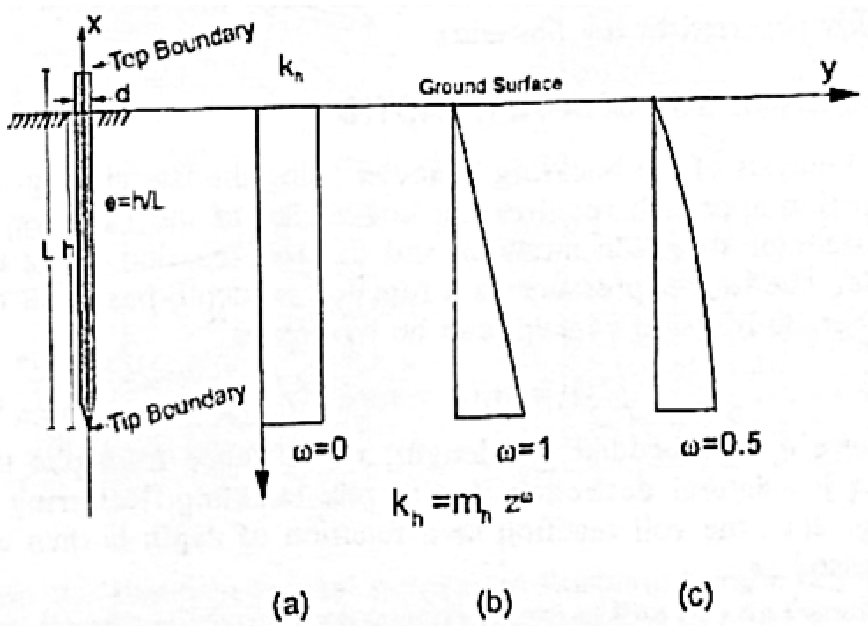


Abbildung 58: Unterschiedliche Verläufe des Bettungsmoduls; (a) konstant; (b) linear steigend mit der Tiefe; (c) nicht linear steigend mit der Tiefe [46]

Der Horizontaldruck in Abhängigkeit von der Tiefe und des bereits bekannten Bettungsmoduls errechnet sich zu

$$p = m_h \cdot (h - x)^{\omega} \cdot y \tag{152}$$

mit p……Horizontaldruck [kN/m²]
h……eingebettete Pfahllänge [m]
x……Abstand vom Pfahlkopf [m]
y……seitliche Auslenkung infolge des Ausknickens [m]

Auf Basis von (152) ermittelt sich die Stützkraft auf den Pfahl bzw. der max. Bodenwiderstand zu

$$q(x) = p \cdot d = m_h \cdot d \cdot (h - x)^{\omega} \cdot y \tag{153}$$

mit q(x)……seitliche Stützkraft auf den Pfahl [kN/m]
d………Pfahldurchmesser

7.5.1 Das Knickmodell

Mit Hilfe der Rayleigh-Ritz-Methode wurden Auslenkungsfunktionen bzw. Knickformen für neun Kombinationen von Pfahlfuß- und Pfahlkopfrandbedingungen hergeleitet (vgl. Abbildung 59). Zur Gänze in Boden gebettete Pfähle werden hier als Spezialfall von teilweise eingebetteten Pfählen behandelt.

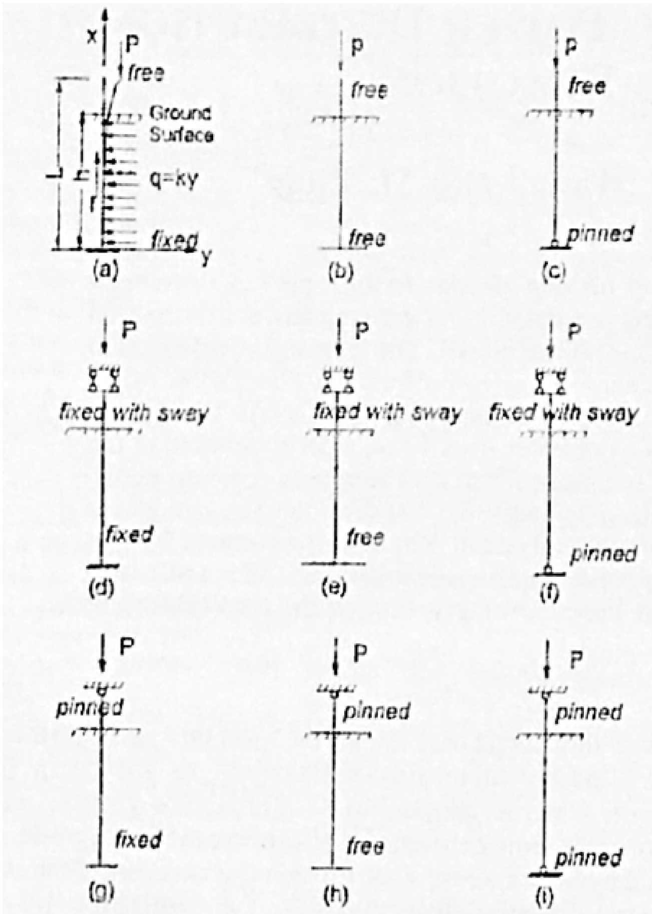


Abbildung 59: Modell der Pfahlauslenkung und untersuchte Randbedingungen [46]

Die angewandte Methode ist jener von Wenz ähnlich (siehe Abschnitt 0). Auch hier wird die kritische Last über Energieansätze ermittelt. Der Unterschied besteht jedoch darin, dass hier von einer elastischen Deformation des Bodens ausgegangen wird. Dies äußert sich in einem anderen Ansatz für den Energieanteil der seitlichen Stützkraft. Es wird nämlich anstelle des Fließdrucks p (siehe Kap. 7.3.1.1) die von der horizontalen Auslenkung abhängige seitliche Stützkraft q(x) angesetzt.

Außerdem wird hier von einer wesentlich allgemeineren Ausgangslage ausgegangen. So wird in diesem Modell zusätzlich zu den unterschiedliche Rand- bzw. Lagerungsbedingungen auch die Mantelreibung des Pfahles berücksichtigt.

Die Formänderungsenergie des Systems infolge Biegung des Pfahles und der elastischen Deformation des Bodens (U) und die potentielle Energie der äußeren Lasten (V) werden zusammengefasst zu

$$U+V=\frac{EI}{2}\int_{2}^{L}\left(y''\right)^{2}\cdot dx+\int_{0}^{h}q(x)\cdot y\cdot dx-\frac{1}{2}\int_{0}^{L}P(x)\cdot(y')^{2}\cdot dx \qquad (154)$$

mit

EI Biegesteifigkeit des Pfahles

L Gesamtlänge des Pfahles

h gebettete Länge des Pfahles

P(x) Normalkraft im Pfahl

n Anzahl der Halbwellen der Auslenkungsfunktion

Bei Annahme einer linear mit der Tiefe ansteigenden Mantelreibung lässt sich die Normalkraft auf den Pfahl folgendermaßen beschreiben:

$$P(x) = P \cdot \left[1 - \psi \cdot \frac{(h - x^2)}{h^2} \right] \text{ für } (x \leq h) \qquad P(x) = P \text{ für (x > h)} \tag{155}$$

mit

P axiale Last auf den Pfahl

ψ Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Mantelreibung auf die Normalkraft im Pfahl mit Werten zwischen 0 und 1. Der Wert 0 bedeutet hier keine auftretende Mantelreibung

Setzt man nun die Gleichungen (153) und (155) in Gleichung (154) ein, ergibt sich folgende Gleichung:

$$U + V = \frac{EI}{2} \cdot \int_0^L (y'')^2 \, dx + \frac{m_h \cdot d \cdot \zeta^{1-\omega}}{2} \cdot \int_0^h (h - x)^{\omega} \cdot y^2 dx - \frac{P}{2} \cdot \int_0^L (y')^2 \, dx + \frac{P \cdot \psi}{2 \cdot h^2} \cdot \int_0^h (h - x)^2 \cdot (y')^2 \, dx \tag{156}$$

In einem konservativen System herrscht Gleichgewicht, wenn die gespeicherte Formänderungsenergie und die geleistete Arbeit der äußeren Lasten gleich sind, was sich wie folgt ausdrücken lässt:

$$\delta\left(U + V\right) = \frac{\partial\left(U + V\right)}{\partial C_i} \delta C_i = 0 \tag{157}$$

δC_i bedeutet hier eine beliebige virtuelle Verschiebung. Wegen des Prinzips der minimalen potenziellen Energie und der Beliebigkeit von δC_i folgt

$$\frac{\partial\left(U + V\right)}{\partial C_i} = 0 \tag{158}$$

Wird jetzt noch Gl. (158) in Gl. (156) eingesetzt, so ergibt sich

$$\int_0^L y'' \frac{\partial y''}{\partial C_i} dx + \alpha^5 \cdot \zeta^{1-\omega} \int_0^h (h-x)^\omega y dx - \frac{P}{EI} \int_0^L y' \frac{\partial y'}{\partial C_i} dx + \frac{P \cdot \psi}{EI \cdot h^2} \int_0^h (h-x)^2 y' \frac{\partial y'}{\partial C_i} dx = 0 \qquad (159)$$

mit

i = 0,1,2,….,n

n Anzahl der Halbwellen der Auslenkungsfunktion

α Faktor zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit bzw. Steifigkeit des Untergrunds

α ist dabei definiert als

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_h \cdot d}{EI}} \qquad (160)$$

Durch Einsetzen der in Tabelle 6 angeführten Auslenkungsfunktionen in Gl. (159) und anschließendem Integrieren erhält ein System von homogenen linearen Gleichungen, das nur eine von Null verschiedene Lösung besitzt, wenn die Determinante der Koeffizientenmatrix gleich Null ist.

Model number (1)	Boundary Conditions: Top (2)	Boundary Conditions: Tip (3)	Deflection functions (4)
a	Free	Fixed	$y = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \left(1 - \cos \frac{2n-1}{2L} \Pi x\right)$
b	Free	Free	$y = c + \frac{x}{L} c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{n\Pi}{L} x$
c	Free	Pinned	$y = \frac{c_0}{L} x + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{n\Pi}{L} x$
d	Fixed-sway	Fixed	$y = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \left(1 - \cos \frac{n\Pi}{L} x\right)$
e	Fixed-sway	Free	$y = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{2n-1}{2L} \Pi x$
f	Fixed-sway	Pinned	$y = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{2n-1}{2L} \Pi x$
g	Pinned	Fixed	$y = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \left(\cos \frac{2n+1}{2L} \Pi x - \cos \frac{2n-1}{2L} \Pi x\right)$
h	Pinned	Free	$y = c_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{n\Pi}{L} x$
i	Pinned	Pinned	$y = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{n\Pi}{L} x$

Tabelle 6: Auslenkungsfunktionen und Auflagerbedingungen [46]

Anhang 1 der Veröffentlichung von Gabr/Wang/Zhao zeigt solche Matrizen und definiert auch die einzelnen Elemente für drei verschiedene Randbedingungen.
Diese erhaltenen Determinanten sind symmetrisch bezüglich der Diagonale mit der Unbekannten P'. Dieser dimensionslose Parameter und folgendermaßen definiert:

$$P' = \frac{P \cdot L^2}{\pi^2 \cdot EI} \tag{161}$$

Zur Bestimmung von P' muss der Eigenwert der im Anhang beschriebenen Determinanten ermittelt werden. Man erhält eine lineare Gleichung n-ten oder (n+1)-ten Grades, wobei dann die n-te oder (n+1)-te Wurzel dieser Gleichung den Eigenwert liefert. Der kleinste der so erhaltenen Wurzelausdrücke liefert dann den gesuchten Wert P' für die Lagerungsbedingung. Mit diesem Wert errechnet sich die kritische Knicklast wie folgt:

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} P' \tag{162}$$

In Abhängigkeit von der kritischen Knicklänge L_e errechnet sich die Knicklast zu

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_e^{\,2}} \tag{163}$$

mit

$$L_e = \frac{L}{\sqrt{P'}} \tag{164}$$

Zur Lösung dieses Eigenwertproblems wurde von den Verfassern des Artikels das Computerprogramm GABPC (General Axial Buckling Pile Capacitiy) verwendet.

7.5.2 Ergebnisse der Parameterstudie

Um die Auswirkung von verschiedenen Schlüsselparametern auf die Knicklast zu untersuchen, wurde von Gabr, Wang und Zhao eine Parameterstudie durchgeführt. Dabei wurde sowohl der Einfluss der Mantelreibung als auch der Einfluss der verschiedenen Bodenverhältnisse bei unterschiedlichen Randbedingungen und verschieden langen Bettungslängen (=Verhältnis der im Boden gebetteten Pfahllänge zur gesamten Pfahllänge) des Pfahles im Boden untersucht.
Die Studie führte zu folgenden Ergebnissen:

1) Die Randbedingungen am Pfahlfuß haben ab einer gewissen Knicklänge keinen wesentlichen Einfluss auf die kritische Knicklast und zwar unabhängig vom Bettungsmodul. Es sind die Bedingungen am Pfahlkopf, der ab einer bestimmten Knicklänge für die Größe der Knicklast verantwortlich ist.
2) Bei größeren Bettungslängen verkleinert sich die kritische Knicklänge, was wiederum eine höhere Knicklast zur Folge hat.
3) Es besteht ein Zusammenhang zwischen ω bzw. m_h und der Knicklast. So ergibt sich ab einer Gesamtpfahllänge vom 10 m bei einem zur Hälfte gebetteten Pfahl (d = 75 cm), der am Pfahlfuß eingespannt und am Pfahlkopf frei gelagert ist, eine Steigerung von P_{kr} um 28%, wenn ω von 0 auf 1 erhöht wird. Bei gänzlich gebetteten Pfählen verstärkt sich dieser Effekt noch wesentlich mehr (beim selben Pfahl steigert sich P_{kr} um 58%).
4) Bis auf einige Ausnahmen wächst die Knicklänge bei steigender Pfahllänge. Es kommt jedoch vor, dass es bei bestimmten Randbedingungen Bereiche bei den Pfahllängen gibt, bei denen der umgekehrte Fall vorliegt. Gabr/Wang/Zhao begründen diese Tatsache mit unterschiedlichen Knickmodi.
   Ab einer gewissen Pfahllänge herrscht jedoch immer die direkte Proportionalität zwischen Pfahl- und Knicklänge.
5) Der Einfluss der Reibung auf die Knicklast ist eher unbedeutend. Die Schwankung zwischen ψ = 0 (keine Reibung) und ψ = 1 beträgt weniger als 10%.

Zur Verifizierung dieses Modells wurden veröffentlichte Traglasten aus großmaßstäblichen Pfahlversuchen herangezogen und mit den ermittelten Knicklasten des Berechnungsmodells verglichen. Dabei konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden.

7.6 Berechnung der Traglast mittels Fließgelenktheorie nach Theorie II. Ordnung

7.6.1 Allgemeines

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der Traglast von Mikropfählen bietet dieser baustatische Ansatz, der eigentlich bei der Berechnung der Tragfähigkeit von schlanken Konstruktionen im Stahlbau zur Anwendung kommt.
Hierbei sind die drei Grundelemente „Imperfektionen“, „Stabilität“ und „Plastizität“ miteinzubeziehen. Imperfektionen finden in der Regel ihre Berücksichtigung in Vorverformungen. Sie stellen ebenso wie die Stabilität, welche durch eine Rechnung nach Theorie II. Ordnung erfasst wird, Einflüsse dar, welche sich auf die Schnittgrößen ungünstig auswirken. Demgegenüber bedeutet die Einbeziehung der Plastizität einen Tragfähigkeitsgewinn aufgrund der Ausnutzung der plastischen Reserve von Querschnitt und System. Das bedeutet, die Anwendung der Plastizitätstheorie erlaubt eine wirtschaftlichere Bemessung.
Die Theorie II. Ordnung („Gleichgewicht am verformten System“) unterscheidet sich von der I. Ordnung („Gleichgewicht am unverformten System“) dadurch, dass die Stabdruckkräfte eine Abminderung der Stabsteifigkeit bzw. Systemsteifigkeit bewirken.

Die ÖNORM EN 1993-1-1 [56] gibt Kriterien an, wann die Einflüsse der Tragwerksverformung (aus Theorie II. Ordnung) unter Ansatz von Ersatzvorverformungen zu berücksichtigen sind. Dies ist der Fall, wenn die daraus resultierende Vergrößerung der Schnittgrößen nicht mehr vernachlässigt werden darf oder das Tragverhalten maßgeblich beeinflusst wird.

Vorverformungen werden als geometrische Ersatzimperfektionen anstelle der wirklichen geometrischen und strukturellen Imperfektionen angesetzt.
Für die praktische Rechnung werden stets folgende zwei Vorverformungsarten berücksichtigt:

- eine Vorkrümmung des Stabes in Form einer quadratischen Parabel mit dem Stich $e_{0,d}$, d.h. mit einer konstanten Krümmung $\kappa = 8 \cdot e_{0,d} / L^2$

- eine gradlinige Vorverdrehung ϕ des Stabes, welche nur bei verschieblichen Systemen anzusetzen ist

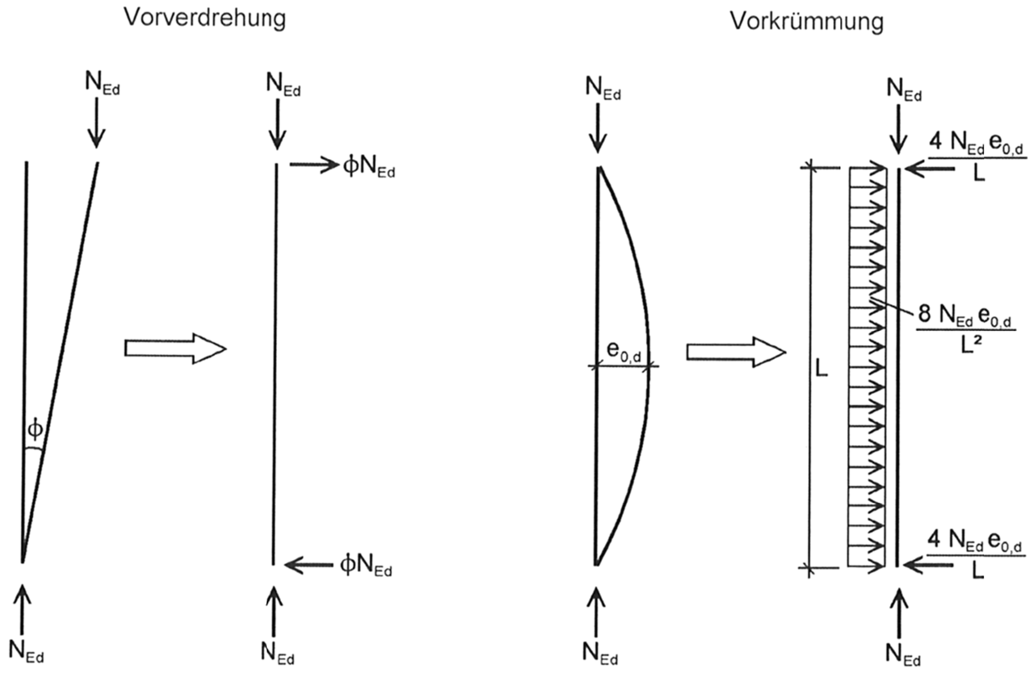


Abbildung 60: Berücksichtigte Vorverformungen und deren Ersatz durch äquivalente horizontale Ersatzlasten [39]

Die Größe der anzunehmenden Vorverformungen ist in Abhängigkeit von den Knickspannungslinien aus den Normen zu entnehmen. Grundsätzlich sind die geometrischen Ersatzimperfektionen so anzusetzen, dass sie sich der zum niedrigsten Knickeigenwert gehörenden Verformungsfigur möglichst gut anpassen, d.h. die oben erwähnten Grundformen sind so zu kombinieren, dass die Vorverformungsfigur der Knickfigur im Verzweigungsfall *qualitativ* übereinstimmen muss.

Dadurch wird zum einen eine wirklichkeitsnähere Berechnung des Systems ermöglicht, zum anderen erhält man eine einheitliche Berechnungsweise für die Fälle „mittiger Druck“ und „Druck + Biegung“, da Verzweigungsprobleme nicht mehr auftreten.

Anstelle der Vorverformungen kann auch eine Ersatzbelastung angenommen werden. Diese entspricht jener Belastung, welche durch die Umlenkung der Längskräfte am vorverformten System entsteht. Sie ist als wirkliche Kraft anzusehen bzw. anzusetzen, und ist daher mit den übrigen gegebenen Lasten zu überlagern.

Für die Ersatzbelastung muss stets $\sum H = 0$ und $\sum V = 0$ erfüllt sein, sodass als Resultierende nur ein reines Moment auftritt. Werden Ersatzlasten angesetzt, so ist für die weiteren Betrachtungen stets das unverformte System heranzuziehen.

Bei Anwendung der Fließgelenktheorie wird vereinfachend von einem linearelastischen idealplastischen Werkstoffgesetz ausgegangen. Während bei der Elastizitätstheorie die Tragfähigkeitsgrenze des Querschnitts schon erreicht ist, wenn in einer Faser die Fließspannung austritt, ist dies bei der Fließgelenktheorie erst nach Plastizierung aller Querschnittsfasern der Fall.
Alle Schnittgrößenkombinationen N, M, Q, die zur vollen Plastizierung des Querschnitts führen, werden durch die sogenannte Interaktionsbeziehung beschrieben. Sie kann durch eine Raumfläche im Koordinatensystem N, M, Q veranschaulicht werden.

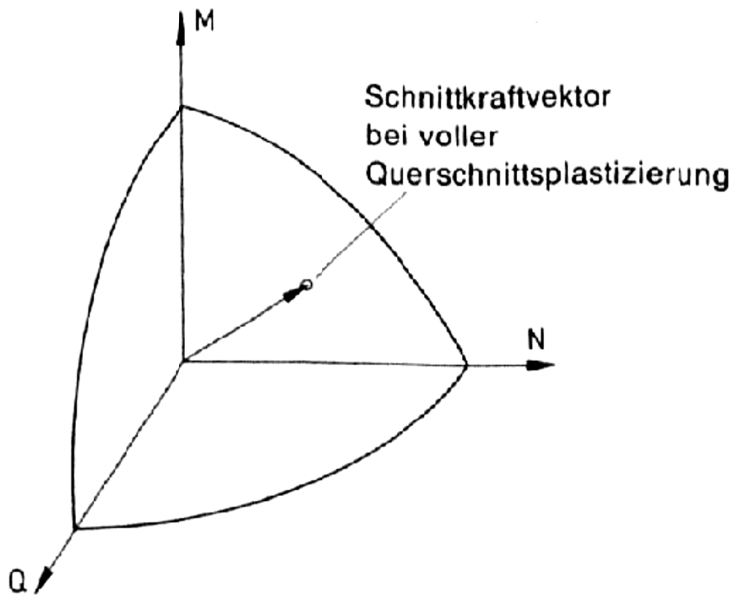


Abbildung 61: Darstellung der Interaktionsbeziehung als Interaktionsraumfläche [39]

Die Fließgelenktheorie lässt sich durch folgende Regeln kennzeichnen:

- Im Fließgelenk liegt die volle Plastizierung des Querschnitts vor, die Schnittgrößen gehorchen der Interaktionsbeziehung, der Endpunkt des Schnittkraftvektors liegt auf der Interaktionsraumfläche.
- In den Stabbereichen außerhalb der Fließgelenke müssen die Schnittkraftvektoren innerhalb der Interaktionsraumfläche liegen.

7.6.2 Tragsicherheitsnachweis

Gemäß ist zwischen folgenden Begriffen zu unterscheiden:

- Elastische Grenzlast: Laststufen, die der in der meistbeanspruchten Faser gerade Fließen erreicht wird
- Traglast: Maximum der Last-Verformungs-Kurve
- Plastische Grenzlast: Laststufe bei Erreichen der kinematischen Kette

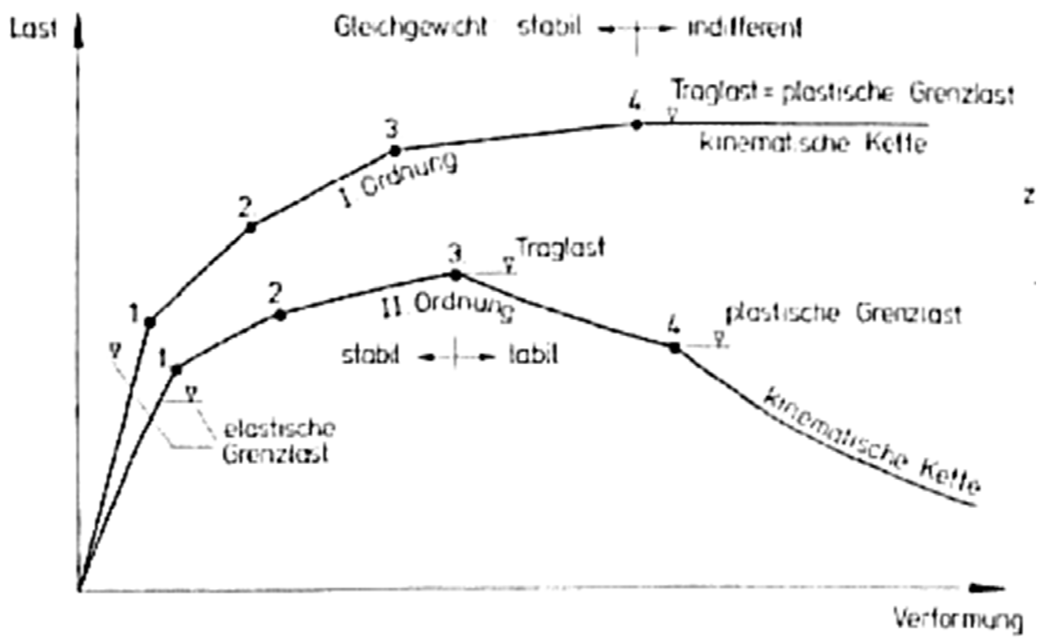


Abbildung 62: Last-Verformungs-Kurven nach Theorie I. und II. Ordnung [39]

Bei einer Rechnung nach Theorie I. Ordnung versagt das Tragwerk bei Erreichen der Traglast durch Ausbildung eines Fließgelenkmechanismus.
Wird die Traglast nach Theorie II. Ordnung berechnet, also bei Vorliegen der Stabilitätsgefährdung des Systems, kann die Traglast bei Ausbildung des 1., 2. Oder auch des letzten Fließgelenks erreicht werden, d.h. bei einer beliebigen Fließgelenkkonstellation.
Der Tragsicherheitsnachweis lautet hier:
Bemessungslast ≤ Traglast.

Dabei ist die Bemessungslast die mit den Sicherheitsbeiwerten beaufschlagte Gebrauchslast. Wird der Tragsicherheitsnachweis nach Elastizitätstheorie

durchgeführt, so ist dabei die Traglast durch die kleinere elastische Grenzlast zu ersetzen, also
Bemessungswert ≤ elastische Grenzlast.

Eine Nachweisführung in der Form, dass die Traglast bzw. elastische Grenzlast bestimmt und der Bemessungslast gegenübergestellt wird, würde dazu führen, dass die Längskräfte mit einem Lastfaktor versehen werden. Diese gehen jedoch nichtlinear in die Rechnung nach Theorie II. Ordnung ein, was unabhängig vom Berechnungsverfahren zu einem nichtlinearem Gleichungssystem führt.
Daher wird eine Berechnungsmethode angewandt, bei der die Nachweise ohne Kenntnis der Traglast bzw. elastischen Grenzlast geführt werden. Dabei wird der Zustand unter der bekannten Bemessungslast berechnet. Die Längskräfte werden über verhältnismäßig leicht über vereinfachte Gleichgewichtsbedingungen abgeschätzt und dann als bekannte Größen in die Rechnung eingeführt. Somit wird die Theorie II. Ordnung ebenso wie die Theorie I. Ordnung linear.
Beim Nachweis nach Elastizitätstheorie ist zu zeigen, dass in keiner Faser des Traggliedes die Streckgrenze f_y überschritten wird.
Beim Nachweis nach Fließgelenktheorie ist zu zeigen, dass man im Last-Verformungs-Diagramm unter der Bemessungslastordinate einen Schnitt mit dem ansteigenden Kurventeil erhält.

Berechnung der Tragfähigkeit am Beispiel eines Duktilpfahles

Bei der Ermittlung der Traglast wird auf den seitlich elastisch gebetteten Pfahl eine bestimmte Vorverformung angesetzt. Die Form dieser Verformung erhält man aus der Knickfigur des jeweiligen statischen Systems.

Aus dieser Knickfigur kann man sich nun die Nullstellen ermitteln. Diese werden benötigt, um die Ersatzlasten ansetzen zu können. Sie werden, wie oben beschrieben, aus der Vorkrümmung und der Vorverdrehung ermittelt.
Zur Berechnung der größtmöglichen Traglast werden die gerade noch erlaubten Vorverformungen herangezogen, welche man aus der ÖNORM EN 1993-1-1 entnehmen kann. Für einen Mikropfahl ist die Vorkrümmung $e_{0,d}$ = l/200 und die Vorverdrehung $\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ anzusetzen.
Dabei ist

ϕ_0 der Ausgangswert: ϕ_0 = 1/200

α_h der Abminderungsfaktor für die Höhe *h* von Stützen

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ jedoch $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$

h die Höhe des Tragwerks, in m

Der seitliche Bodenwiderstand bzw. die seitliche Bodenstützung des Pfahls kann z.B. analog zu Vogt/Vogt/Kellner (7.4.4) mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion beschrieben werden.

Dieser Ansatz hat zur Folge, dass der seitliche Bodenwiderstand mit zunehmender Pfahlverschiebung nur begrenzt zunimmt und über das Maß des Fließdrucks p_f nicht wachsen kann.

Der rechnerische Ansatz k_l entspricht der Bettungskonstanten, die abhängig von der undränierten Scherfestigkeit c_u ist. Den Angaben aus der Literatur folgend, kann für k_l folgender Wertebereich angenommen werden.

$$70 \cdot c_u \leq k_l \leq 100 \cdot c_u$$

Die Berechnung der Knicklast ist mit den o.a. Parametern nach Theorie II. Ordnung durchzuführen. Diese Ermittlung ist EDV-gestützt z.B. mit dem Statikprogramm IQ 100 durchzuführen.

8 VERGLEICH DER BERECHNUNGSMETHODEN

8.1 Allgemeines

Im Rahmen von Vergleichsberechnungen wurden die beiden am häufigsten eingesetzten Mikropfahlarten durchgeführt, nämlich der GEWI-Pfahl und der Duktilpfahl.
Repräsentativ wurden aus diesen beiden Gruppen der GEWI plus Mikropfahl S670/800 ∅ 43 mm mit einem umgebenden Zementsteinkörper von ∅ 12 cm von sowie der Duktilrammpfahl ∅ 118 x 9 mm mit Zementsteinkörper ∅ 20 cm ausgewählt.

8.2 EDV-gestützte Auswertung

Um die in Kapitel 7 vorgestellten Modelle beurteilen zu können und um diese in weiterer Folge miteinander vergleichen zu können, wurden jene, bei denen eine Berechnung ohne spezielle Software möglich ist, in Excel programmiert und mit den in Kapitel 8.1 angeführten Mikropfählen Berechnungen durchgeführt.

Die Verifizierung der Programmierung erfolgte anhand der in den betreffenden Veröffentlichungen angeführten Beispielberechnungen. Diese wurden mithilfe des Excelprogramms nachgerechnet und mit den veröffentlichten Ergebnissen verglichen. Dabei konnte eine weitgehende Übereinstimmung festgestellt werden.

Im Einzelnen handelt es sich um folgende Rechenmodelle:

- Modell Meek
- Modell Wimmer/Ettinger
- Modell Ofner/Wimmer
- Modell Vogt/Vogt/Kellner
- Knicklast für elastisch gebettete Stäbe
- Modell Bergfelt
- Modell Wenz

- Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
- Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebettete Knickstäbe nach ÖNORM EN 1993-1-1

Die Programmierung erfolgte dabei so, dass es im Eingabe-Registerblatt möglich ist, die notwendigen Grunddaten einzugeben. Eine Tabelle gibt Auskunft darüber, welche Parameter für die jeweilige Berechnungsmethode erforderlich sind.
Da man bei den Rechenverfahren nach Meek, Wimmer/Ettinger und Ofner/Wimmer nur über Interationen zu einer Lösung kommt, und somit in weiterer Folge bei jeder einzelnen Berechnung die Zielwertsuche „händisch" durchzuführen wäre (was vor allem beim Berechnungsverfahren nach Meek sehr aufwendig ist, da hier eine Ermittlung der Knicklast für verschiedene Knicklängen durchzuführen ist), wurde ein Modul auf Basis von Visual Basic for Applications (VBA) programmiert, das es möglich macht, bei Betätigen eines „Berechnung starten"-Buttons die Berechnung aller Modelle einschließlich der erforderlichen Zielwertsuche zu starten.
Ein weiteres Modul erlaubt es, die ermittelten Knick- bzw. Traglasten in einem gesonderten Datenblatt auszugeben. Die Ergebnisse jeder Berechnung (mit unterschiedlichsten Ausgangsdaten) werden in einer Tabelle abgebildet, was eine vertiefte Analyse der Ergebnisse möglich macht.

Weiters ist es mit dem Excel-Programm möglich, bei vorgegebener konstanter Länge des Pfahles (= der Höhe der betreffenden Weichschicht, in die der Pfahl eingebracht wurde) eine Berechnung durchzuführen, bei der sich die undränierte Scherfestigkeit des Bodens c_u jeweils um einen vordefinierten Wert erhöht und die Knicklasten für jeden Wert c_u in einer Tabelle ausgegeben werden. Gleichzeitig erfolgt eine Auswertung der generierten Tabelle in einem Diagramm.
Die gleiche Möglichkeit der Berechnung besteht zusätzlich noch bei vorgegebener konstanter undränierter Scherfestigkeit und variierender Länge l des Pfahles.

8.3 Untersuchung der einzelnen Berechnungsmodelle

Im Folgenden wird jede einzelne Berechnungsmethode untersucht und die sich ergebenden Berechnungsergebnisse einzeln graphisch dargestellt. Lediglich das Modell nach Bergfelt und das Modell für elastisch gebettete Stäbe bzw. die

Berechnungsmodells nach Euler und nach ÖNORM EN 1991-1-1 werden gemeinsam behandelt, da diese Modelle sehr ähnlich sind bzw. die gleichen Randbedingungen aufweisen.
Gleichzeitig wird jeweils ein Vergleich mit der plastischen Normalkrafttragfähigkeit (plastische Grenzlast N_{pl}) des Stahltragglieds angestellt, da diese oft als Maß für die Tragfähigkeit des Mikropfahles herangezogen wird.

N_{pl} lässt sich folgendermaßen berechnen:

$$N_{pl} = A \cdot f_y \tag{165}$$

mit

A Querschnittfläche des Stahltraggliedes

f_y Fließgrenze des Stahlmaterials

Sie beträgt beim betrachteten Duktilpfahl 986,21 kN und beim GEWI-Pfahl 972,92 kN

8.3.1 Traglastermittlung nach Meek

Die in Abbildung 64 und Abbildung 65 dargestellten Ergebnisse der Berechnungsmethode nach Meek basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter Meek		**GEWI 43 mm**	**Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm**	
Länge des Pfahles	**l**	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m
Durchmesser Verpresskörper	D	0,12	0,20	m
Neigungswinkel des Pfahles zur Horizontalen	v	90,00	90,00	°
Exponent der vereinfachten M-N-Interaktionsbeziehung	α	2,10	2,10	-
Materialkennwerte				
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²
Fließgrenze	f_y	670,00	320,00	N/mm²
Bodenkennwerte				
undrainierte Scherfestigkeit	$\mathbf{c_u}$	**0,10 - 40,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**
sonstige Randbedingungen				
Maß der Imperfektion --> nach DIN EN 14199 je nach Knickgefährdung imp < 600	imp	300,00	300,00	[-]
setzungserzeugende Auflast	Δp	5,00	5,00	kN/m²
Erddruckgradient, der Schubverformungen in der Weichschicht hervorruft; Ansatz von 2,0 ist plausibler Wert	Δe/b	2,00	2,00	kN/m³

Tabelle 7: Eingabeparameter für die Berechnungen nach Meek

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.
Die für die Ermittlung notwendigen Formeln sind dem Kapitel 7.4.1 zu entnehmen.

Die Querschnittwerte errechnen sich wie folgt:
EA = 523,92 MN, EI = 0,783 MNm², N_{pl} = 0,986 MN, M_{pl} = 0,034 MNm
Infolge der Setzungserscheinungen erhält man die vertikale Stauchung der Weichschicht $\varepsilon =$ 0,005 und die Horizontalverschiebung g = 0,025 m. Die Differenzstauchung $\varepsilon_L =$ 0,00420 verursacht den Querausschlag f = 0,0764 m. Bei dieser großen Verformung wird der volle Fließdruck $\max q = 0,02 \text{ MN/m}$ geweckt. Der α-Parameter ermittelt sich zu 0,167.

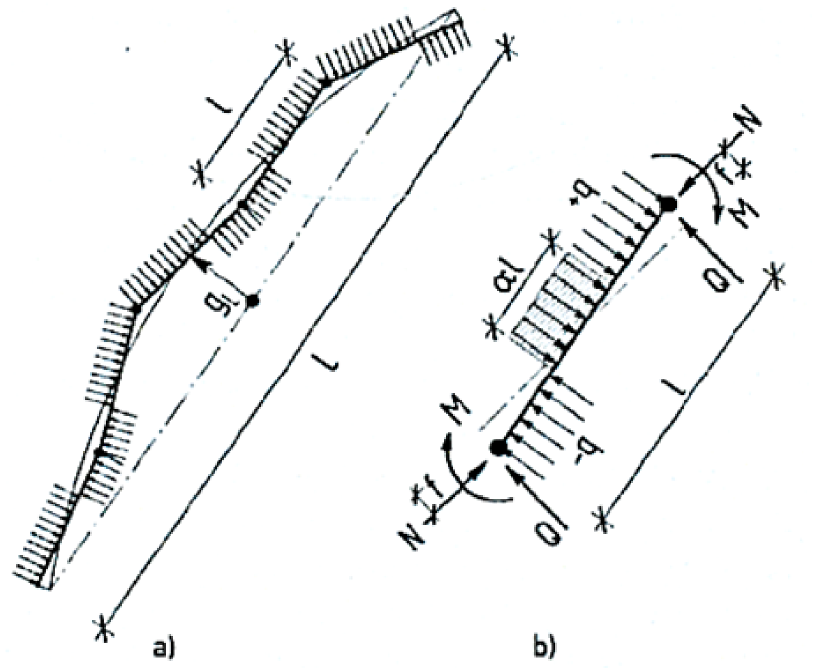


Abbildung 63: Knickfigur, a) Gesamtpfahl und b) isoliertes Element

Mit der Gleichung

$$\eta = \frac{\left(1-\alpha^2\right)\cdot ql^2/8+M}{N\cdot\left(f+l/200\right)} \geq 1$$

lässt sich nun mit der maßgebenden Knicklänge l die Knicklast N ermitteln. Dabei muss N solange erhöht werden, bis die o.a. Gleichung nicht mehr eingehalten ist. Für jede Knicklänge $l = L/n \text{ mit } n = 2, 3...$ ist N zu berechnen. Es ist die Knicklänge maßgebend, bei der sich die geringste Knicklast ergibt. Diese ist dann die gesuchte Traglast N.

Als maßgebende Knicklänge erweist sich $l = L/3 = 1,67m$. Es ergibt sich eine Grenztragfähigkeit von 417,25 kN.

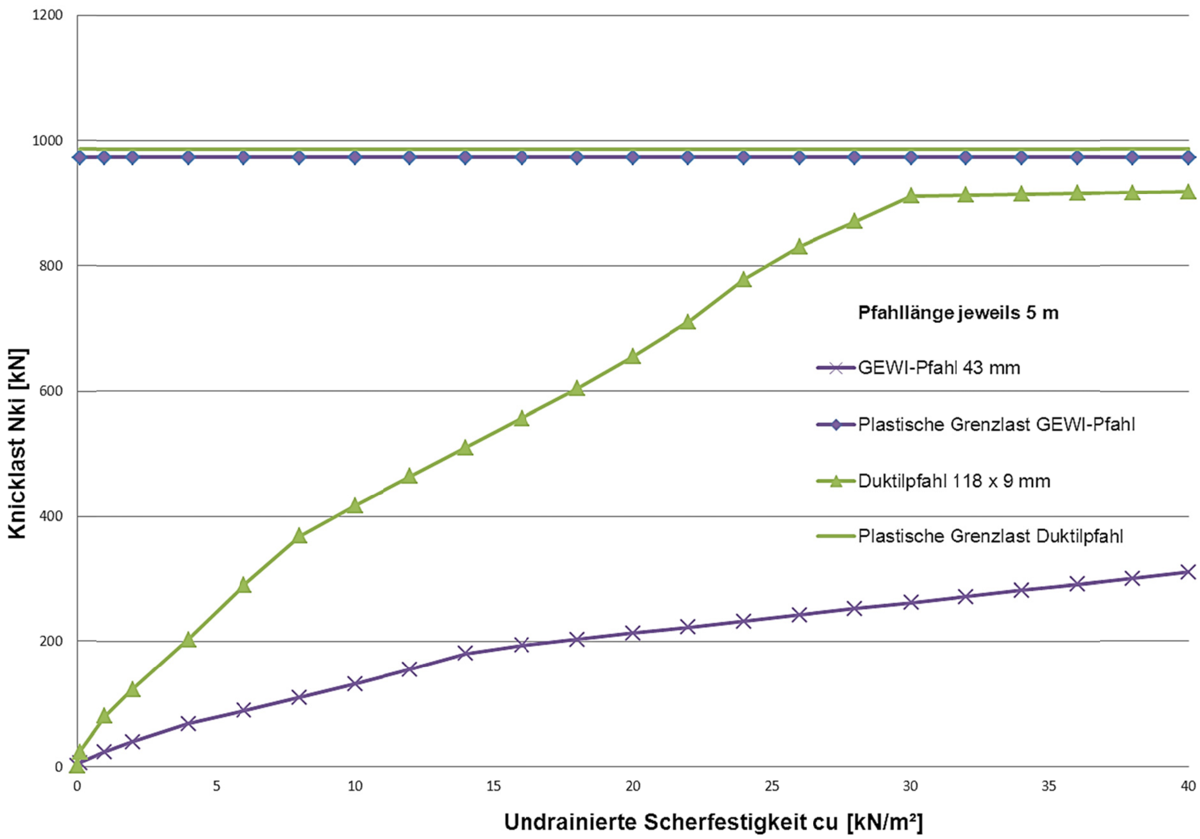


Abbildung 64: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Meek in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

Wie aus Abbildung 64 zu erkennen ist, besteht auch beim Modell nach Meek eine starke Abhängigkeit der Traglast von der undränierten Scherfestigkeit. Bei sehr hohen c_u-Werten konvergieren die Berechnungsergebnisse beider Pfähle gegen die plastische Grenzlast N_{pl} des Stahltraggliedes.

Gehen die Scherfestigkeiten jedoch gegen Null, so konvergieren auch die ermittelten Traglasten gegen Null, was jedoch nicht der Praxis entspricht, da für den Fall des ungestützten Pfahles die Verzweigungslast nach Euler maßgebend ist.

Auffällig in Abbildung 64 ist der Knick in der Traglastkurve des Duktilpfahls bei c_u = 30 kN/m². Der Grund dafür liegt im Sprung der Anzahl der maßgebenden Halbwellen der betreffenden Knickfigur.

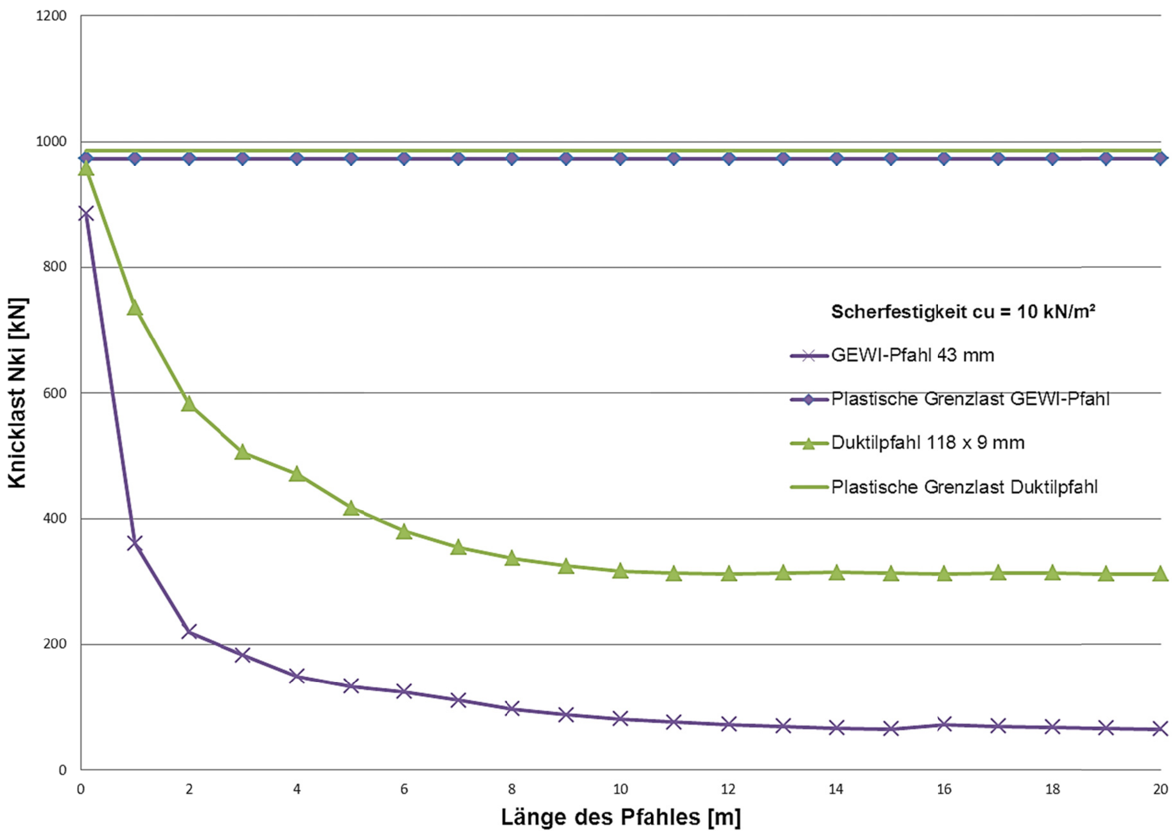


Abbildung 65: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Meek in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Aus Abbildung 65 ist ersichtlich, dass es bei diesem Modell eine Abhängigkeit zwischen Knicklast und Pfahllänge gibt. Die Knicklast steigt vor allem im Bereich von Längen unter 2 m mit geringer werdender Pfahllänge stark an und konvergiert gegen die plastische Grenzlast.

Bei Pfahllängen ab ca. 10 m bleibt die ermittelte Knicklast auch bei steigender Länge relativ konstant.

Im Vergleich mit den anderen Modellen mit seitlicher Bettung ergeben sich bei Meek die geringsten Knicklasten. Dies liegt vor allem daran, dass Meek in seiner Berechnung eine Horizontalverschiebung der Weichschicht mitberücksichtigt, die durch eine ungleichmäßige setzungserzeugende Auflast entstehen kann (siehe Abbildung 42). Diese wird durch den Erddruckgradienten $\Delta e / b = 2\ \mathrm{kN/m^2}$ in der Knicklastermittlung berücksichtigt.

Beim direkten Vergleich der beiden Pfahlarten zeigt sich, dass auch hier die Traglasten des Duktilpfahles wesentlich höher sind als jene des GEWI-Pfahles, was wiederum mit der höheren Biegesteifigkeit des Duktilpfahles zusammenhängt.

Bei diesem Verfahren wird vorausgesetzt, dass es zwingend zu einem Versagen des Stabmaterials kommt. Wie numerische Berechnungen jedoch belegen, können kritische Lasten bereits auftreten, bevor das Material zu fließen beginnt.

8.3.2 Traglastberechnung nach Wimmer/Ettinger

Die durchgeführten Berechnungen basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter Wimmer/Ettinger		**GEWI 43 mm**	**Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm**	
Länge des Pfahles	**l**	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m
Durchmesser Verpresskörper	D	0,12	0,20	m
Exponent der vereinfachten M-N-Interaktionsbeziehung	α	2,10	2,10	-
Materialkennwerte				
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²
Fließgrenze	f_y	670,00	320,00	N/mm²
Bodenkennwerte				
undrainierte Scherfestigkeit	$\mathbf{c_u}$	**0,10 - 40,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**
sonstige Randbedingungen				
Maß der Imperfektion --> nach DIN EN 14199 je nach Knickgefährdung imp < 600	imp	300,00	300,00	[-]

Tabelle 8: Eingabeparameter für die Berechnungen nach Wimmer/Ettinger

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.

Die für die Ermittlung notwendigen Formeln sind dem Kapitel 7.4.2 zu entnehmen.

Die Querschnittwerte errechnen sich wie folgt:

EA = 523,92 MN, EI = 0,783 MNm², N_{pl} = 0,986 MN, M_{pl} = 0,034 MNm

Der plastische Drehwinkel wird von Wimmer/Ettinger unabhängig von der Stahlgüte mit $\kappa_{pl} = 0,036$ angenommen.

Die Ermittlung der Querverformung in Stabmitte ergibt sich bei einem Stabausschnitt gem. Abbildung 66 demnach zu

$$\delta_{pl} = \kappa_{pl} \cdot \frac{l}{4} = 0,0266\ m\ .$$

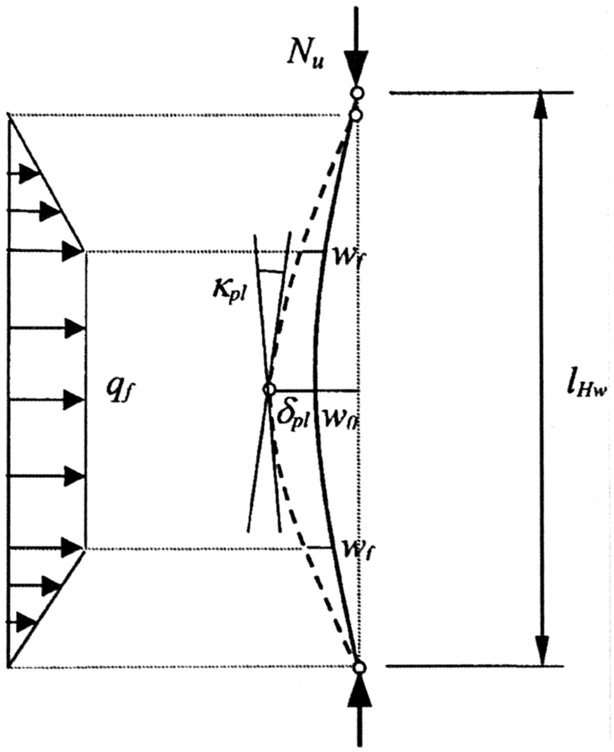


Abbildung 66: Ersatzsystem eines Druckstabes mit Berücksichtigung von Imperfektion, Fließgelenk und Bettungsdruck [50]

Mit Ansatz einer gewählten Ersatzimperfektion w_0 errechnet sich das resultierende Tragmoment zu:

$$max\,M = N \cdot (w_0 + \delta_{pl}) - M_B > 0$$

Dabei ist $M_B = 12{,}74$ kNm das entlastende Biegemoment infolge der (elasto-) plastischen Bodenreaktion, des wesentlich von der maßgebenden Knicklänge abhängt.

$$L_{Hw} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{k}} = 2{,}96 \text{ m}$$

Unabhängig von der tatsächlichen Verschiebung δ_{pl} wird angenommen, dass der maximale Fließdruck q_f mobilisiert wird. Bei der Ermittlung von q_f orientieren sich Wimmer/Ettinger an Meek mit $q_f = 10 \cdot c_u \cdot D = 20 \text{ kN/m}$.

Mithilfe der Interaktionsgleichung errechnet sich redM zu

$$redM = M_{pl} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N^{pl}} \right)^{\alpha} \right]$$

genommen.

Die Ermittlung der Traglast N_u des Pfahles resultiert aus dem Vergleich der Gleichungen zur Ermittlung von maxM und redM, in diesem Beispiel

$\max M = redM = 13{,}94\ \mathrm{kNm}$. Diese Bedingung ist genau dann erfüllt, wenn N_u = 731,94 kN.

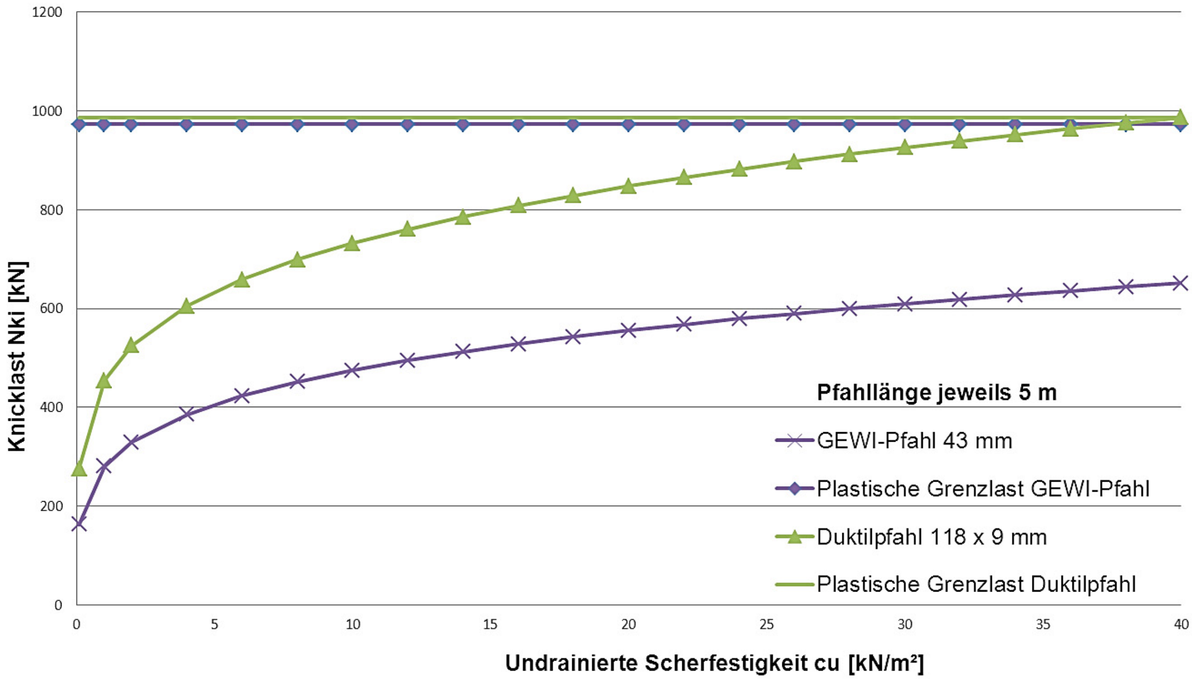


Abbildung 67: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Wimmer/Ettinger in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

Ähnlich wie beim Modell nach Meek erhöht sich auch hier die Traglast mit steigender undränierten Scherfestigkeit und konvergiert gegen die vollplastische Normalkraft von 986 kN.

Gehen die Scherfestigkeiten jedoch gegen Null, so konvergieren auch die ermittelten Knicklasten ebenfalls gegen Null (siehe Abbildung 67). Es fällt jedoch auf, dass die Knicklasten bereits bei sehr kleinen Scherfestigkeiten relativ stark ansteigen, was zu einer Überschätzung der Traglasten bei sehr geringen Festigkeiten führen kann.

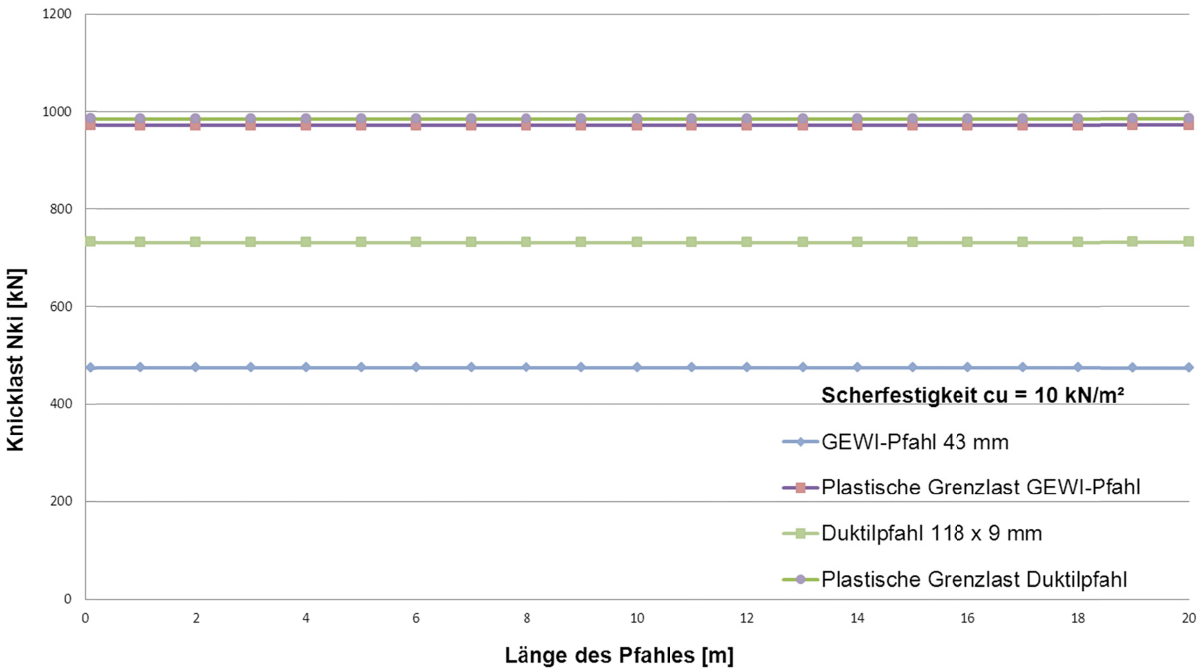


Abbildung 68: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Wimmer/Ettinger in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Wie in Abbildung 68 dargestellt, ist die Knicklast beim Modell Wimmer/Ettinger unabhängig von der Länge des Pfahles. Diese geht bei der Berechnung der Knicklast nur in die Ermittlung der Halbwellenlänge ein, bei der sich Wimmer/Ettinger an jener des elastisch gebetteten Stabes orientieren, welche unabhängig von der Länge ist.

Wie bei den anderen o.a. Modellen sind auch hier die Traglasten des Duktilpfahls wesentlich höher sind als jene des GEWI-Pfahles.

Wie bei Meek ist bei diesem Modell anzumerken, dass die Berechnung stets von einem Materialversagen ausgeht und somit die Möglichkeit eines Versagens aufgrund von Stabilitätsproblemen keine Berücksichtigung findet.

8.3.3 Berechnungsmodell nach Ofner/Wimmer

Die durchgeführten Berechnungen basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter Ofner/Wimmer		**GEWI 43 mm**	**Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm**	
Länge des Pfahles	**l**	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m
Durchmesser Verpresskörper	D	0,12	0,20	m
Materialkennwerte				
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²
Fließgrenze	f_y	670,00	320,00	N/mm²
Bodenkennwerte				
undrainierte Scherfestigkeit	c_u	**0,10 - 40,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**
sonstige Randbedingungen				
maßgebende Knickspannungslinie gem. ÖNORM EN 1993-1-1	α	c	a	[-]

Tabelle 9: Eingabeparameter für die Berechnungen nach Ofner/Wimmer

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.
Die für die Ermittlung notwendigen Formeln sind dem Kapitel 7.4.3 zu entnehmen.

Der Tragfähigkeitsnachweis von Ofner/Wimmer umfasst nun einen Querschnittsnachweis und eine Verformungsbegrenzung. Der maximale Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft ist demnach dann gegeben, wenn einer der beiden Nachweise den Ausnutzungsgrad von 1,0 erreicht.

Der Querschnittsnachweis ergibt sich zu

$$\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{M}{W \cdot f_y} \leq 1$$

und der Verformungsnachweis zu

$$\frac{w_0}{w_y} \leq 1$$

Dabei ist

N die einwirkende Druckkraft und M das Biegemoment des Pfahles mit

$$M = N \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\overline{N_{ki}}}{N_{ki} - N} \right] = 3{,}65 \text{ kNm}$$

Die Imperfektionsamplitude e_0 = 0,00455 ist gem. ÖNORM EN 1993-1-1 zu ermitteln. Mit der Länge des Ersatzstabes L_{Hw}

$L_{Hw} = \frac{L}{m} = 2{,}96 \text{ m}$ mit $m = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{c}{EI}} = 1{,}69$

und errechnet sich die ideale Knicklast $\overline{\mathrm{N}_{\mathrm{ki}}}$ nach der Eulerformel für ungebettete Stäbe zu

$$\overline{N_{ki}} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{Hw}^2} = 885{,}10 \text{ kN}$$

Die ideale Knicklast N_{ki} des elastisch gebetteten Stabes errechnet sich nach Essenger zu

$$N_{ki} = \overline{N_{ki}} + \frac{c \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2} = 1770{,}19 \text{ kN}$$

Dabei ist

$c = \frac{q_y}{w_y} = \frac{k_c}{k_y} \cdot c_u = 1000 \text{ kN/m}^2$ mit den von Ofner/Wimmer angegebenen Koeffizienten k_c = 10 und k_y = 0,1.

Verformungsamplitude w_0 des gebetteten Pfahles

$$w_0 = e_0 \cdot \frac{N}{N_{ki} - N}$$

ist die für den Verformungsnachweis zu ermitteln ist. Diese muss kleiner als w_y (maximale Verformung des Bodens im elastischen Bereich der Bodenreaktion) sein.

$$w_y = k_y \cdot D_a = 0{,}02 \text{ m}$$

Setzt man die oben berechneten Paramenter in die Gleichungen für den Querschnittnachweis und die Verformungsbegrenzung ein, es ist es der Querschnittsnachweis, der zuerst mit der maßgebenden Traglast N = 841,95 kN den Ausnutzungsgrad 1 erreicht.

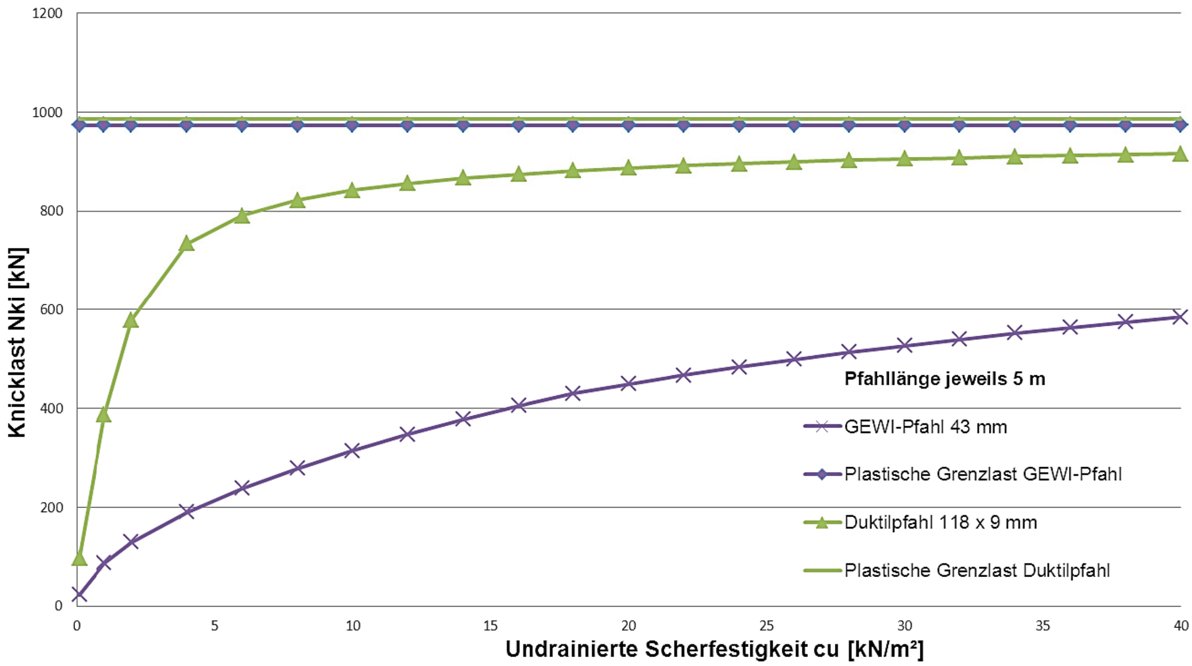


Abbildung 69: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Ofner/Wimmer in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

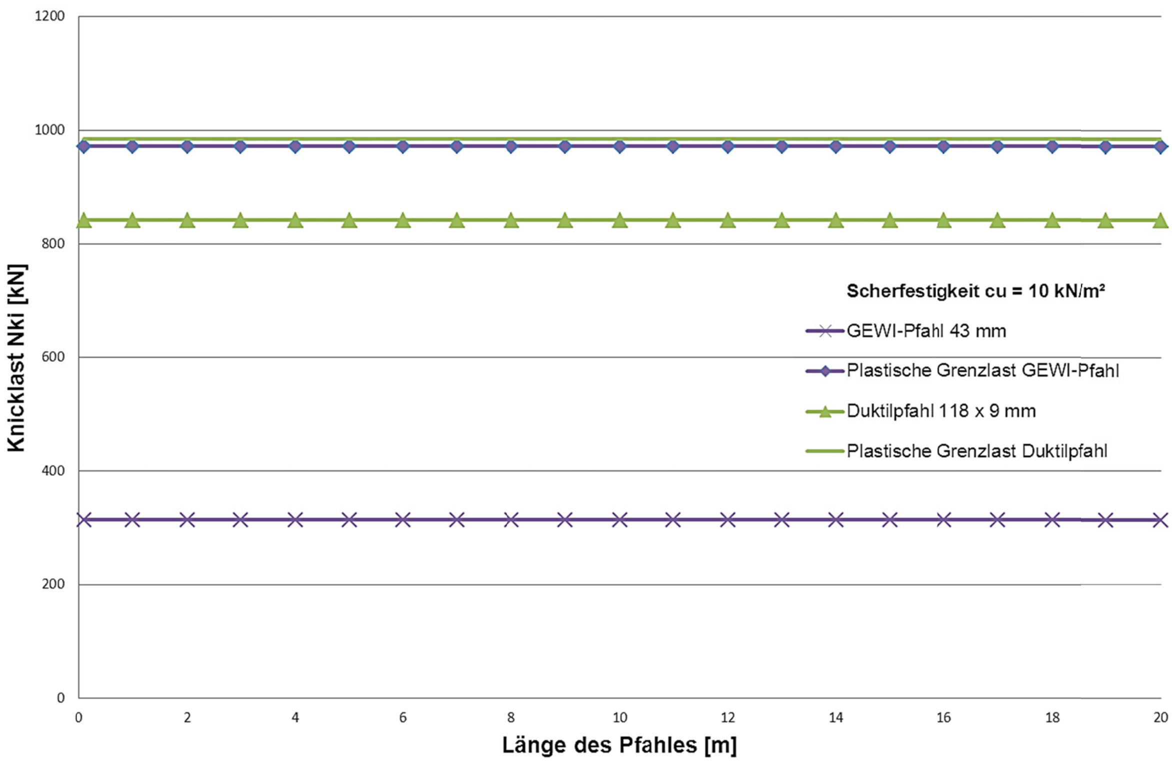


Abbildung 70: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Ofner/Wimmer in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Die erhaltenen Kurven gem. und zeigen einen sehr ähnlichen Verlauf wie jene von Wimmer/Ettinger. Auch hier konvergieren die Knicklasten bei großen Scherfestigkeiten gegen die plastische Grenzlast N_{pl} und bei kleinen c_u-Werten gegen 0.
Die Knicklast ist beim Modell nach Ofner/Wimmer aus denselben Gründen wie bei Wimmer/Ettinger unabhängig von der Pfahllänge, wobei sich beim GEWI-Pfahl deutlich geringere Knicklasten als bei Ofner/Wimmer.

8.3.4 Berechnungsmodell nach Vogt/Vogt/Kellner

Die durchgeführten Berechnungen basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter Vogt/Vogt/Kellner		**GEWI 43 mm**	**Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm**	
Länge des Pfahles	**l**	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m
Durchmesser Verpresskörper	D	0,12	0,20	m
Exponent der vereinfachten M-N-Interaktionsbeziehung	α	1,27	1,27	-
Materialkennwerte				
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²
Fließgrenze	f_y	670,00	320,00	N/mm²
Bodenkennwerte				
undrainierte Scherfestigkeit	$\mathbf{c_u}$	**0,10 - 40,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**
sonstige Randbedingungen				
Maß der Imperfektion --> nach DIN EN 14199 je nach Knickgefährdung imp < 600	imp	300,00	300,00	[-]

Tabelle 10: Eingabeparameter für die Berechnungen nach Vogt/Vogt/Kellner

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.

Vogt/Vogt/Kellner gehen dabei von folgendem statischen System der Länge L_{Hw} aus:

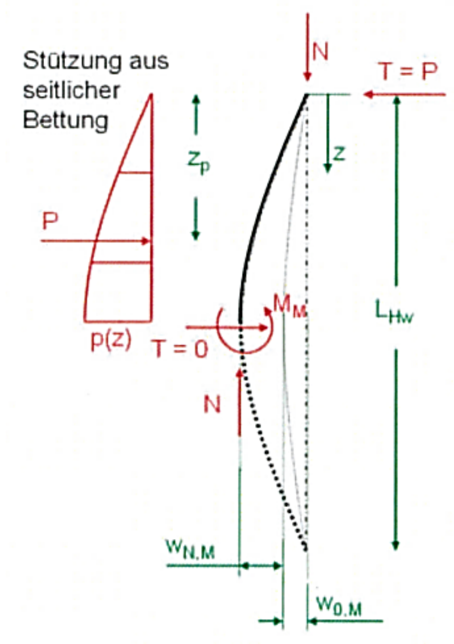


Abbildung 71: Statisches System (Ersatzsystem) [51]

Die für die Ermittlung notwendigen Formeln sind dem Kapitel 7.4.4 zu entnehmen.

Die Querschnittwerte und die Bettungskonstante k_l errechnen sich wie folgt:

EI = 783,39 kNm², N_{pl} = 986,2 kN, M_{pl} = 34,295 kNm

$$k_l = 100 \cdot c_u = 1000 \text{ kN/m}^2$$

Zur Berechnung der Verzeigungslast mit $w_{N,M} = w_{ki}$ = 0,02 m ist die Halbwellenlänge L_{Hw} zu ermitteln, bei der N_{ki} minimal wird. Es ergibt sich mit L_{Hw} = 3,22 m:

$$N_{ki} = \frac{w_{ki} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot w_{ki} \cdot k_l \cdot L_{Hw}^2}{w_{ki} + \frac{L_{Hw}}{imp}} = 1168{,}92\,\text{kN}$$

Weiters muss mithilfe der Interaktionsgleichung

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

überprüft werden, ob ein Pfahlversagen aufgrund der begrenzten Materialfestigkeit eintritt, noch bevor die Verzweigungslast N_{ki} erreicht wird.

Die Ungleichung

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

ist in diesem Beispiel nicht erfüllt. Somit versagt der Pfahl aufgrund der Überbeanspruchung des Pfahlmaterials.

Die Traglast N = N_u des bilinear gebetteten Pfahls, die in diesem Fall nicht durch Stabilitätsversagen sondern durch Plastifizierungen des Pfahlmaterials erreicht wird, lässt sich mit folgender Gleichung ermitteln:

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

Diese Beziehung lässt sich durch numerische Iteration nach N_u lösen. Es ergibt sich eine Traglast von 677,5 kN.

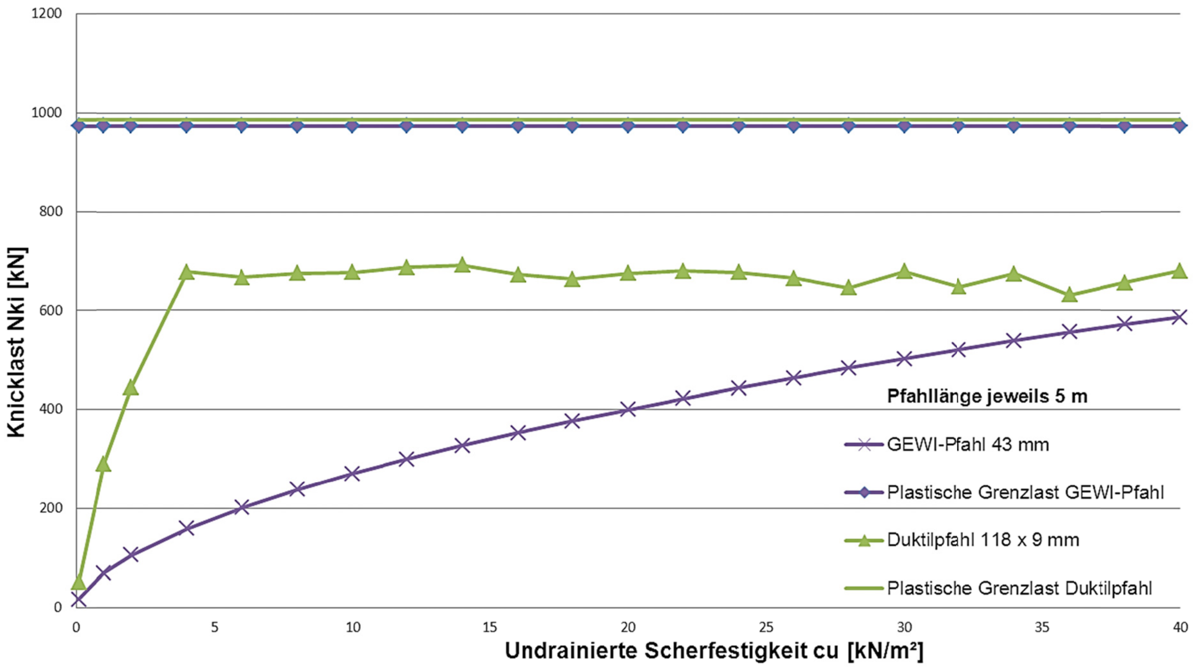


Abbildung 72: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Vogt/Vogt/Kellner in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

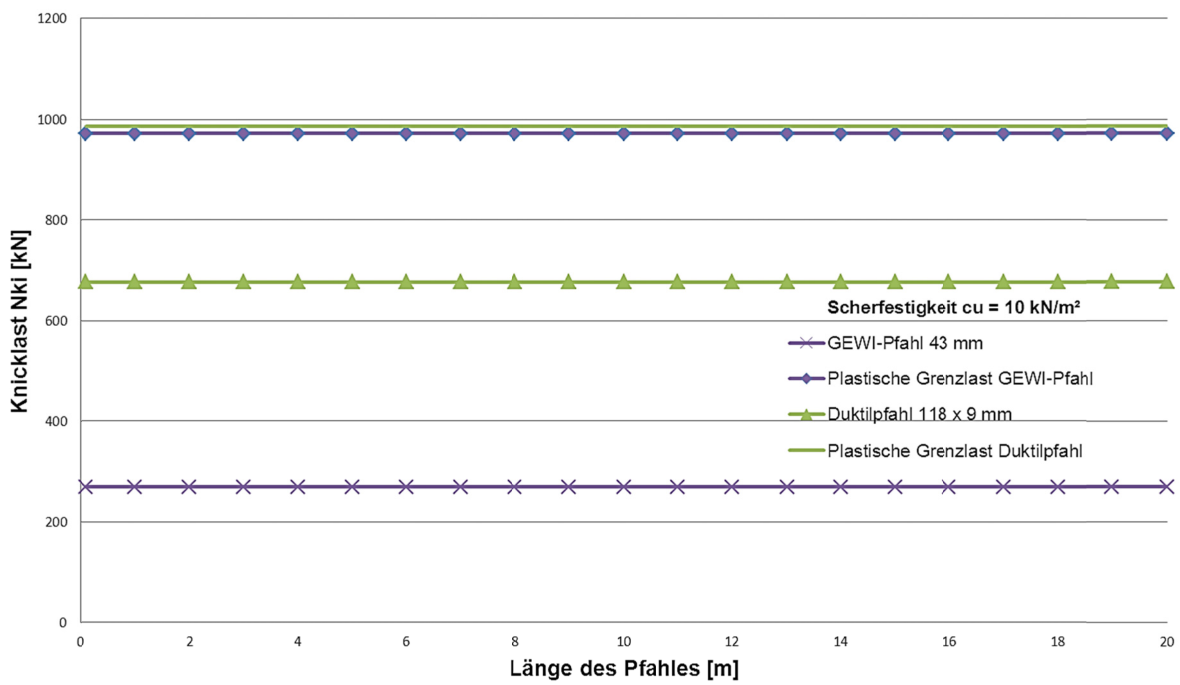


Abbildung 73: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Vogt/Vogt/Kellner in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Die ermittelten Traglasten liegen durchgehend im Bereich der Werte von Ofner/Wimmer sowohl beim GEWI-Pfahl als auch beim Duktilpfahl und liegen relativ konstant ca. 10 – 15% unter jenen von Ofner/Wimmer.

Wie Abbildung 72 zeigt, erhöht sich die Verzweigungslast auch bei diesem Modell mit steigender Scherfestigkeit. Diese konvergiert bei steigendem c_u-Wert jedoch nicht gegen die plastische Grenzlast N_{pl} von 986 kN sondern ist begrenzt mit ca. 680 kN, dem Maximalwert der N-M-Interaktionskurve bei Plastifizierung des Querschnitts.
Gehen die Scherfestigkeiten gegen Null, so nähern sich auch die Knicklasten Null.

Eine Abhängigkeit der Knicklast von der Pfahllänge besteht auch bei Vogt/Vogt/Kellner nicht, da die maßgebende Halbwelle unabhängig von der Pfahllänge ermittelt wird.

8.3.5 Berechnungsmodell für elastisch gebettete Stäbe und Modell nach Bergfelt

Wie in Kapitel 8.3 angeführt, werden diese zwei Berechnungsverfahren hier gemeinsam behandelt, da sich die beiden Lösungsgleichungen, wie unten angeführt, im Wesentlichen nur um den Faktor 20/9 unterscheiden, wobei das Modell des elastisch gebetteten Stabes jeweils die höheren Werte liefert.
Die durchgeführten Berechnungen basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter für Modell Elastisch gebettete Stäbe bzw. Modell Bergfelt		**GEWI 43 mm**	**Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm**	
Länge des Pfahles	**l**	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m
Materialkennwerte				
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²
Bodenkennwerte				
undrainierte Scherfestigkeit	c_u	**0,10 - 40,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**

Tabelle 11: Eingabeparameter für die Berechnung nach Bergfelt

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.

Mit beim Querschnittwert für die Biegesteifigkeit EI = 783,39 kNm² ergibt sich die klassische Knicklast für elastisch gebettete Stäbe zu

$$N_k = 2 \cdot \sqrt{k \cdot EI} = 2 \cdot \sqrt{100 \cdot c_u \cdot EI} = 20 \cdot \sqrt{c_u \cdot EI} = 1770{,}19 \text{ kN}$$

und die Knicklast nach Bergfelt zu

$$N_{ki} = 9 \cdot \sqrt{c_u \cdot EI} = 796{,}58 \text{ kN}$$

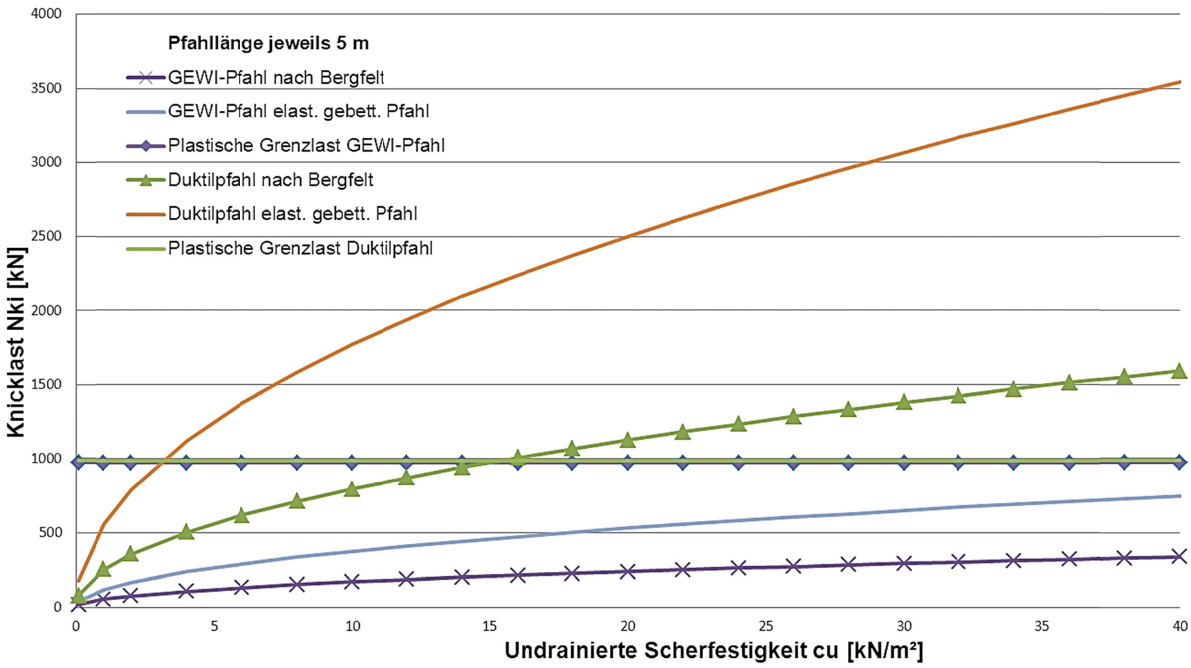


Abbildung 74: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach den Berechnungsverfahren für elast. gebettete Stäbe und Modell nach Bergfelt in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

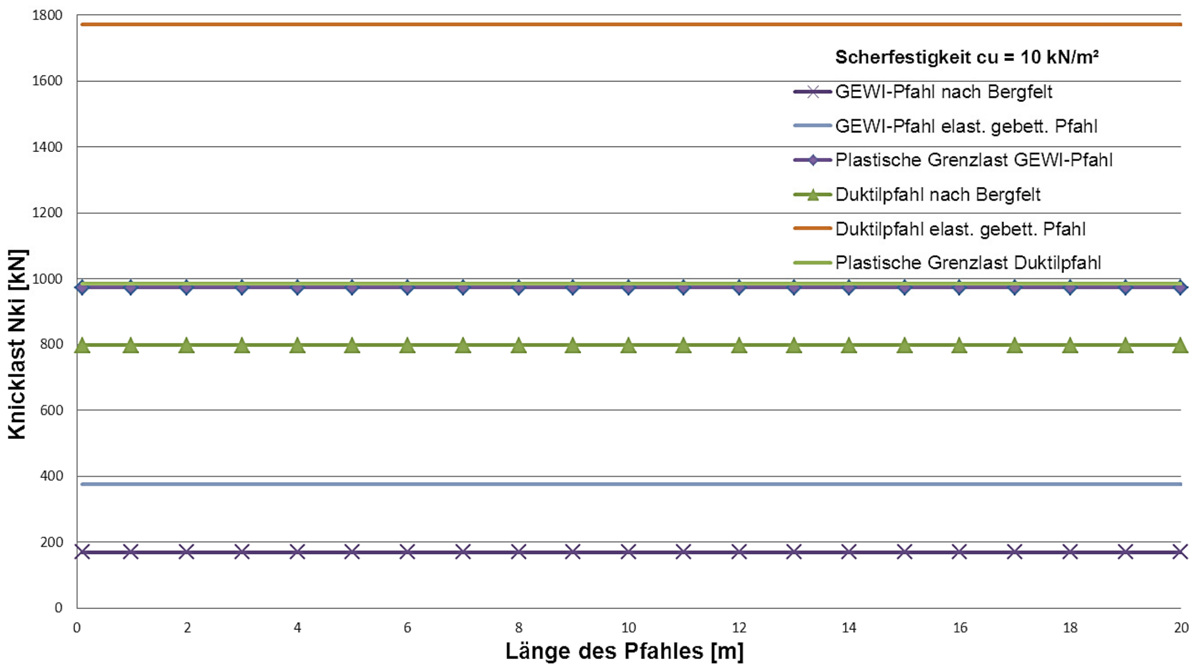


Abbildung 75: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach den Berechnungsverfahren für elast. gebettete Stäbe und Modell nach Bergfelt in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Bei beiden Modellen steigt die Knicklast mit steigender Scherfestigkeit (ohne Grenze nach oben) und übersteigt die plastische Grenzlast N_{pl} bei ca. 3 kN/m² (Duktilpfahl) bzw. 15 kN/m² (GEWI-Pfahl). Nähert sich der c_u-Wert Null, so konvergiert auch die Traglast gegen Null.
Eine Abhängigkeit der Knicklast von der Pfahllänge besteht weder bei Bergfelt noch beim Modell des elastisch gebetteten Stabes.

8.3.6 Berechnungsmodell nach Wenz

Die durchgeführten Berechnungen basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter Wenz		GEWI 43 mm	Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm	
Länge des Pfahles	l	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m
Durchmesser Verpresskörper	D	0,12	0,20	m
Materialkennwerte				
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²
Fließgrenze	f_y	670,00	320,00	N/mm²
Bodenkennwerte				
undrainierte Scherfestigkeit	c_u	**0,10 - 40,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**
sonstige Randbedingungen				
Maß der Imperfektion --> nach DIN EN 14199 je nach Knickgefährdung imp < 600	imp	300,00	300,00	[-]

Tabelle 12: Eingabeparameter für die Berechnungen nach Wenz

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.
Die für die Ermittlung notwendigen Formeln sind dem Kapitel 7.3.1 zu entnehmen.

Die maximale Seitenkraft/m auf den Pfahl errechnet sich zu

$$p = D \cdot (2 + 2\pi) \cdot c_u \cdot 0,85 = 14,08 \text{ kN/m}$$

wobei der Abminderungsfaktor 0,85 aufgrund des vorhandenen runden gegenüber dem quadratischen Querschnitt angesetzt wird.

Mit der Anfangsdurchbiegung aufgrund der Vorverformung

$$a_{m,0} = l / imp = 0,005 \text{ m}$$

ermittelt sich die maßgebende Anzahl der Halbwellen m zu

$$m = \sqrt[4]{\frac{8 \cdot p \cdot l^4}{\pi^5 \cdot EI \cdot a_{m,0}}} = 2,049$$

Somit ergibt sich eine Traglast für den elastisch vorgebogenen Pfahl von

$$P = \frac{\pi^2 \cdot EI \cdot m^2}{l^2} + \frac{8 \cdot p \cdot l^2}{\pi^3 \cdot m^2 \cdot a_{m,0}} = 3.958,18 \text{ kN}$$

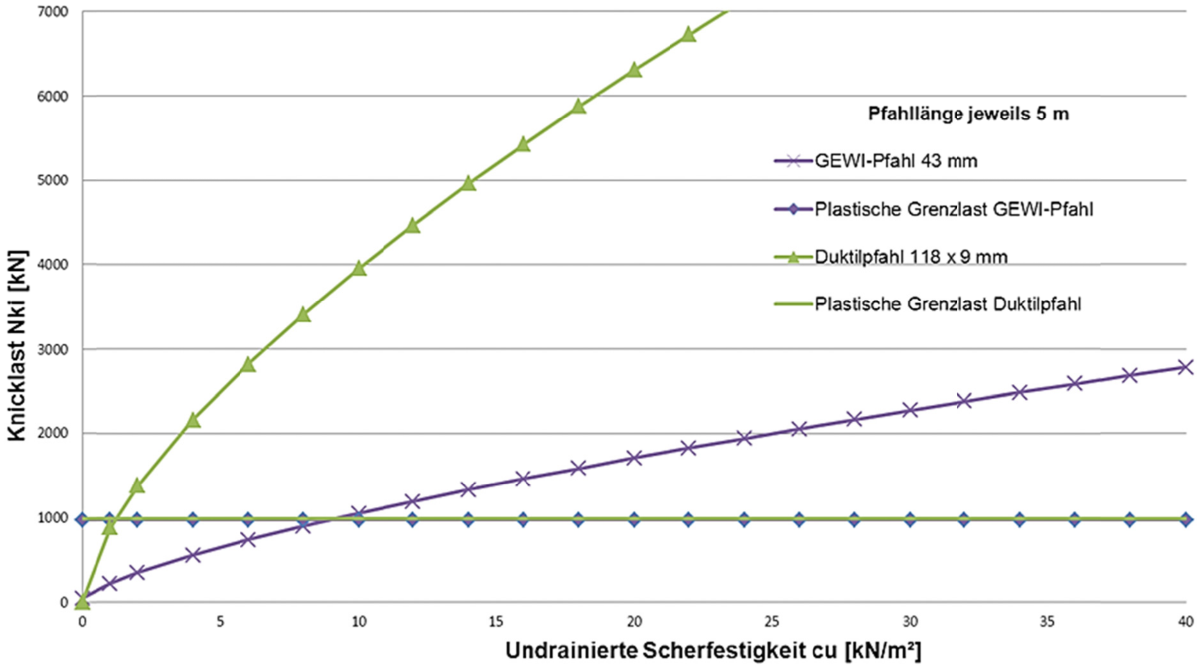


Abbildung 76: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Wenz in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

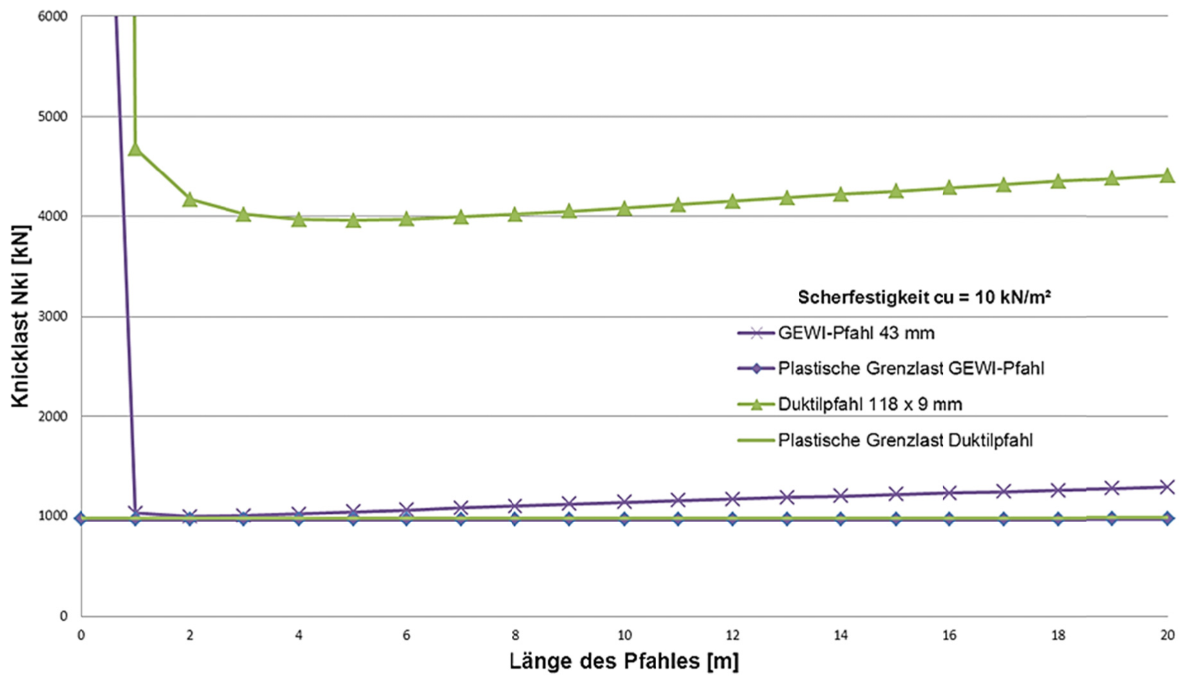


Abbildung 77: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach Berechnungsverfahren nach Wenz in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Allgemein ist feststellbar, dass die Knicklasten des Duktilpfahles in den relevanten Bereichen um ein Vielfaches höher sind als beim GEWI-Pfahl, was größtenteils an der wesentlich höheren Biegesteifigkeit des Duktilpfahles liegt

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die Knicklast stark von der undränierten Scherfestigkeit abhängt. Diese hat starken Einfluss sowohl auf die seitliche Stützkraft des Bodens, als auch bei der Ermittlung der maßgebenden Halbwellenanzahl und wirkt sich somit doppelt aus.
Teilweise ergeben sich bereits bei geringen c_u-Werten unrealistische Ergebnisse, was sich vor allem beim Duktilpfahl zeigt, wo bereits ab c_u = 2 kN/m² die plastische Grenzlast N_{pl} des Stahltraggliedes überschritten wird.
Nähert sich die Scherfestigkeit gegen Null (d.h. keine seitliche Bettung), konvergiert die Normalkraft gegen die Verzweigungslast des ungestützten Stabes nach Euler mit der Halbwellenlänge L_{Hw} = l/m (siehe Abbildung 76)
mit

$$m = \sqrt[4]{\frac{8 \cdot p \cdot l^4}{\pi^5 \cdot EI \cdot a_{m,0}}}$$

l Länge des Pfahles.

In Abbildung 77 sind die ermittelten Knicklasten bei unterschiedlichen Pfahllängen dargestellt. Diese liegen bei einer Scherfestigkeit von 10 kN/m² durchwegs über der plastischen Grenzlast N_{pl}. Auffällig ist hier, dass beim Duktilpfahl die Traglast bei Pfahllängen im Bereich von 4 – 6 m das Minimum erreicht und mit zunehmender Länge wieder langsam ansteigt. Bei gegen Null konvergierenden Pfahllängen steigen die Knicklasten gegen unendlich.
Die Ursache für dieses Verhalten liegt am 1. Summanden der Berechnungsformel für die Traglast P.

$$P = \frac{\pi^2 \cdot EI \cdot m^2}{l^2} + \frac{8 \cdot p \cdot l^2}{\pi^3 \cdot m^2 \cdot a_{m,0}}$$

Dieser entspricht der Stabknicklast nach Euler für ungestützte Stäbe, welche bei sehr kleinen Stablängen stark ansteigt. Der zweite Summand (Anteil der seitlichen Stützkraft des Bodens) nimmt zwar mit kleiner werdender Pfahllänge ab, aber nicht in dem Ausmaß wie das Ansteigen des 1. Summanden bei Längen < 2 m.

8.3.7 Berechnungsmodell nach Euler und nach ÖNORM EN 1993-1-1 für ungebettete Stäbe

Wie in Kapitel 8.3 angeführt, werden diese zwei Berechnungsverfahren hier gemeinsam behandelt, da es sich jeweils um Knicklastermittlungen von ungestützten Stäben bzw. Pfählen handelt, und es somit im Gegensatz zu den restlichen Rechenmodellen keine Abhängigkeit von der Scherfestigkeit gibt.

Die durchgeführten Berechnungen basieren auf folgenden Eingabeparametern:

Eingabeparameter für Modell Euler und Knicksicherheitsnachweis nach EN 1993-1-1		**GEWI 43 mm**	**Duktiler Gussrammpfahl 118x9 mm**		Knicksicherheits nachweis nach EN 1993-1-1	Knicklast nach Euler
Länge des Pfahles	**l**	**0,10 - 20,00**	**0,10 - 20,00**	**m**	x	x
Außendurchmesser Stab	D_a	0,043	0,118	m	x	x
Innendurchmesser Stab	D_i	0,00	0,10	m	x	x
Materialkennwerte						
Elastzitätsmodul	E	210000,00	170.000,00	N/mm²	x	x
Fließgrenze	f_y	670,00	320,00	N/mm²	x	x
Bodenkennwerte						
undrainierte Scherfestigkeit	c_u	**1,00**	**0,10 - 40,00**	**kN/m²**		
sonstige Randbedingungen						
maßgebende Knickspannungslinie gem. ÖNORM EN 1993-1-1	α	c	a	[-]	x	

Tabelle 13: Eingabeparameter für die Berechnungen nach Euler und nach ÖNORM EN 1993-1-1

Nachfolgend ist exemplarisch der Rechengang für die Knicklastermittlung am Beispiel eines 5 m langen Duktilpfahles mit einer undränierten Scherfestigkeit c_u = 10 kN/m² dargestellt.
Die für die Ermittlung notwendigen Formeln sind dem Kapitel 7.1.1 und Kapitel 7.1.2 zu entnehmen.

Mit beim Querschnittwert für die Biegesteifigkeit EI = 783,39 kNm² und einer Halbwellenlänge von L_{Hw} = 5 m errechnet sich die kritische Knicklast nach Euler zu:

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} = 309{,}3 \text{ kN}$$

Die Knicklast nach ÖNORM EN 1993-1-1 (ohne Berücksichtigung eines Teilsicherheitsfaktors) errechnet sich mit einer Biegesteifigkeit EI = 783,39 kNm² zu

$$N_b = \chi \cdot A \cdot f_y = 245{,}79 \text{ kN}$$

mit

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = 0{,}27$$

Dabei ist

$$\phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\overline{\lambda} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}^2\right] = 2{,}26$$ mit Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0{,}21$

$$\overline{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1{,}79$$

mit

L_{cr} = 5 m Knicklänge für beiseitig gelenkig gelagerten Pfahl

$$\lambda_1 = \pi \cdot (E / f_y)^{0,5} = 72{,}41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0{,}0387$$

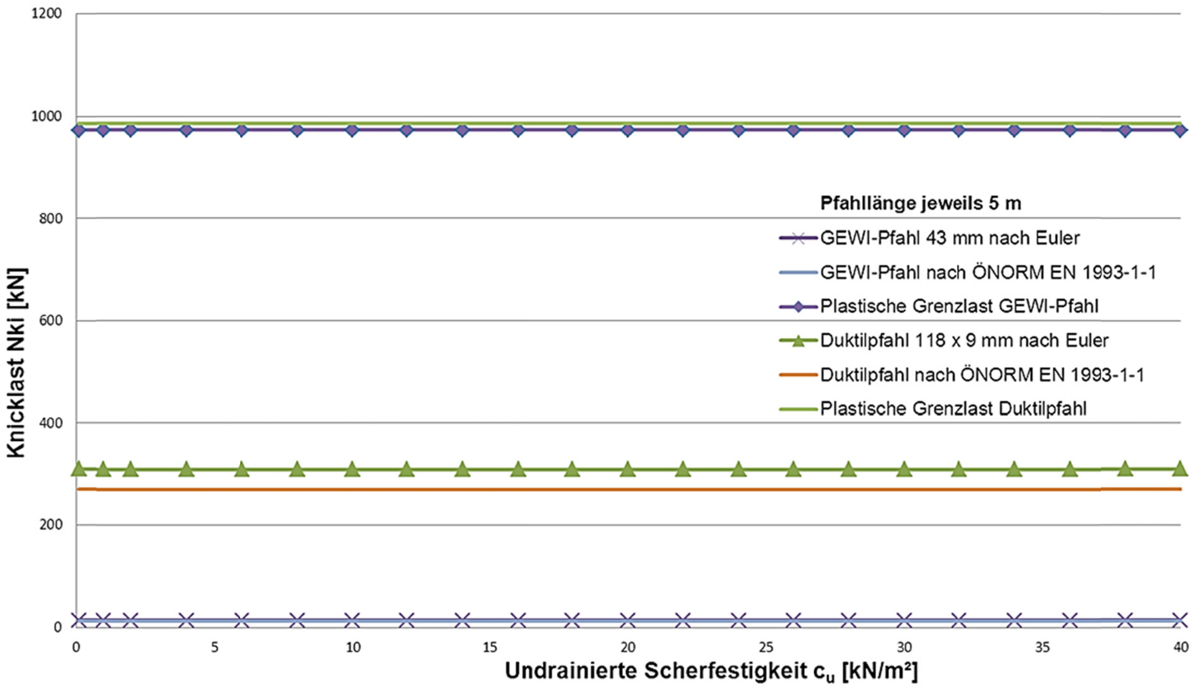


Abbildung 78: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach den Berechnungsverfahren nach Euler und nach ÖNORM EN 1993-1-1 für ungebettete Stäbe in Abhängigkeit der Scherfestigkeit im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (l = 5 m)

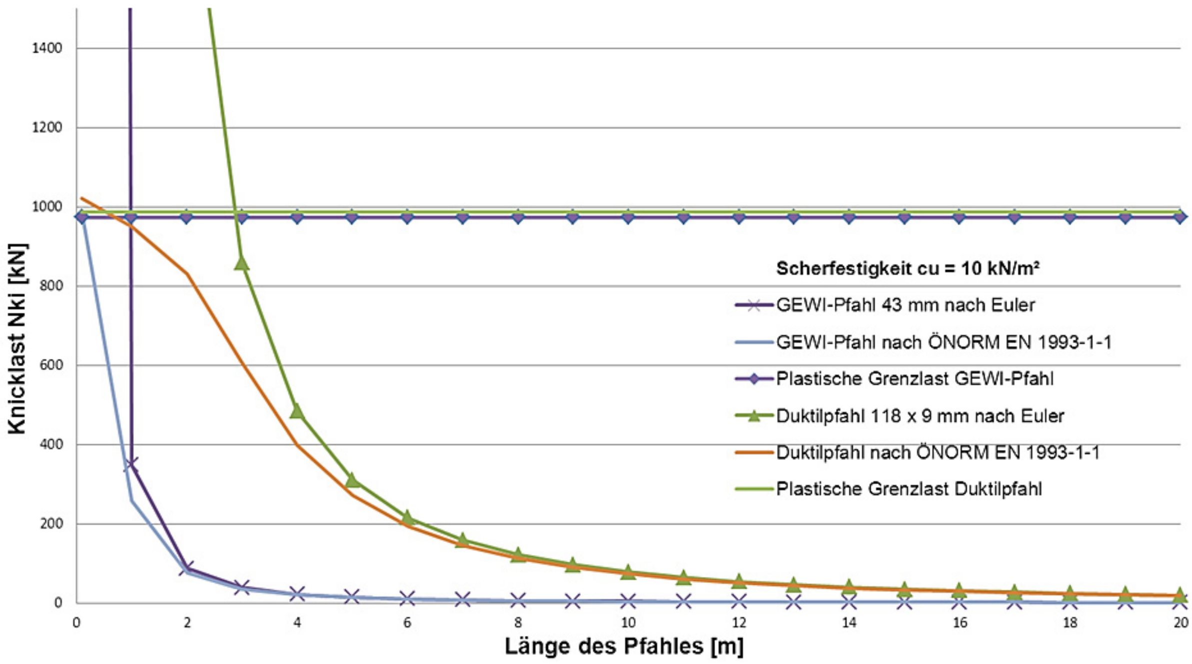


Abbildung 79: Knicklasten GEWI 43 mm und Duktilpfahl 118 x 9 mm nach den Berechnungsverfahren nach Euler und nach ÖNORM EN 1993-1-1 für ungebettete Stäbe in Abhängigkeit der Pfahllänge im Vergleich mit der plastischen Grenzlast des jeweiligen Stahltraggliedes (c_u = 10 kN/m²)

Generell unterscheiden sich die Berechnungsergebnisse der beiden Modelle kaum voneinander. Bei Pfahllängen < 5 m gibt es einen deutlichen Anstieg der Knicklast, vor allem beim Duktilpfahl. Beim Modell nach Euler konvergieren die Knicklasten bei immer kleiner werdenden Längen gegen unendlich, beim Verfahren nach ÖNORM EN 1993-1-1 erreichen diese maximal den Bereich der plastischen Grenzlast und überschreiten diese geringfügig.

Da hier die Traglasten wesentlich von der Biegesteifigkeit des Stahltraggliedes abhängen, ergeben sich beim Duktilpfahl auch wesentlich höhere Lasten.

Außerdem zeigen Berechnungsergebnisse beim Gussrammpfahl, dass bei Halbwellenlängen < 3 m die plastische Grenzlast überschritten werden, was wiederum die Grenzen der DIN 4128 aufzeigt, die einen Knicknachweis für einen seitlich nicht gestützten Stab bei Scherfestigkeiten < 10 kN/m² verlangt.

8.4 Vergleich der Berechnungsmodelle

8.4.1 Auswertung der Berechnungsergebnisse bei konstanter Pfahllänge und variabler Scherfestigkeit

In den beiden u.a. Abbildungen sind die Knicklasten der einzelnen Rechenverfahren für den 5 m langen bzw. einen in einer 5 m starken Weichschicht stehenden Duktil- bzw. GEWI-Pfahl in Abhängigkeit von der undränierten Scherfestigkeit dargestellt. Die Berechnungen wurden zusätzlich mit Pfahllängen von 2, 5 m, 10 m und 20 m durchgeführt. Die Ergebnisse sind im Anhang dargestellt.

Man erkennt deutlich, dass bei allen Berechnungsmodellen (außer bei jenen beiden, bei denen keine Bettung angesetzt wird) die Scherfestigkeit einen maßgebenden Einfluss auf die Knicklast hat. Diese wirkt sich jedoch unterschiedlich stark aus.

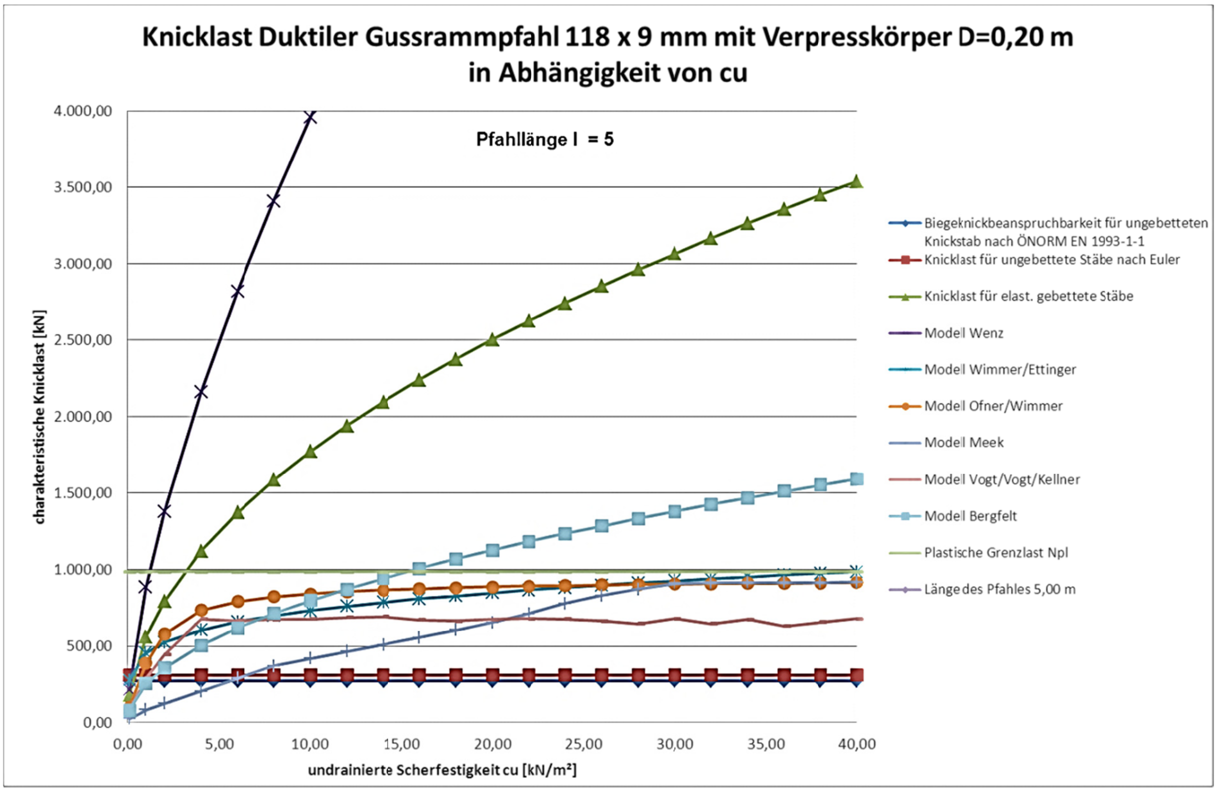


Abbildung 80: Knicklasten Duktilpfahl in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit

Beim Duktilpfahl weisen die ermittelten Kurven für die Rechenverfahren nach Ofner/Wimmer, Vogt/Vogt/Kellner und Wimmer/Ettinger ähnliche Verläufe auf, wobei die Knicklast vor allem bei Wimmer/Ettinger schon bei sehr geringen Scherfestigkeiten relativ hoch ist. Es fällt auf, dass sich die Traglasten bei allen 3

Modellen ab c_u-Werten von 6 kN/m² nicht mehr wesentlich erhöhen, am ehesten noch beim Modell Wimmer/Ettinger. Bei einer Scherfestigkeit von 10 kN/m² ergeben sich Werte von 842 kN bei Ofer/Wimmer, 678 kN bei Vogt, Vogt, Kellner bzw. 731 kN bei Wimmer/Ettinger. Im Vergleich dazu liegt die vollplastische Normalkraft mit 986 kN je nach Berechnungsverfahren um 17% bis 45% darüber.

Beim Modell nach Meek ergeben sich bei geringen Scherfestigkeiten im Vergleich zu den o.a. Verfahren kleinere Knicklasten. Sie steigen bis zum Knick in der Traglastkurve bei ca. 30 kN/m² relativ linear an und bewegen sich dann ziemlich genau im Bereich von Ofer/Wimmer.

Die Knicklasten beim Verfahren nach Bergfelt steigen bis zu c_u-Werten von ca. 8 kN/m² etwas weniger stark an als bei Vogt/Vogt/Kellner oder Wimmer/Ettinger, ab $c_u > 15$ kN/m² liegen die ermittelten Werte jedoch bereits über der plastischen Grenzlast.

Die Ergebnisse beim Modell nach Wenz und die Knicklast für elastisch gebettete Stäbe steigen schon bei sehr geringen Scherfestigkeiten so stark an, dass diese Verfahren nicht geeignet für die Ermittlung der Traglast erscheinen.

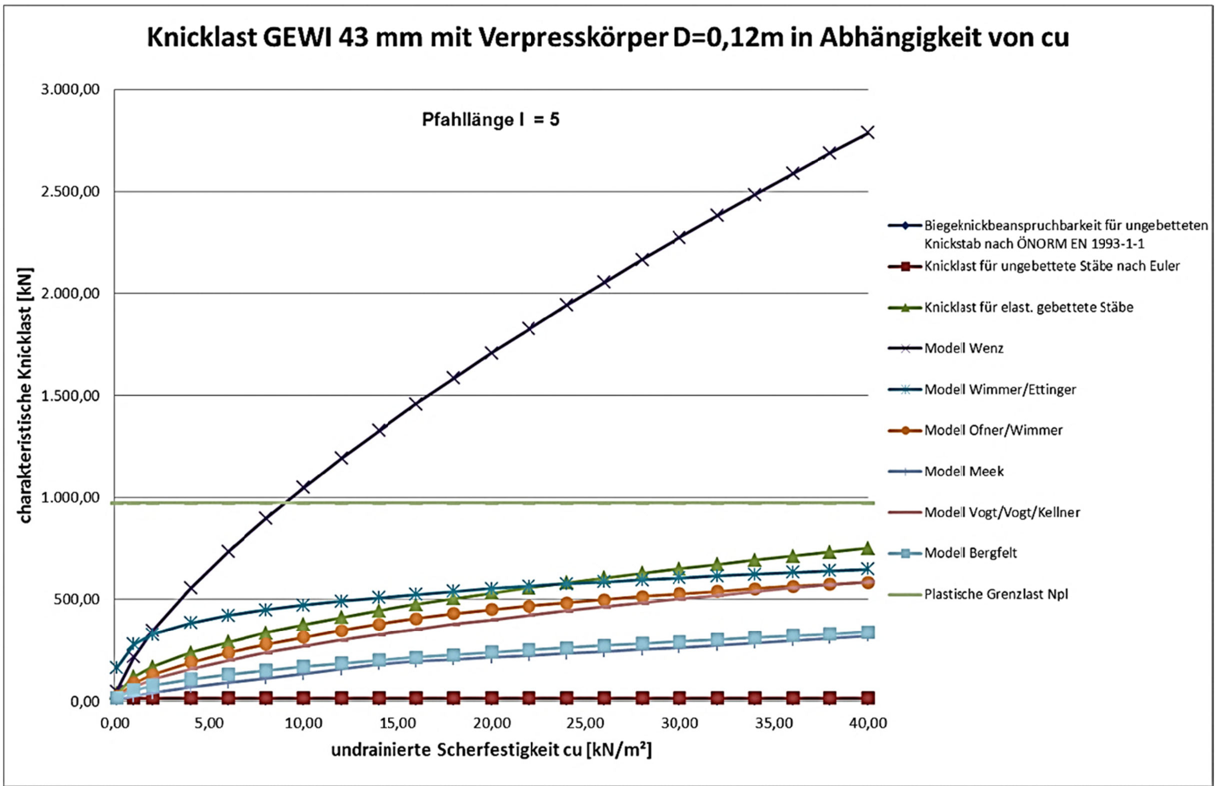


Abbildung 81: Knicklasten GEWI-Pfahl in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit

Auffallend beim GEWI-Pfahl ist, dass alle Kurven (außer bei den Modellen ohne seitliche Bettung und das Verfahren nach Wenz, welches wiederum sehr stark bei zunehmender Scherfestigkeit steigt) qualitativ ähnliche Verläufe aufweisen. Die Traglasten unterscheiden sich voneinander jedoch recht deutlich und reichen bei einem c_u-Wert von 10 kN/m² von 133 kN bei Meek bis 471 kN bei Ettinger. Sie liegen jedoch weit unter der plastischen Grenzlast von 973 kN.

Generell wird beim GEWI-Pfahl (mit Ausnahme der Ergebnisse nach Wenz ab c_u-Werten von ca. 8 kN/m²) die vollplastische Traglast bei weitem nicht erreicht.

8.4.2 Auswertung der Berechnungsergebnisse bei konstanter Scherfestigkeit und variabler Pfahllänge

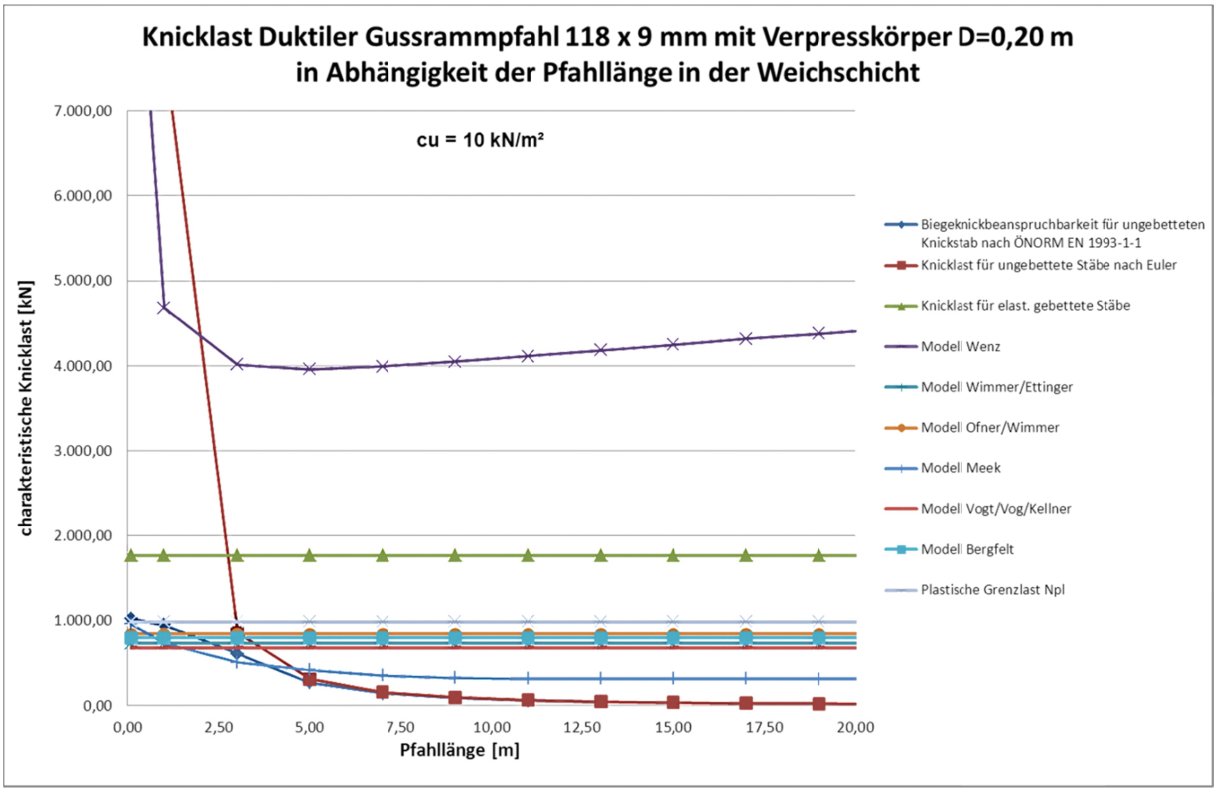


Abbildung 82: Knicklasten Duktilpfahl in Abhängigkeit von der Pfahllänge

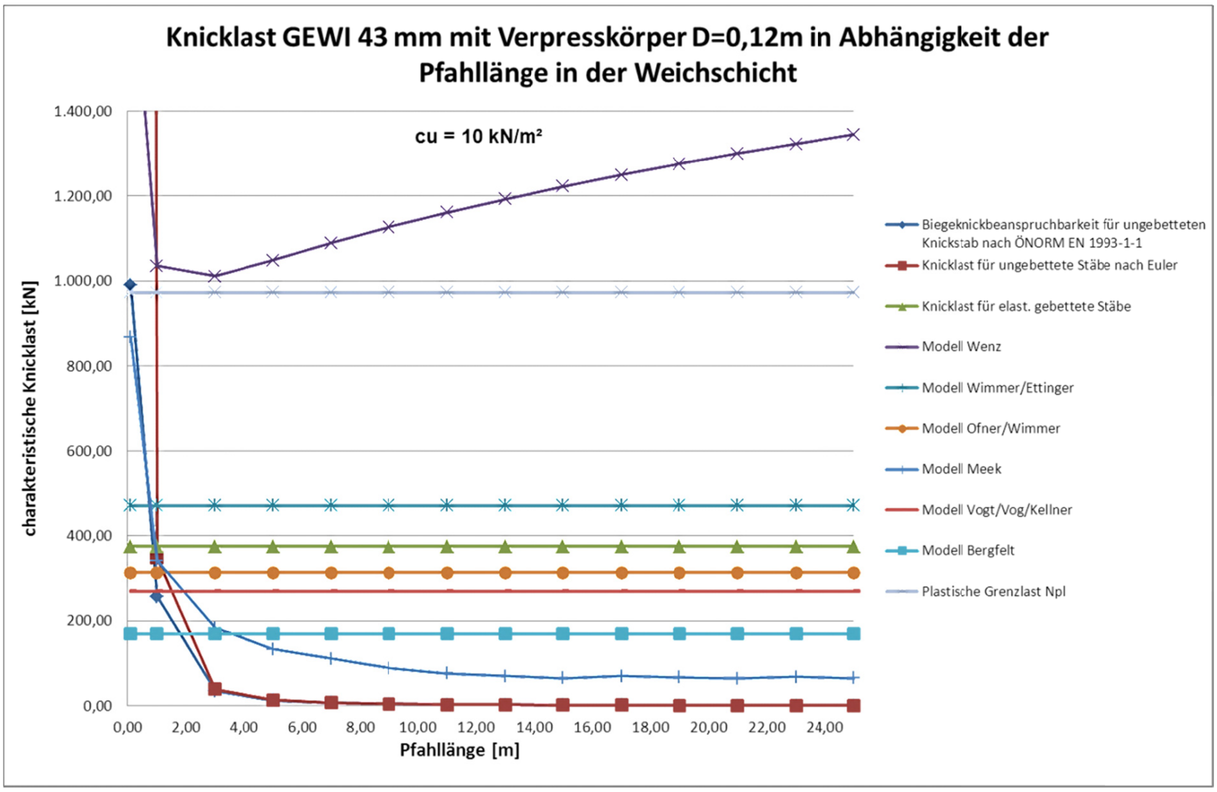


Abbildung 83: Knicklasten GEWI-Pfahl in Abhängigkeit von der Pfahllänge

Die beiden Abbildungen zeigen die Entwicklung der Knicklast eines Duktil- bzw. GEWI-Pfahles mit steigender Pfahllänge bzw. Weichschichtdicke bei einer Scherfestigkeit von 10 kN/m².

Weitere Berechnungen wurden zusätzlich mit Scherfestigkeiten von 1 kN/m², 5 kN/m² und 20 kN/m² angestellt. Die Ergebnisse sind wiederum dem Anhang zu entnehmen.

Wie man erkennt, weisen lediglich vier der neun untersuchten Rechenverfahren Abhängigkeiten der Knicklast von der jeweiligen Länge der Pfahles in der Weichschicht auf, im speziellen sind das die Modelle nach Wenz, Meek und Euler für ungebettete Stäbe, sowie der Knicknachweis für ungebettete Stäbe nach ÖNORM EN 1993-1-1.

Bei den Auswertungen wurde jeweils ein Vergleich mit der plastischen Grenzlast (jedoch nur vom Tragglied und ohne Mitwirkung des Zementsteins) durchgeführt. Diese wird für die Ermittlung der Inneren Tragfähigkeit des Pfahles und auch häufig als Maß für die maximal zulässige Belastung herangezogen.

Die Ergebnisse aus den o.a. Diagrammen zeigen jedoch, dass dies vor allem beim GEWI-Pfahl eine deutliche Überschätzung der Traglast bedeuten würde.

Bei Vergleich der beiden Diagramme sind teilweise erhebliche Unterschiede zwischen dem GEWI-Pfahl und dem Duktilpfahl zu erkennen. Während beim GEWI-Pfahl bei allem Berechnungsverfahren (mit Ausnahme des Modells Wenz) die plastische Grenzlast ab Pfahllängen von 1 m weit über den jeweiligen ermittelten Traglasten liegt, sind es beim Duktilpfahl das Modell nach Wenz und die Knicklastermittlung für elastisch gebettete Stäbe, die deutlich höhere Rechenwerte liefern, sowie das Modell nach Euler, das bei Längen bis ca.3 m eine Überschreitung aufweisen.

Die Differenzen zwischen den beiden Pfahltypen sind vor allem mit dem wesentlich höheren Trägheitsmoment und in weiterer Folge mit der höheren Biegesteifigkeit des Duktilpfahles zu erklären, die bei den o.a. Rechenverfahren einen wesentlichen Einfluss auf die zu ermittelnde Knicklast haben.

8.5 Fazit und Erkenntnisse aus den untersuchten Modellen

Einleitend sei nochmals darauf hingewiesen, dass generell die ermittelten Knicklasten des Duktilpfahles bei gleicher Scherfestigkeit des Bodens wesentlich über jenen des GEWI-Pfahles liegen. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass neben der Scherfestigkeit vor allem das Trägheitsmoment den wesentlichsten Einfluss auf die Knicklast hat. Aber auch der Durchmesser des Verpresskörpers und die Festigkeit des Traggliedes beeinflussen die Berechnungsergebnisse maßgeblich.

Betrachtet man sich zum Beispiel einen GEWI-Pfahl 43 mm mit Verpresskörper D = 12 cm, der in einer 10 m mächtigen Weichschicht mit c_u = 10 kN/m² gebettet ist, so erreichen die errechneten Traglasten N_u (mit Ausnahme des Modells nach Wenz) nur 17% bis 48% (je nach Berechnungsverfahren) der plastischen Grenzlast N_{pl}.
Beim duktilen Gussrammpfahl 118 x 9 mm mit Verpresskörper D = 20 mm mit den gleichen Randbedingungen ergeben sich Werte von 31% bis 81% (ohne Berücksichtigung des Berechnungsmodell nach Wenz und des Knicknachweises für elastisch gebettete Pfähle, die, wie in Kapitel 8.5 angeführt, unter diesen Randbedingungen nicht geeignet erscheinen). Hier ist jedoch anzumerken, dass Streuungen mit steigender Biegesteifigkeit den Pfahles und größerem Durchmesser des Verpresskörpers (entspricht einem höherem Bettungsmodul) größer werden.

Selbst bei c_u-Werten von 15 kN/m² liegen die Berechnungsmodelle für den GEWI-Pfahl bei max. 52% der plastische Grenzlast (Ausnahme Verfahren nach Wenz).
Das lässt den Schluss zu, dass die Traglasten häufig überschätzt werden und daher unbedingt eine Stabilitätsuntersuchung durchzuführen ist.

Die Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass bei allen Mikropfählen aber ganz besonders bei Mikropfählen mit geringem Trägheitsmoment des Stahltraggliedes die zulässigen Traglasten überschätzt werden. Dies trifft besonders auf Querschnitte mit Vollprofilen zu, da diese auch bei gleicher Querschnittsfläche, und somit bei gleicher plastischer Grenzlast N_{pl}, ein wesentlich geringeres Trägheitsmoment aufweisen und sich somit auch vergleichsweise geringere Knicklasten ergeben.

9 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ausgangspunkt dieser Diplomarbeit war die in Österreich unbefriedigende normative Regelung betreffend Knicksicherheitsnachweise von Mikropfählen. Gemäß den gültigen Normen (ÖNORM EN 1997-1 bzw. ÖNORM EN 14199) ist ein Nachweis gegen Knicken nur dann zu führen, wenn der Pfahl in Böden mit charakteristischen undränierten Scherfestigkeiten von weniger als 10 kN/m^2 hergestellt wird. In welcher Form dieser Nachweis durchführt werden soll, ist aus diesen ÖNORMEN nicht ersichtlich.
Das könnte jedoch auch so interpretiert werde, dass Knicken bei Pfählen in Böden mit höherer Scherfestigkeit nicht untersucht werden muss und Knickversagen ausgeschlossen werden kann.
Einige Schadensfälle in der jüngsten Vergangenheit lassen jedoch vermuten, dass die zulässigen Pfahllasten überschätzt werden.

Zu Beginn der vorliegenden Arbeit wurden verschiedene Arten von Mikropfählen vorgestellt. Weiters wurden Berechnungsansätze angeführt und diskutiert, die zur Knicklastberechnung herangezogen werden können. Dabei zeigt sich, dass die angegebenen Pfahllasten in diversen Zulassungen, welche sich oft auf die Innere Tragfähigkeit (plastische Grenzlast N_{pl}) beziehen, teilweise überschätzt werden, wenn diese in weichen, bindigen Böden eingebaut werden.

Die Ergebnisse der durchführten Untersuchung der derzeit veröffentlichten Berechnungsverfahren deuten darauf hin, dass eine Knickgefährdung auch bei in Böden mit c_u > 10 kN/m² gebetteten Pfählen vorhanden ist.
Wie aus den in Kapitel 8 und ANHANG A angeführten Diagrammen ersichtlich ist, bewegen sich die ermittelten Knicklasten der derzeit veröffentlichten Berechnungsmodelle größtenteils beträchtlich unter den Inneren Tragfähigkeiten. Vor allem die Ergebnisse beim untersuchten GEWI-Pfahl weisen auf eine. Überschätzung der Traglasten hin.

Eine Aktualisierung in Bezug auf die Knickproblematik wäre daher bei den betreffenden Normen ÖNORM EN 1997-1 bzw. ÖNORM EN 14199 anzustreben.

Mit dem in dieser Diplomarbeit vorgestellten Excel-Programm ist es möglich für die im Abschnitt 8 untersuchten Berechnungsmodelle eine rasche und einfache Knicklastermittlung durchzuführen, um eine erste Abschätzung über die zu erwartende Knick- bzw. Traglast treffen zu können.

Auf Normenebene hat man in Deutschland seit kurzem auf diese Problematik reagiert und in der 2010 neu veröffentlichten DIN 1054:2010-12-00 den Hinweis ergänzt, dass Knicken bei Mikropfählen auch bei jenen Böden auftreten kann, die mit einer Scherfestigkeit von c_u > 10 kN/m² charakterisiert sind. Diesbezüglich wird noch auf die EA Pfähle [62] verwiesen, wo das Verfahren nach Vogt/Vogt/Kellner vorgestellt wird. Es handelt sich dabei also um keine Muss-Bedingung sondern bestenfalls um eine Empfehlung.
Etwas strenger wird mit dieser Thematik bei den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt umgegangen (siehe Abschnitt 4).

Es ist anzumerken, dass die meisten in dieser Diplomarbeit behandelten Berechnungsmodelle größtenteils nur auf theoretischer Basis aufgestellt wurden. Auch die jüngste Veröffentlichung zur dieser Thematik (Vogt/Vogt/Kellner [51]) wurde nur innerhalb eines Forschungsprojektes mit einer geringen Anzahl von Versuchspfählen überprüft, d.h. es liegen noch keine umfangreichen projektbezogenen Erfahrungen vor.
Diese Forschungen müssten noch intensiviert werden, um gesicherte Aussagen über das Stabilitätsverhalten von Mikropfählen machen zu können.

Zwischenzeitlich sollte man sich in Österreich in einem ersten Schritt an der DIN 1054 und in weiterer Folge an den Vorschriften der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt orientieren

Bis zum Vorliegen weiterer Erkenntnisse wird empfohlen bereits in der Planung einer Pfahlgründungsmaßnahme mit Mikropfählen eine Untersuchung auf eine mögliche Knickgefährdung auch bei undränierten Scherfestigkeiten > 10 kN/m² durchzuführen.

10 VERZEICHNISSE

10.1 Literaturverzeichnis

[1] WITT K.: *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke.* 7. Auflage – Berlin: Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 2009

[2] SMOLTCZYK, U: *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Gründungen.* 6. Auflage – Berlin: Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 2001

[3] VIT GMBH http://www.vit-gmbh.com (letzter Aufruf : 02.08.2011)

[4] DIN 4128: *Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung.* – Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., April 1983

[5] ZULASSUNGEN BMVIT, DYWIDAG GEOTECHNISCHE SYSTEME: *GEWI® Plus Mikropfähle, System GEWI® Plus, Mikropfähle S670/800 mit Gewinderippung ø 25, 28, 30, 35, 43, 57,5 und 63,5 mm für den Kurzzeiteinsatz, den Semipermanenten Einsatz und als Dauerpfahl nach ÖNORM EN 14199:2005;* Zulassungsnummer GZ: BMVIT-327.120/0017-II/ST2/2007, Geltungsdauer 01. Juni 2007-01. Juni 2012

[6] FIRMENPROSPEKT SYWIDAG-SYSTEMS-INTERNATIONAL: *DYWIDAG Geotechnische Systeme* - http://www.dywidag-systems.at (letzter Aufruf 06.09.2011)

[7] FIRMENPROSPEKT ITW INGENIEURUNTERNEHMUNG: *Pfähle aus duktilem Guss* - http://www.itw.li/ (letzter Aufruf: 21.08.2012)

[8] SCHIPPINGER K, SCHWEIGER H.F.: *Last-Setzungsverhalten eines Kleinbohrpfahles- Feldversuche und numerische Berechnung.* In: Heft 9 „Bautechnik“ Seite 533ff. – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 1993

[9] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK - ALLGEMEINE BAUAUFSICHTLICHE ZULASSUNG: STUMP SPEZIALTIEFBAU GmbH, *Rohrpfahl System „Stump“ mit Tragglieder aus S355J2 , S460nH und Ovako 280*; Zulassungsnummer: Z-32.1-1. – Berlin, 21.Jänner 2006

[10] BAUER SPEZIALTIEFBAU GMBH http:// www.bauer.de (letzter Aufruf: 29.7.2004)

[11] FIRMENPROSPEKT BAUER SPEZIALTIEFBAU GMBH: *Bauer Duktilpfahl* – 04/2010

[12] GRUND- PFAHL- UND SONDERBAU GMBH http://www.gps-bau.com (letzter Aufruf: 12.08.2011)

[13] FIRMENPROSPEKT MAX FRÜH GMBH & CO KG: *Pfahlgründungsverfahren – Der Rüttel-Injektionspfahl (RI-Pfahl). -* http://www.max-frueh.de (letzter Aufruf: 23.08.2012)

[14] FRIEDR. ISCHEBECH GMBH http://www.ischebeck.de (letzter Aufruf: 24.03.2011)

[15] FIRMENPROSPEKT FRIEDR. ISCHEBECK GMBH: *Neue Wege in der Geotechnik* – 2009

[16] FIRMENPROSPEKT FRANKI GRUNDBAU GMBH: *Bauen im Bestand -* http://www.franki.de (letzter Aufruf: 06.09.2011)

[17] FIRMENPROSKEPT KELLER GRUNDBAU GMBH: *Das MESI-Pfahlsystem* http://www.kellergrundbau.de (letzter Aufruf: 23.08.2012)

[18] FIRMENPROSKEPT KELLER GRUNDBAU GMBH: *Gründung heute* http://www.kellergrundbau.de (letzter Aufruf: 16.12.2012)

[19] FIRMENPROSPEKT STUMP SPEZIALTIEFBAU GMBH: *Stump – spezialtiefbau in Europa -* http://www.stump.de (letzter Aufruf: 23.08.2012)

[20] WALINCO GROEP http://www.walinco.de (letzter Aufruf: 06.09.2011)

[21] WEBER, K.: *Neuartiger Verpresspfahl - System Soil-Jet-Gewi.* In: „Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig“; 65 S.405-413; aus Pfahl-Symposium 2001. Fachseminar 22./23. Februar 2001; Selbstverlag 2001,

[22] WICHER, L; MEINIGER, W.: *Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau*. – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 2000

[23] MAI INTERNATIONAL GMBH http://www.mai.at (letzter Aufruf: 23.8.2012)

[24] SCHNELL,W.: *Verfahrenstechnik der Pfahlgründungen*. Stuttgart: B.G. Teubner, 1996

[25] SIMMER, K.: *Grundbau Teil 2*: Stuttgart: B.G. Teubner, 1999

[26] KOLYMBAS, D.: *Pfahlgründungen*. Berlin: Springer-Verlag, 1989

[27] NEUMANN, W., WIESIOLEK, B.: *Erfahrungen mit Verpresspfählen beim U-Bahnlos D 76 A in Berlin.* In: „Bautechnik“ 11/1986, Seite 361ff. - Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 1986

[28] BUJA, H.-O.: *Handbuch des Spezialtiefbaus – Geräte und Verfahren.* 2. Auflage – Düsseldorf: Werner Verlag GmbH & Co. KG., 2001

[29] SCHMIEDEL, U.: *Seitendruck auf Pfähle.* In: „Bauingenieur“ 59 (1984), Seite 61ff. – Berlin: Springer-Verlag, 1984

[30] BJERRUM, L.: *Problems of soil mechanics and constructions on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others).* Proc. 8th Int.Conf.Soil Mech.Found.Eng., Vol 3, Seite 111 – 159, - Moskau, 1973

[31] WINTER, H.: *Fließen von Tonböden: Eine mathematische Theorie und ihre Anwendung auf den Fließwiderstand von Pfählen.* Inst. Boden- und Felsmechanik. Universität Karlsruhe. – 1982

[32] HORCH, M.: *Zuschrift zu Seitendruck auf Pfähle.* In: „Geotechnik“ Seite 207 – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 1980

[33] DIN 1054: *Baugrund – Sicherheitsnachweise Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1* – Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabedatum: 2010-12-00

[34] DIN 4096: *Flügelsondierung, Maße des Gerätes, Arbeitsweise, Auswertung.* – Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1980

[35] DIN 18137 Teil1: *Bestimmung der Scherfestigkeit. Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.* - Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1990

[36] ALLGEMEINE BAUAUFSICHTLICHE ZULASSUNG, Zulassungsnummer. Z-32.1-8 vom 6. März 2006, *Verbundpfähle System Stump mit Traggliedern aus Betonstahl mit gerippter Oberfläche ∅ 20 mm und ∅ 50 mm,* Geltungsdauer bis 31. März 2011. Deutsches Institut für Bautechnik , Berlin 2006

[37] RAMBERGER, G., SCHNAUBELT, S.: *Stahlbau. 5.,korrigierte Auflage.* Manz Verlag Schulbuch GmbH, Wien 1998

[38] DIN 18800 Teil 1: *Bemessung und Konstruktion.* Normenausschuss Bauwesen (NABau) in DIN Deutsches Institut für Normung e.V., November 1990

[39] DEUTSCHER STAHLBAU-VERBAND: *Stahlbau Handbuch Band 1 Teil A*. Dritte, neu bearbeitete Auflage – Köln: Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, 1993

[40] WENZ, K. P.: *Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erstoffen.* Karlsruhe: Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1972

[41] WENZ, K. P.: *Über die Größe des Seitendruckes auf Pfähle in bindigen Erdstoffen.* Dissertation, Karlsruhe 1963

[42] MEEK, J. W.: *Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden.* In: „Bautechnik“ 73, Heft Nr. 3 Seite 162-168. – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 1996

[43] MEEK, J. W.: *Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet?* In: „Pfahlsymposium 1999“ Heft Nr. 60, Seite 221-234. – Brauschweig: Schmidt Buchbinderei und Druck, 1999

[44] RUBIN, H.: *Lösung linearer Differentialgleichungen beliebiger Ordnung mit Polynomkoeffizienten und Anwendung auf ein baustatisches Problem.* Zamm 76, Seite 105-117, 1996

[45] AMINBAGHAI, M., RUBIN, H.: *Knicklast elastisch gebetteter Stäbe mit linearem Druckverlauf.* In: „Bauingenieur“ 71 (1996), Seite 321-328. – Berlin: Springer-Verlag, 1996

[46] GABR, M.A., WANG, J.J., Zhao, M.: *Buckling of Piles with General Power Distribution of Lateral Subgrade Reaction*, (Februar 1997) Seite 321-328. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – Reston (USA): American Society of Civil Engineers, 1997

[47] HERZOG, M.: *Neue Traglastberechnungen für schlanke Stahlstützen unter ausmittigem Druck mit Hilfe des plastischen Drehwinkels.* In: Stahlbau 64 (1995), H. 10, S. 295-299

[48] PETERSON, CHR.: *Statik und Stabilität der Baukonstruktion.* 2. Auflage, Vieweg-Verlag, Braunschweig 1982, S. 466 ff.

[49] PFEIFFER, U.: *INCA2 – Interactiv Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial.* Technische Universität Hamburg, Arbeitsbereich Massivbau, Version 2.5 – 2003

[50] WIMMER, H., ETTINGER, R.: *Traglastberechnung von schlanken Verpreßpfählen in weichen bindigen Böden*. In: „Bautechnik“ 81 (2004) Heft 5,

Seite 353-356. - Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2004

[51] VOGT, N., VOGT, St., KELLNER, Ch.: *Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden.* In: „Bautechnik“ 82 (2005) Heft 12, Seite 889-901. - Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2005

[52] ÖNORM EN 1997-1: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln* – Wien: Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)., Ausgabe: 2009-05-15

[53] ÖNORM EN 14199: *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle) -* Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON)., Ausgabe: 2005-05-01

[54] DIN EN 12699: *Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle – Deutsche Fassung EN 12699:2000* – Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

[55] ÖNORM EN 1536: *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle* – Wien: Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut (ON)., Ausgabe: 2010-11-15

[56] ÖNORM EN 1993-1-1: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* – Wien: Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)., Ausgabe: 2006-10-01

[57] ZULASSUNGEN BMVIT GZ: 327.120/0017-II/ST2/2007, *Systems GEWI Plus, Mikropfähle S 670/800 mit Gewinderippung* DN 25, 28, 30, 35, 43, 57,5 und 63 mm, Geltungsdauer bis 1. Juni 2012

[58] ALLGEMEINE BAUAUFSICHTLICHE ZULASSUNG Zulassungsnummer: Z-34.25-202, *DSI Duktilrammpfahl*, Geltungsdauer bis 1. Januar 2014. Deutsches Institut für Bautechnik , Berlin 2006

[59] ALLGEMEINE BAUAUFSICHTLICHE ZULASSUNG Zulassungsnummer: Z-34.34.14-218, *SAS Mikropfähle (Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser) mit Traggliedern aus Betonstabstahl mit Gewinderippen SAS 500 (BSt 500 S) DN 20, 25, 28, 32, 40 und 40 mm*, Geltungsdauer bis 19. Mai 2015. Deutsches Institut für Bautechnik , Berlin 2010

[60] VOGT N., VOGT ST.: *Knicken von Pfählen mit kleinem Durchmesser in breiigen Böden, Endbericht zum Forschungsvorhaben.* Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2005

[61] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK e.V. (DGGT): *EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“* – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 2007

[62] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK e.V. (DGGT): *EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ 2. Auflage* – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co KG, 2012

[63] OFNER, R., WIMMER, H: *Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden*. In: „Bauingenieur“ 82 (Mai 2007), Seite 206-213. - Berlin: Springer-Verlag, 2007

[64] OFNER, R., WIMMER, H: *Knicknachweis von Mikropfählen in geschichteten Böden.* In: „Bautechnik“ (Dezember 2007), Seite 881-890. - Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2007

[65] BERGFELT, A.: *The axial and lateral load bearing capacity and failure by buckling of piles in soft clay.* In: “Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation "Engineering”, Vol. 2, Seite 8-13. – London: Butterworths Scientific Publications, 1957

[66] BJERRUM, L.: *Norwegian experiences with steel piles to rock.* In: “Geotechnique” Vol. 7 (Juni 1957), Seite 73-96.- London: The Institution of Civil Engineers, 1957

[67] SHIELDS, David R.: *Buckling of Micropiles*. In: “Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering” (März 2007), Seite 334-337. - Reston (USA): American Society of Civil Engineers, 2007

[68] REESE, L. C., WANG, S. T., ISENHOWER, W. M., ARRELLAGA J. A.: *“LPILE plus version 4.0 technical manual”.* Ensoft Inc., Austin, Texas

[69] SEITZ, J. M., SCHMIDT H.-P.: *Bohrpfähle*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 2000

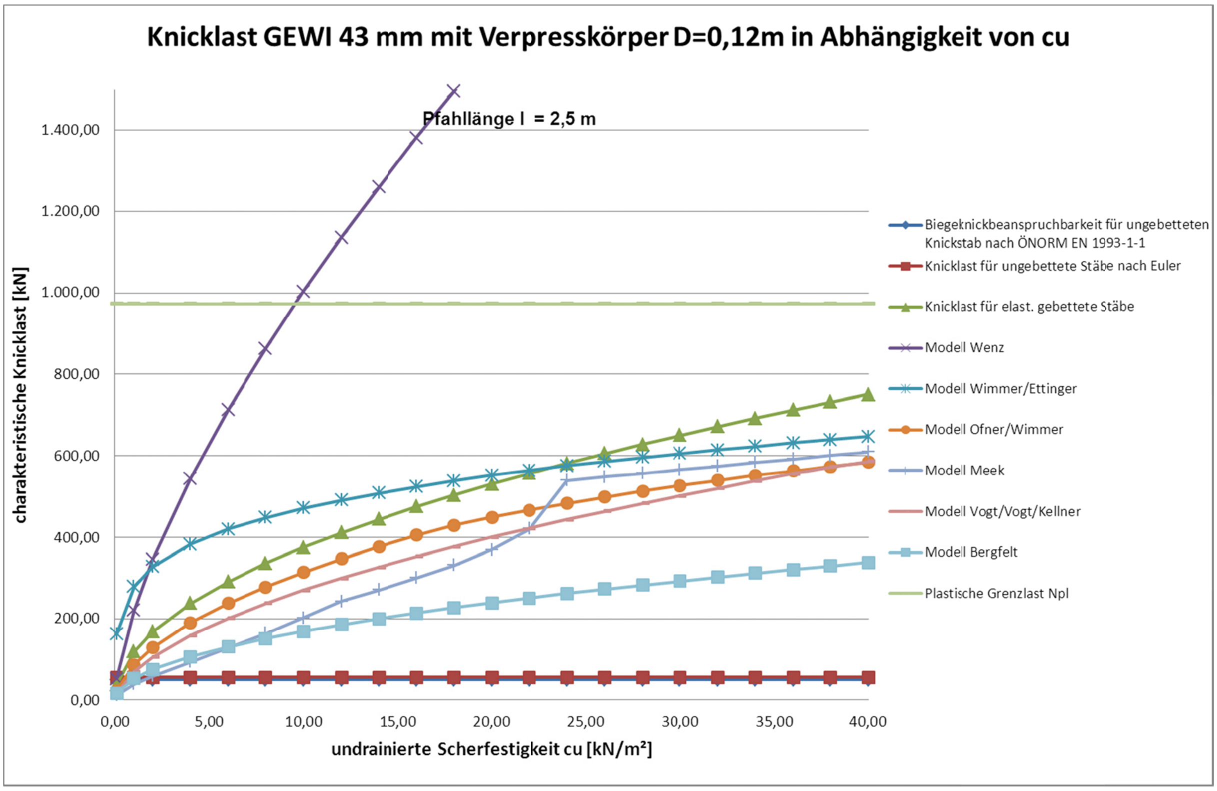
[70] PFLÜGER, A.: *Stabilitätsprobleme der Elastostatik.* 3. Auflage – Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1964

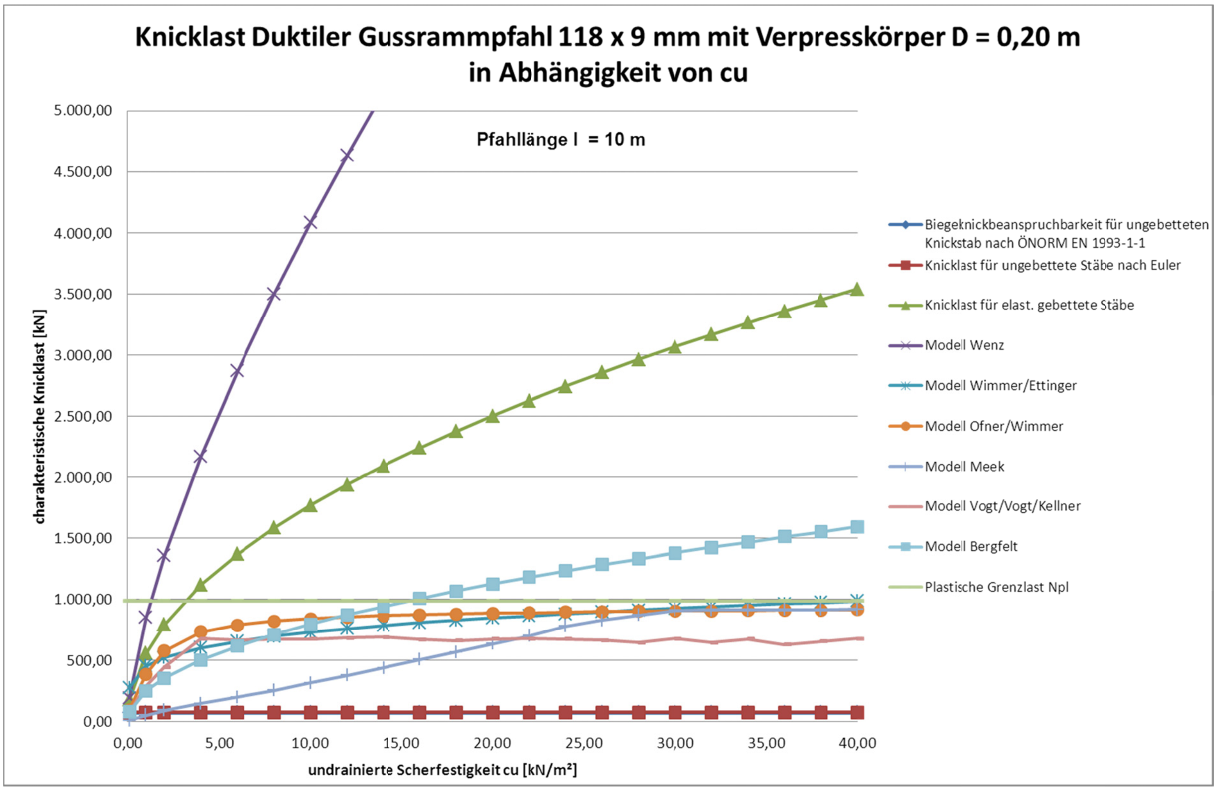
10.2 Abbildungsverzeichnis

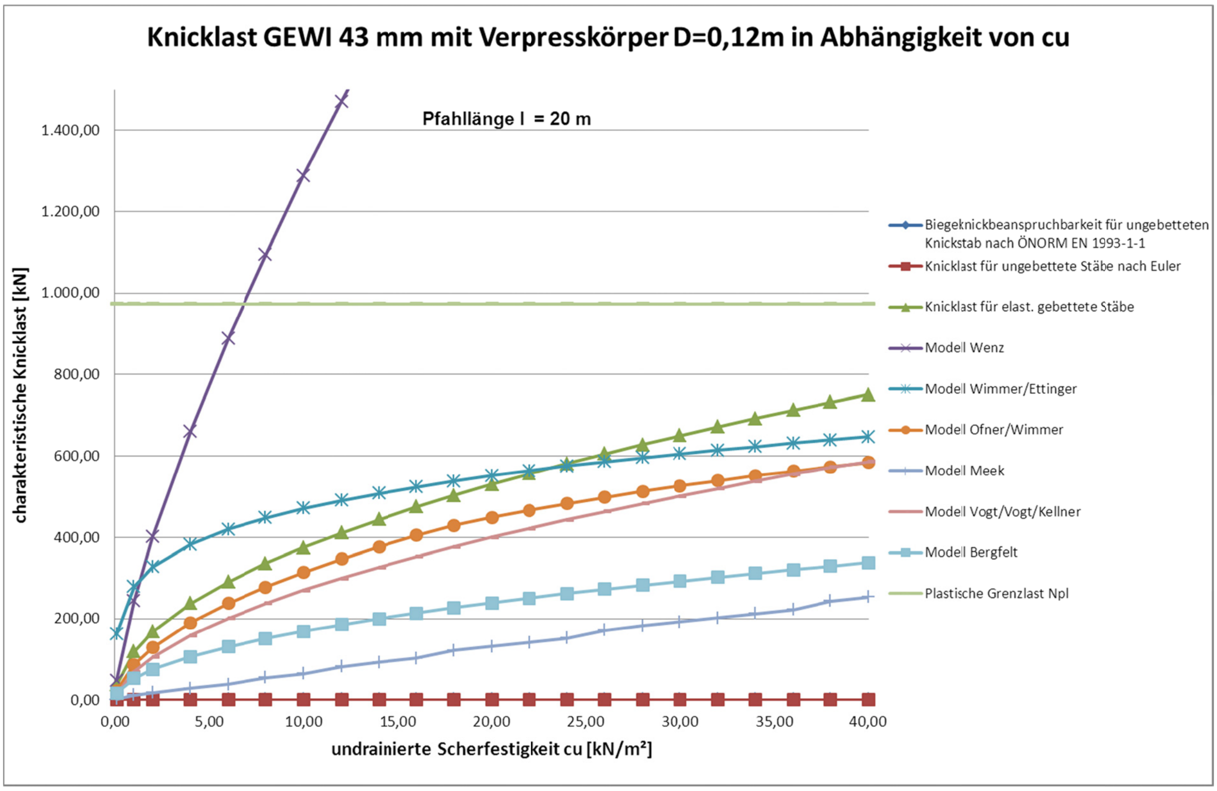
10.3 Tabellenverzeichnis

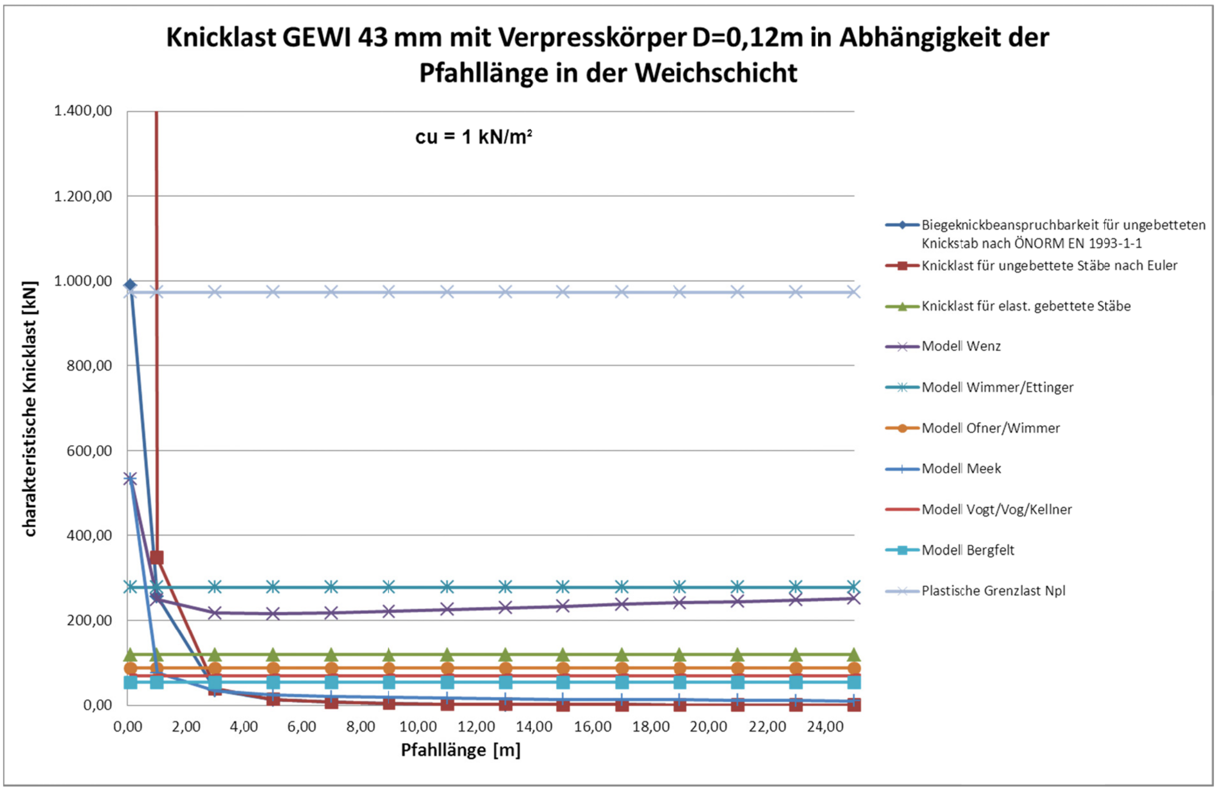
ANHANG A

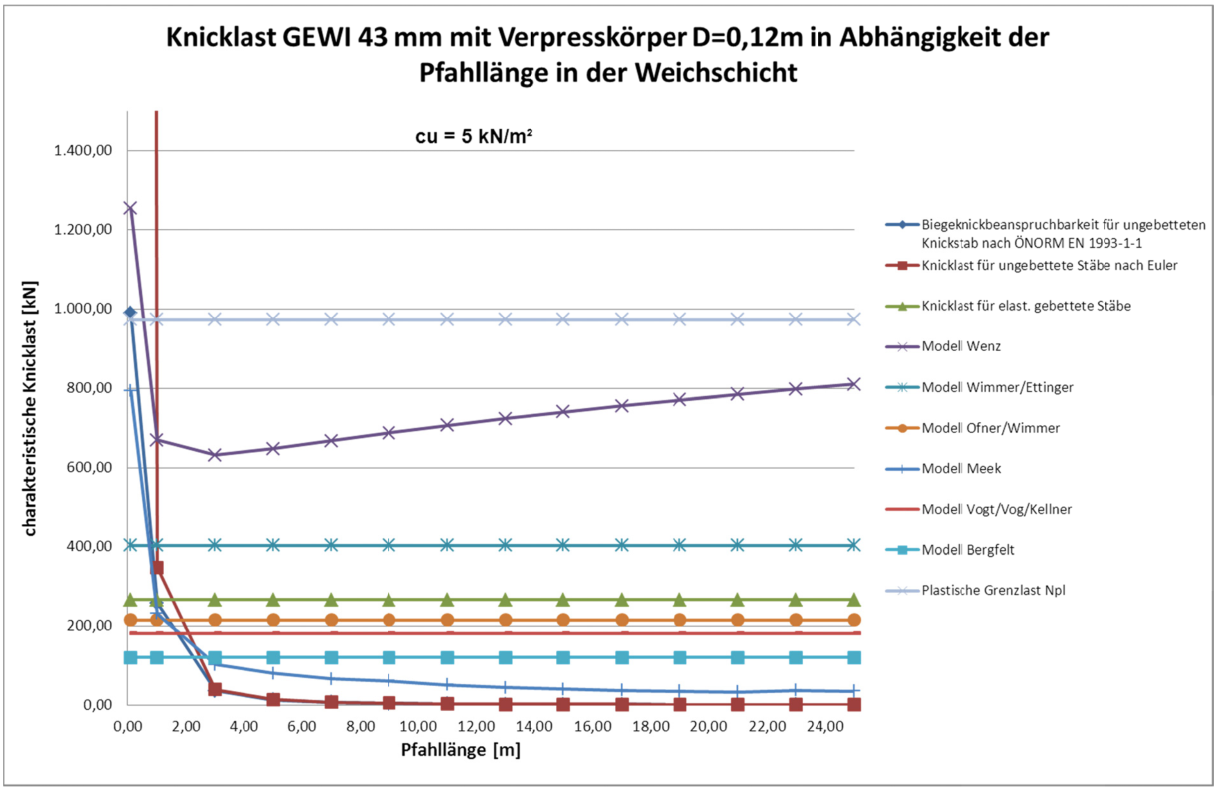
Auswertung: GEWI-Pfahl 43 mm mit Verpresskörper ∅ 12 cm

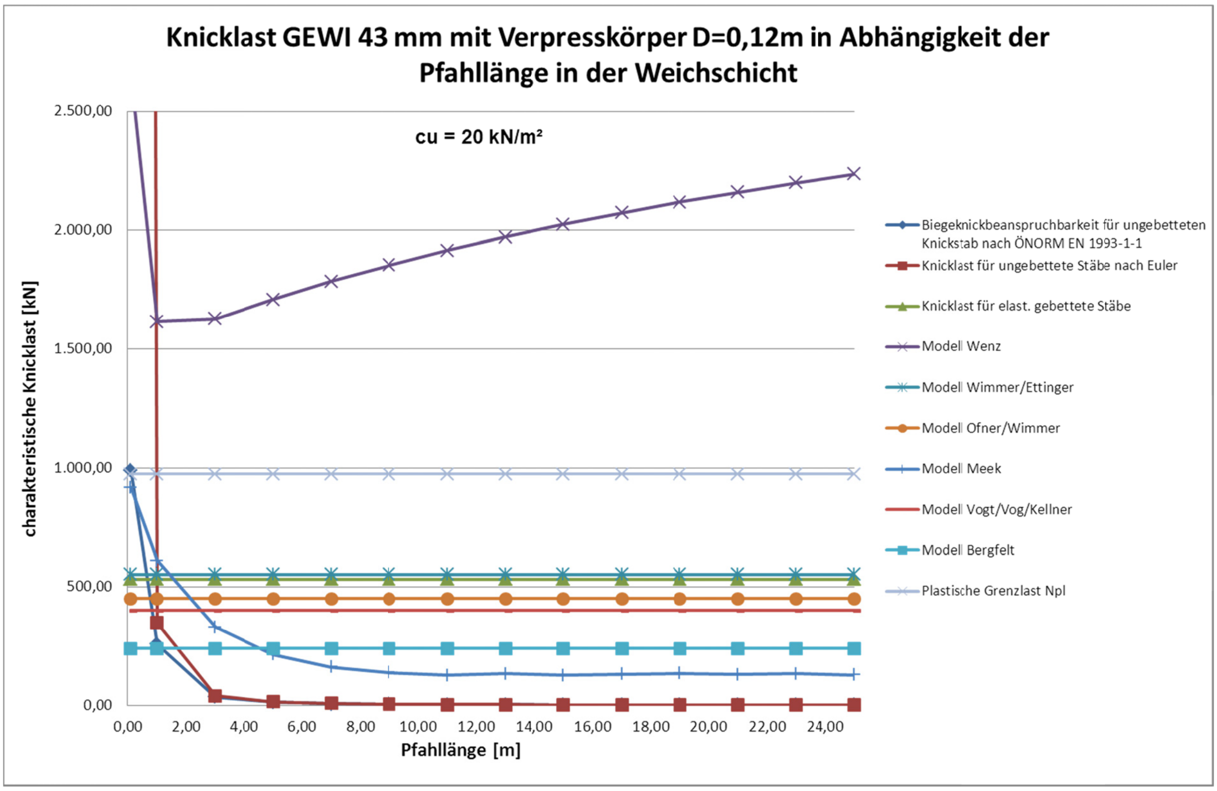




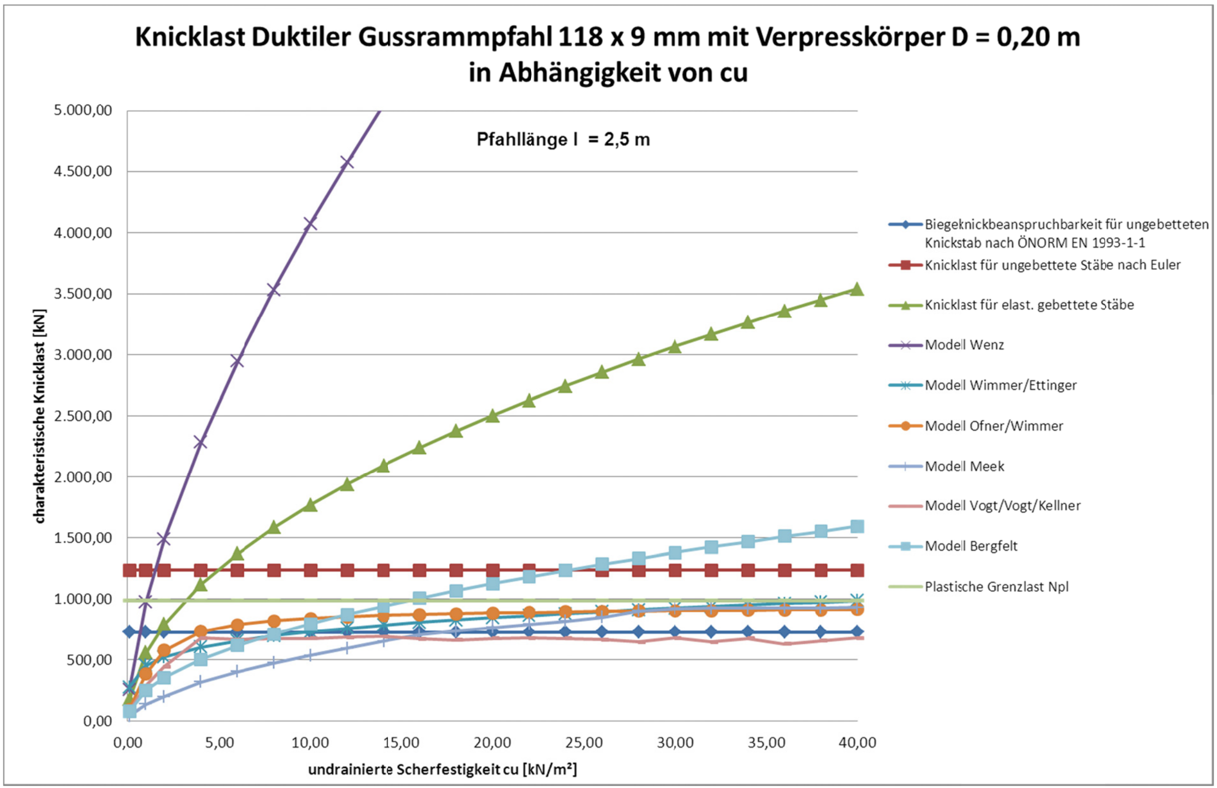

Knicklast GEWI 43 mm mit Verpresskörper D=0,12m in Abhängigkeit von cu
Pfahllänge l = 20 m
charakteristische Knicklast [kN]
1.400,00
1.200,00
1.000,00
800,00
600,00
400,00
200,00
0,00
0,00
5,00
10,00
15,00
20,00
25,00
30,00
35,00
40,00
undrainierte Scherfestigkeit cu [kN/m²]
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vogt/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl

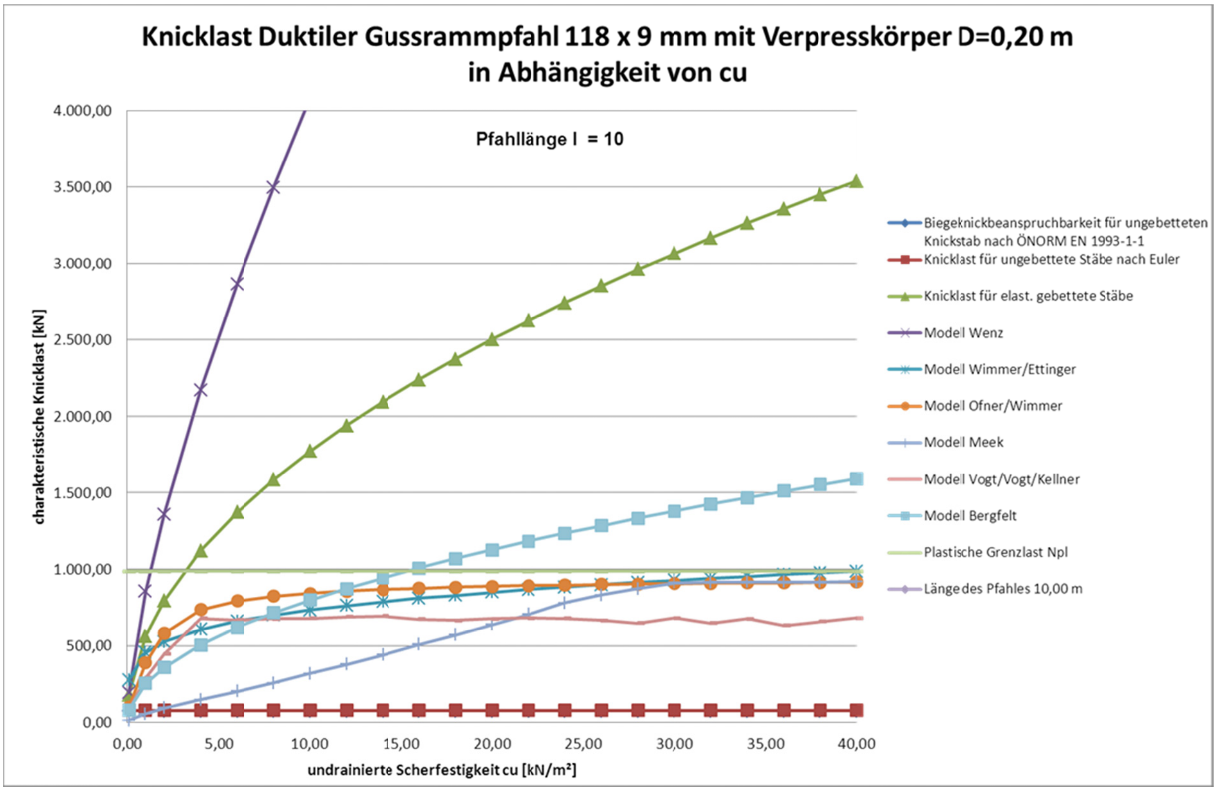

Knicklast GEWI 43 mm mit Verpresskörper D=0,12m in Abhängigkeit der Pfahllänge in der Weichschicht
cu = 1 kN/m²
charakteristische Knicklast [kN]
1.400,00
1.200,00
1.000,00
800,00
600,00
400,00
200,00
0,00
0,00
2,00
4,00
6,00
8,00
10,00
12,00
14,00
16,00
18,00
20,00
22,00
24,00
Pfahllänge [m]
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vog/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl

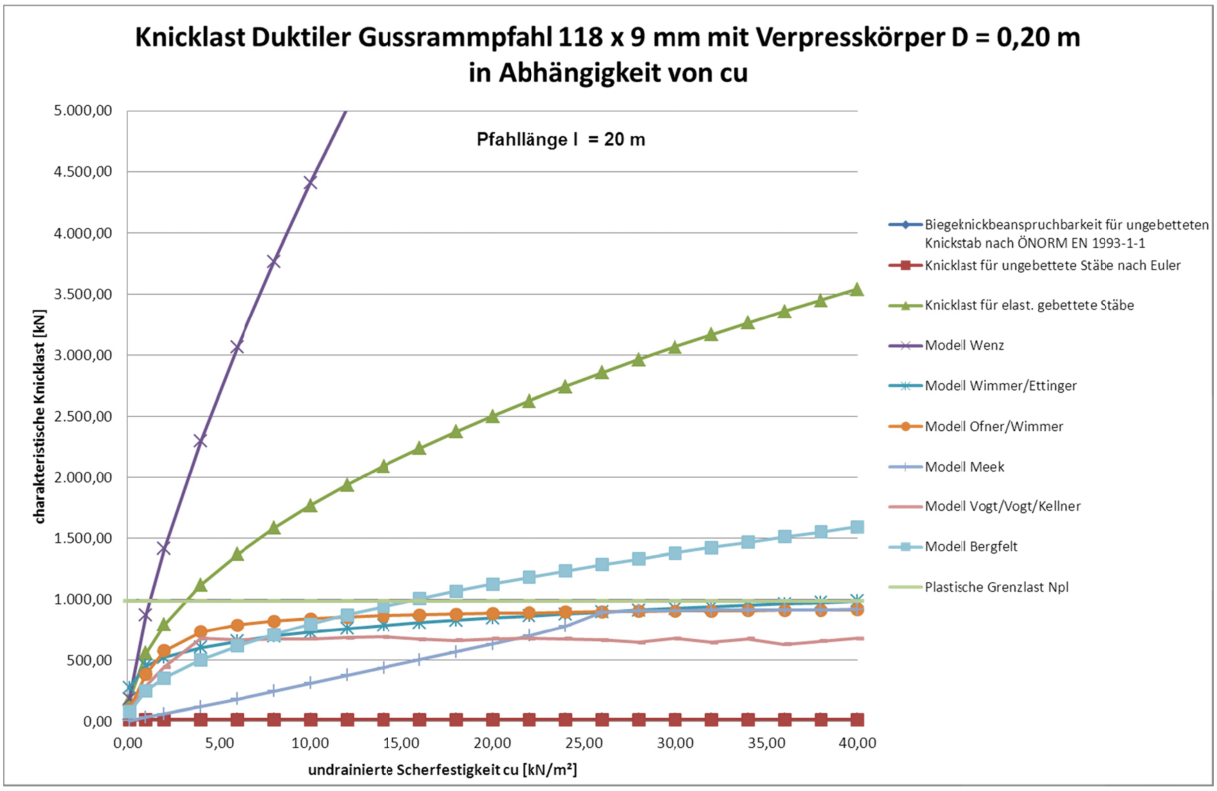

Knicklast GEWI 43 mm mit Verpresskörper D=0,12m in Abhängigkeit der Pfahllänge in der Weichschicht
cu = 5 kN/m²
charakteristische Knicklast [kN]
1.400,00
1.200,00
1.000,00
800,00
600,00
400,00
200,00
0,00
0,00 2,00 4,00 6,00 8,00 10,00 12,00 14,00 16,00 18,00 20,00 22,00 24,00
Pfahllänge [m]
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vog/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl

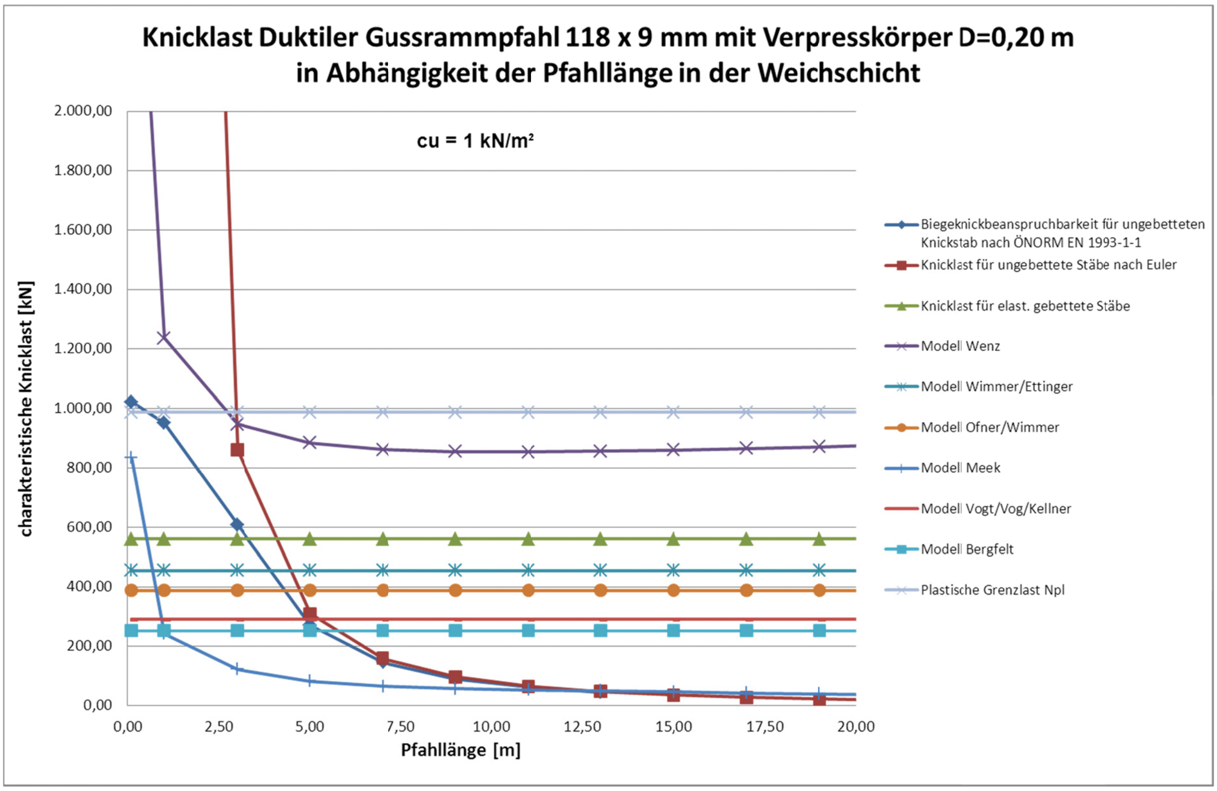

Knicklast GEWI 43 mm mit Verpresskörper D=0,12m in Abhängigkeit der Pfahllänge in der Weichschicht
cu = 20 kN/m²
charakteristische Knicklast [kN]
2.500,00
2.000,00
1.500,00
1.000,00
500,00
0,00
0,00 2,00 4,00 6,00 8,00 10,00 12,00 14,00 16,00 18,00 20,00 22,00 24,00
Pfahllänge [m]
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vog/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl

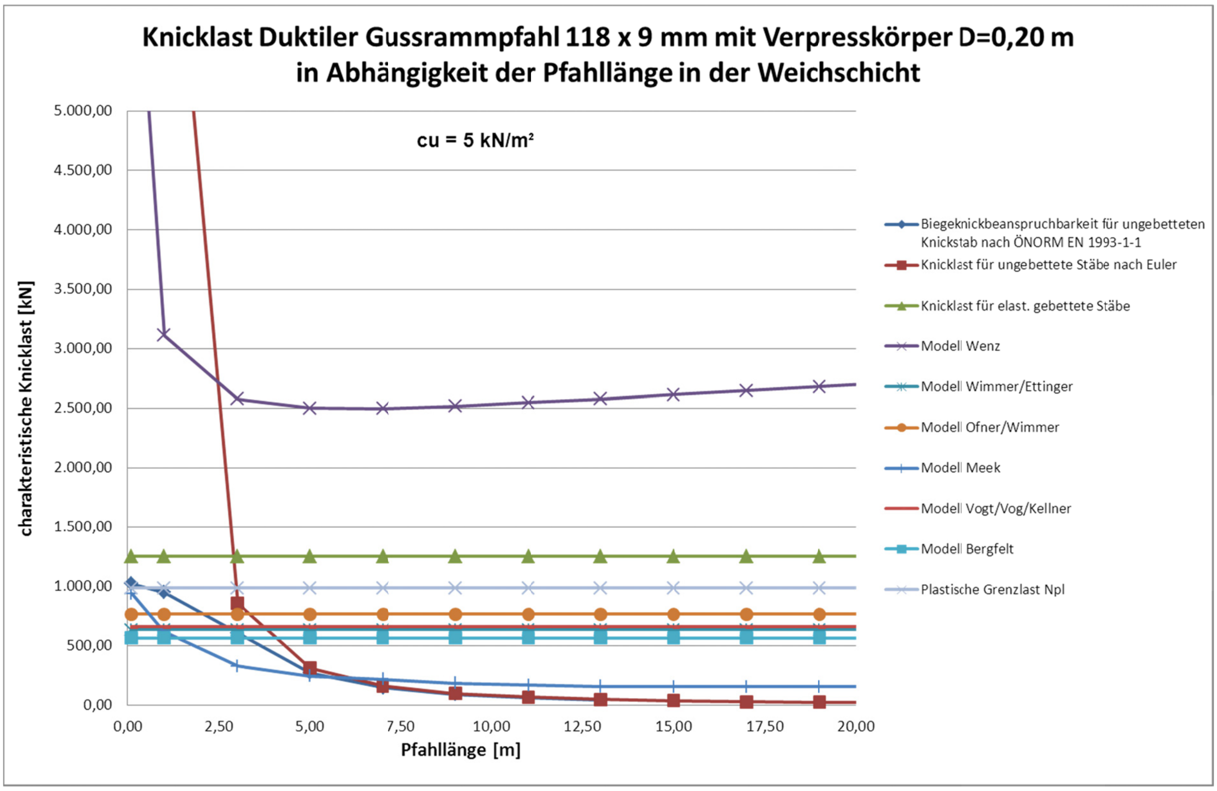
Auswertung: Duktiler Gussrammpfahl 118 x 9 mm mit Verpresskörper ∅ 20 cm

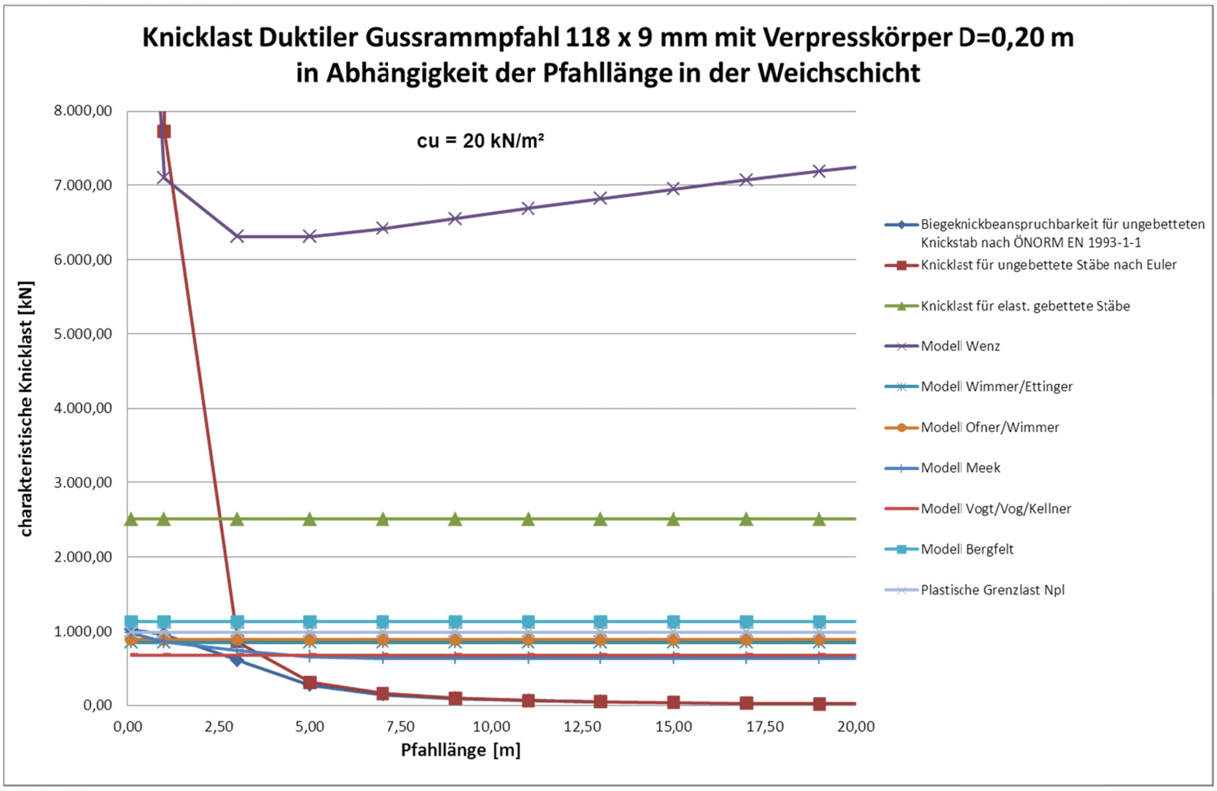





Knicklast Duktiler Gussrammpfahl 118 x 9 mm mit Verpresskörper D = 0,20 m
in Abhängigkeit von cu
Pfahllänge l = 20 m
charakteristische Knicklast [kN]
undrainierte Scherfestigkeit cu [kN/m²]
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vogt/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl


Knicklast Duktiler Gussrammpfahl 118 x 9 mm mit Verpresskörper D=0,20 m
in Abhängigkeit der Pfahllänge in der Weichschicht
cu = 1 kN/m²
charakteristische Knicklast [kN]
Pfahllänge [m]
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vog/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl


Knicklast Duktiler Gussrammpfahl 118 x 9 mm mit Verpresskörper D=0,20 m
in Abhängigkeit der Pfahllänge in der Weichschicht
cu = 5 kN/m²
charakteristische Knicklast [kN]
Pfahllänge [m]
0,00
500,00
1.000,00
1.500,00
2.000,00
2.500,00
3.000,00
3.500,00
4.000,00
4.500,00
5.000,00
0,00
2,50
5,00
7,50
10,00
12,50
15,00
17,50
20,00
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vog/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl


Knicklast Duktiler Gussrammpfahl 118 x 9 mm mit Verpresskörper D=0,20 m
in Abhängigkeit der Pfahllänge in der Weichschicht
cu = 20 kN/m²
charakteristische Knicklast [kN]
Pfahllänge [m]
0,00
1.000,00
2.000,00
3.000,00
4.000,00
5.000,00
6.000,00
7.000,00
8.000,00
0,00
2,50
5,00
7,50
10,00
12,50
15,00
17,50
20,00
Biegeknickbeanspruchbarkeit für ungebetteten Knickstab nach ÖNORM EN 1993-1-1
Knicklast für ungebettete Stäbe nach Euler
Knicklast für elast. gebettete Stäbe
Modell Wenz
Modell Wimmer/Ettinger
Modell Ofner/Wimmer
Modell Meek
Modell Vogt/Vog/Kellner
Modell Bergfelt
Plastische Grenzlast Npl