

Rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Mikropfählen

Masterarbeit zum Erwerb des
akademischen Titels Diplomingenieur der
Studienrichtung Bauingenieurwesen

Patrick Pichler, BSc

Verfasst am Institut für
Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz

Betreuer der Masterarbeit:
Dipl.-Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg

Begutachter der Masterarbeit:
Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. M.Sc. tit.Univ.-Prof. Helmut Schweiger

Graz, Dezember 2013

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommene Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Statutory Declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, am

.....

(Patrick Pichler)

Danksagung

Kurzfassung

Das Tragverhalten von Mikropfählen wird entweder durch dessen innere Tragfestigkeit oder von den mechanischen Eigenschaften des umgebenden Bodens bestimmt, wodurch es unter bestimmten Bedingungen zu einem Knickversagen kommen kann.

In dieser Arbeit werden bereits veröffentlichte analytische Ansätze zur Ermittlung der maßgebenden Traglast beschrieben und charakteristische Eingangsparameter analysiert und miteinander verglichen.

Anschließend wird mit Hilfe der Finiten Elemente Methode das Verformungs- und Knickverhalten von Mikropfählen abgeschätzt. Durch die Entwicklung eines einheitlichen, zweidimensionalen *plane strain* Standardmodells werden identische Rahmenbedingungen geschaffen und eine Vergleichsmöglichkeit der Resultate aus verschiedenen Studien sichergestellt. Die Ergebnisse aus der Verwendung des in geotechnischen Bemessungskonzepten weit verbreiteten Mohr-Coloumb'schen Bruchkriterium werden mit Resultaten aus höherwertigen Stoffmodellen, wie dem *Hardening Soil* - und dem *Hardening Soil Small* -Modell verglichen.

Abschließend werden einige Ungereimtheiten in den numerischen Berechnungsergebnissen aufgezeigt und Möglichkeiten zur Lösung dieser numerischen Probleme präsentiert.

Abstract

The load bearing capacity of micro piles (slender piles) are determined by the inner load bearing capacity as well as in certain ground conditions by the resistance against flexural buckling. This thesis analyzes published analytical design approaches for slender piles and compares characteristic input values.

For further investigation of the deformation and flexural buckling behaviour with Finite Element Method a two dimensional plane strain model is developed. Due to these standardized conditions a direct comparison between the commonly used constitutive models like *Mohr-Coloumb*, *Hardening Soil* and *Hardening Soil Small* model is possible.

Finally the occurred problems during the numerical calculation processes are investigated and solutions based on alternative options are presented.

Gleichheitsgrundsatz

Aus Gründen der Lesbarkeit wurde in dieser Arbeit darauf verzichtet, geschlechtsspezifische Formulierungen zu verwenden. Jedoch möchte ich ausdrücklich festhalten, dass die bei Personen verwendeten maskulinen Formen für beide Geschlechter zu verstehen sind.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Anwendungsgebiete.....	2
1.2	Lastabtragung.....	3
1.3	Herstellung	4
1.4	Mikropfahlsysteme.....	5
1.4.1	GEWI® – Pfahl.....	6
1.4.2	MESI–Pfahl.....	8
1.5	Problemstellung Mikropfähle.....	9
1.6	Normensituation	10
1.7	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen	10
2	Grundlagen	12
2.1	Knicken	12
2.1.1	Theorie 1. Ordnung	12
2.1.2	Geometrisch nichtlineare Theorie / Theorie 2. Ordnung.....	13
2.2	Undrainierte Scherfestigkeit	15
2.2.1	Handdrehflügelsonde	16
3	Analytische Berechnungsmethoden	17
3.1	Meek.....	18
3.1.1	Grundsätze und Annahmen.....	18
3.1.2	Rechenverfahren	19
3.2	Ofner und Wimmer	22
3.2.1	Grundsätze und Annahmen.....	23
3.2.2	Tragfähigkeitsnachweis	25
3.3	Vogt, Vogt und Kellner	27
3.3.1	Grundsätze und Annahmen.....	27
3.3.2	Rechenverfahren	32
3.4	Analyse der Input–Parameter	38
3.4.1	Variation des Imperfektionsbeiwertes α aus Ofner und Wimmer.....	38
3.4.2	Beschreibung der Input-Parameter e_0 und w_0 aus Ofner und Wimmer (2007)	40
3.4.3	Seitliche Bodenreaktion	41

3.4.4	Vergleichsrechnungen	42
4	Numerische Berechnungsmethoden	44
4.1	Stoffgesetze	45
4.1.1	Linear – elastisches Modell (LE-Modell)	45
4.1.2	Mohr – Coloumb Modell (MC-Modell)	46
4.1.3	Hardening Soil Modell (HS-Modell)	49
4.1.4	Hardening Soil Small Modell (HSS-Modell)	52
4.1.5	Updated mesh analysis	53
4.2	Linear-elastische Voruntersuchungen	54
4.2.1	Modellgröße / Netzfeinheit	54
4.2.2	Eingangsdaten linear – elastische Voruntersuchungen	55
4.2.3	Geometrie der Lasteinleitung / Laststufen	56
4.2.4	Ergebnisse	57
4.3	Entwicklung eines Standardmodells	64
4.3.1	Euler Fälle	65
4.3.2	Plate vs. Kontinuum	69
5	Numerische Untersuchungen – Standardmodell	78
5.1	Mohr-Coloumb-Standardmodell	82
5.2	Hardening Soil-Standardmodell	86
5.3	Hardening Soil Small-Standardmodell	91
5.4	Vergleich der unterschiedlichen Stoffmodelle	96
5.5	Problemlösungsvarianten	102
5.5.1	Anpassung der Netzfeinheit	102
5.5.2	Erhöhung des externen Biegemoments	104
5.5.3	Gleichsetzen von Reibungswinkel φ und Dilatanzwinkel ψ	106
5.5.4	Tension cut-off	107
5.5.5	Tension cut-off mit verschiedenen Stoffmodellen	109
6	Zusammenfassung und Ausblick	112
7	Verzeichnisse	114
7.1	Tabellenverzeichnis	114
7.2	Abbildungsverzeichnis	115

7.3	Literaturverzeichnis	119
8	Anhang	121
8.1	Ergänzungen zur Voruntersuchung	121
8.2	Ergänzungen zum Standardmodell	125
8.3	GEWI®63.5 – Vergleich der unterschiedlichen Stoffmodelle	126

1 Einleitung

Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser, sogenannte Mikropfähle, bieten aufgrund ihrer einfachen Herstellung eine wirtschaftliche Lösung für eine Vielzahl geotechnischer Problemstellungen. Zu den Mikropfählen gehören die in der Vergangenheit eingesetzten Wurzelpfähle, wie auch moderne Einstab-, Rohr- und Stahlhülsenpfähle. Vor allem bei der heute am meisten eingesetzten Bauart, den Verbund-Mikropfählen, sind in einigen Bereichen durchaus Ähnlichkeiten mit Verpressankern nach ÖNORM EN 1537 festzustellen. Die Lastabtragung über Mantelreibung, vergleichbare Abläufe im Herstellungsverfahren, sowie einfache Prüfmöglichkeiten auf Zug sind Eigenschaften, die durchaus der Gruppe der Verpressanker zugeordnet werden könnten. Somit ist die Zuteilung zur Gruppe der „Pfähle“ eher historisch zu sehen und den seit Jahrzehnten bekannten Wurzelpfählen zu verdanken.

Als großer Vorteil von Mikropfählen äußert sich die weitgehend lärm- und erschütterungsarme Herstellung, welche bei eingeschränkten Platzverhältnissen möglich ist und auch bei innerstädtischen Bauvorhaben in der Nähe von empfindlichen Tragwerken eingesetzt werden kann. Der Einsatz kleiner, handlicher Geräte mit niedriger Arbeitshöhe ermöglicht auch ein Bohren aus Kellerräumen heraus.

Per Definition haben Mikropfähle einen Schaftdurchmesser < 300 mm für gebohrte Pfähle (bzw. maximal 150 mm Schaftdurchmesser bzw. Querschnittsbreite bei Verdrängungspfählen) und sind in der ÖNORM EN 14199 geregelt. Mikropfähle sind aufgrund ihrer hohen Schlankheit knickgefährdet, so soll auf deren Knickverhalten genauer eingegangen werden.

Nach einer ausführlichen Literaturrecherche werden in vorliegender Arbeit bereits veröffentlichte analytische Berechnungsansätze beschrieben und aufgearbeitet, bevor dann spezifische Eingangsparameter analysiert und miteinander verglichen werden. In einer einfachen numerischen Studie soll das Knickverhalten von Mikropfählen mit Hilfe der Finiten Elemente Methode erörtert und der Einfluss unterschiedlicher Böden bestimmt werden.

1.1 Anwendungsgebiete

Die Entwicklung von Mikropfählen ist ein kontinuierlicher Prozess. Die Anzahl der Anwendungen, bei denen speziell der Mikropfahl technisch und wirtschaftlich vertretbare Lösungen liefert, steigt somit ständig an.

Mikropfähle können für folgende Problemstellungen herangezogen werden (ÖNORM EN 14199):

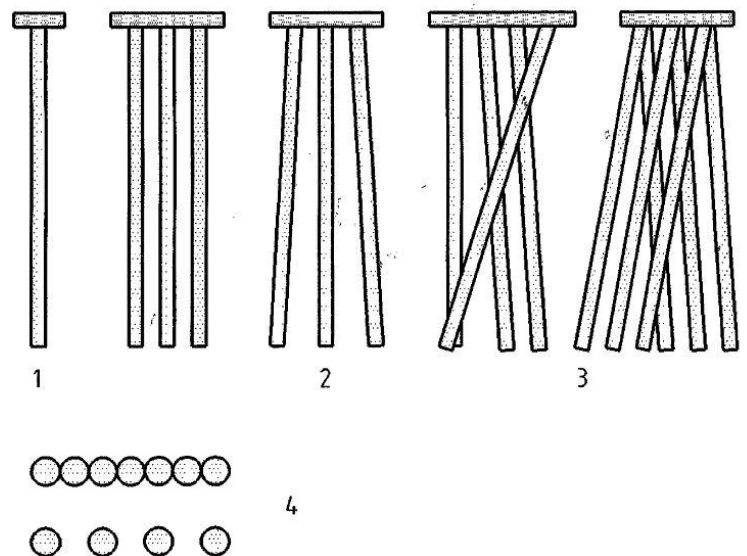
- Gründung neuer Tragwerke
- Verstärkung bestehender Tragwerke zur Erhöhung der Tragfähigkeit, um Lasten unter verträglichen Setzungen in den Baugrund abzuleiten
- Verringerung von Setzungen und/oder Verschiebungen
- Herstellung einer Stützwand
- Baugrundbewehrung, um Trag- und /oder Stützkörper herzustellen
- Verbesserung der Standsicherheit von Geländesprüngen und Böschungen und
- Sicherung gegen Aufschwimmen

Auch liefert Witt (2011) einige spezielle Anwendungen und Beispiele, bei denen die spezifischen Vorteile des Systems Mikropfahl besonders zur Geltung kommen:

- Arbeiten im Gebirge, sowie bei schwierigen und wechselnden Geländebedingungen
- Belastungen sowohl auf Zug und Druck sowie Wechselbelastungen
- Einfache Anschlusselemente an das aufgehende Bauwerk
- Annähernd beliebige Neigungen möglich
- Durchbohrung sowohl von weichen, als auch von harten Böden bis Fels aufgrund der vollhydraulischen Bohrmaschinen möglich
- Aufgrund der geringen Aushubmengen nur geringe Umweltbelastung.

1.2 Lastabtragung

Das Prinzip der Kraftübertragung ist trotz unterschiedlichster am Markt angebotener Konstruktionssysteme immer identisch. Ein zentrisch angeordnetes Tragglied, meistens ein Rohr oder Vollstab, wird mit Zement-Verpressmörtel umhüllt, welcher die aufgebraute Druck- bzw. Zugkraft in den Boden weiterleitet. Ein Mikropfahl kann nicht nur als Einzelpfahl, sondern auch zu einer Mikropfahlwand, sowohl tangierend als auch aufgelöst, ausgebildet werden. Durch Anordnung mehrerer unterschiedlich geneigter Pfähle (Pfahlgruppe) wird außerdem die Lastabtragung von Horizontalkräften und Momenten ermöglicht. Einige Möglichkeiten, wie Mikropfahltragwerke aussehen können, sind in Abbildung 1-1 angeführt.



Legende

- 1 Einzeller Mikropfahl
- 2 Mikropfahlgruppe
- 3 Netzartig angelegte Mikropfähle
- 4 Mikropfahlwände

Abbildung 1-1: Beispiele für Mikropfahltragwerke (ÖNORM EN 14199)

1.3 Herstellung

Grundsätzlich wird zwischen Ortbetonpfählen und Verbundpfählen unterschieden. Der Ortbetonpfahl, welcher eine durchgehende Längsbewehrung aus Betonstahl aufweist, kann sowohl mit Beton als auch mit Zementmörtel hergestellt werden. Als wichtige Randbedingungen sind ein Mindestschaftdurchmesser von 150 mm und eine erforderliche Betondeckung von 30-45 mm, je nach Angriffsgrad des Baugrundes oder des Grundwassers, zu nennen.

Der Verbundpfahl besitzt ein Tragglied aus Stahl (evtl. aus Stahlbeton) und ist durch einen Mindestschaftdurchmesser von 100 mm gekennzeichnet. Die Einbringung des Tragglieds erfolgt entweder durch Einstellen in einen gebohrten Hohlraum im Baugrund, oder mit Hilfe eines verbreiterten Fußes als Rammverpresspfahl. Die Herstellung des Bohrloches erfolgt mit konventionellen Bohr- und Verdrängungsverfahren, wobei zur Förderung des Bohrgutes mit Innen- und Außenspülung gearbeitet werden kann. Ein Lösen des Bodens ausschließlich mit Spülverfahren ist nicht zulässig. Bei Bohrungen unter dem Einfluss von Grundwasser muss ein Auflockern oder Eindringen des Bodens in den Hohlraum verhindert werden. Dies geschieht üblicherweise durch einen Überdruck der Spül- bzw. Stützflüssigkeit. Als Verpressgut, welches unter einem höheren als dem hydrostatischen Druck eingebracht wird, eignen sich vorwiegend Verpressmörtel, Zementmörtel und Feinkornbetone. Unter „Nachverpressen“ (siehe Abbildung 1-2) versteht man eine oftmals mehrmalige Verpressung nach dem Abbinden oder Aushärten der ersten Verfüllung. Dies geschieht i.d.R. über kleine Verpressschläuche oder Manschettenrohre, wobei unter Druck stehende Pfähle nicht nachverpresst werden dürfen (Witt 2011). Detailliertere Informationen zur Ausführung von Mikropfählen sind in der ÖNORM EN 14199 angeführt.

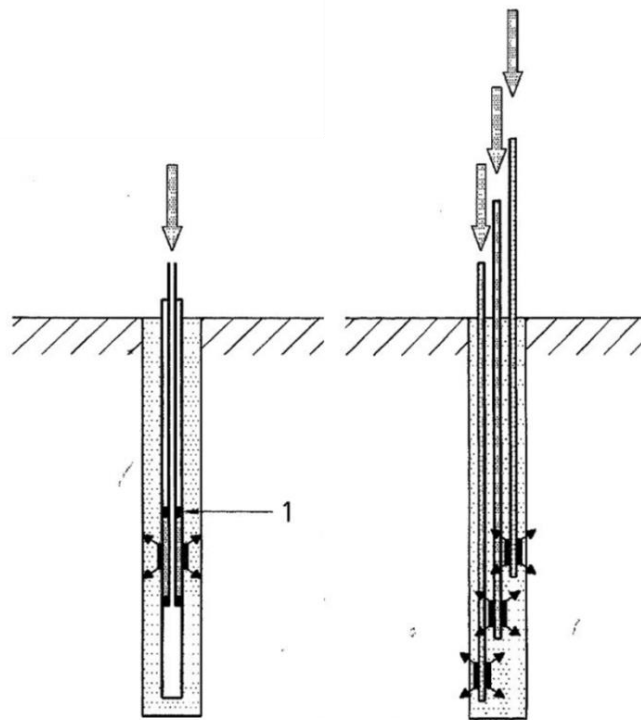


Abbildung 1-2: Beispiele für Verpressungen (ÖNORM EN 14199)

1.4 Mikropfahlsysteme

Verschiedene, in Österreich und Deutschland gebräuchliche und beim Deutschen Institut für Bautechnik zugelassene Mikropfahlsysteme sind in Tabelle 1-1 zusammengefasst. Sie arbeiten alle nach dem gleichen Prinzip, unterscheiden sich aber, je nach Hersteller, in der Ausführung.

Tabelle 1-1: Standard-Mikropfahlsysteme in Deutschland (Witt 2011)

System	Tragglied / Bewehrung	Verpresssystem
Dywidag GEWI®-Pfahl, System Dywidag	Betonstabstahl o. GEWI-Einstab oder Mehrstab, 1-3 Stäbe $D_{\text{außen}}$ 32-63 mm, gekoppelt durch Muffenverbindung	a) Erstverpressung mit Abschlusskappe b) Nachverpressung über Verpressventile oder c) Verpresslanzen
Einstabpfahl, System Bilfinger + Berger	Betonstabstahl D 28 mm o. Gewi-Einstab, S555/700, $D_{\text{außen}}$ 40 oder 50 mm, gekoppelt durch Muffenverbindung, am erdseitigen Ende wird HDPE-Kappe mit Hüllrohr verbunden	a) Erstverpressung mit Abschlusskappe b) Nachverpressung über Nachinjektionsrohre oder c) Manschettenrohre
Stabverpresspfahl mit einem Tragglied aus Stabstahl, System Bauer	Betonstabstahl oder Gewi-Einstab S555/700 mit $D_{\text{außen}}$ 63,5 mm, gekoppelt durch Muffenverbindung	a) Erstverpressung mit Abschlusskappe b) Nachverpresslanzen mit Ventilen
Verbundpfahl, System Stump	Betonstabstahl oder Gewi-Einstab, BSt 500S, $D_{\text{außen}}$ 20-50 mm, gekoppelt durch Muffenverbindung	a) Erstverpressung mit Abschlusskappe b) Nachverpressung über Nachinjektionsrohre oder c) Manschettenrohre
Rohrpfahl, System Stump	Rohrbewehrung $D_{\text{außen}}$ 60,3 bis 106,5 mm, kombiniert mit Gewi-Stab im Pfahlkopfbereich	a) Nachverpressung über Nachinjektionsrohre mit Ventilen b) Ausbildung des Stahltragglieds als Manschettenrohr, Verpressung mit Doppel- oder Einfachpacker
Wurzelpfahl	Bewehrungskorb aus Betonstabstahl als Ring- oder Spiralbewehrung	Injektionsschläuche mit/ohne Packer

Einzig der Wurzelpfahl unterscheidet sich, durch einen Bewehrungskorb aus Betonstabstahl mit Bügel- oder Spiralbewehrung, erheblich von den anderen in Tabelle 1-1 aufgeführten Mikropfählen.

1.4.1 GEWI® – Pfahl

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit, vor allem in den numerischen Studien, werden für die Vergleichsberechnungen hauptsächlich sog. GEWI®-Pfähle herangezogen. Es handelt sich hierbei um einen Verbundpfahl, welcher in Deutschland und Österreich sehr häufig ausgeführt wird. Das Tragglied besteht aus einem Gewindestab aus Stahl mit warm aufgewalzten, durchgehenden Gewinderippen. Dies hat den großen Vorteil, dass der Pfahl an jeder beliebigen Stelle abgeschnitten oder gemufft werden kann. Vor allem in stark aggressiver Umgebung (z.B. Meerwasser) können auch doppelt korrosionsschutzte Pfähle eingesetzt werden (siehe Abbildung 1-3, rechts). Es wird außerdem zwischen herkömmlichen GEWI® und sog. GEWI®Plus Pfählen unterschieden. Letztere weisen eine höhere Stahlgüte auf wodurch höhere Gebrauchslasten erreicht werden können bzw. der Stahlverbrauch reduziert werden kann.

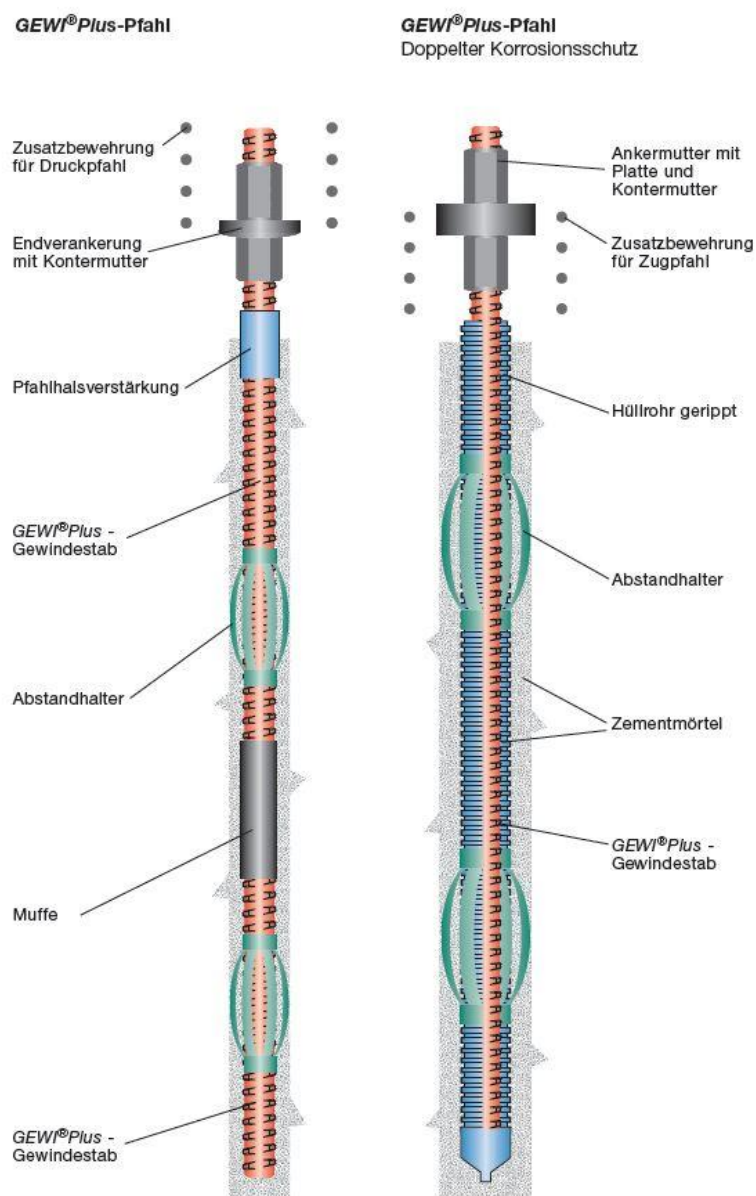


Abbildung 1-3: Schematische Darstellung GEWI®Plus-Pfahl (DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL 2013)

Die Herstellung eines GEWI®-Pfahls ist in folgende Schritte gegliedert:

Tabelle 1-2: Herstellungsschritte eines GEWI® – Pfahls (Witt 2011)

1	Ausführung einer verrohrten Bohrung, oftmals als Spülbohrung
2	Einbau des Einstab-GEWI-Stahls, wenn nötig in Teillängen mit Muffenverbindungen, in das mit Zementmörtel verfüllte Bohrloch
3	Ziehen des Bohrrohrs und Primärverpressung
4	Ein- oder mehrfache Nachverpressung (überwiegend in bindigen Böden)

Sowohl in bindigen, als auch in rolligen Böden wird der Zementmörtel zumeist über das Bohrrohr verpresst. In bindigen Böden besteht die Möglichkeit einer Nachverpressung, wodurch der Zementstein an den Stellen der Verpressventile wieder aufgesprengt wird. Dies erfordert den Einbau eines sog. Nachverpresssystems, wodurch mehrmaliges Nachverpressen möglich wird. Das Stahltragglied ist durch den Zementstein vor Korrosion geschützt. Zur Erhöhung des Schutzes kann zusätzlich ein Ripprohr angeordnet werden, wodurch dann ein sog. doppelter Korrosionsschutz gegeben ist. Die Vermutung, dass durch das Ripprohr die Kraftübertragung über die Gewinderippen entlang des Pfahlschafts verloren geht, konnte widerlegt werden (Jerabek 1995). In Abbildung 1-4 sind die wichtigsten geometrischen Kenndaten der GEWI®-Stäbe angeführt. In den numerischen Studien wird der schlankeste gängige GEWI®-Stab (Nenndurchmesser 28 mm) mit dem Stärksten (Nenndurchmesser 63,5 mm) zu Vergleichszwecken eingesetzt.

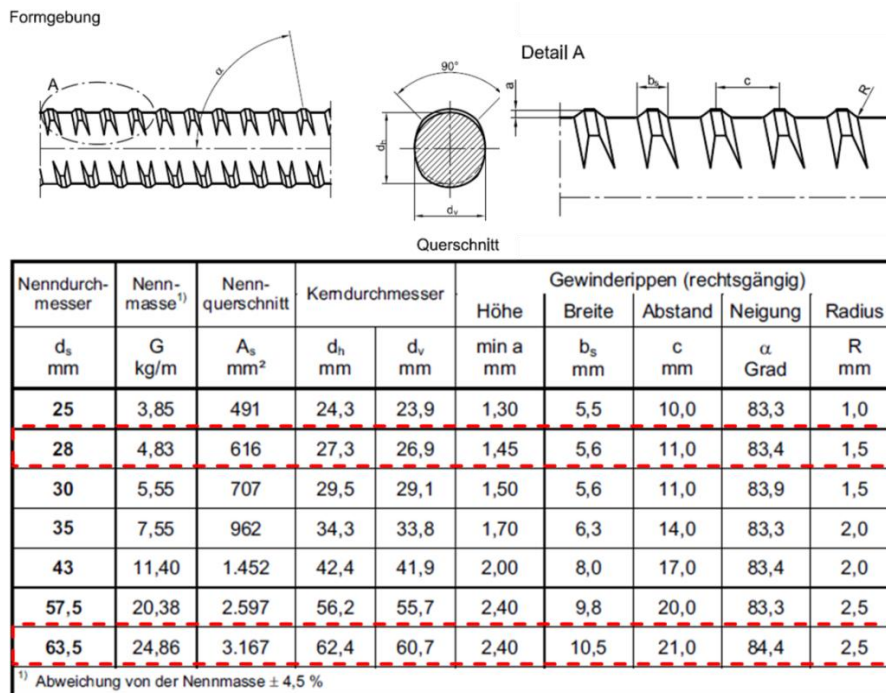


Abbildung 1-4: Gewi®; Nennmaße und –gewichte, Rippengeometrie (DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL 2013)

1.4.2 MESI-Pfahl

Ein weiteres gängiges Mikropfahlsystem ist der von der Firma Keller Grundbau GmbH entwickelte Mehrstufeninjektionspfahl, der sog. MESI-Pfahl. Dieses Pfahlsystem verwendet Stahlrohre, die im Bereich der Kraftübertragung nach einem patentierten Verfahren mit Injektionsdüsen ausgerüstet sind. Durch den hohen Injektionsdruck ergeben sich hohe Übertragungskräfte vom Stahlrohr über den Verpressgutmantel in den umliegenden Boden (Keller Grundbau GmbH 2013). Die Arbeitsabläufe zur Herstellung eines MESI-Pfahls sind in Abbildung 1-5 dargestellt.

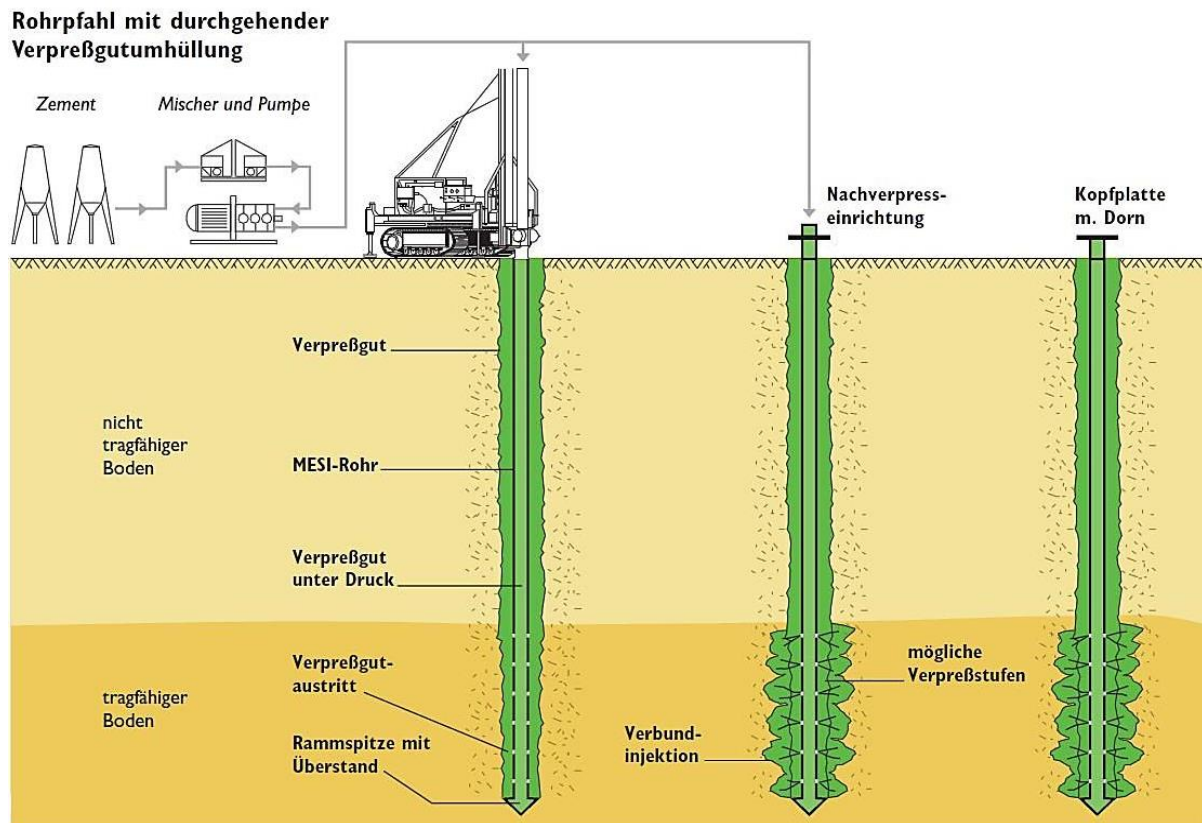


Abbildung 1-5: Herstellungsablauf eines MESI – Pfahls (Keller Grundbau GmbH 2013)

Abbildung 1-6 zeigt den typischen Aufbau des MESI – Systems, wobei das aus mehreren Einzelteilen bestehende Pfahlsystem an die jeweiligen Einbaubedingungen und Bodenverhältnisse angepasst werden kann.

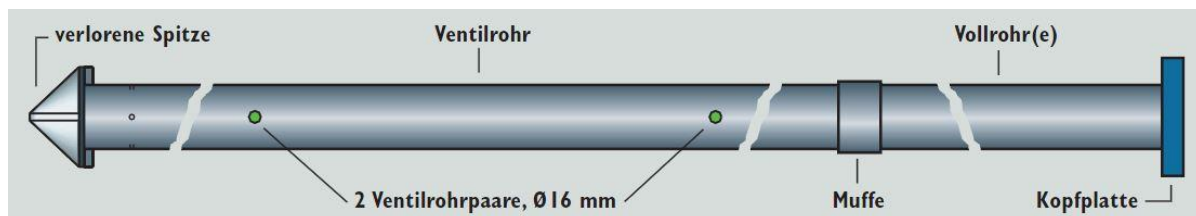


Abbildung 1-6: Systemaufbau eines MESI-Pfahls (Keller Grundbau GmbH 2013)

Die charakteristischen Querschnittswerte des MESI-Pfahls können im analytischen Excel-Vergleichsprogramm zur Bemessung ausgewählt werden, werden aber nicht für die numerischen Studien herangezogen.

1.5 Problemstellung Mikropfähle

Im Gegensatz zu Pfählen mit größeren Durchmessern sind druckbeanspruchte Mikropfähle bei nicht ausreichender seitlichen Bettung des Bodens - aufgrund ihrer hohen Schlankheit - einer Knickgefährdung ausgesetzt. Grundsätzlich geht man davon aus, dass Mikropfähle planmäßig nur durch Normalkräfte beansprucht werden. In der Realität gibt es jedoch mehrere unvermeidliche Einflüsse, welche zu einer Biegebeanspruchung des Pfahls führen und in weiterer Folge vom umliegenden Boden kompensiert werden müssen.

Als wesentlichste Einflussgrößen auf die Stabilität knickgefährdeter Mikropfähle können folgende genannt werden (Pandrea und Thurner 2007):

- Schlankheit des Pfahls
- Biegesteifigkeit des Pfahls
- Imperfektion durch Abweichungen von der Soll-Linie (Abbildung 1-7; links)
- Lastausmitte durch Abweichungen von der Soll-Lage (Abbildung 1-7; rechts)
- Seitliche Stützung des Pfahls durch den Boden
- Eventuell vorhandener Fließdruck auf die Pfähle (seitliche Belastung)

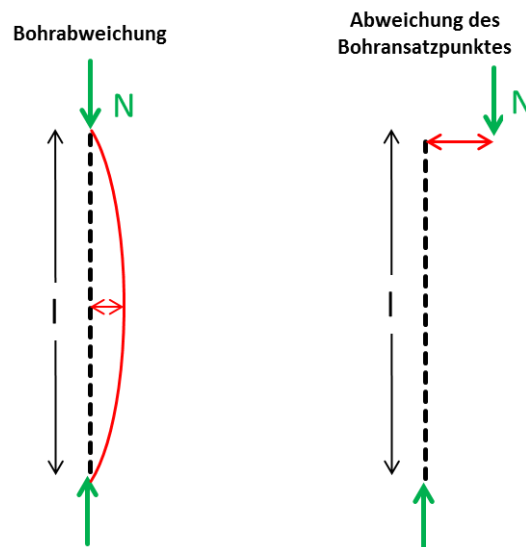


Abbildung 1-7: Baupraktische Einflussgrößen auf die Knicksicherheit von Mikropfählen (Pandrea und Thurner 2007)

Sowohl die Schlankheit als auch die Biegesteifigkeit des Pfahls kann berechnet bzw. aus Zulassungen der Hersteller entnommen werden. Es handelt sich hierbei um gegebene, konstante Größen. Andere Einflussgrößen wie z.B. Bohrabweichungen (keine reale Bohrung verläuft exakt gerade) oder ungewollte Exzentrizitäten (Ansatzpunkt der Bohrung) variieren und müssen fallweise abgeschätzt werden. Große Bedeutung kommt der seitlichen Stützung des Pfahls durch den Boden zu. Das „System“ Mikropfahl kann nur dann funktionieren, wenn der umgebende Boden ausreichend seitliche Stützung bietet. Die Modellierung bzw. die Bemessung dieses Bodenverhaltens erweist sich als äußerst schwierig, mehrere Ansätze werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit vorgestellt.

1.6 Normensituation

Laut nationalen bzw. europäischen Normen muss für Pfähle, welche von Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ (DIN 1054) bzw. $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ (ÖNORM EN 14199) umgeben sind, ein Knicknachweis erbracht werden. Es wird gefordert, dass schlanke, auf Druck beanspruchte Pfähle, die teilweise in flüssigen bis sehr weichen Böden bzw. zur Verflüssigung neigenden Böden gebettet sind, auf Knicken untersucht werden müssen (ÖNORM EN 1997-1-3). Der Umkehrschluss, dass für höhere c_u -Werte Knickversagen ausgeschlossen ist, konnte in jüngster Vergangenheit mehrfach widerlegt werden (Meek 1996; Ofner und Wimmer 2007; Vogt et al. 2005).

1.7 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen

Zusätzlich zu den Normen kann das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für Bauprodukte und Bauarten und europäische technische Zulassungen für Bauprodukte und Bausätze erteilen. Liegt in Österreich für ein Bauprodukt keine europäische technische Spezifikation vor, so kann beim Österreichischen Institut für Bautechnik (OIB) eine Österreichische Technische Zulassung beantragt werden. Zulassungen werden vorwiegend für Bauprodukte oder Bauarten erteilt, für die es keine technischen Normen gibt oder sie erheblich von diesen abweichen. Bauaufsichtliche Zulassungen erheben im Hinblick auf bautechnische Anforderungen den Anspruch, als zuverlässige Verwendbarkeitsnachweise von Bauprodukten bzw. Anwendbarkeitsnachweise von Bauarten, zu gelten. Weitere rechtliche Grundlagen und Informationen zum Zulassungsverfahren können der Homepage des DIBt entnommen werden (DIBt 2013). Aktuelle Zulassungstexte zu bestimmten Bauprodukten und Bauarten können zumeist auf den Internetseiten der jeweiligen Hersteller eingesehen und heruntergeladen werden.

Das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) liefert in der aktuellen (2013) bauaufsichtlichen Zulassung: „Verbundpfähle mit Traggliedern aus Betonstahl mit gerippter Oberfläche“ folgende Erläuterungen zur Berechnung der Tragwiderstände von Mikropfählen:

Tabelle 1-3: Bestimmung der Tragwiderstände gemäß Zulassung (Vogt und Vogt 2013)

c_u [kN/m^2]	Ansätze		
≥ 30	Innere Tragfähigkeit wird vom Bemessungswiderstand der vollplastischen Normalkraft bestimmt		
< 30	Laut Zulassungstext wird ein Knicknachweis gefordert!		
10 - 30	Der weiche Boden darf unter Ansatz einer bilinearen Funktion der Bodenstützung angesetzt werden		
	$w_f/D = 0,1$	$p_f = 6 \cdot c_u$	$1/\kappa = 200 \text{ m}$
< 10	In diesem Bereich darf keine Bodenstützung angesetzt werden		
	Innerer Pfahlwiderstand ergibt sich aus der Biegesteifigkeit, die Dicke der weichen Bodenschicht gibt die Knicklänge des Pfahls vor		

Ergänzend sei erwähnt, dass der Zementmörtel bei der Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit des Pfahls nur in ummantelten Bereichen angesetzt werden darf, wobei ein Aufreißen desselben bis hin zur Querschnittsmitte zu berücksichtigen ist.

Die Ansätze aus Tabelle 1-3 führen jedoch zu relativ großen und unbegründet erscheinenden Sprüngen in der ansetzbaren Tragfähigkeit des Pfahles, worauf in Kapitel 3 (Analytische Berechnungsmethoden) noch genauer eingegangen wird. Zahlreiche Publikationen (Meek 1996; Ofner und Wimmer 2007; Vogt et al. 2005) kommen zu dem Schluss, dass die in den Zulassungen angegebenen Pfahllasten zu hoch angesetzt wurden und auch bei verhältnismäßig „höheren“ Werten der undrainierten Scherfestigkeit ($c_u \geq 30 \text{ kN}/m^2$) ein Knicknachweis geführt werden sollte.

Die Zulassungen geben außerdem Richtlinien für die Lebensdauer und den Korrosionsschutz von Mikropfählen, da die ÖNORM EN 14199 sich nicht präzise zu diesem Thema äußert. Da es sich meist um Tragglieder aus Stahl handelt, hängt die Lebensdauer dieser Elemente von den korrodierenden Einflüssen des umgebenden Bodens und Grundwassers, sowie von den gewählten Korrosionsschutzmaßnahmen ab.

2 Grundlagen

2.1 Knicken

Unter Knicken versteht man das seitliche Ausweichen eines perfekten, ideal geraden Stabes, wenn die Längsbelastung bestimmte Grenzwerte erreicht oder überschreitet. Solange die Knicklast nicht erreicht ist, wird die Längsbelastung als Druckstab abgetragen. Beim Erreichen der Verzweigungslast ändert sich jedoch das Tragverhalten schlagartig, der Stab verkrümmt sich, sodass zusätzlich die Biegetragwirkung aktiviert wird und der Stab ausknickt (Dinkler 2012). Wie mit dem Knickproblem und den dadurch auftretenden zusätzlichen Verformungen in der Bemessung umgegangen wird, hängt im Wesentlichen von deren Größe ab.

2.1.1 Theorie 1. Ordnung

Wird ein Tragwerk einer Belastung ausgesetzt, so entstehen Verformungen, welche einen Einfluss auf das Kräftegleichgewicht haben. Man spricht von Theorie 1. Ordnung, wenn die Grundgleichungen am unverformten System aufgestellt werden. Dies ist nur zulässig, wenn der Einfluss der Systemverformung auf den Trag- und Verformungszustand vernachlässigbar klein ist.

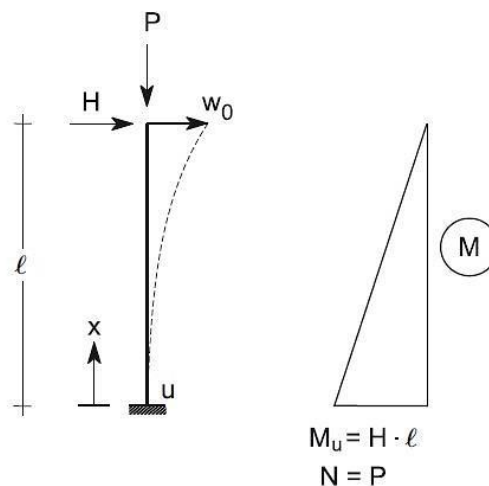


Abbildung 2-1: System Theorie 1. Ordnung (Dinkler 2012)

Abbildung 2-1 verdeutlicht, dass die horizontale Verschiebung des Kragarmendes und das dadurch entstehende Versatzmoment aus Längskraft P und Verschiebung w_0 keinen Einfluss auf die Momentenlinie M haben. Die Normalkraft greift trotz Verformung des Stabes in der ursprünglichen Stabachse an, wodurch das Biegemoment nur durch die Horizontalkomponente H und den Hebelarm bestimmt wird.

2.1.2 Geometrisch nichtlineare Theorie / Theorie 2. Ordnung

Bei größeren Verformungen kann es erforderlich werden, alle Grundgleichungen am verformten System aufzustellen und somit den Einfluss der Verformungen auf die Schnittkräfte zu berücksichtigen. Die Versatzmomente infolge der horizontalen Verschiebung w_0 und der Längenänderung Δl liegen in der Größenordnung der Momente aus Theorie 1. Ordnung und dürfen somit nicht vernachlässigt werden.

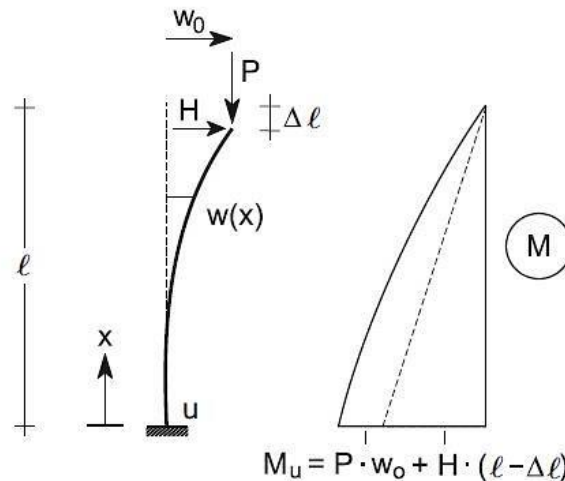


Abbildung 2-2: System geometrisch nichtlineare Theorie (Dinkler 2012)

In Abbildung 2-2 sind die Kenngrößen und der Biegemomentenverlauf schematisch dargestellt. Beliebige große Verformungen führen zu komplexen Zusammenhängen zwischen den einzelnen Zustandsgrößen. In baupraktischen Fällen sind die Verformungen aber so klein, dass nur die wesentlichsten Anteile berücksichtigt und gewisse Anteile höherer Ordnung vernachlässigt werden können (Theorie 2. Ordnung). So können beispielsweise Längenänderungen aus Normalkräften, Absenkungen Δl von Knoten infolge Stabverdrehungen und exakte Verkrümmungen aus Durchbiegungen vernachlässigt werden. Als einzig wichtige Anteile erweisen sich die Versatzmomente aus Normalkräften und Biegeverformungen, wodurch sich die Gleichgewichtsbedingungen erheblich vereinfachen (Dinkler 2012).

$$M_u = H \cdot l + P \cdot w_0 \quad (2-1)$$

$$N = P \quad (2-2)$$

Unter diesen Annahmen greift die Normalkraft P nun nicht mehr in der ursprünglichen, sondern in der verformten Stabachse an, sodass zusätzliche Biegemomente generiert werden. Diese Voraussetzungen haben zufolge, dass ein klassischer Knickstab nach Theorie 2. Ordnung durch ein geometrisch nichtlineares Tragverhalten gekennzeichnet ist. Unter Zugnormalkräften wird das System „steifer“, unter Drucknormalkräften weniger „steif“.

Abbildung 2-3 zeigt die Zusammenhänge zwischen der Schlankheit λ und Verformung w und verdeutlicht die Unterschiede zwischen Theorie 1. oder Theorie 2. Ordnung handelt.

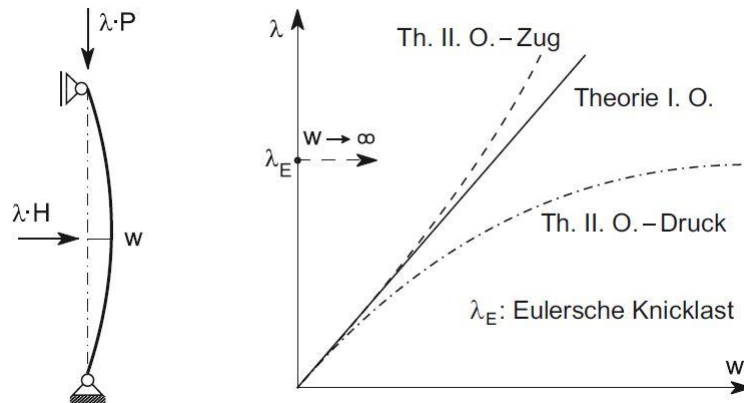


Abbildung 2-3: Geometrisch nichtlineares Tragverhalten von Knickstäben (Dinkler 2012)

Des Weiteren wird zwischen Spannungs- und Stabilitätsproblem unterschieden. Erfolgt die Beanspruchung des Stabes nur durch Normalkräfte, spricht man von einem Stabilitätsproblem. Sind zusätzliche Querkkräfte vorhanden, handelt es sich um ein Spannungsproblem 2. Ordnung (Abbildung 2-4).

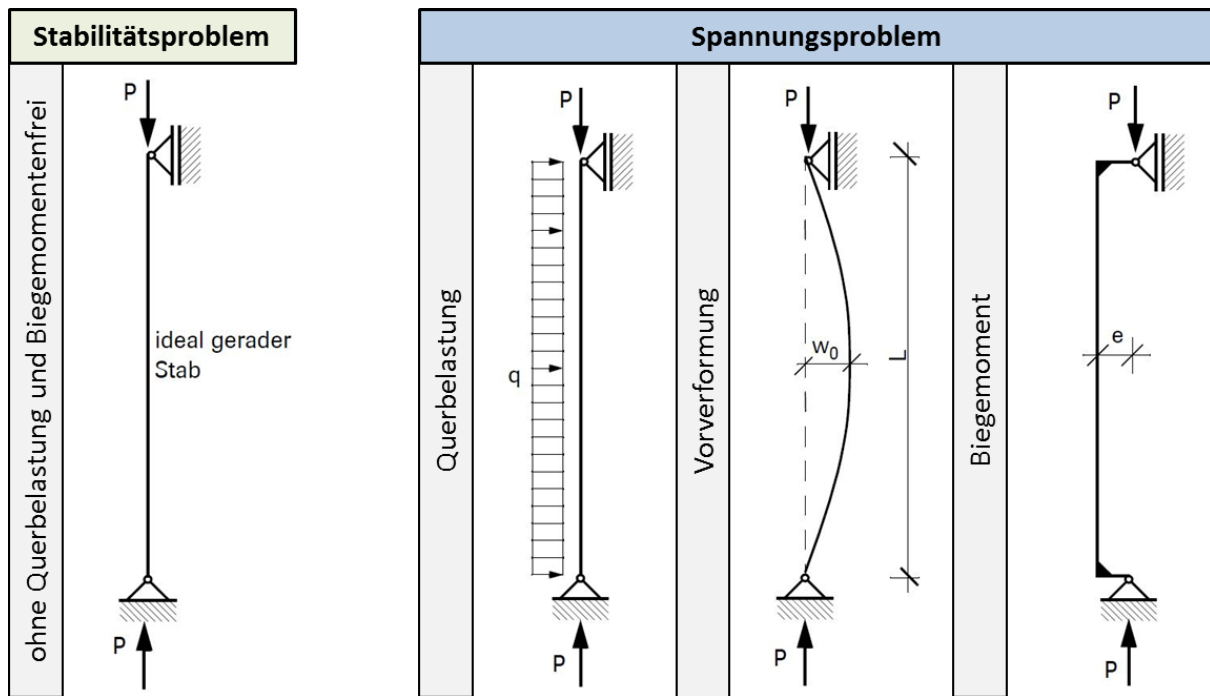


Abbildung 2-4: Stabilitäts- und Spannungsproblem (Beer 2004)

Beim Knicken von Mikropfählen können große Verformungen auftreten und daher ist die Theorie 2. Ordnung zu berücksichtigen. In den numerischen Studien (Kapitel 3.4.4) bedient man sich hierzu der *updated mesh* Funktion. Durch diese Funktion wird die Verformung des generierten Netzes in der numerischen Berechnung berücksichtigt (Kapitel 4.1.5).

2.2 Undrainierte Scherfestigkeit

Das Knickverhalten von Mikropfählen wird vorwiegend von den mechanischen Eigenschaften des umgebenden Bodens bestimmt. Da Knickversagen hauptsächlich in breecigen, bindigen Böden mit sehr geringer Durchlässigkeit vorkommt, wird u.A. die undrainierte Scherfestigkeit c_u zur Beschreibung des Bodenverhaltens herangezogen.

Der Wert der undrainierten Scherfestigkeit ist der wesentlichste und sensibelste Eingangsparameter in allen in dieser Arbeit vorgestellten analytischen Berechnungsverfahren (Meek 1996; Ofner und Wimmer 2007; Vogt et al. 2005).

Wenn ein wassergesättigter, bindiger Boden plötzlich belastet wird, zu schnell um den Porenwasserüberdruck abzubauen, ist seine Scherfestigkeit nur vom Scherwiderstand des Korngerüsts vor der Belastung abhängig. Die gesamte aufgebrachte Spannung wird ausschließlich vom Porenwasser übernommen und wirkt sich somit nicht auf die Scherfestigkeit aus, da sich die effektiven Normalspannungen nicht erhöhen können (Mittelpunkt des Mohr'schen Spannungskreises ist fixiert). Ohne einer Änderung des Wassergehalts kann der Boden weder seine Dichte verändern, noch seine Scherfestigkeit erhöhen (TU München - Zentrum Geotechnik 2013). Somit ist die bei undrainierten Belastungen bestimmte Scherfestigkeit c_u nicht von der Normalspannung abhängig und hat keinen Reibungswinkel ($\varphi_u(S_r = 1) = 0$).

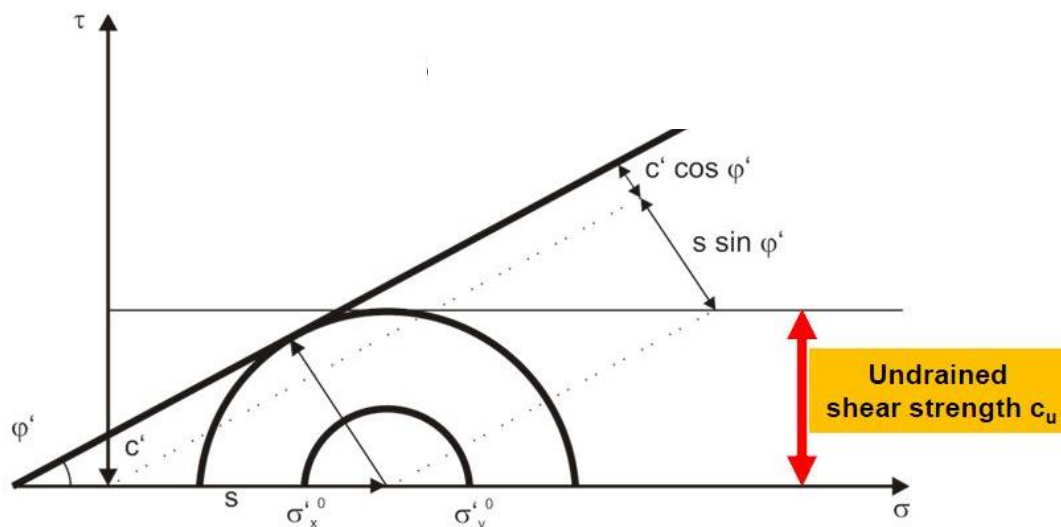


Abbildung 2-5: Mohr'scher Spannungskreis zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit im ebenen Spannungszustand

Unter der Annahme eines vollständig undrainierten, isotrop elastischen Materialverhaltens ($\Delta p_w = \Delta p > \Delta p' = 0$) kann die undrainierte Scherfestigkeit für das Mohr-Coloumb Kriterium, aus den geometrischen Beziehungen folgendermaßen bestimmt werden (siehe Abbildung 2-5).

$$c_u = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_x{}^0 + \sigma'_y{}^0) \cdot \sin \varphi' + c' \cdot \cos \varphi' \quad (2-3)$$

In der Literatur sind weitere Zusammenhänge gegeben, wie sich c_u beispielsweise in Abhängigkeit der effektiven Vertikalspannung bestimmen bzw. ansetzen lässt. Übliche sind beispielsweise folgende Ansätze:

$$c_u = \alpha \cdot \sigma'_v \quad (2-4)$$

$$\alpha \approx 0,25 - 0,35 \quad (2-5)$$

Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass c_u in der Regel tiefenabhängig ist und es sich bei dieser Größe um keinen Bodenkennwert handelt. Die Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit kann jedoch auch versuchstechnisch entweder mittels Handdrehflügelsonde oder im Triaxialversuch (UU-Versuch) erfolgen.

2.2.1 Handdrehflügelsonde

Die Handdrehflügelsonde ist eine einfache Apparatur zur schnellen Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit von wassergesättigten, bindigen Böden. Sie bestehen aus einer Drehvorrichtung, einem drehbaren Gestänge und dem Flügel (Abbildung 2-6).

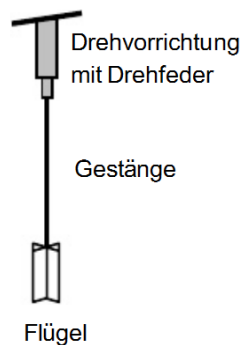


Abbildung 2-6: Schema Handdrehflügelsonde (Vogt 2005)

Um die undrainierte Scherfestigkeit einer bestimmten Bodenschicht zu bestimmen muss die Sonde in die entsprechende Tiefe geführt und anschließend mit konstanter Umdrehungsgeschwindigkeit von 0,5°/Sekunde gedreht werden. Diese Drehung bewirkt zunächst eine Spannung der Drehfeder. Multipliziert man den Drehwinkel mit der Drehfedersteifigkeit k_φ so ergibt sich das Drehmoment, welches in den Boden weitergeleitet wird. Die Drehung wird erst gestoppt, wenn der maximale Verdrehwiderstand des Bodens erreicht ist und sich der Flügel zu drehen beginnt. So kann ein Skalenwert an der Drehvorrichtung abgelesen und dadurch der maximale Scherwiderstand, welcher bei bindigen Böden c_u entspricht, errechnet werden. Der Einsatzbereich der Handdrehflügelsonde ist auf feinkörnige Böden mit einer Konsistenzzahl von $0 \leq I_c \leq 1$ beschränkt. Unter Umständen können viskose Bodeneigenschaften, schnellere Beanspruchungen und niedrige Plastizitätszahlen zu einer Überschätzung der undrainierten Scherfestigkeit führen (Vogt 2005).

Somit können Ergebnisse aus Handdrehflügelsondierungen im Feld (wenn überhaupt möglich) durchaus fehlerbehaftet sein. Eine Korrelation mit diesem Wert sollte daher nur unter großer Vorsicht durchgeführt werden.

3 Analytische Berechnungsmethoden

Es gibt mittlerweile eine Vielzahl an Publikationen, die sich mit der Traglastberechnung und insbesondere mit dem Knickverhalten von Mikropfählen auseinandersetzen. Einige richtungsweisende, analytische Rechenverfahren werden nachfolgend vorgestellt, wobei eklatante Unterschiede, vor allem in den Eingangsparametern, aufgezeigt und analysiert werden. Dies dient nicht nur dem besseren Verständnis der Problemstellung, sondern soll gleichzeitig die Grundlage für ein vergleichendes Excel®-Berechnungsprogramm liefern, indem die in diesem Kapitel vorgestellten Lösungen miteinander verglichen werden.

Im Rahmen der Literaturrecherche wurden zahlreiche Beiträge zum Thema durchforstet, wobei das Hauptaugenmerk auf die in den Publikationen vorgestellten Rechen- bzw. Nachweisverfahren lag.

Die vorgestellten analytischen Nachweisverfahren in dieser Arbeit stammen aus nachfolgenden Veröffentlichungen:

- Dr.-Ing. Jethro W. Meek, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig
 - *Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet? (1999)*
 - *Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden (1996)*

- Dr. techn. Robert Ofner, Institut für Stahlbau und Flächentragwerke, TU Graz & Dr. techn. Heinz Wimmer, MPT Engineering GmbH
 - *Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden (2007)*

- Prof. Ing. Norbert Vogt, Dipl.-Ing. Stefan Vogt, Zentrum Geotechnik der TU München
 - *Forschungsbericht IRB T3084: Knicken von Pfählen mit kleinem Durchmesser in breiigen Böden (2005)*
 - *Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden*
 - *Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Eurocodes*

Diese Auflistung erhebt jedoch keinen Anspruch auf Vollständigkeit, da auch Angaben weiterer Autoren in die Analyse der oben genannten Publikationen einfließen.

3.1 Meek

Die Aussage, dass selbst sehr weicher Boden ein Ausknicken von Pfählen verhindert, wurde von (Meek 1996) schon sehr früh in Frage gestellt. Die Knickfigur eines druckbelasteten Mikropfahls wird durch die seitliche Bodenreaktion stabilisiert, wodurch der Ansatz einer reduzierten Traglast gerechtfertigt ist. Meek entwickelte ein einfaches, anschauliches Rechenverfahren zum Nachweis der Tragsicherheit von Verpresspfählen auf Druck nach DIN 18800 Teil 2.

Die alte „Erfahrungsregel“, dass selbst sehr weiche Bodenschichten das Ausknicken von Pfählen verhindern, kann dadurch widerlegt werden. Meek gibt an, dass die aufnehmbare Normalkraft erst ab einer Anfangskohäsion von $\geq 35 \text{ kN/m}^2$ annähernd an die vollplastische Grenzlast des Querschnitts herankommt.

3.1.1 Grundsätze und Annahmen

Die Stabilität eines Verpresspfahls hängt grundsätzlich mit der seitlichen Stützung des Bodens zusammen, jedoch kann diese Querstützung nicht als „elastische Bettung“ aufgefasst werden.

Beim Ausknicken eines zylindrischen Pfahls mit Verpresskörper-Durchmesser D entsteht als Widerstand ein Fließdruck q je Meter Pfahllänge. Der Maximalwert des Fließdruckes beträgt:

$$q_{max} = 10 \cdot c_u \cdot D \quad (3-1)$$

Die undrainierte Scherfestigkeit des Bodens c_u („Anfangssteifigkeit“) kann direkt mit der Flügelsonde gemessen werden. Sollten jedoch die konsolidierten Endwerte des Reibungswinkels φ' und der Kohäsion c' bekannt sein, kann c_u auch berechnet werden.

$$c_u = ((K_0 \cdot p') + p') \cdot \frac{1}{2} \cdot \sin(\varphi') + c' \quad (3-2)$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi') \quad (3-3)$$

$$p' = \text{langzeitig vorhandene, konsolidierte Last} \quad (3-4)$$

Meek gibt an, dass φ' in der Praxis mindestens 15° beträgt und sich $c_u > p'/5 + c$ anschreiben lässt. Außerdem führe eine willkürliche Standardannahme von $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$, statt des realistischen Ansatzes nach Gleichung (3-2) zu einer unnötigen Unterschätzung der Traglast. Zur Mobilisierung des vollen Fließdruckes ($q_{max} = 10 \cdot c_u \cdot D$) ist eine Relativbewegung des Systems Pfahl-Boden notwendig, welche ungefähr ein Zehntel der maßgebenden Druckflächenbreite ($f = 0,1 \cdot D$) beträgt. Weitere spezifische Annahmen werden nachfolgend im Kapitel 3.1.2 angeführt und erläutert.

3.1.2 Rechenverfahren

Zur Bestimmung der maßgebenden Knicklast müssen folgende Gleichungen in einer festgelegten Reihenfolge ausgewertet werden, da mehrere Größen voneinander abhängig sind.

Schritt 1:

Zu allererst muss eine potentielle Knicklast N angenommen werden, wobei mit $N=0$ begonnen wird. Dieser Schritt wird im Excel®-Programm mit einer numerischen Zielwertsuche im Hintergrund durchgeführt.

Schritt 2:

Bei einer vorhandenen Drucknormalkraft N kann das vollplastische Moment M_{pl} nicht mobilisiert werden. Zur Beschreibung der Interaktion von Normalkraft und Biegemoment, zur Erfüllung der Bedingung des Plastifizierens, gibt Meek folgende Interaktionsbedingung an:

$$M = \left[1 - (N/N_{pl})^{2,1} \right] \cdot M_{pl} \quad (3-5)$$

Laut Vogt (2005) ist der von Meek in dieser Beziehung verwendete Exponent von $\alpha = 2,1$ zu hoch angesetzt, da der Wert für Rechteck- und Rohrquerschnitte sowie auch für andere Querschnittsformen deutlich unter 2,0 liegt. Dieser hohe Ansatz von $\alpha = 2,1$ überschätzt die numerisch berechneten Interaktionsbeziehungen für die in Vogt (2005) untersuchten Versuchspfähle und führt zu erhöhten Schnittgrößen, wodurch die Traglastberechnung auf der unsicheren Seite liegt.

Schritt 3:

Als nächster Schritt muss die Verschiebung f (siehe Abbildung 3-1) bestimmt werden, wobei der größere Wert f maßgebend ist. Die Verschiebung f muss mindestens so groß sein, dass das vollplastische Moment mobilisiert werden kann.

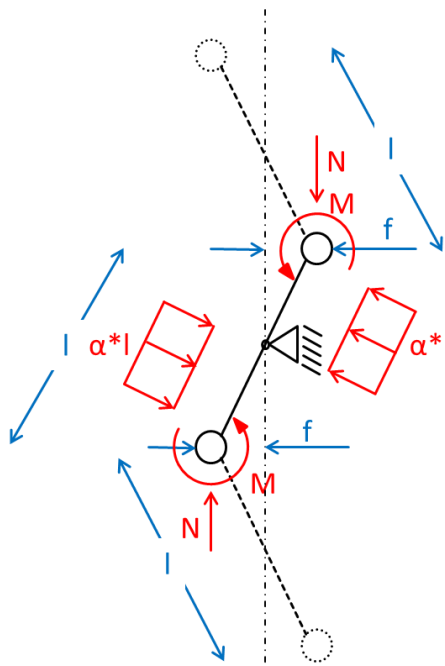


Abbildung 3-1: Knickfigur nach MEEK; weiterentwickelt aus (Meek 1996)

$$f = l\sqrt{\epsilon_L/2} \quad (3-6)$$

$$\epsilon_l = \epsilon \cdot (\sin\vartheta)^2 - N/EA \quad (3-7)$$

$$f = M \cdot l^2 / (10 \cdot EI) \quad (3-8)$$

Schritt 4:

Daraufhin muss die stützende seitliche Bodenreaktion bestimmt werden, wobei auf eine bilineare Mobilisierungsfunktion zurückgegriffen wird. Somit hängt die Größe der seitlichen Bodenreaktion von der Größe der Verschiebung ab und kann in 2 Bereiche unterteilt werden:

$$f \leq 0,1 \cdot D \quad q = k \cdot f \quad (3-9)$$

$$f \geq 0,1 \cdot D \quad q = q_{max} \quad (3-10)$$

Schritt 5:

Kommt es nach der Herstellung des Pfahles zu horizontalen Bodenverformungen, so wirken diese zunächst belastend. Der im Winkel ν geneigte Pfahl erfährt eine seitliche Stützung erst nachdem er den aufgebrachten Stich mit dessen Schrägkomponente $g_L = g \cdot \sin \nu$ angenommen hat. Zur Stabilisation der Vorkrümmung muss ein gewisser Anteil α von der seitlichen Bodenreaktion q aufgebraucht werden.

$$\alpha = 8 \cdot N \cdot g_L / (q \cdot L^2) \quad (3-11)$$

Ab diesem Zeitpunkt ist es sinnvoll, den Berechnungsablauf in einen Regel- und einen Sonderfall zu unterteilen:

Schritt 6a; Regelfall $L = l_n = L/n$ außer $l = L/2$:

Bezugnehmend auf die klassische Stabilitätstheorie wird angenommen, dass auf einer Pfahlänge L nur eine ganzzahlige Anzahl gleicher Knick-Halbwellen erlaubt ist und Zwischenwerte somit ausgeschlossen sind.

$$l \leq \frac{2,828}{0,414 + \alpha} \cdot \sqrt{\frac{M}{q}} \quad (3-12)$$

Sollte diese Ungleichung nicht eingehalten sein, wird Schritt 7 übersprungen.

Schritt 7a:

Sobald folgende Gleichung nicht mehr eingehalten ist, gilt N als die zur Länge l zugehörige Knicklast und Schritt 8 wird übersprungen.

$$\eta = \frac{(1 - \alpha^2) \cdot ql^2/8 + M}{N \cdot (f + l/200)} \geq 1 \quad (3-13)$$

Bei einer mehrwelligen Knickfigur gleicht der tatsächliche Verlauf der Seitenkraft q einer abgerundeten Cosinuskurve. Darum schlägt Meek vor, den ersten Term im Zähler aus Gleichung (3-13) in Schritt 7a zu begrenzen.

$$(1 - \alpha^2) \cdot ql^2/8 \leq ql^2/10 \quad (3-14)$$

Schritt 6 b; Sonderfall $l = L/2$:

Die größtmögliche Knicklänge ergibt sich im Falle von $l = L/2$, wodurch nur die obersten beiden Halbwellen erhalten bleiben und die Lösung korrigiert werden muss. Diese Knicklänge folgt aus der Betrachtung des Pfahls ohne seitliche Bettung, einem an beiden Enden eingespannten Euler Stab.

$$l \leq 2 \cdot \sqrt{\frac{M}{q}} \quad (3-15)$$

Sollte diese Ungleichung nicht eingehalten sein, wird Schritt 7 übersprungen.

Schritt 7b:

Sobald folgende Gleichung nicht mehr eingehalten ist, gilt N als die zur Länge l zugehörige Knicklast und Schritt 8 wird übersprungen.

$$\eta = \frac{(1 - \alpha^2) \cdot ql^2/8 + M + \Delta M}{N \cdot (f + l/200)} \geq 1 \quad (3-16)$$

$$\Delta M = (1 - \alpha^2) \cdot ql^2/8 \quad (3-17)$$

Schritt 8:

Danach wird die potentielle Knicklast N geringfügig erhöht und die Schritte 1-8 werden wiederholt.

Schritt 9:

Daraufhin wird die nächste Knicklänge aus der Gruppe $L = l_n = L/n$ untersucht, um schlussendlich die maßgebende Knicklänge mit zugehöriger Knicklast bestimmen zu können.

3.2 Ofner und Wimmer

Ofner und Wimmer (2007) entwickelten einen Tragfähigkeitsnachweis für zentrisch belastete Mikropfähle, welcher auf den Erkenntnissen geometrisch und materiell nichtlinearer Analysen (GMNIA) beruht. Auch in dieser Publikation wird darauf hingewiesen, dass die aktuell gültigen Regelwerke keine brauchbaren Hinweise auf praxistaugliche Nachweisverfahren liefern und in weiterer Folge ein einfach anwendbarer Tragfähigkeitsnachweis vorgestellt, welcher sich in das Bemessungskonzept des Eurocodes einfügt.

Abbildung 3-2 zeigt die wesentlichsten Parameter eines zentrisch belasteten Mikropfahls nach Ofner und Wimmer (2007). Es handelt sich hierbei um einen vorgekrümmten, gebetteten, an den Enden gelenkig gelagerten Stab, welcher mit einer konstanten, zentrischen Druckkraft N belastet wird.

Für den Pfahl benötigt man Informationen über die Fläche (A), das Widerstandsmoment (W), das Trägheitsmoment (J), den Elastizitätsmodul (E), die Streckgrenze des Stahlmaterials (f_y) und den umliegenden Zementsteinkörper (D_a). Auch müssen Informationen über die umgebende Bodenschicht vorhanden sein oder diesbezügliche Annahmen getroffen werden. Dies sind der Bemessungswert der undrainierten Scherfestigkeit $c_{u,d}$ (Kapitel 2.2) sowie zwei weitere Koeffizienten ($k_c[-]$, $k_y[-]$).

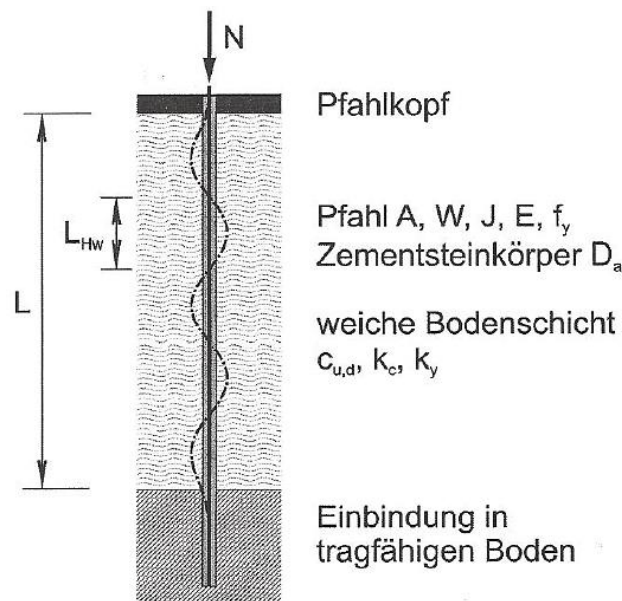


Abbildung 3-2: Parameter des Mikropfahls nach (Ofner und Wimmer 2007)

Wie schon in den einleitenden Kapiteln erwähnt, hat die seitliche Bodenstützung einen entscheidenden Einfluss auf das Tragvermögen von Mikropfählen. Wie auch die beiden anderen in dieser Arbeit vorgestellten Publikationen mit dazugehörigen Rechenverfahren koppeln auch Ofner und Wimmer (2007) die seitliche Bodenreaktion an die undrainierte Scherfestigkeit. Die seitliche Bodenreaktion ist durch eine bilineare, elastoplastische Mobilisierungsfunktion gekennzeichnet (Abbildung 3-3).

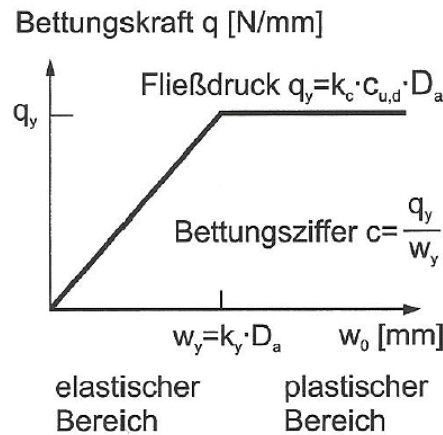


Abbildung 3-3: Charakteristik der Bodenreaktion nach (Ofner und Wimmer 2007)

Zur Beschreibung der Bodenreaktionscharakteristik nach Ofner und Wimmer (2007) sind die zwei Koeffizienten k_c [-] und k_y [-] von essentieller Bedeutung. Der Koeffizient k_c beschreibt den Fließdruck, kann aus der Plastizitätstheorie abgeleitet werden und Werte zwischen 7 und 11 annehmen (Kolymbas 1989). In Abhängigkeit der Konsistenz des verwendeten Bodens wird für k_y ein Wert zwischen 0,05 und 0,20 angegeben (Gudehus 1996). In den analytischen Untersuchungen wird zumeist $k_c = 10$ [-] und $k_y = 0,10$ [-] verwendet. Eine Kombination von $k_c = 10$ [-] und $k_y = 0,05$ [-] entspricht einer hohen Anfangssteifigkeit, wohingegen eine Kombination aus $k_c = 10$ [-] und $k_y = 0,20$ [-] eine geringe Anfangssteifigkeit bedeuten würde.

Gemeinsam mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u bestimmen diese beiden Koeffizienten die Größe der Bettungsziffer c , welche die Anfangssteifigkeit des Bodens gegenüber einer horizontalen Verschiebung wiedergibt und somit die maßgebende Knicklast im Traglastverfahren nach Ofner und Wimmer (2007) erheblich beeinflusst.

3.2.1 Grundsätze und Annahmen

In Ofner und Wimmer (2007) wird ein vorgekrümmter, gebetteter, an den Enden gelenkig gelagerter Stab unter konstanter, zentrischer Druckkraft N mit der Länge L_{HW} betrachtet. Die Länge der Halbwelle L_{HW} kann auch als Knicklänge bezeichnet werden. Wie in Abbildung 3-2 angedeutet, haben die Vorkrümmung $e_{(x)}$ (Imperfektionsamplitude $e_{(0)}$), die seitliche Verformung $w_{(x)}$ (Amplitude $w_{(0)}$) und die transversale Bettungskraft $q_{(x)}$ mit der Bettungsziffer c , einen sinusförmigen Verlauf.

$$e_{(x)} = e_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L_{HW}} \quad (3-18)$$

$$w_{(x)} = w_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L_{HW}} \quad (3-19)$$

$$q_{(x)} = c \cdot w_{(x)} = c \cdot w_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L_{HW}} \quad (3-20)$$

Unter Berücksichtigung der allgemein bekannten Differentialgleichung (Formel (3-21)) und dem Gleichgewicht am verformten, gebetteten Druckstab (Formel (3-22)) ergibt sich Gleichung (3-23).

$$M = -EIw'' = EI \cdot w_0 \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot \sin \frac{\pi x}{L_{Hw}} \quad (3-21)$$

$$M = N \cdot (e_0 + w_0) \cdot \sin \frac{\pi x}{L_{Hw}} - \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot c \cdot w_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L_{Hw}} \quad (3-22)$$

$$EI \cdot w_0 \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} = N \cdot (e_0 + w_0) - \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot c \cdot w_0 \quad (3-23)$$

Aus den Abkürzungen $C = \frac{c \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2}$ und $\bar{N}_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{Hw}^2}$ folgt:

$$w_0 = e_0 \cdot \frac{N}{\bar{N}_{ki} - N + C} \quad (3-24)$$

Das maximale Moment in Stabmitte ergibt sich aus

$$M_0 = N \cdot (e_0 + w_0) - C \cdot w_0$$

zu

$$M_0 = N \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\bar{N}_{ki}}{\bar{N}_{ki} - N + C} \right] \quad (3-25)$$

Laut Ofner und Wimmer (2007) stimmt die maßgebende Imperfektionsform eines Mikropfahls mit der Länge L im Wesentlichen mit der ersten Eigenform des elastisch gebetteten Stabes überein (Gleichung (3-26)).

$$N_{ki} = \frac{m^2 \cdot \pi^2 \cdot EI}{L^2} + \frac{c \cdot L^2}{m^2 \cdot \pi^2} = \bar{N}_{ki} + C \quad (3-26)$$

$$m = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{c}{EI}} \quad ; \quad L_{Hw} = \frac{L}{m}$$

Somit können die Verformung w_0 und das Biegemoment M_0 für den Tragfähigkeitsnachweis eines Mikropfahls wie folgt bestimmt werden:

$$w_0 = e_0 \cdot \frac{N}{N_{ki} - N} \quad (3-27)$$

$$M_0 = N \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\bar{N}_{ki}}{N_{ki} - N} \right] = \bar{N}_{ki} \cdot w_0 \quad (3-28)$$

3.2.2 Tragfähigkeitsnachweis

In diesem Kapitel wird der eigentliche Tragfähigkeitsnachweis vorgestellt, welcher einen Querschnittsnachweis (Gleichung (3-29)) und eine Verformungsbegrenzung (Gleichung 3-30) umfasst. Das bedeutet, dass der maximale Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft N_{Ed} gegeben ist, sobald einer der beiden Nachweise voll ausgenutzt ist (Ausnutzungsgrad 1,0).

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{Ed}}{W \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3-29)$$

Wie in Gleichung (3-29) ersichtlich, wird für den Querschnittsnachweis eine lineare Interaktionsformel verwendet. Diese Annahme ist laut Ofner und Wimmer (2007) gerechtfertigt, da für übliche Parameterbereiche von Mikropfählen im Traglastzustand keine Fließzonen auftreten und ein elastischer Querschnittsnachweis somit gerechtfertigt ist. Es sei außerdem anzumerken, dass der Zementsteinkörper bei den Querschnittswerten des Pfahls aufgrund der unsicheren Mitwirkung bei Rissbildung nicht berücksichtigt wird, der Außendurchmesser sich jedoch auf die Verformungsbegrenzung nach Gleichung (3-30) auswirkt. Wie in Abbildung 3-3 ersichtlich und mit FE-Berechnungen verglichen, stimmen die seitlichen Verformungen im Traglastzustand ungefähr mit den Grenzen des elastischen Bereichs der Bodenreaktion w_y überein. Aufgrund der Tatsache, dass im plastischen Bereich der Bodenreaktion die stützende Bettungskraft q konstant bleibt, jedoch die Momentenbeanspruchung bei zunehmender Verformung w_0 anwächst und damit die Tragfähigkeit abfällt, erscheint diese Annahme gerechtfertigt. Somit kann ein Zuwachs der Beanspruchung nur limitiert, durch einen über die Halbwellenlänge annähernd trapezförmigen statt sinusförmigen Verlauf der Bodenreaktion, durch plastische Querschnittsausnutzung aufgenommen werden. Die Verformungsbegrenzung ergibt sich zu:

$$\frac{w_0}{w_y} \leq 1 \quad (3-30)$$

Die erforderlichen Gleichungen für den Tragfähigkeitsnachweis nach Ofner und Wimmer können nachfolgend aufgelistet werden:

Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft $N_{Ed} = \gamma_F \cdot N$ (3-31)

Biegemoment des Pfahls nach Gleichung (3-28) $M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \cdot \left[\frac{\bar{N}_{ki}}{N_{ki} - N_{Ed}} \right]$ (3-32)

Imperfektionsamplitude nach (ÖNORM EN 1993-1-1) $e_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) \cdot \frac{W}{A}$ (3-33)

Schlankheit des Ersatzstabes mit der Länge L_{Hw} $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\bar{N}_{ki}}}$; $\bar{\lambda} \geq 0.2$ (3-34)

Ideale Knicklast des Ersatzstabes mit der Länge L_{Hw} $\bar{N}_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{Hw}^2}$ (3-35)

Ideale Knicklast des gebetteten Pfahls nach ENGESSER $N_{ki} = \bar{N}_{ki} + \frac{c \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2}$ (3-36)

Halbwellenzahl des gebetteten Pfahls nach Gleichung (3-26) $m = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{c}{EI}}$; $m \geq 1$ (3-37)

Halbwellenlänge des gebetteten Pfahls $L_{Hw} = \frac{L}{m}$ (3-38)

Verformungsamplitude des gebetteten Pfahls nach Gleichung (3-27) $w_0 = e_0 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{ki} - N_{Ed}}$ (3-39)

Grenze des elastischen Bereichs der Bodenreaktion $w_y = k_y \cdot D_a$ (3-40)

Fließdruck (siehe Abbildung 3-3) $q_y = k_c \cdot c_{u,d} \cdot D_a$ (3-41)

Bettungsziffer (siehe Abbildung 3-3) $c = \frac{q_y}{w_y} = \frac{k_c}{k_y} \cdot c_{u,d}$ (3-42)

Bemessungswert der undrainierten Scherfestigkeit $c_{u,d} = c_u / \gamma_{cu}$ (3-43)

3.3 Vogt, Vogt und Kellner

Am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München wurden Knickversuche an bis zu vier Meter langen Pfählen mit Bodenstützung durchgeführt. Die wesentlichsten Effekte, welche während dieser Versuchsreihe auftraten wurden analysiert und darauf aufbauend ein Nachweiskonzept entwickelt, mit dem sowohl stoffliche, als auch geometrische Nichtlinearitäten näherungsweise und konsistent erfasst werden können.

3.3.1 Grundsätze und Annahmen

Vogt et al. (2005) listen im Hinblick auf einen Mikropfahl folgende Versagensarten auf:

- Versagen des Baugrunds durch eine Überschreitung der maximal mobilisierbaren Mantelreibung und des maximalen Spitzendrucks
- Plastifizieren des Pfahlquerschnittes aufgrund hoher Normalkräfte und / oder Biegemomente
- Stabilitätsversagen bei Überschreitung der Knicklast

Ein Versagen des Baugrunds muss durch die in den gültigen Regelwerken aufgeführten Nachweise ausgeschlossen werden. Deswegen wird im nachfolgend vorgestellten Nachweisverfahren davon ausgegangen, dass diese Nachweise erfüllt sind. Wenn bei zunehmender Pfahlbelastung die maximal möglichen Spannungen (innere Tragfestigkeit) überschritten werden, spricht man von einem Spannungsproblem, welches von der Festigkeit des Pfahlmaterials abhängt. Kommt es zu einem seitlichen Ausweichen des Pfahls, handelt es sich um ein Stabilitätsproblem, welches von der stützenden Wirkung des seitlichen Bodens abhängig ist. Es ist nun der Anspruch dieses Nachweisverfahrens, diese beiden Versagensmöglichkeiten zu berücksichtigen und die maßgebende kritische Knicklast zu bestimmen.

Abbildung 3-4 zeigt unterschiedliche Möglichkeiten auf, wie bzw. ob der Pfahl eine seitliche Bodenstützung erfährt und wie dessen Modellierung schematisch aussehen könnte.

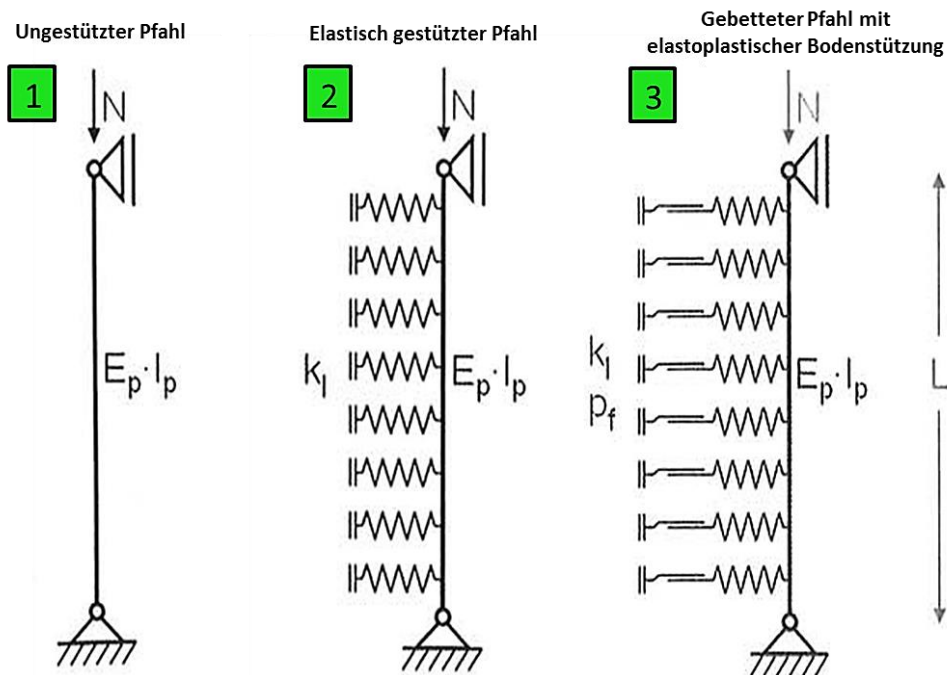


Abbildung 3-4: Unterschiedliche Möglichkeiten der seitlichen Bodenstützung; weiterentwickelt aus (Vogt et al. 2005)

Ausgehend von einem ungestützten Euler-II-Stab (oben und unten gelenkig gelagert), welcher verhältnismäßig nur sehr geringen Drucklasten standhalten kann, werden in weiterer Folge Pfähle mit rein elastischer (hier werden die aufnehmbaren Pfahllasten überschätzt) und elastoplastischer Bodenstützung beschrieben und anschließend verglichen.

Beim ungestützten Pfahl kann die Knicklast nach der bekannten Euler-Lösung berechnet werden, wobei sich analytisch (entsprechend der verschiedenen Eigenformen n) mehrere Lösungen ergeben.

$$N_{ki} = n^2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} \tag{3-44}$$

Grundsätzlich versagt ein Euler-II-Stab bei der zu $n = 1$ gehörenden Last, also wenn die Knickfigur nur aus einer einzigen Halbwelle besteht.

Wird ein Pfahl von Boden umgeben, ist es erforderlich zu bestimmen, welche seitlichen Stützkräfte in Abhängigkeit von horizontalen Verschiebungen geweckt werden können.

Außerdem wird in den hier vorgestellten Betrachtungen davon ausgegangen, dass der Pfahl im Boden planmäßig keiner horizontalen Belastung ausgesetzt ist. Eine linear-elastische Bettung ist der einfachste Ansatz einer seitlichen Bodenstützung und ist auf die analytische Lösung nach *ENGESSE*R zurückzuführen:

$$N_{ki} = n^2 \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot E_P \cdot I_P + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \cdot k_l \quad (3-45)$$

Der erste Summand in Gleichung (3-45) entspricht der Knicklast aus Gleichung (3-44), die dann um einen zweiten Summanden, in den die Linienbettung k_l eingeht, erhöht wird. Unter „ n “ versteht man ein ganzzahliges Maß für die Welligkeit der Knickfigur, welche aus Diagrammen z.B. nach Pflüger (1964) abgelesen oder rechnerisch ermittelt werden kann. In weiterer Folge kann dann die maßgebende Knicklänge bestimmt werden:

$$L_{HW} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E_P \cdot I_P}{k_l}} \quad (3-46)$$

Die Länge der Halbwelle ist ausschließlich vom Verhältnis der Pfahlsteifigkeit ($E_P \cdot I_P$) zum Linien-Bettungsmodul (k_l) abhängig. Desto steifer (höhere Linienbettung) der umliegende Boden, desto welliger (größeres n) wird sich die Knickfigur einstellen.

Geht man von einem unendlich langen Pfahl aus, kann sich die Knicklänge frei von Auflagerbedingungen beliebig ausbilden, wobei sich die zugehörige Knicklast folgendermaßen berechnet:

$$N_{ki} = 2 \cdot \sqrt{E_P \cdot I_P \cdot k_l} \quad (3-47)$$

Die Frage, wie die Bettung k_l durch Bodeneigenschaften bestimmt werden kann, erweist sich als sehr schwierig. In allen in dieser Arbeit vorgestellten Veröffentlichungen wird die Linienbettung mit der undrainierten Scherfestigkeit korreliert, deren Ansatz oder Bestimmung somit zentrale Bedeutung zukommt (siehe auch Kapitel 2.2). Vogt et al. (2005) berufen sich auf weiterführende Literatur und geben folgende Werte an:

$$60 \cdot c_u \leq k_l \leq 110 \cdot c_u \quad (3-48)$$

Wie diese Korrelation einzuordnen ist und welchen Einfluss dieser Parameter auf den Knicknachweis von Mikropfählen hat, wird im Kapitel 3.4 ausführlich behandelt.

Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass ein rein elastischer Ansatz nach *ENGESSER* nicht geeignet ist um das Kraft-Verformungsverhalten eines Bodens ausreichend und zutreffend zu beschreiben. Vergleichsrechnungen an sehr einfachen Beispielen zeigten, dass ein rein elastischer Ansatz des Bodenverhaltens die Tragfähigkeit eines Mikropfahls erheblich überschätzt, was zusätzlich durch Modellversuche bestätigt werden konnte (Vogt et al. 2005). Somit muss bei größeren seitlichen Verschiebungen, welche beim Knicken von Mikropfählen auftreten können, die Interaktion zwischen Pfahl und Boden präziser beschrieben werden.

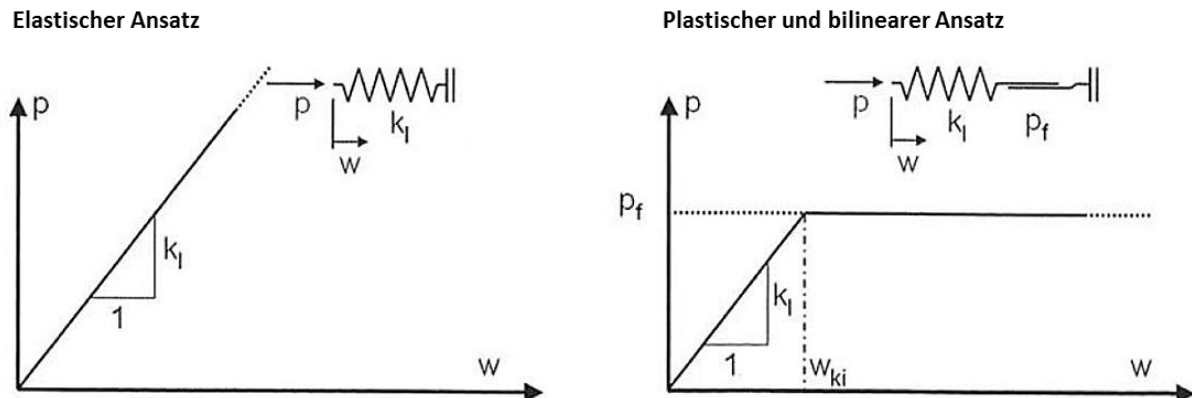


Abbildung 3-5: Abhängigkeit der seitlichen Bodenreaktionskraft p von der horizontalen Verschiebung der Pfahlachse (Vogt et al. 2005)

Abbildung 3-5 zeigt sowohl einen elastischen, als auch einen plastischen (bilinearen) Ansatz der seitlichen Bodenreaktionskraft, wie er in einer Vielzahl an Publikationen modellhaft beschrieben wird. Der maximale Bodenwiderstand p_f , welcher aus der Plastizitätstheorie abgeleitet wird, kann laut Randolph und Houlsby (1984) folgende Werte annehmen:

$$7 \cdot c_u \cdot d \leq p_f \leq 11 \cdot c_u \cdot d \quad (3-49)$$

Das Verhalten sehr weicher oder breiiger, bindiger Böden lässt sich nicht elastisch beschreiben, sondern ist durch ein äußerst viskoses und plastisches Materialverhalten gekennzeichnet. Demzufolge kann der seitliche Bodenwiderstand mit zunehmender Pfahlverschiebung nur bedingt zunehmen und keinesfalls über das Maß des Fließdrucks hinauswachsen. Dies bestätigt wiederum die Aussage, dass eine rein elastische Beschreibung der Bodenreaktion nach *ENGESSER* die tatsächlichen Knicklasten überschätzt. Somit ist ein bilinearer, elastoplastischer Ansatz wie in Abbildung 3-5 (rechts) dargestellt, die beste Lösung, welcher auch der Realität am nächsten zu sein scheint. In den normentechnischen Regelungen (Kapitel 1.6-1.7) werden weder Aussagen über die Beschreibung der seitlichen Bodenreaktion noch über deren Verwendung innerhalb eines Nachweises getroffen.

Darüber hinaus stellten Vogt und Vogt (2013) ein Bemessungskonzept gemäß Eurocode 3 (ÖNORM EN 1993-1-1) vor. Dieses Bemessungsverfahren gilt jedoch nur für Mikropfähle, die Druckkräfte über Stahltragglieder (z.B.: GEWI® mit gerissener Zementummantelung) aufnehmen und in den Untergrund ableiten.

Durch die Bestimmung der Verzweigungslasten mit Hilfe numerischer Berechnungsmethoden lassen sich Nichtlinearitäten im Widerstand des Pfahlwerkstoffes und der Bodenstützung, im Gegensatz zu den in dieser Arbeit vorgestellten analytischen Lösungen, zutreffender erfassen. Dies ist jedoch mit einem größeren Aufwand in der Ermittlung der Rechenparameter verbunden. Beispielhaft wird in Abbildung 3-6 ein stark idealisierter $p - y$ Verlauf dargestellt, aber auch der realitätsnähere Verlauf (gestrichelte Linie) der Bodenstützung abgebildet.

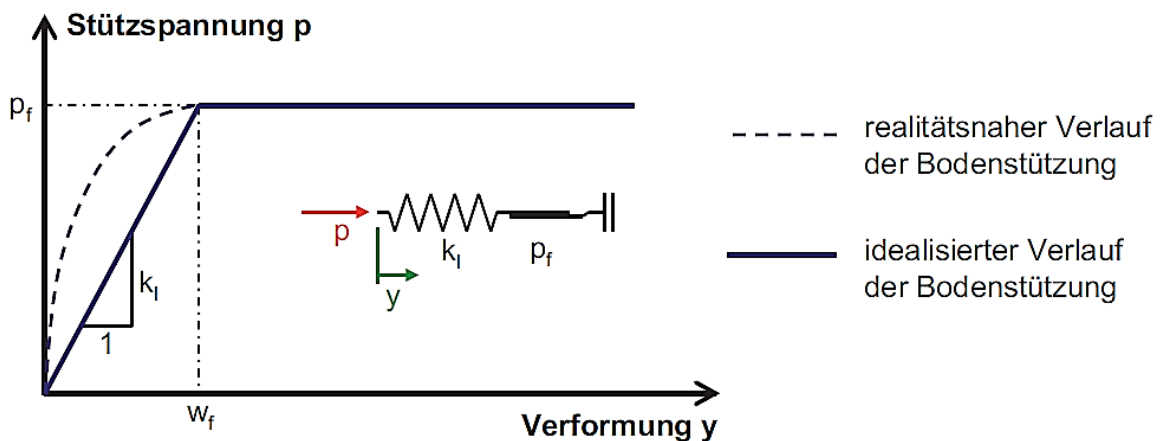


Abbildung 3-6: Ansatz einer elastoplastischen Bodenstützung (Vogt und Vogt 2013)

Weiters wird auf die Abhängigkeit der Bruchdehnung von der undrainierten Scherfestigkeit des weichen Bodens hingewiesen und weitere mit c_u korrelierende Ansätze (z.B.: in Abhängigkeit der Rauigkeit des Pfahlschafts) zur Beschreibung der seitlichen Bodenstützung angeführt. Detailliertere Angaben und weitere Erkenntnisse, sowie das rein auf Stahltragglieder ausgelegte Bemessungsverfahren können Vogt und Vogt (2013) entnommen werden. Weiters wird im Zweifelsfall eine versuchsgestützte Bemessung durch Pfahlprobelastungen, um den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes ermitteln zu können, empfohlen.

Das nachfolgend in Kapitel 3.3.2 vorgestellte analytischen Berechnungsverfahren basiert auf in Vogt (2005) veröffentlichten Angaben und beinhaltet wie die bereits vorgestellten Ansätze einen bilinearen Ansatz der Bodenstützung.

Unter Bezugnahme auf das in Abbildung 3-7 vorgestellte Ersatzsystem, können die Vorverformung $w_0(z)$ mit dazugehöriger Amplitude $w_{0,M} = L_{HW}/imp$, die Biegelinie $w_N(z)$ infolge Normalkraft und der Verlauf der Bodenstützung $p(z)$ sinusförmig angesetzt werden.

$$w_N(z) = w_{N,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{HW}} \cdot z\right) \quad (3-50)$$

$$p(z) = k_l \cdot w_{k,i} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{HW}} \cdot z\right) \quad \text{für: } w_{N,M} \geq w_{k,i} \quad (3-51)$$

$$p(z) = k_l \cdot w_{N,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{HW}} \cdot z\right) \quad \text{für: } w_{N,M} \leq w_{k,i} \quad (3-52)$$

Die Gültigkeitsbereich der Gleichungen (3-51) und (3-52) ist von der Größe der maximalen Verschiebung in der Mitte des Ersatzsystems $w_{N,M}$, bezogen auf die Verformung $w_{k,i}$, bei welcher der Boden um den Pfahl zu fließen beginnt, abhängig.

Somit kann aus der Bedingung $\sum M = 0$ am gelenkigen Kopfpunkt des Druckstabes das Moment in der Mitte des Ersatzsystems M_M folgendermaßen berechnet werden:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{HW}}{imp} \right) - P \cdot z_P \quad (3-53)$$

Hierfür muss die Resultierende P der stützenden Bodenkräfte durch Integration von $p(z)$, wiederum in Abhängigkeit der Verschiebung $w_{N,M}$ zu $w_{k,i}$, ermittelt und der dazugehörige Hebelarm z_P bestimmt werden:

$$p_M = k_l \cdot w_{N,M} \quad \text{für: } w_{N,M} \leq w_{k,i} \quad (3-54)$$

$$p_M = k_l \cdot w_{k,i} \quad \text{für: } w_{N,M} > w_{k,i} \quad (3-55)$$

$$P = k_l \cdot w_{N,M} \cdot \frac{L_{HW}}{\pi} \quad \text{für: } w_{N,M} \leq w_{k,i} \quad (3-56)$$

$$P = k_l \cdot w_{k,i} \cdot \frac{L_{HW}}{\pi} \quad \text{für: } w_{N,M} > w_{k,i} \quad (3-57)$$

$$z_P = \frac{L_{HW}}{\pi} \quad (3-58)$$

Damit kann das Moment M_M in der Mitte der Halbwelle wie folgt angeschrieben werden:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{HW}}{imp} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{HW}^2 \quad (3-59)$$

Setzt man voraus, dass der Pfahlwerkstoff unter üblichen Beanspruchungen elastisch bleibt, so gilt:

$$M_M = -E_p \cdot I_p \cdot w_{N,M}'' \quad (3-60)$$

Weiters erfährt der Stab eine durch die Beanspruchung bedingte Krümmung, wodurch sich folgender Ausdruck für das Biegemoment ergibt:

$$M_M = w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{HW}^2} \cdot E_p \cdot I_p \quad (3-61)$$

Da das Moment M_M in der Mitte Halbwelle für eine gegebene Biegelinie bekannt ist, kann durch „Gleichsetzen“ nachfolgende Beziehung aufgestellt werden:

$$w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{HW}^2} \cdot E_p \cdot I_p = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{HW}}{imp} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{HW}^2 \quad (3-62)$$

Anschließend wird diese Beziehung nach N aufgelöst, wodurch die maximal aufnehmbaren Pfahlnormalkräfte, in Abhängigkeit der Verschiebung $w_{N,M}$, errechnet werden können.

$$N = \frac{w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{HW}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{HW}^2}{w_{N,M} + \frac{L_{HW}}{imp}} \quad (3-63)$$

Für den Fall, dass die Verschiebung $w_{N,M}$ in der Mitte des Ersatzsystems genau der Verschiebung $w_{k,i}$, bei welcher der Boden um den Pfahl zu fließen beginnt, entspricht ($w_{N,M} = w_{k,i}$), ergibt sich die Verzweigungslast zu:

$$N_{ki} = \frac{w_{k,i} \cdot \frac{\pi^2}{L_{HW}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot w_{k,i} \cdot k_l \cdot L_{HW}^2}{w_{k,i} + \frac{L_{HW}}{imp}} \quad (3-64)$$

Wie anfangs erwähnt, werden diese Berechnungen am unendlich langen Pfahl durchgeführt. Zur Bestimmung der Verzweigungslast muss die maßgebende Halbwelle der Knickfigur bestimmt werden, für welche die Verzweigungslast N_{ki} minimal wird. Dies gelingt, indem man Gleichung (3-64) nach L_{HW} ableitet und anschließend gleich Null setzt.

Daraufhin kann diese Gleichung mit Hilfe einer numerischen Nullstellensuche gelöst werden und man erhält die entsprechende Halbwellenlänge L_{HW} für welche die Verzweigungslast N_{ki} minimal ist. Zur Verdeutlichung ist dieser Schritt in Abbildung 3-8 nochmals beispielhaft dargestellt.

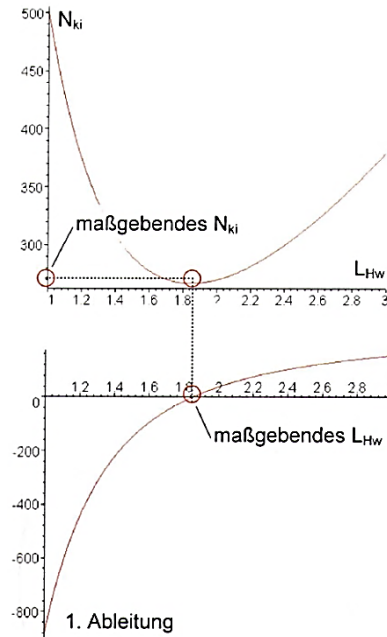


Abbildung 3-8: Beispielhafte Berechnung zur Bestimmung der maßgebenden Knicklänge (Vogt 2005)

So können die maßgebenden Halbwellenlängen L_{Hw} und die dazugehörigen Verzweigungslasten N_{ki} , in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit in einem Diagramm dargestellt werden. In Abbildung 3-9 sind die Ergebnisse für einen unendlich langen GEWI®-Pfahl mit Durchmesser $D = 28$ mm, dessen Biegesteifigkeit allein aus dem Stahltragglied berechnet wurde, beispielhaft dargestellt.

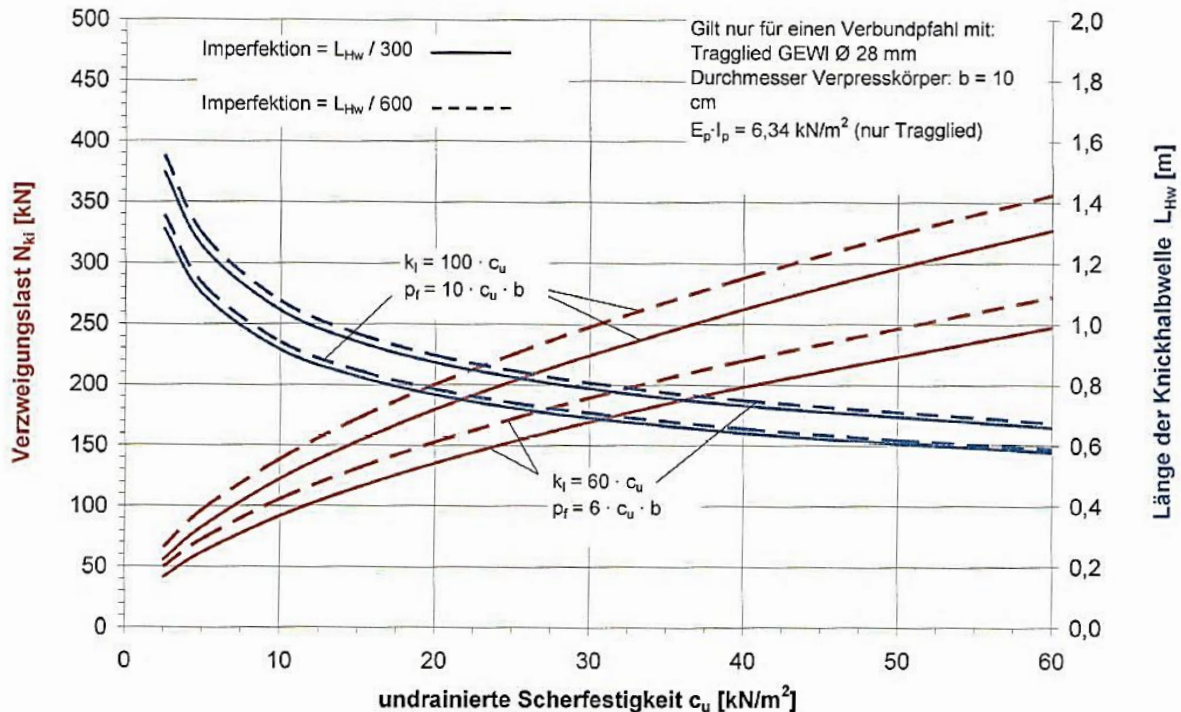


Abbildung 3-9: Beispielhafte Darstellung der maßgebenden Verzweigungslasten N_{ki} und Knicklängen L_{Hw} in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit c_u (Vogt 2005)

Hieraus ist zu erkennen, dass die im Vorfeld festgelegte Imperfektion auf die Länge der Halbwelle L_{HW} keinen nennenswerten Einfluss hat, sich jedoch mit steigender undrainierter Scherfestigkeit c_u erheblich auf die maximal mögliche Verzweigungslast N_{ki} auswirkt. Somit ist die Länge der Halbwelle im Wesentlichen vom Ansatz der seitlichen Bettung, also von k_l bzw. p_f abhängig (siehe Gleichung (3-48) und (3-49)). Die Verzweigungslast N_{ki} ist in erster Linie von c_u abhängig, wobei hier durchaus auch Imperfektionen das Ergebnis beeinflussen.

Die Sinnhaftigkeit eines Ergebnisdiagramms wie in Abbildung 3-9 ist durchaus gegeben, da hiermit die Möglichkeit geschaffen wurde, ohne langwieriger vorheriger Berechnungen, schnell einen guten Überblick über das Tragvermögen bestimmter Mikropfahlsysteme zu schaffen. Außerdem kann der Einfluss und die Sensibilität diverser Eingangsparameter „sichtbar“ gemacht werden. Selbstverständlich bedarf die Erstellung eines solchen Diagramms einer genauen Berechnung im Vorfeld, wobei das in diesem Kapitel beschriebene Nachweisverfahren zum Einsatz kommt. Weitere Ergebnisdiagramme können dem Endbericht des Forschungsvorhaben der TU München (Vogt 2005) entnommen werden.

Wie eingangs in Kapitel 3.3.1 erwähnt, muss anschließend noch überprüft werden, ob der Pfahl aufgrund seiner begrenzten Materialfestigkeit versagt, noch bevor die Verzweigungslast N_{ki} erreicht werden kann. Hierbei sind folgende Schnittgrößen maßgebend, welche die im Interaktionsdiagramm dargestellte Kombination aus Normalkraft und Moment, welche zum Plastifizieren führen, nicht überschreiten können. Dies kann unter Betrachtung der maximal auftretenden Verschiebung w_{ki} in der Mitte Halbwelle überprüft werden. Bleiben die Schnittgrößen an diesem Punkt unter der Interaktionskurve, so stellt die Verzweigungslast N_{ki} die maßgebende Traglast des Mikropfahls dar.

Diese Interaktionskurve der maximal gleichzeitig wirkenden Schnittgrößen zum Erreichen einer Plastifizierung des Pfahlquerschnitts, kann folgendermaßen beschrieben werden:

$$M = M_{pl} \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right) \right)^\alpha \quad (3-65)$$

Der Formbeiwert α hängt von der Geometrie des Pfahls ab und errechnet sich aus dem Verhältnis des plastischen zum elastischen Widerstandsmoment. Zur Überprüfung, ob beim Erreichen der Verzweigungslast die Interaktion der maximalen Schnittgrößen erreicht ist, wird das Moment in der Mitte des Ersatzsystems nach Gleichung (3-61) berechnet. Anschließend setzt man dieses Moment mit dem maximal möglichen Moment aus der Interaktionsbedingung (Gleichung (3-65)) gleich. Dies führt dazu, dass die Verschiebung $w_{N,M}$ zu $w_{M,pl}$ wird und die Interaktion der vollplastischen Schnittgrößen erreicht wird:

$$w_{M,pl} = \frac{M_{pl} \cdot L_{HW}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right) \right)^\alpha \quad (3-66)$$

Damit die Verzweigungslast N_{ki} die Traglast des Mikropfahls bestimmt und der Pfahl nicht aufgrund einer Überbeanspruchung des Pfahlmaterials versagt, muss stets folgende Ungleichung erfüllt sein:

$$w_{k,i} \leq w_{M,pl,ki} \quad (3-67)$$

Wobei die Verschiebung $w_{M,pl,ki}$ folgendermaßen bestimmt werden kann:

$$w_{M,pl,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{HW}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_{k,i}}{N_{pl}} \right)^\alpha \right) \quad (3-68)$$

Im Falle, dass die Ungleichung (3-67) nicht erfüllt ist, muss zur Bestimmung der Traglast N_u in der Gleichgewichtsbeziehung $w_{N,M} = w_{M,pl}$ gesetzt und anschließend nach $w_{M,pl}$ aufgelöst werden:

$$w_{M,pl} = \frac{N \cdot \frac{L_{HW}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{HW}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{L_{HW}^2}{\pi^2} \cdot k_l - N} \quad \text{für: } w_{M,pl} \leq w_{k,i} \quad (3-69)$$

Durch diesen Ansatz wird $N = N_u$ die maßgebende Traglast des Mikropfahls, die nun nicht durch ein Stabilitätsversagen, sondern durch eine Plastifizierung des Pfahlmaterials erreicht wird. Die Traglast N_u kann nun durch folgenden Formelapparat bestimmt werden:

$$\frac{N_u \cdot \frac{L_{HW}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{HW}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{L_{HW}^2}{\pi^2} \cdot k_l - N_u} = \frac{M_{pl} \cdot L_{HW}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_{pl}} \right)^\alpha \right) \quad (3-70)$$

Eine geschlossene Lösung dieser Gleichung ist zwar nicht möglich, sie lässt sich jedoch mit einer numerischen Nullstellensuche nach N_u auflösen. Um auf der sicheren Seite zu liegen, kann der Exponent α aus der Interaktionsbedingung zu 1 gewählt werden, wodurch sich die Beziehung stark vereinfacht und als quadratische Gleichung anschreiben lässt.

3.4 Analyse der Input-Parameter

In den vorangegangenen Kapiteln wurden mehrere Varianten zur Bestimmung der Traglast von Mikropfählen vorgestellt, ohne näher auf die charakteristischen Eingangsparameter einzugehen. In diesem Kapitel werden einige sensible Parameter aufgegriffen und genauer beschrieben.

3.4.1 Variation des Imperfektionsbeiwertes α aus Ofner und Wimmer

Der Imperfektionsbeiwert α (Gleichung (3-46)), welcher ausschließlich im Traglastverfahren nach Ofner und Wimmer (2007) Verwendung findet, kann dem Eurocode 3 (ÖNORM EN 1993-1-1) entnommen werden. Dieser Beiwert ist mit unterschiedlichen Knicklinien, welche u. A. von der Querschnittsform und der Stahlgüte eines Knickstabs abhängig sind, verknüpft. Da in dieser Arbeit zumeist das Verhalten von GEWI®-Pfähle beschrieben wird und es sich dabei um einen Vollquerschnitt handelt, muss der zur Knicklinie „c“ dazugehörige Imperfektionsbeiwert $\alpha = 0,49$ verwendet werden (vgl. Abbildung 3-10).


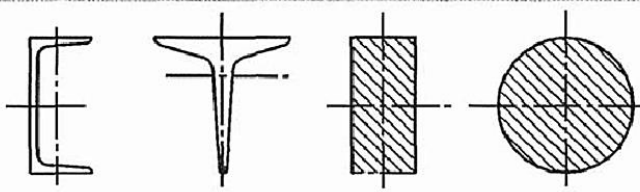
Querschnitt	Begrenzungen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knicklinie		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
 Hohl-quer-schnitte	warmgefertigte	jede	a	a_0	
	kaltgefertigte	jede	c	c	
 U-, T- und Voll-quer-schnitte		jede	c	c	
Knicklinie	a_0	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Abbildung 3-10: Imperfektionsbeiwerte α nach Eurocode 3 (ÖNORM EN 1993-1-1)

Eine willkürliche Variation dieses Wertes, um Konformität zu bestehenden Ergebnissen aus Modellversuchen oder numerischen Studien zu erhalten, ist nicht gerechtfertigt. Der Imperfektionsbeiwert hat wesentlichen Einfluss auf die Imperfektionsamplitude e_0 (Gleichung (3-33), wodurch auch der Querschnitts- und Verformungsnachweis erheblich beeinträchtigt wird.

Unter identischen Umgebungsbedingungen (konstante Normalkraft $N = 100 \text{ kN}$, konstantes c_w , etc.) führt eine Variation des Imperfektionsbeiwertes α zu großen Unterschieden in der Auslastung hinsichtlich Querschnittsnachweis und Verformungsbegrenzung. In Abbildung 3-11 ist der Einfluss der im Eurocode 3 (ÖNORM EN 1993-1-1) angegebenen Imperfektionsbeiwerte α auf den Querschnittsnachweis (blau) und auf die Verformungsbegrenzung (rot) dargestellt.

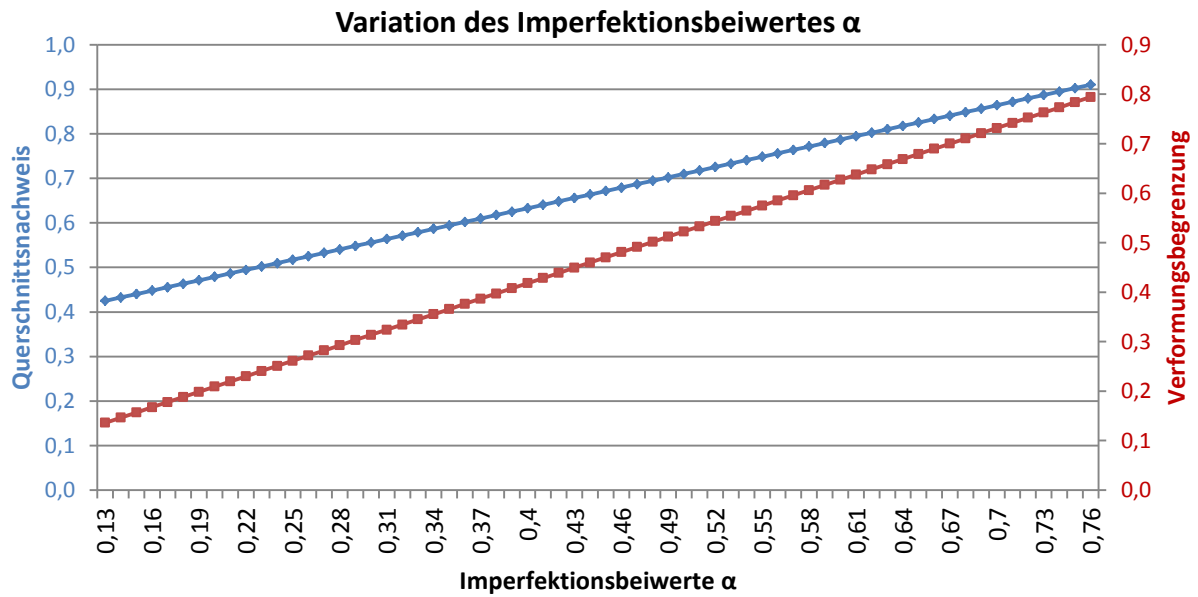


Abbildung 3-11: Variation des Imperfektionsbeiwertes α bei konstanter undrainierter Scherfestigkeit c_u

Unter Verwendung des zu GEWI®-Pfählen zugehörigen Imperfektionsbeiwertes $\alpha = 0,49$ (Knicklinie c) kann unter identischen Umgebungsbedingungen (konstante Normalkraft $N = 100 \text{ kN}$, konstantes α) der Einfluss der undrainierten Scherfestigkeit auf den Ausnutzungsgrad des Querschnittes (blau) und der Verformung (rot) dargestellt werden. In Abbildung 3-12 sind nur c_u -Werte größer 5 kN/m^2 dargestellt, da darunterliegende Werte unter verwendeter Umgebungsbedingungen zu Versagen führen und keine repräsentative Darstellung ermöglicht.

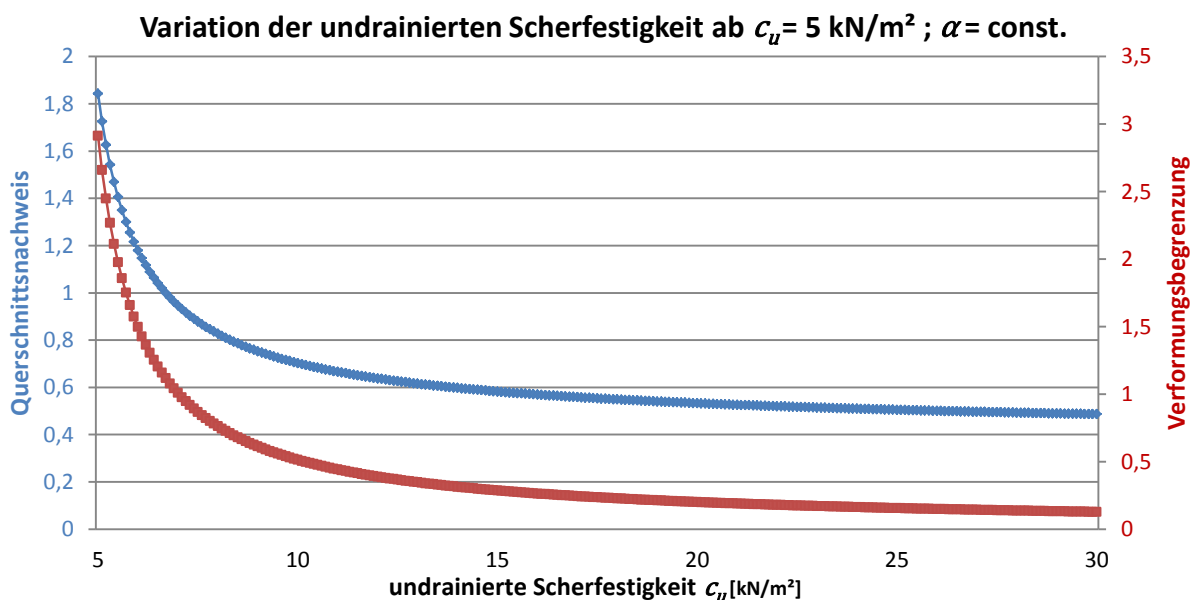


Abbildung 3-12: Variation von c_u bei konstantem Imperfektionsbeiwert $\alpha=0,49$ (Knicklinie c)

Der Eingangsparameter c_u ist der einflussreichste Parameter im analytischen Ansatz nach Ofner und Wimmer (2007) und führt vor allem unter verhältnismäßig niedrigen Werten zu großen Ausnutzungsgraden oder Versagen. Somit ist eine genaue Bestimmung dieses Wertes für den Bemessungsvorgang unerlässlich.

3.4.2 Beschreibung der Input-Parameter e_0 und w_0 aus Ofner und Wimmer (2007)

Als weitere wichtige Eingangsparameter können die Imperfektionsamplitude e_0 und die Verformungsamplitude w_0 genannt werden. Die Imperfektionsamplitude e_0 ist von der Biegesteifigkeit EI und der Bettungsziffer c , welche über $\bar{\lambda}$ eingehen (Gleichung (3-42) abhängig und ist wie folgt definiert (siehe auch Tragfähigkeitsnachweis Kapitel 3.2.2):

Imperfektionsamplitude nach (ÖNORM EN 1993-1-1)

$$e_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) \cdot \frac{W}{A} \tag{3-71}$$

In die Bestimmung der Verformungsamplitude w_0 (Gleichung (3-72) geht die Imperfektionsamplitude e_0 mit ein, wobei zusätzlich der Einfluss der einwirkenden Druckkraft berücksichtigt wird. Sobald die einwirkende Normalkraft die Knicklast übersteigt, kommt es zu Versagen (w_0 wird negativ).

Verformungsamplitude des gebetteten Pfahls nach Gleichung (3-27)

$$w_0 = e_0 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{ki} - N_{Ed}} \tag{3-72}$$

Um den großen Einfluss der undrainierten Scherfestigkeit zu verdeutlichen sind die Imperfektionsamplitude e_0 (links) und Verformungsamplitude w_0 (rechts) in Abhängigkeit von c_u in Abbildung 3-13 abgebildet. Sobald c_u einen bestimmten Wert unterschreitet, nimmt auch w_0 im Vergleich zu e_0 höhere Werte an. Ein c_u -Wert von 20 kN/m^2 ergibt unter $\alpha = 0,49$ und einer Belastung von $F = 100 \text{ kN}$ einen e_0 -Wert von ca. 2,7 mm, wobei w_0 nur einen Wert von ca. 0,9 mm erreicht.

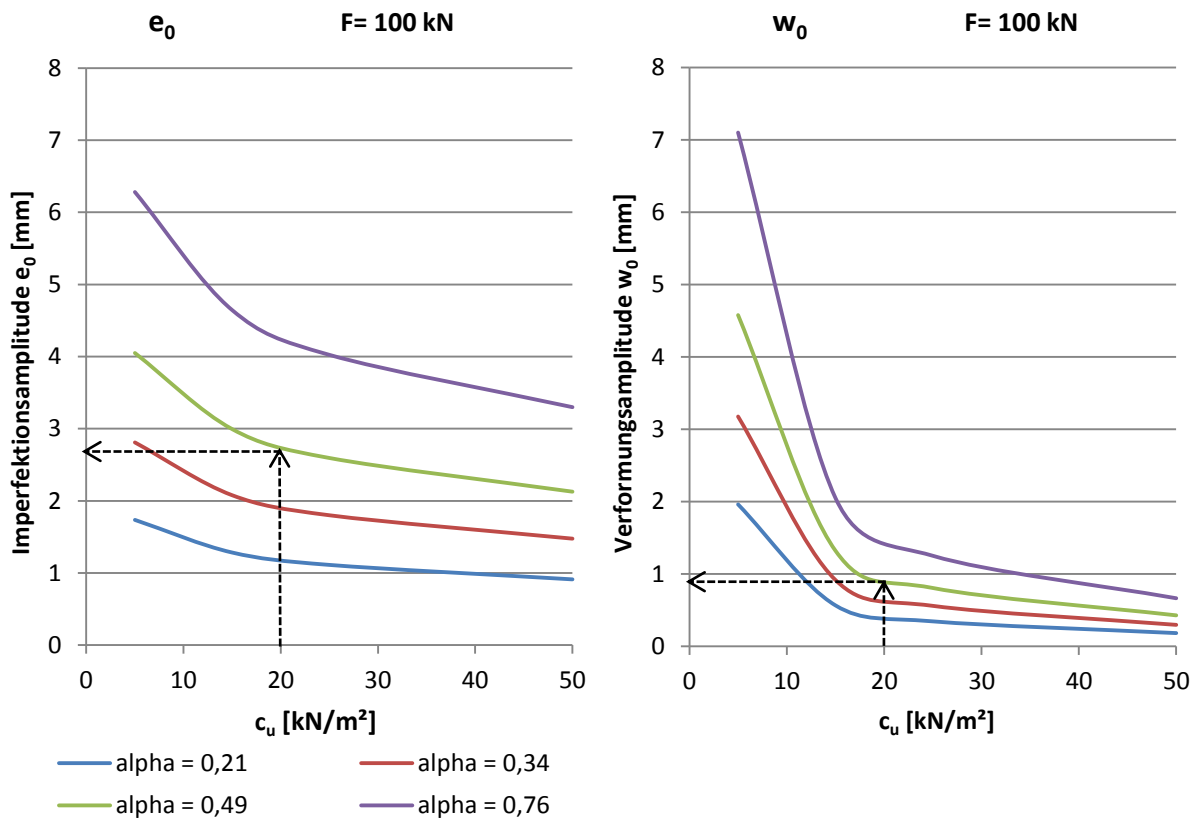


Abbildung 3-13: Diagramm zur Beschreibung des Zusammenhangs von c_u/e_0 bzw. c_u/w_0

3.4.3 Seitliche Bodenreaktion

Zur Beschreibung der seitlichen Bodenreaktion können verschiedenste Ansätze herangezogen werden. In allen hier vorgestellten analytischen Berechnungsverfahren korreliert der Bettungsansatz mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u . Tabelle 3-1 veranschaulicht die sehr unterschiedlichen Größenordnungen des Multiplikationsfaktors im Bettungsansatz.

Tabelle 3-1: Korrelation der seitlichen Bodenreaktion mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u

Publikation	Bettungsansatz	Einheit	Weiterer Ansatz
Meek (1996)	$k = 100 \cdot c_u$	[kN/m ²]	-
Ofner und Wimmer (2007)	$c = \frac{q_y}{w_y} = \frac{k_c}{k_y} \cdot c_u$	[kN/m ²]	$c = 100 \cdot c_u$
Vogt (2005)	$60 \cdot c_u \leq k_L \leq 110 \cdot c_u$	[kN/m ²]	-

Zusätzlich geben Lang et al. (2011) die Möglichkeit, den Bettungsmodul über einen empirischen Faktor zu bestimmen. Diese Angaben sind auf klassische Bohrpfähle bezogen und sollten daher nicht direkt auf die schlankeren Mikropfähle umgelegt werden. Nichtsdestotrotz wurden auch mit diesem Ansatz einige Vergleichsrechnungen durchgeführt:

Tabelle 3-2: Ermittlung des Bettungsmoduls über empirischen Faktor

Publikation	Bettungsansatz	Einheit	Weiterer Ansatz
Lang et al. (2011)	$k_{sh} \sim 1,4 \cdot \frac{E_{sh}}{D}$	[kN/m ³]	$E_{sh} \sim \frac{k_{sh} \cdot 1,4}{D}$

Der Bettungsansatz nach Tabelle 3-2 besitzt die Einheit [kN/m³] wodurch eine größenmäßige Vergleichbarkeit mit den mit c_u korrelierenden Ansätzen [kN/m²] vorerst nicht möglich ist. Um doch aussagekräftige Werte zu erhalten muss der Bettungsansatz mit dem Pfahldurchmesser multipliziert werden, woraufhin sich die richtige Einheit [kN/m²] ergibt. Somit kann auf die undrainierte Scherfestigkeit unter bestimmten Werten des horizontalen Steifemoduls E_{sh} rückgeschlossen werden. Das Verhältnis E/c_u kann unter Verwendung der minimalen oder maximalen Bettungsansätze aus Tabelle 3-1 berechnet werden. Die Ergebnisse erscheinen auf den ersten Blick relativ niedrig zu sein, sind aber in Anbetracht der niedrigen Steifigkeit (1000 kPa) durchaus realistisch (siehe Tabelle 3-3).

Tabelle 3-3: Verhältnis E/c_u unter empirisch ermitteltem Bettungsmodul

E_{sh} [kN/m ²]	k_{sh} [kN/m ²]	Ansatz k_i nach (Vogt et al. 2005)	entspricht c_u [kN/m ²]	E/c_u
1000	1400	$60 \cdot c_u$	$c_u \sim 17$	~ 43
1000	1400	$110 \cdot c_u$	$c_u \sim 13$	~ 79

3.4.4 Vergleichsrechnungen

Vergleicht man die unterschiedlichen in dieser Arbeit vorgestellten, analytischen Bemessungsverfahren mit dem im Rahmen dieser Arbeit erstellten Excel®-Vergleichsprogramm untereinander, so kommt es zu deutlichen Unterschieden in der Größe der maßgebenden Traglast. Die Ergebnisse aus der Berechnung einzelner Beispielpfähle können Tabelle 3-4 entnommen werden.

Tabelle 3-4: Vergleichsergebnisse aus analytischen Berechnungsverfahren

	c_u [kN/m ²]	$k_l = 100 \cdot c_u$ [kN/m ²]	Meek	Ofner	Vogt
			charakteristische Traglast $N_{u,k}$ [kN]		
GEWI®28 $D_a = 100 \text{ mm}$	5	500	22,09	82,36	95,50
	25	2500	95,09	160,31	210,30
	50	5000	221,59	192,74	246,50
GEWI®63.5 WI®63.5 $D_a = 100 \text{ mm}$	5	500	107,09	315,96	409,60
	25	2500	315,59	824,53	1016,14
	50	5000	518,09	991,80	1271,70

Selbstverständlich wurden für die Berechnung gleichwertige Eingabeparameter verwendet um überhaupt einen Vergleich zu ermöglichen. Das Traglastverfahren nach Vogt (2005) liefert die höchsten, das Verfahren nach Meek (1996) die geringsten charakteristischen Traglasten (Tabelle 3-4).

Da im weiteren Verlauf dieser Arbeit nur einfache, zweidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt wurden, ist es relativ schwierig die Ergebnisse mit analytischen Resultaten zu vergleichen. Um die analytischen Berechnungen überhaupt mit den numerischen Studien vergleichen zu können, muss der Pfahldurchmesser in den analytischen Ansätzen an die in der FE-Modellierung gegebenen Randbedingungen angepasst werden. Der Außendurchmesser des Pfahls beeinflusst die maximale Bodenreaktion p_f erheblich.

Da der Mikropfahl in den *plane strain* Untersuchungen (Kapitel 4; Abbildung 4-1) als Scheibe mit 1 m Länge modelliert wird, müsste dieser Parameter in den analytischen Ansätzen dementsprechend adaptiert (erhöht) werden. In Tabelle 3-5 sind alle variablen Eingangsparmeter für das Bemessungsverfahren nach Vogt angeführt:

Tabelle 3-5: Variable Eingangsparmeter nach (Vogt et al. 2005)

d	1,0	[m]	Pfahldurchmesser (bei GEWI-Pfahl: Durchmesser Zementstein)*	
α	1,7	[-]	Exponent der vereinfachten Interaktionsbeziehung (bei GEWI: $\alpha = 1,7$)	
imp		[-]	Maß der Imperfektion $L_{HW}/300 \leq imp \leq L_{HW}/600$	
imp_{Ziel}		[-]	ergibt sich aus Krümmungsradius: $R=200$ [m] laut Zulassung	
c_u		[kN/m ²]	undrainierte Scherfestigkeit c_u	
k_l		[kN/m ²]	Steifigkeit der Linienfeder $60 \cdot c_u \leq k_l \leq 110 \cdot c_u$	
p_f		[kN/m]	Fließspannung / Maximale Bodenreaktion $6 \cdot c_u \cdot d \leq p_f \leq 11 \cdot c_u \cdot d$	

Unter diesen Bedingungen und der „notwendigen“ Annahme eines 1 Meter breiten Pfahls konnten nun minimale und maximale Traglasten mit dem Berechnungsprogramm nach Vogt (2005) bestimmt werden. Der Pfahldurchmesser D und der Exponent der vereinfachten Interaktionsbeziehung α wurden konstant angenommen, das Maß der Imperfektion imp und Kennwerte des seitlichen Bettungscharakteristik ($k_l ; p_f$) innerhalb der publizierten Größenordnungen entsprechend variiert. In Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit konnten so teils deutliche Unterschiede in den Resultaten beobachtet werden. In Tabelle 3-6 sind die Ergebnisse für einen GEWI®28 und einen GEWI®63.5 aufgelistet:

Tabelle 3-6: Maximale Traglasten laut dem Berechnungsprogramm nach Vogt et al. (2005)

c_u	GEWI®28				GEWI®63.5			
	Minimum* [kN]		Maximum* [kN]		Minimum* [kN]		Maximum* [kN]	
	$L_{Hw}/300$	$L_{Hw}/600$	$L_{Hw}/300$	$L_{Hw}/600$	$L_{Hw}/300$	$L_{Hw}/600$	$L_{Hw}/300$	$L_{Hw}/600$
0,1	11,1	11,7	15,3	16,0	50,9	56,5	70,9	77,7
5	78,1	82,6	102,7	110,1	402,2	424,8	529,1	566,8
10	106,7	114,7	137,4	151,3	549,8	590,4	708,5	778,4
15	126,8	138,3	160,0	179,4	653,5	711,6	825,1	924,5
20	142,1	157,1	175,4	200,2	733,3	808,8	906,2	1030,8
25	154,7	172,6	186,7	215,5	797,3	889,0	965,1	1109,9
30	164,7	185,9	195,2	226,8	850,0	956,8	1008,9	1168,0
35	173,0	196,9	202,0	234,8	893,4	1013,8	1041,2	1210,4
40	180,3	206,1	207,0	241,0	930,7	1062,9	1065,9	1243,6
45	186,3	214,1	210,6	246,3	961,0	1103,9	1085,8	1268,5
50	191,2	221,2	213,1	249,6	987,4	1138,9	1103,2	1285,3
	Verzweigungslast des Pfahls ist maßgebend, Überschreitung der Knicklast							
	Pfahl versagt aufgrund einer Überschreitung der begrenzten Materialfestigkeit							
Minimum*:	$k_l = 60 \cdot c_u ; p_f = 6 \cdot c_u \cdot d$							
Maximum*:	$k_l = 110 \cdot c_u ; p_f = 11 \cdot c_u \cdot d$							

Diese Tabelle verdeutlicht, dass eine Variation der Bettungskennwerte ($k_l ; p_f$) die maximalen Traglasten erheblich beeinflusst. Außerdem ergaben verschiedene Imperfektionsansätze ($L_{Hw}/300$ bzw. $L_{Hw}/600$) nicht vernachlässigbare Unterschiede in den Ergebnissen.

Es fällt auf, dass der Mikropfahl unter diesen Annahmen schon ab einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ aufgrund einer Überschreitung der begrenzten Materialfestigkeit versagt und somit nur unter sehr kleinen c_u -Werten die Knicklasten überschritten werden konnten. Somit muss dieser Ansatz eines Pfahls mit 1 Meter Durchmesser hinterfragt werden.

Zur besseren Vergleichbarkeit müssten dreidimensionale FE-Modelle aufgebaut werden, wobei die daraus hervorgehenden Ergebnisse dann auch mit den Resultaten aus Großversuchen verglichen werden könnten.

4 Numerische Berechnungsmethoden

Das Tragverhalten von Mikropfählen wurde zusätzlich zu den in Kapitel 3 vorgestellten analytischen Berechnungsmethoden auch mit numerischen Methoden untersucht. Um den Modellierungs- und Berechnungsaufwand zu begrenzen, wurde ein ebener Dehnungszustand (*plane strain*) angenommen, wofür das FE- Programm PLAXIS 2D (Version 2012.01) verwendet wurde.

Bei geeigneter Wahl der Kennwerte kann damit eine für Mikropfähle repräsentative Studie durchgeführt werden, wenn auch selbstverständlich ein Ausknicken in z-Richtung nicht möglich ist und auch die unterschiedliche seitliche Stützwirkung einen direkten Vergleich mit Versuchen nicht ermöglicht (siehe Abbildung 4-1).

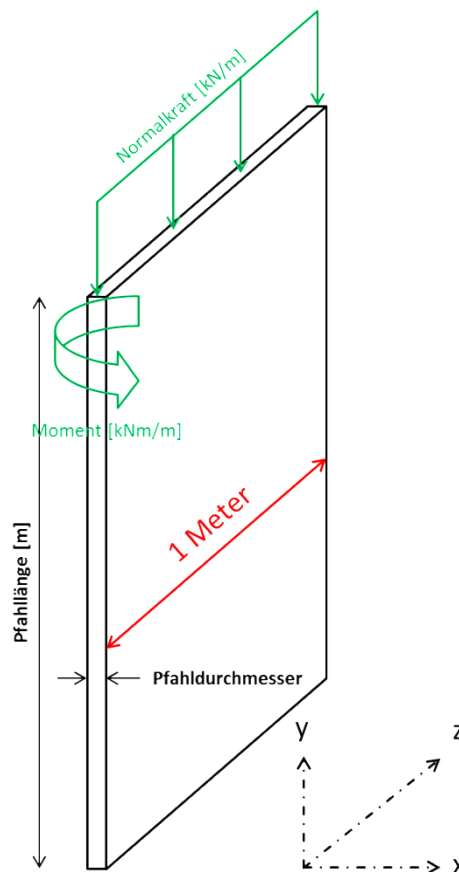


Abbildung 4-1: Modellierung des Mikropfahls in 2D

4.1 Stoffgesetze

4.1.1 Linear – elastisches Modell (LE-Modell)

Das linear - elastische Modell basiert auf dem Hook'schen Gesetz für isotropes, linear elastisches Materialverhalten und kann bekannter Weise folgendermaßen angeschrieben werden (1-Dimensional):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4-1)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (4-2)$$

Es ist dies das simpelste Stoffmodell, welches auch in PLAXIS verwendet werden kann. Für isotropes Material, wobei in allen in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen von isotropem Materialverhalten ausgegangen wird, sind zur Bestimmung der Bodenparameter nur der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν notwendig. Nach diesen Ansätzen sind sämtliche auftretende Verformungen elastisch und reversibel und es gibt keine Koppelung zwischen Volums- und Gestaltänderung.

Ein linear-elastischer Ansatz ist deswegen nicht zur Beschreibung des grundsätzlich nichtlinearen Verhaltens des Bodens geeignet und dient in dieser Arbeit nur zu Zwecken der Voruntersuchung.

4.1.2 Mohr – Coloumb Modell (MC-Modell)

Zur besseren Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens des Bodens kann das Mohr-Coloumb Modell herangezogen werden. Es handelt sich hierbei um ein linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz, welches im Rahmen geotechnischer Aufgabenstellungen sehr häufig eingesetzt wird. Die auftretenden Verformungen ε setzen sich aus einer reversible elastischen Komponente und einer irreversiblen plastischen Komponente zusammen (Abbildung 4-2):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \tag{4-3}$$

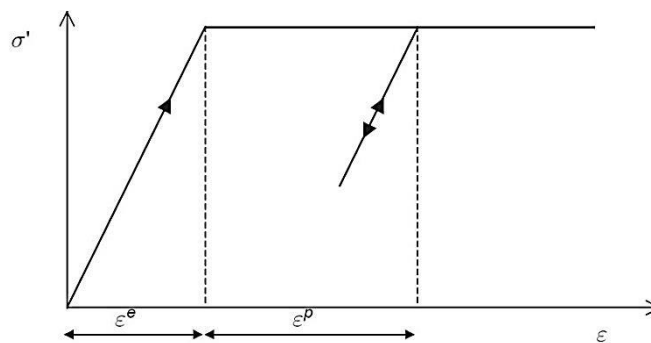


Abbildung 4-2: Grundidee des linear-elastisch, ideal-plastischen Stoffgesetzes (PLAXIS b.v.)

Die reversiblen Verformungen ε^e können mit dem einfachen linear elastischen Ansatz nach Gleichung (4-1) und (4-2) beschrieben werden. Im Mohr-Coloumb-Modell entspricht die Fließbedingung der bekannten Bruchbedingung:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi \tag{4-4}$$

In diesem Term werden τ und σ als Schub- bzw. Normalspannung, φ als Reibungswinkel und c als Kohäsion des betrachteten Bodens bezeichnet. Tangiert der Mohr'sche Spannungskreis (mit effektiven Hauptspannungen) die Coloumb'sche Grenzbedingung, so kommt es zu Materialversagen.

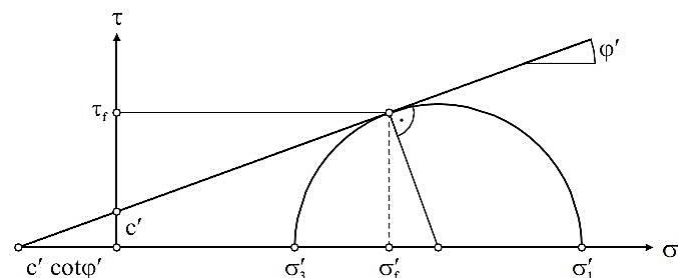


Abbildung 4-3: Mohr'scher Spannungskreis und Coloumb'sche Grenzbedingung im σ' - τ -Diagramm (Wehnert 2006)

Unter diesen Voraussetzungen lässt sich die Grenzbedingung nach Gleichung (4-4) zur Grenzbedingung nach Mohr-Coloumb umformen:

$$(\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin \varphi' + 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi' \tag{4-5}$$

Die Grenzbedingung nach Mohr-Coloumb lässt sich auf unterschiedlichste Art und Weise anschreiben, wobei im deutschsprachigen Raum die Darstellung im s - t -Diagramm am weitesten verbreitet ist. In dieser Darstellung entspricht $s = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$ dem Durchmesser und $t = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$ dem Radius des Mohr'schen Spannungskreises. Die unterschiedlichen Darstellungsarten sind in Abbildung 4-4 exemplarisch angeführt:

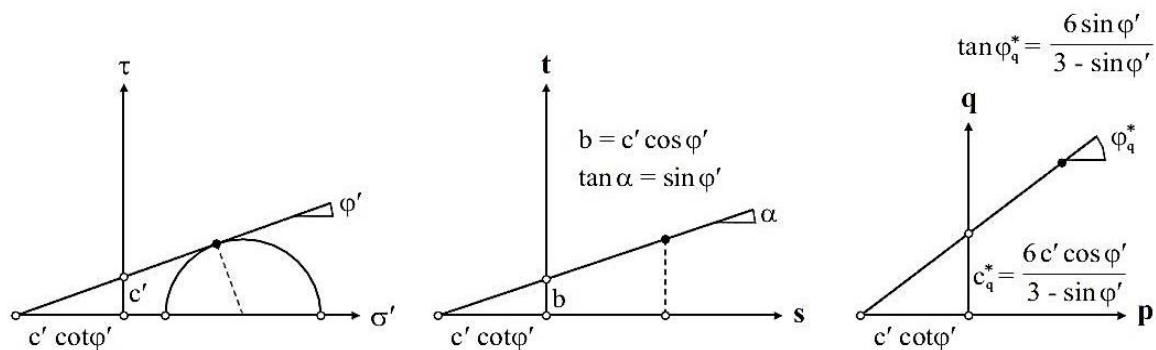


Abbildung 4-4: Darstellungsmöglichkeiten der Mohr-Coloumb'schen Grenzbedingung (Wehnert 2006)

Einfaches Umformen der Grenzbedingung nach Gleichung (4-5) liefert die Fließbedingung:

$$F_{\{\sigma\}} = (\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin \varphi' - 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi' \tag{4-6}$$

Diese Fließbedingung nach Mohr-Coloumb kann nun im 3D-Hauptspannungsraum graphisch dargestellt werden, wobei zusätzliche Anmerkungen zu einzelnen Spannungszuständen der nachfolgenden Abbildung entnommen werden können:

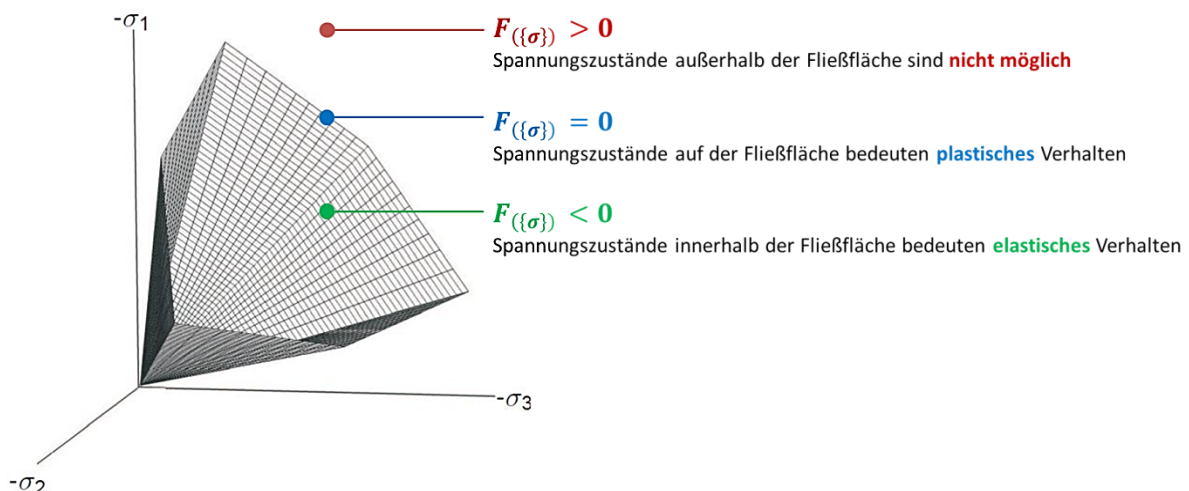


Abbildung 4-5: MC – Fließfläche im Hauptspannungsraum (c=0)

Um numerische Analysen nach dem MC-Modell durchführen zu können, sind fünf verschiedene Eingabeparameter zur Beschreibung des Materialverhaltens erforderlich (Tabelle 4-1):

Tabelle 4-1: PLAXIS Input-Parameter für MC (PLAXIS b.v.)

E	E-Modul	$[kN/m^2]$	elastisches Verhalten
ν	Querdehnzahl	$[-]$	elastisches Verhalten
φ	Reibungswinkel	$[^\circ]$	plastisches Verhalten
c	Kohäsion	$[kN/m^2]$	plastisches Verhalten
ψ	Dilatanzwinkel	$[^\circ]$	plastisches Verhalten

Als Alternative zur Verwendung des E-Moduls als Steifigkeitsparameter, kann auch der Schubmodul G und der Steifemodul E_{oed} in der PLAXIS – Eingabemaske verwendet werden:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4-7)$$

$$E_{oed} = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)} \quad (4-8)$$

Obwohl beim Stoffmodell nach Mohr-Coloumb Nichtlinearitäten im Materialverhalten berücksichtigt werden und es sich im Vergleich zur linearen Elastizität um ein höherwertigeres Stoffgesetz handelt, bleiben trotzdem einige Nachteile bestehen:

- keine plastischen Verformungen für Spannungszustände unter der Bruchbedingung (z.B.: isotrope Belastung, K_0 -Pfad)
- ungenügende Beschreibung des plastischen Verformungsverhalten des Bodens
- Reibungswinkel wird als konstant angenommen
- Dilatanzverhalten wird überschätzt
- Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wird nicht berücksichtigt
- Keine Unterscheidung zwischen Erst-, Ent- und Wiederbelastung

Um das Materialverhalten des Bodens noch besser zu beschreiben und gleichzeitig die Unzulänglichkeiten des Mohr-Coloumb Bruchkriteriums beheben zu können, bedarf es der Anwendung höherwertiger Stoffgesetze.

4.1.3 Hardening Soil Modell (HS-Modell)

Beim Hardening Soil Modell handelt es sich um ein elastoplastisches Stoffgesetz. Neben der Bruchbedingung nach Mohr-Coloumb (Kapitel 4.1.2) werden zwei zusätzliche Fließbedingungen eingeführt, wodurch eine bessere Beschreibung des Bodenverhaltens ermöglicht wird.

Im Gegensatz zur bilinearen Arbeitslinie im MC-Modell wird die Spannungs- Dehnungsbeziehung im HS-Modell – in Anlehnung an die Form der Spannungs-Dehnungskurve eines drainierten Triaxialversuchs – mit einer hyperbolischen Beziehung beschrieben, die folgendermaßen angeschrieben wird und in Abbildung 4-6 graphisch dargestellt ist:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (4-9)$$

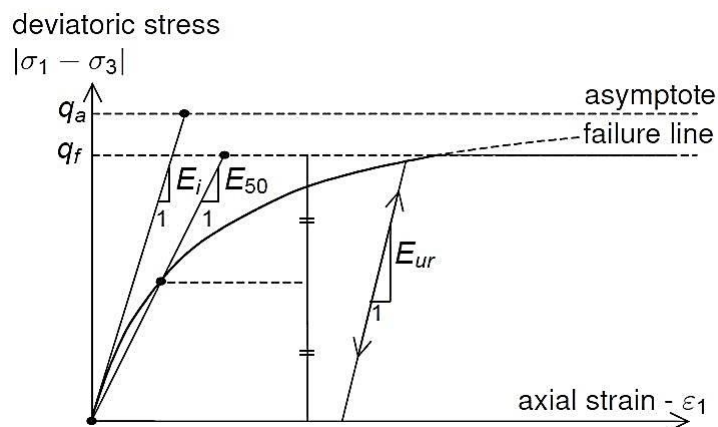


Abbildung 4-6: Hyperbolische Spannung-Dehnungsbeziehung im HS-Modell (PLAXIS b.v.)

In der Beziehung nach Gleichung (4-9) ist die asymptotische Deviatorspannung q_a mit der maximalen Deviatorspannung q_f wie folgt miteinander verknüpft:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4-10)$$

$$q_f = (c' \cot \varphi' + \sigma_3') \cdot \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (4-11)$$

Der Ausdruck R_f aus Gleichung (4-10) beschreibt das Verhältnis zwischen q_a und q_f und ist immer kleiner als eins. Erfahrungswerte (Wehnert 2006) zeigen, dass für die meisten Fälle $R_f = 0,9$ verwendet werden kann, so ist dieser Wert auch in PLAXIS (2012) standardmäßig voreingestellt.

Die zwei zusätzlich eingeführten Fließbedingungen ermöglichen die Berücksichtigung irreversibler Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung (deviatorische Fließfläche) und irreversibler Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung (volumetrische Fließfläche bzw. Kappenfließfläche). (Wehnert 2006)

Zum besseren Verständnis kann das HS-Modell sehr anschaulich in einem p - q -Diagramm erläutert werden, wobei q der Deviatorspannung und p' der Hauptnormalspannung entspricht:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{4-12}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \tag{4-13}$$

Laut Abbildung 4-7 kann das Hardening Soil Modell in vier unterschiedliche Bereiche unterteilt werden. Je nachdem in welchem dieser Bereiche sich der aktuelle Spannungszustand befindet können keine, eine oder beide Fließflächen aktiviert sein. Ist keine der beiden Fließflächen aktiv, so befindet sich der Spannungspunkt im elastischen Bereich, wie dies im Falle einer Ent- und Wiederbelastung der Fall ist. In allen anderen Bereichen kommt es zu irreversiblen plastischen Verformungen und / oder zum Erreichen des Bruchkriteriums nach Mohr-Coloumb.

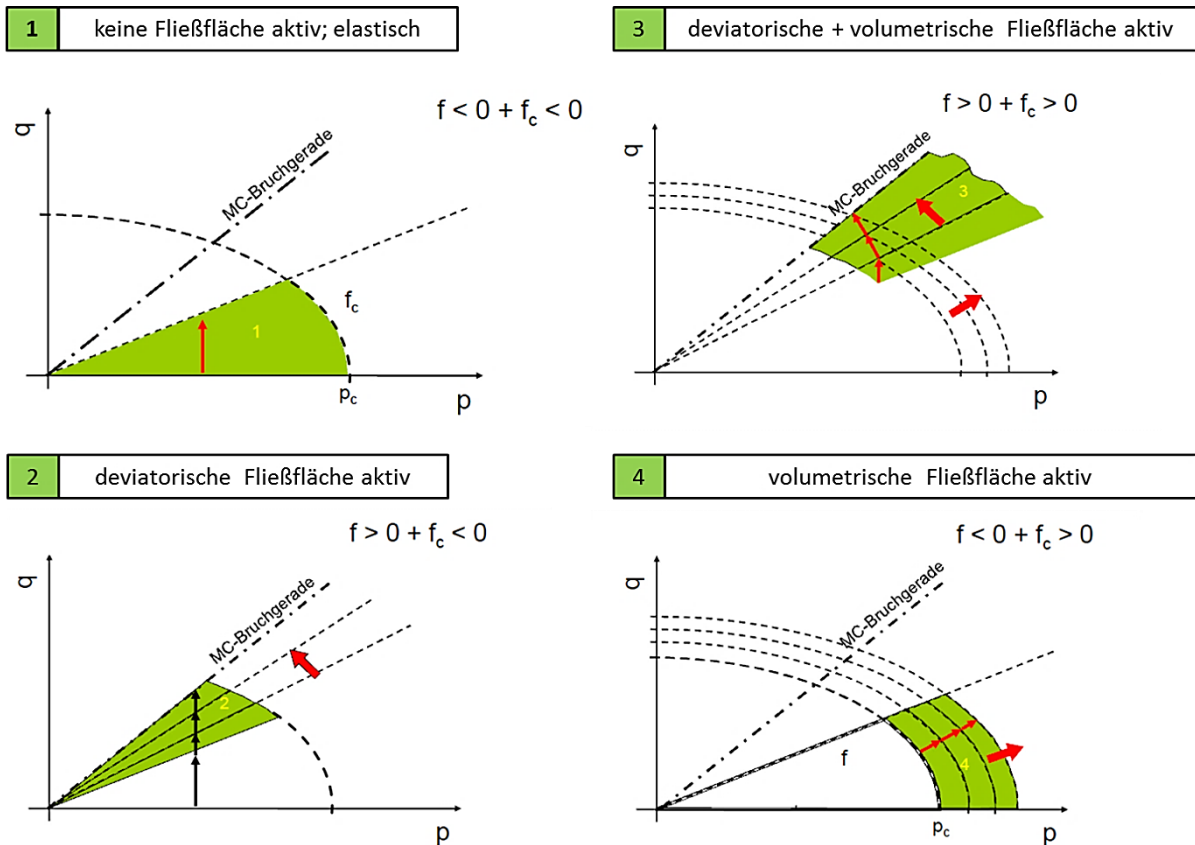


Abbildung 4-7: Beschreibung des Hardening Soil Modells

Zur Veranschaulichung ist in Abbildung 4-8 die gesamte Fließfläche des HS-Modells im Hauptspannungsraum für kohäsionslosen Boden dargestellt. Eine genauere Beschreibung der Fließflächen und deren Eigenschaften kann Wehnert (2006) bzw. (PLAXIS b.v.) entnommen werden.

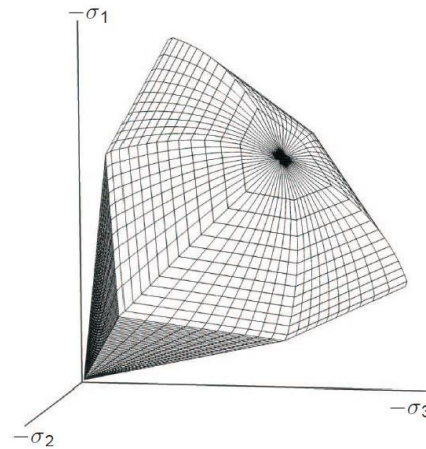


Abbildung 4-8: Fließfläche des Hardening-Soil Modells im Hauptspannungsraum ($c=0$) (PLAXIS b.v.)

Die Höherwertigkeit dieses Stoffgesetzes äußert sich auch in der Notwendigkeit einer größeren Anzahl an Eingabeparametern um das Modell vollständig beschreiben zu können (Tabelle 4-2):

Tabelle 4-2: PLAXIS Input-Parameter für HS (PLAXIS b.v.)

φ	Reibungswinkel	[°]	plastisches Verhalten
c	Kohäsion	[kN/m ²]	plastisches Verhalten
ψ	Dilatanzwinkel	[°]	plastisches Verhalten
E_{50}^{ref}	Sekantenmodul für deviatorische Erstbelastung bei 50% der maximalen Deviatorspannung q_f unter Referenzdruck $p^{ref} = \sigma_3$	[kN/m ²]	Steifigkeitsparameter
E_{ur}^{ref}	Ent- und Wiederbelastungsmodul bei triaxialer Kompression unter einem Referenzdruck $p^{ref} = \sigma_3$	[kN/m ²]	Steifigkeitsparameter
E_{oed}^{ref}	Tangentenmodul für ödometerische Erstbelastung unter einem Referenzdruck $p^{ref} = \sigma_1$	[kN/m ²]	Steifigkeitsparameter
m	Exponent m beschreibt die Spannungsabhängigkeit der Steifig-	[-]	Sand $\approx 0,5$; Ton $\approx 1,0$
ν_{ur}	Poissonzahl für Ent- und Wiederbelastung	[-]	default: 0,2
p^{ref}	Referenzspannung	[kN/m ²]	default: 100
K_0^{nc}	K_0 -Wert für Normalkonsolidation	[-]	default: $1 - \sin \varphi$
$R_f = \frac{q_f}{q_a}$	Bruchquotient	[-]	default: 0,9

Unter diesen Voraussetzung ist das Hardening Soil Modell durch folgende Charakteristika gekennzeichnet:

- Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
- Gültigkeit der Mohr-Coloumb'schen Bruchbedingung
- Unterscheidung der Steifigkeiten zwischen Erst-, Ent- und Wiederbelastung
- Plastische Verformungen unter deviatorischer und volumetrischer Erstbelastung

4.1.4 Hardening Soil Small Modell (HSS-Modell)

Das Hardening Soil Small Modell ist das hochwertigste Stoffgesetz, welches im Rahmen dieser Arbeit verwendet wird, wobei es sich um eine Adaption bzw. Weiterentwicklung des bereits in Kapitel 4.1.3 vorgestellten Hardening Soil Modells handelt. Die Haupteigenschaft dieses Stoffmodells liegt in der Berücksichtigung der sehr hohen Steifigkeit des Bodens im Bereich sehr kleiner Dehnungen (*small strain stiffness*). Abbildung 4-9 zeigt ein typische Kurve zur Beschreibung des nichtlinearen Abbaus der Steifigkeit mit zunehmender Dehnung.

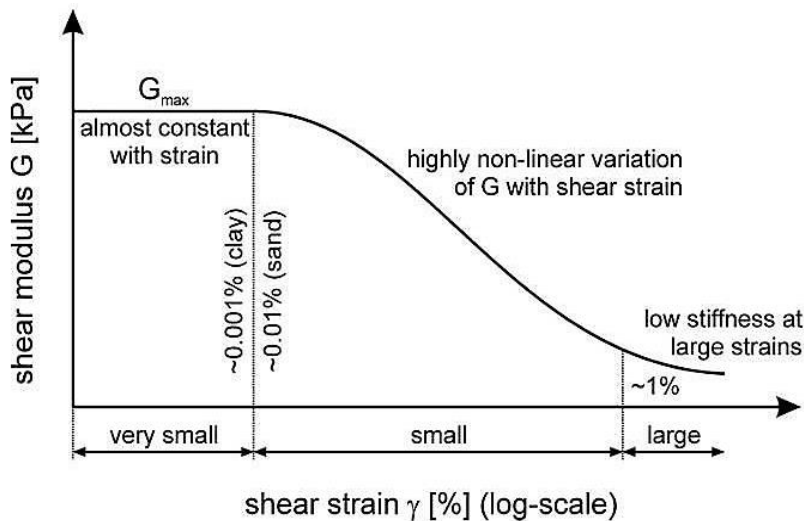


Abbildung 4-9: Abnahme der Steifigkeit mit zunehmender Dehnung

Das charakteristische Steifigkeits-Dehnungsverhalten eines Bodens mit typischen Dehnungsbereichen, wie sie bei geotechnischen Aufgabenstellungen auftreten ist in Abbildung 4-10 dargestellt (Atkinson und Salfors 1991). In der Abbildung sind auch mögliche Messmethoden zur Erfassung der *small strain stiffness* angeführt.

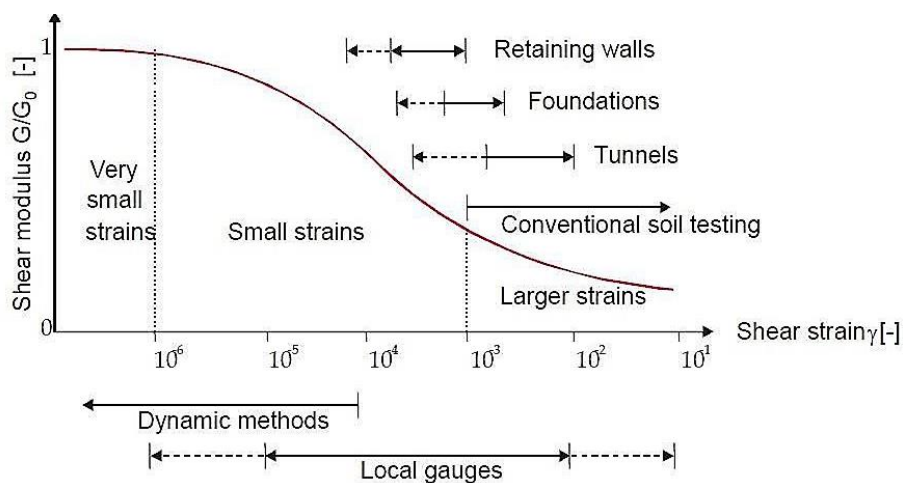


Abbildung 4-10: Messmethoden zur Bestimmung der *Small Strain Stiffness* (Atkinson und Salfors 1991)

Durch die Miteinbeziehung der *small strain stiffness* ermöglicht das HSS-Modell eine realistischere Beschreibung des Bodenverhaltens, wozu im Gegensatz zum HS-Modell zwei zusätzliche Eingabeparameter erforderlich sind (PLAXIS b.v.):

- (Initieller) Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen G_0
- Dehnungslevel $\gamma_{0,7}$ bei dem der Sekantenschubmodul G_S auf 70% von G_0 reduziert ist

4.1.5 Updated mesh analysis

In konventionellen FE-Berechnungen wird der Einfluss einer sich ändernden Netzgeometrie, im Hinblick auf die Gleichgewichtsbedingungen, vernachlässigt. Dies hat insofern seine Berechtigung, da die Verformungen in den meisten ingenieurtechnischen Aufgaben und Bauwerken relativ klein sind.

Dies ist jedoch für die in dieser Arbeit durchgeführten Studie nicht zutreffend, alle Berechnungen werden daher mit der Option *updated mesh analysis* durchgeführt.

4.2 Linear-elastische Voruntersuchungen

Bevor mit den eigentlichen numerischen Berechnungen begonnen werden kann, muss ein entsprechendes FE-Modell entwickelt werden. Zu Testzwecken wurde in einer ersten Vorstudie der einfachste linear-elastische Ansatz für den Boden verwendet.

4.2.1 Modellgröße / Netzfeinheit

In den ersten linear-elastischen Voruntersuchungen weist das Modell eine Breite von 30 Metern und eine Höhe von 25 Metern auf. Ein 10 Meter langer Mikropfahl wird als *plate*-Element mittig eingebaut, wobei er durch *Interfaces* (*virtual thickness factor* = 0,1 und $R_{inter} = 1,0$) vom umgebenden Boden getrennt wird. Es ist notwendig, den Pfahl zusätzlich zu einer Drucknormalkraft auch mit einem Biegemoment zu beanspruchen, um numerisch eine Außermittigkeit zu erzeugen. Das Modellschema ist in Abbildung 4-11 dargestellt.

Zur Generierung mehrerer, unterschiedlicher Bereiche mit verschiedenen Netzfeinheiten wurde das Bodenmodell zusätzlich in mehrere Cluster unterteilt (Abbildung 4-11). Dies ermöglicht ein immer feiner werdendes Netz, wodurch in direkter Umgebung des Mikropfahls sehr genaue Berechnungsergebnisse erzielt werden können.

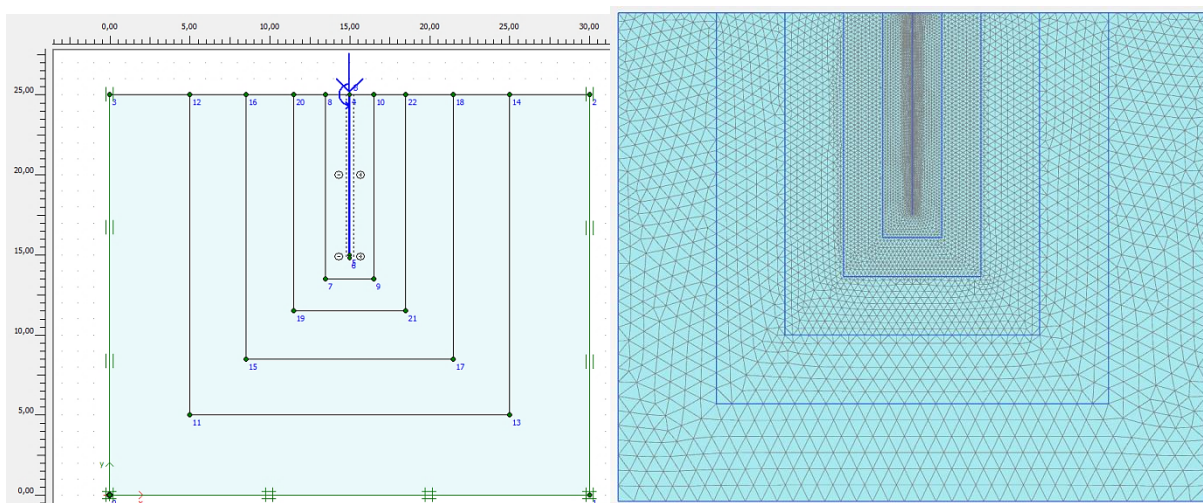


Abbildung 4-11: Modellschema und Netzfeinheit in den Voruntersuchungen

4.2.2 Eingangsdaten linear – elastische Voruntersuchungen

Als nächsten Schritt müssen sowohl dem Boden (Tabelle 4-3), als auch dem Mikropfahl (Tabelle 4-4) die erforderlichen Parameter zugewiesen werden. Um den „Extremfall“ modellieren zu können, wurde in dieser Studie der schwächste handelsübliche Mikropfahl (GEWI®28) verwendet, wobei sich alle Kennwerte nur auf das reine Stahltragglied ohne Zementummantelung beziehen. In den nachfolgenden Tabellen sind die Parameter für das *plate*-Element und den Bodenkörper, sowie die Beschreibung der Kalkulationsphasen angeführt.

Tabelle 4-3: Bodenparameter für linear – elastische Voruntersuchungen

Soil Parameters	Symbol	soil	Unit
<i>Material Model</i>	<i>Model</i>	Linear elastic	[-]
<i>Groundwater</i>	<i>no</i>	-	[-]
<i>Type of behaviour</i>	<i>type</i>	drained	[-]
<i>Dry weight</i>	γ_{unsat}	18	[kN/m ³]
<i>Wet weight</i>	γ_{sat}	18	[kN/m ³]
<i>Young's modulus</i>	E'	1000	[kN/m ²]
<i>Poissons's ratio</i>	ν	0,3	[-]

Tabelle 4-4: Mikropfahlparameter für Voruntersuchungen

Mikropfahleigenschaften [GEWI®28]			
Länge des Pfahls	L	10	[m]
Fläche des Pfahlquerschnitts [Gewi 28]	A	616	[mm ²]
elastisches Widerstandsmoment des Pfahlquerschnitts	W	2160	[mm ³]
Trägheitsmoment des Pfahlquerschnitts	J	30200	[mm ⁴]
E-Modul des Pfahlmaterials (Stahl)	E	210000	[N/mm ²]
Fließgrenze (Streckgrenze) des Pfahlmaterials	f_y	500	[N/mm ²]
PLAXIS plate [parameters for GEWI®28]	Symbol	Gewi28	
	<i>material type</i>	Elastic	[-]
	<i>Isotropic</i>	Yes	[-]
	<i>End bearing</i>	Yes	[-]
Dehnsteifigkeit	EA_1/EA_2	129360	[kN/m]
Biegesteifigkeit	EI	6,342	[kN/m ² /m]
äquivalente Dicke	d	0,02426	[m]
	w	0	[kN/m/m]
Querdehnzahl	ν	0,2	[-]
Anmerkungen:			
Spacing = 1,0 m			
Calculation Phases			
Initial Phase	K ₀ procedure / deactivate upper soil layer*		
Phase 1	activate micropile & interfaces		
Phase 2	activate vertical force / bending moment		

*Bei GEO1 und GEO3 muss der zur Modellierung des über GOK hinausstehenden plates notwendige Bodenkörper in der initial phase deaktiviert werden

4.2.3 Geometrie der Lasteinleitung / Laststufen

Zielstellung dieser Voruntersuchungen war es, die Auswirkungen unterschiedlicher Lasteinleitungsvarianten auf die Berechnungsergebnisse zu erkunden:

GEO1:

In diesem Fall ragt das *plate*-Element 0,3 Meter über den umgebenden Bodenkörper heraus. Dies soll sicherstellen, dass die gesamte aufgebrachte Last ausschließlich vom *plate*-Element aufgenommen wird.

GEO2:

Hierbei schließt der Mikropfahl mit dem umgebenden Boden ab. Unter diesen Voraussetzungen wird vermutet, dass auch der Boden einen kleinen Anteil der aufgebrachten Lastkombination aufnimmt.

GEO3:

Ein *plate*-Element (*structural element*) ist in der Lage ein extern eingeleitetes Biegemoment aufzunehmen. Die gegebene Lastkombination kann auch mit einem äquivalenten Kräftepaar in den Mikropfahl eingeleitet werden. Auch hier wird das *plate*-Element über den Boden hinaus verlängert und als biegesteifes Eck mittels *plate-chains* modelliert.

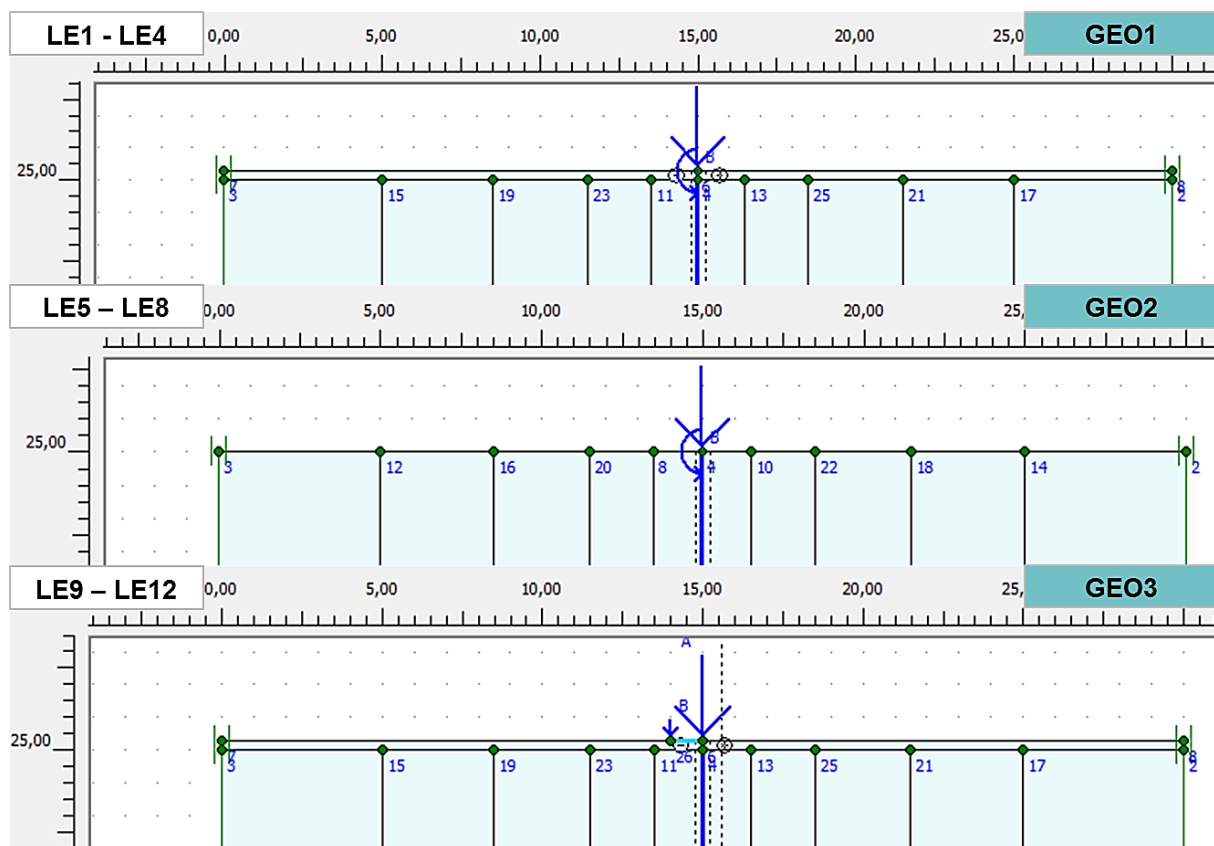


Abbildung 4-12: Unterschiedliche Möglichkeiten der Lasteinleitung

Unter diesen Voraussetzungen wurden unterschiedliche Berechnungsvarianten, stets unter Beibehaltung der Eingangsparameter nach Tabelle 4-3, durchgeführt. Zusätzlich zu den unterschiedlichen Möglichkeiten der Lasteinleitung wurde die Lastkombination fallweise um einen Faktor 10 erhöht und auch der Einfluss von *updated mesh* Berechnungen untersucht. Somit ergaben sich 12 unterschiedliche Kombinationen, welche zur Verdeutlichung in Tabelle 4-5 aufgelistet sind:

Tabelle 4-5: Variantenbeschreibung für Lasteinleitung und Laststufen

Varianten:	geometry	F [kN]	M [kNm]	Mode	PLAXIS
LE1 (Pfahl 0,3 m über GOK)	1	100	20	no updated mesh	+
LE2 (Pfahl 0,3 m über GOK)	1	1000	200	no updated mesh	+
LE3 (Pfahl 0,3 m über GOK)	1	100	20	updated mesh	-
LE4 (Pfahl 0,3 m über GOK)	1	1000	200	updated mesh	-
LE5 (Pfahl schließt mit GOK ab)	2	100	20	no updated mesh	+
LE6 (Pfahl schließt mit GOK ab)	2	1000	200	no updated mesh	+
LE7 (Pfahl schließt mit GOK ab)	2	100	20	updated mesh	-
LE8 (Pfahl schließt mit GOK ab)	2	1000	200	updated mesh	-
LE9 (F + M über Hebelarm eingeleitet)	3	100	20	no updated mesh	+
LE10 (F + M über Hebelarm eingeleitet)	3	1000	200	no updated mesh	+
LE11 (F + M über Hebelarm eingeleitet)	3	100	20	updated mesh	-
LE12 (F + M über Hebelarm eingeleitet)	3	1000	200	updated mesh	-

4.2.4 Ergebnisse

Da es sich um eine Voruntersuchung handelte, war im vornherein nicht eindeutig klar, wie sich unterschiedliche Lasteinleitungen, Laststufen oder die *updated mesh* Funktion auf die Berechnungen auswirken und ob überhaupt alle Varianten nach Tabelle 4-5 zu Ergebnissen führen. Die mit einem Minus gekennzeichneten Varianten (alle *updated mesh*) konnten in PLAXIS nicht bis zu Ende berechnet werden und lieferten somit keine vergleichbaren Ergebnisse. Es lag die Vermutung nahe, dass der Abbruch der numerischen Berechnung durch eine zu große Krümmung im oberen Pfahlbereich verursacht wurde (*Error code 10: „Deformation not compatible in STRESBL“*). Dieser Verdacht konnte nach Rücksprache in der Entwicklungsabteilung von PLAXIS (Vahid Galavi; Researcher) bestätigt werden:

„PLAXIS gives this error when the determinant of deformation gradients matrix of beams becomes zero. My first guess is that at least one beam element deforms badly.“

Nichtsdestotrotz konnten im ersten Ansatz zumindest mehrere Varianten der Lasteinleitung und der Einfluss unterschiedlicher Laststufen berechnet und anschließend analysiert werden.

Um etwaige Unterschiede in den Ergebnissen unter verschiedenen Möglichkeiten der Lasteinleitung aufzuzeigen, wurden die Varianten LE1, LE5 und LE9 (Tabelle 4-5) miteinander verglichen. Eine Lasteinleitung nach Geometrie 1 liefert exakt identische Ergebnisse wie Berechnungen der Geometrie 3. Untersuchungen der Lasteinleitung nach Geometrie 2 liefern marginal abweichende Berechnungsergebnisse in den Schnittgrößen und Verformungen.

Diese Unterschiede, bezogen auf die Ergebnisse nach Geometrie 1, befinden sich jedoch im Promillebereich und können somit vernachlässigt werden. Diese Erkenntnisse sind in Abbildung 4-13 dargestellt, wobei auch in dieser Grafik keine Unterschiede zu erkennen sind.

Eine Erhöhung der Lastkombination um den Faktor 10 führte zu keinen qualitativen Änderungen im Schnittkraft- oder Verformungsverlauf und wird daher nicht zusätzlich angeführt. Die Einleitung solch hoher Lastkombinationen ist außerdem nur möglich, wenn das *plate*-Element elastisch modelliert wird, da ansonsten sowohl die vollplastische Normalkraft, als auch das vollplastische Moment überschritten würden.

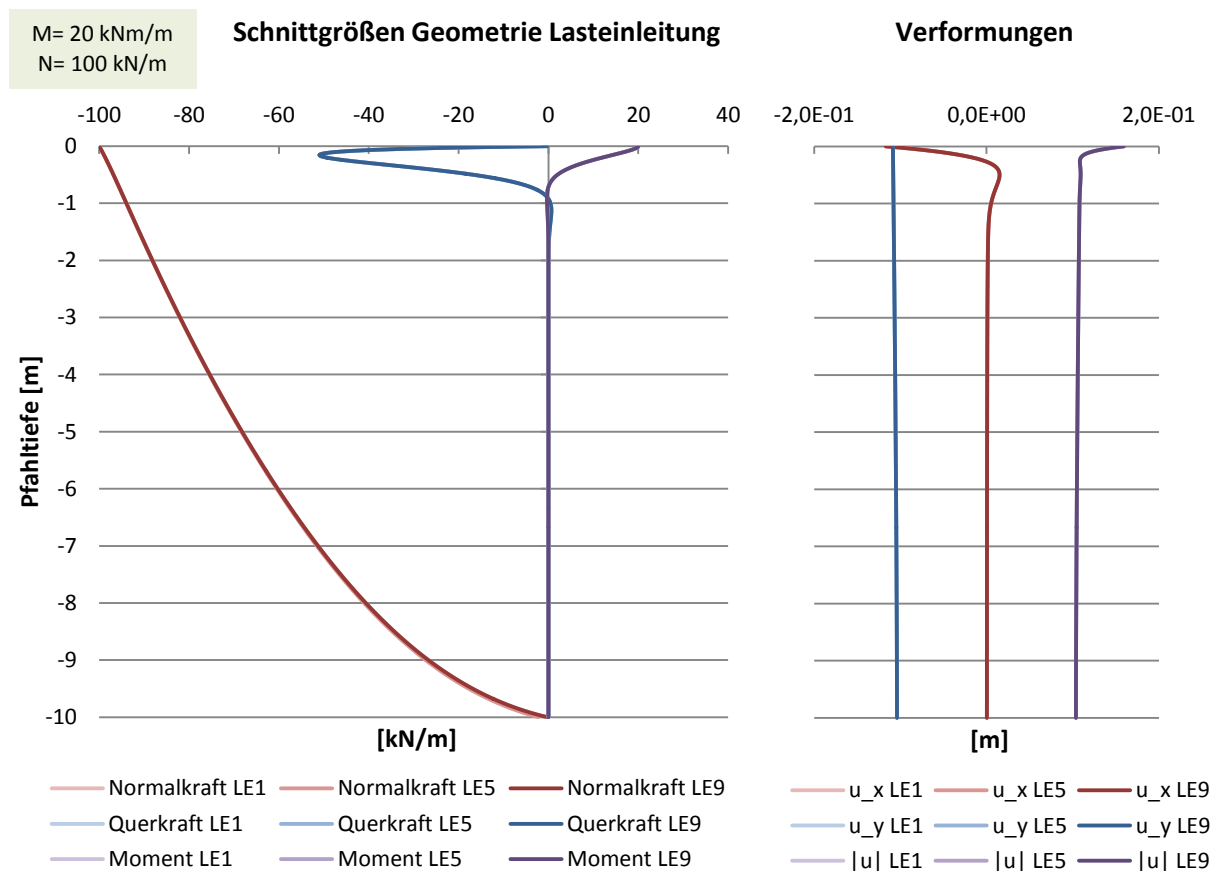


Abbildung 4-13: Einfluss der Geometrie der Lasteinleitung auf Schnittgrößen und Verformungen (ohne *updated mesh* Option)

Erkenntnisse über den Einfluss der *updated mesh* Funktion waren jedoch für den weiteren Ablauf der numerischen Studien essentiell, woraufhin weitere Modellierungsversuche notwendig wurden. Zunächst wurde die Netzfeinheit im Vergleich zur ersten Vorstudie verändert (siehe Abbildung 4-14) und auch das Lastniveau deutlich herabgesetzt. Da die Geometrie der Lasteinleitung nachweisbar keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse vorweist, wurden die weiteren Untersuchungen zum Einfluss von *updated mesh* nach Geometrie 2 ausgeführt. Es stellte sich heraus, dass unter diesen Bedingungen (Pfahl schließt mit GOK ab), vor allem bei höheren Laststufen, stabilere numerische Berechnungen möglich sind.

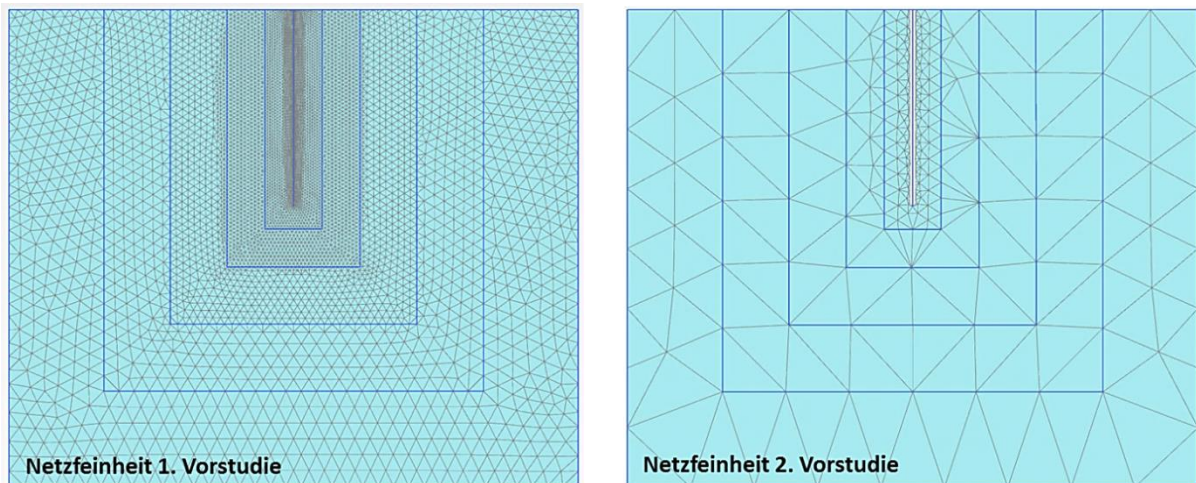


Abbildung 4-14: Netzfeinheit für *updated mesh* Untersuchungen

Im Zuge der 2. Vorstudie sollen zu Erkenntnissen aus der *updated mesh* Funktion zusätzlich der Einfluss einer alleinigen Wirkung von Normalkraft oder Biegemoment eruiert werden. Die Variantenbeschreibung für diese Versuchsreihe kann Tabelle 4-6 entnommen werden.

Tabelle 4-6: Variantenbeschreibung für *updated mesh* Voruntersuchungen

Varianten:	geometry	F [kN]	M [kNm]	Mode	PLAXIS
LE_A	2	8	1,5	<i>no updated mesh</i>	+
LE_A UM	2	8	1,5	<i>updated mesh</i>	+
LE_B	2	8	0	<i>no updated mesh</i>	+
LE_B UM	2	8	0	<i>updated mesh</i>	+
LE_C	2	0	15	<i>no updated mesh</i>	+
LE_C UM	2	0	15	<i>updated mesh</i>	+
LE_D	2	80	15	<i>no updated mesh</i>	+
LE_D UM	2	80	15	<i>updated mesh</i>	-
LE_E	2	80	0	<i>no updated mesh</i>	+
LE_E UM	2	80	0	<i>updated mesh</i>	+
LE_F	2	0	15	<i>no updated mesh</i>	+
LE_F UM	2	0	15	<i>updated mesh</i>	+

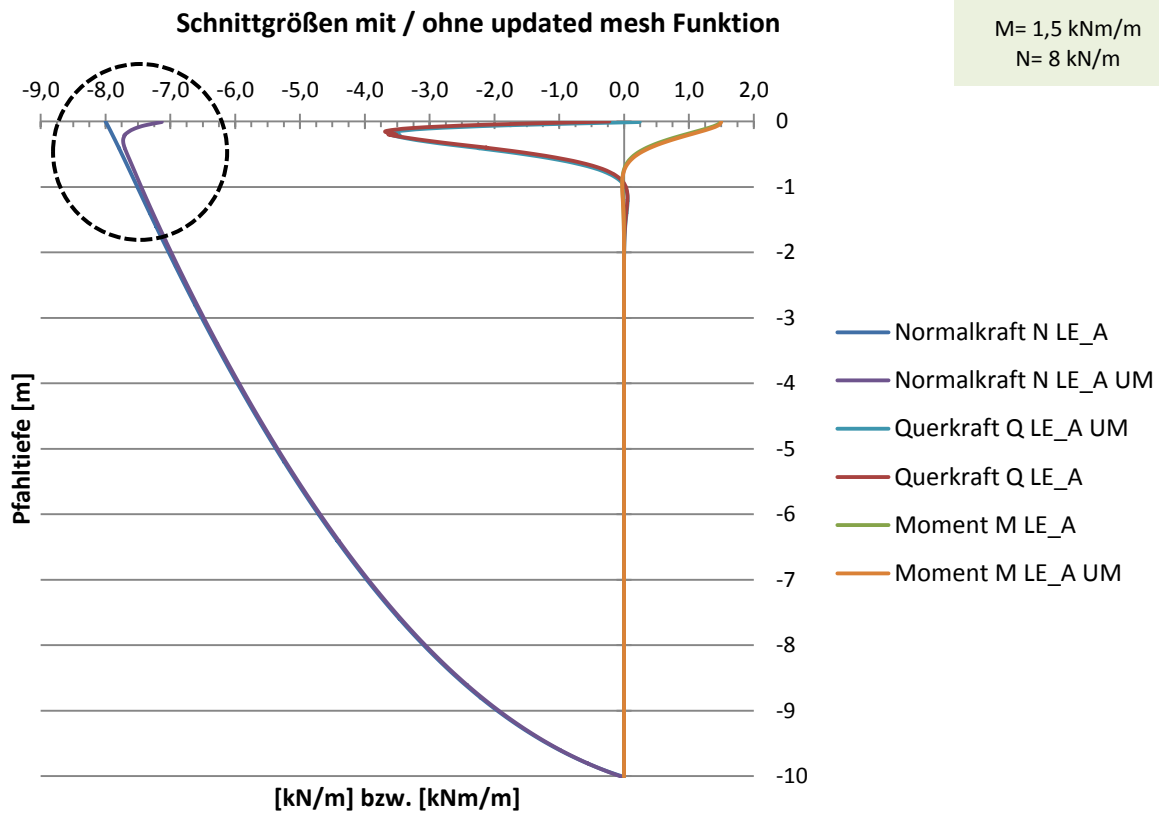


Abbildung 4-15: Einfluss der *updated mesh* Funktion auf die Schnittgrößen

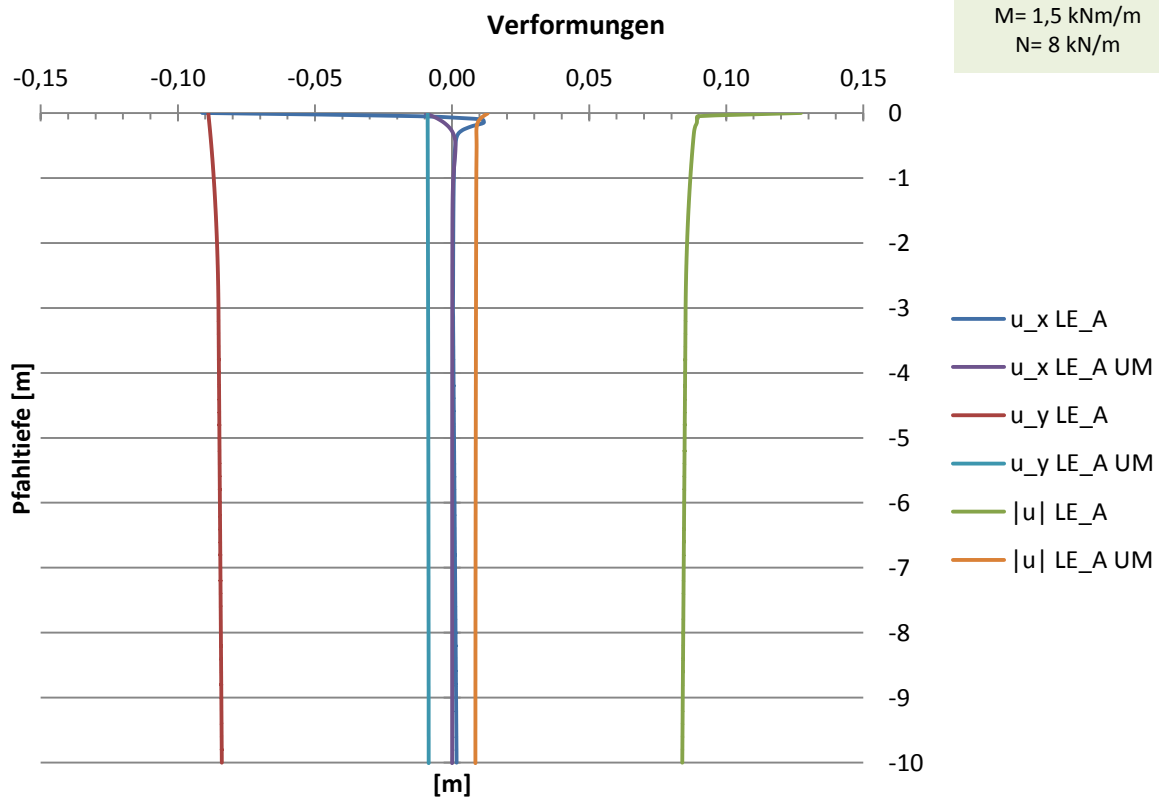


Abbildung 4-16: Einfluss der *updated mesh* Funktion auf die Verformungen

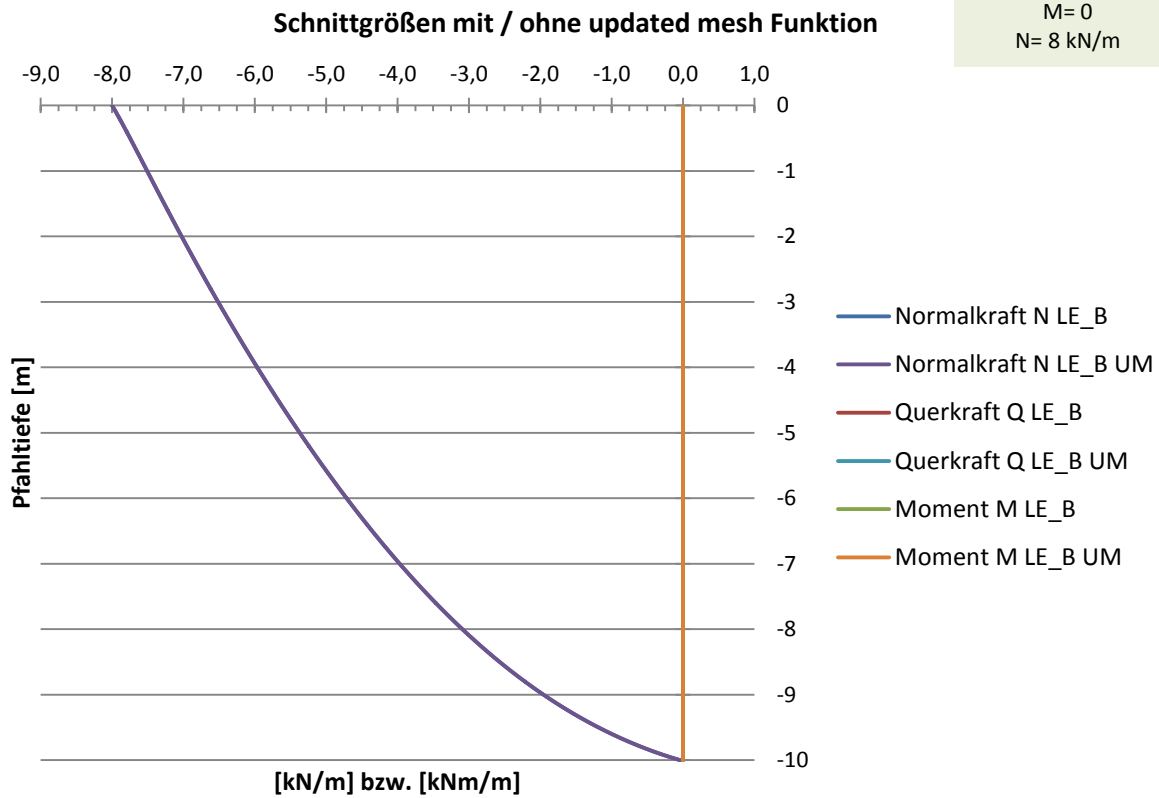


Abbildung 4-17: Schnittgrößen unter reiner Druckbelastung; mit/ ohne *updated mesh* Funktion

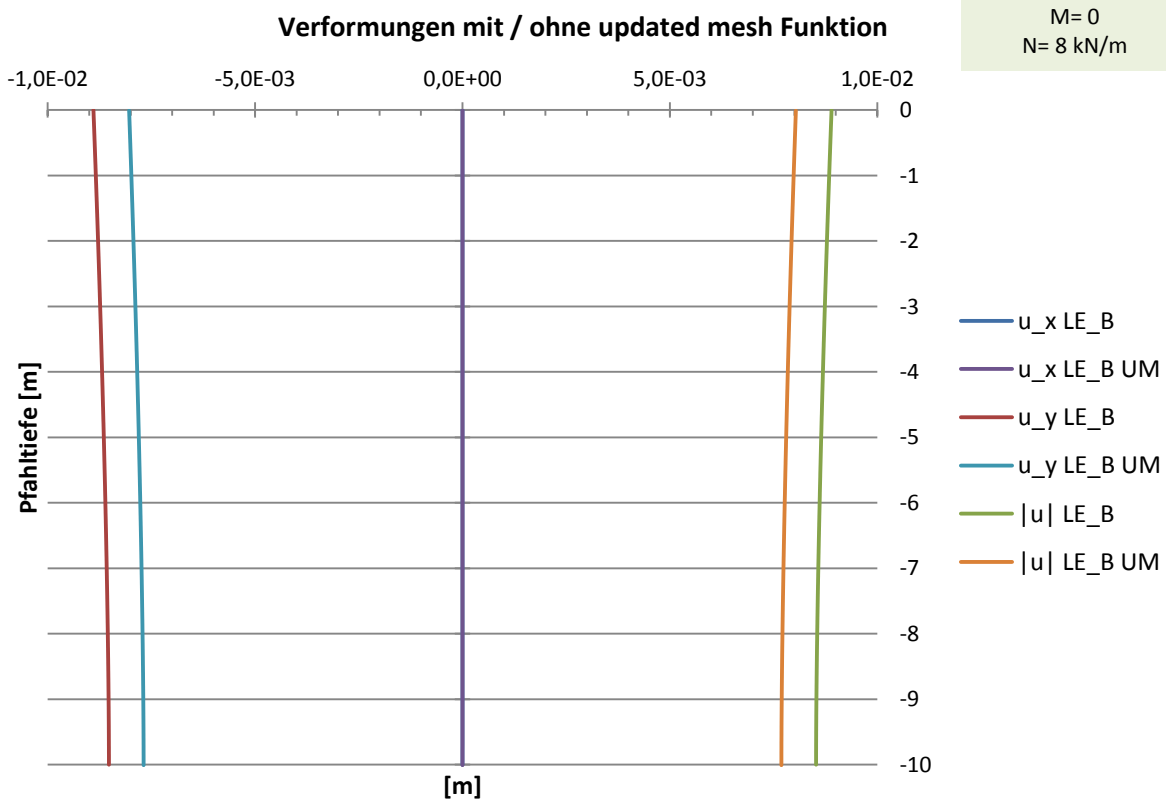


Abbildung 4-18: Verformungen unter reiner Druckbelastung; mit/ ohne *updated mesh* Funktion

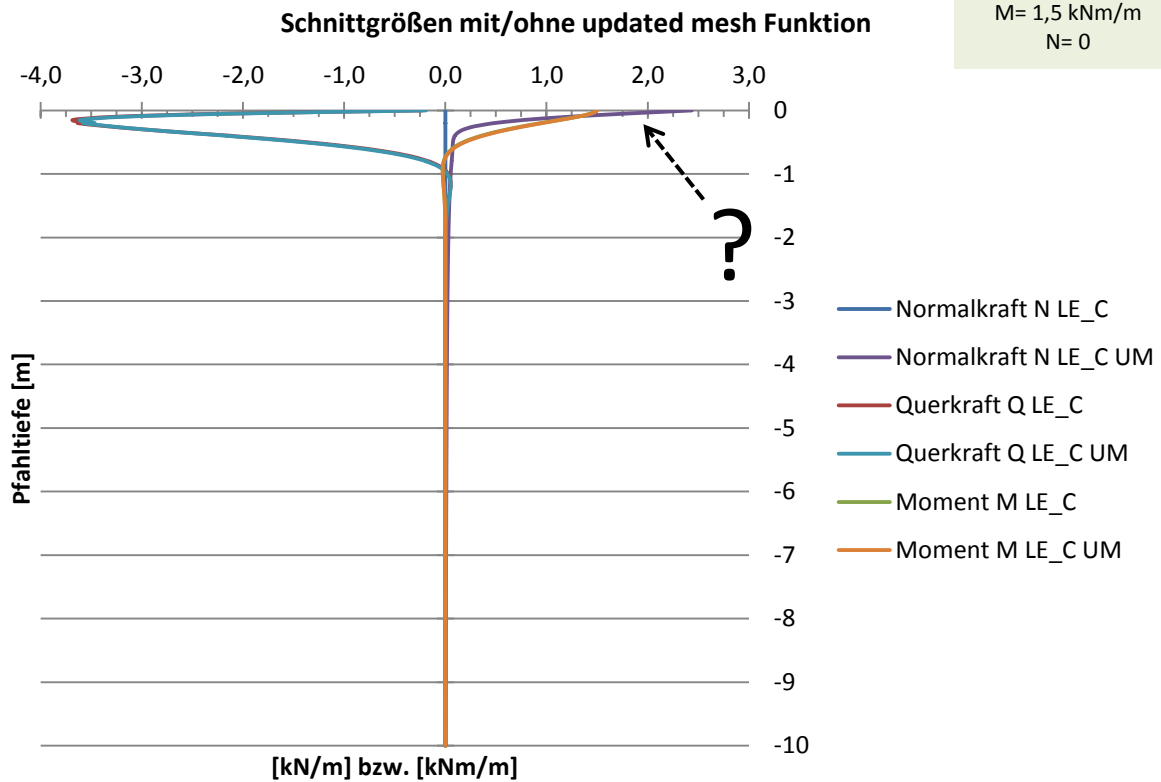


Abbildung 4-19: Schnittgrößen unter reiner Momentenbelastung; mit/ ohne *updated mesh* Funktion

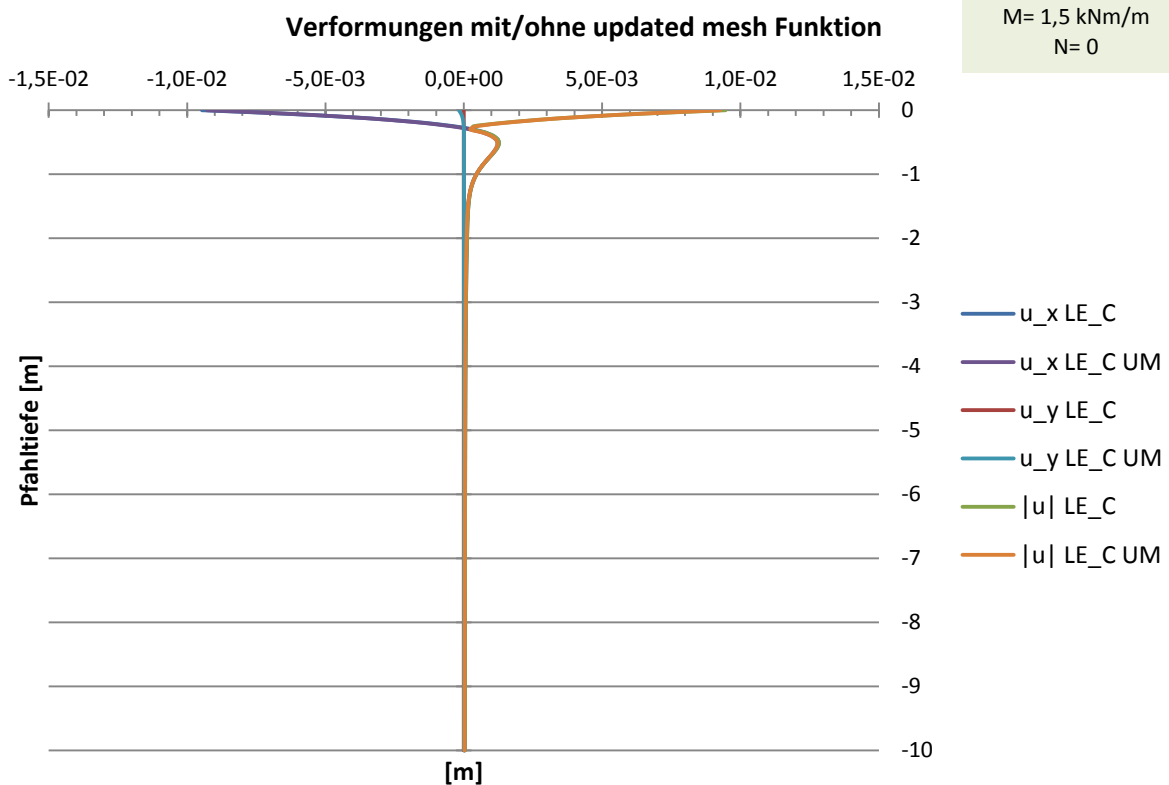


Abbildung 4-20: Verformungen unter reiner Momentenbelastung; mit/ ohne *updated mesh* Funktion

Es führten auch im zweiten Anlauf nicht alle in Tabelle 4-6 angeführten Varianten zu Ergebnissen. Unter den hohen Laststufen (Variante LE_D bis LE_F) mit gleichzeitiger Lasteinwirkung von Normalkraft und Biegemoment und aktivierter *updated mesh* Funktion kam es wiederum zu einer Fehlermeldung (Error Code 10). Daraufhin wurde die Netzfeinheit nochmals verändert (gröber), woraufhin die betroffenen Varianten der 2. Vorstudie neu berechnet und in weiterer Folge verglichen werden konnten. Die vergleichenden Ergebnisse der Varianten LE_D bis LE_F basieren auf Berechnungen unter einer sehr groben Netzstruktur (Abbildung 4-21), daher sollten die quantitativen Ergebnisgrößen nicht überbewertet werden.

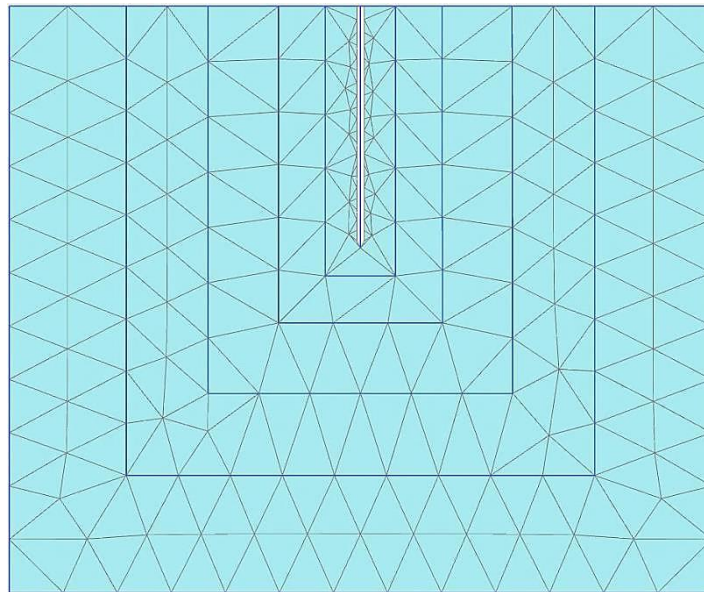


Abbildung 4-21: Generated mesh für die 2. Vorstudie und hoher Laststufen

Demzufolge wird vorerst auf die niedrigeren Laststufen (Varianten LE_A bis LE_C) genauer eingegangen. Betrachtet man den Schnittgrößenverlauf unter Interaktion von Normalkraft und Biegemoment in niedriger Laststufe (Abbildung 4-15), so fällt auf, dass die *updated mesh* Funktion zu einem gekrümmten Normalkraftverlauf im oberen Pfahlbereich führt. Dieser Umstand ist vermutlich auf das verformte Netz zurückzuführen, wodurch nicht die gesamte aufgebrachte Last direkt und sofort vom *plate* – Element aufgenommen werden kann. Auffällig ist auch der Normalkraftverlauf unter dem alleinigen Einfluss eines Biegemoments (siehe Abbildung 4-19). Durch die *updated mesh* Funktion entstehen, ausschließlich durch Biegemomentenbeanspruchung, Normalkräfte im modellierten Mikropfahl. Dieser Umstand folgt aus der verhältnismäßig großen Krümmung des *plate* – Elements in x-Richtung (siehe Abbildung 4-20), wodurch es unter Umständen zu Normalkräften kommen kann. Die Ursachen dieses „Effekts“ konnten nicht restlos aufgeklärt werden. Aus den bisherigen Studien geht außerdem hervor, dass der Einfluss des Biegemomentes einen verhältnismäßig großen Einfluss auf das Verformungsverhalten eines Mikropfahls ausübt.

4.3 Entwicklung eines Standardmodells

In den numerischen Voruntersuchungen kam es wiederholt zu unterschiedlichsten Fehlermeldungen und Problemen, die nachfolgend zusammengefasst werden können:

- Fehlermeldungen aufgrund der *updated mesh* Funktion
- Sehr lange Rechenzeiten aufgrund der hohen Netzfeinheit in der 1. Vorstudie

Um diese Fehlermeldungen zu beheben, musste die Netzfeinheit mehrmals verändert werden, wodurch die Berechnungsergebnisse an Genauigkeit verloren. Auch kam es unter hohen Laststufen immer wieder zu Fehlermeldungen wodurch nur eine eingeschränkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse ermöglicht wurde.

Die häufigen Probleme aus den ersten Untersuchungen waren Anlass zur Entwicklung eines standardisierten Modells, in dem die bereits gemachten Erfahrungen eingearbeitet wurden:

- Netz darf nicht zu fein, aber auch nicht zu grob modelliert werden
- Identes Netz für alle Berechnungen
- Modellgröße verkleinern um Rechenzeiten zu verkürzen
- Idente Umgebungsbedingungen (Grundwasser, etc.) für alle Berechnungen
- Kein Einfluss der Geometrie der Lasteinleitung
- Die zu große Krümmung im oberen Pfahlbereich muss vermieden werden

Es wurde als sinnvoll erachtet, zu allererst das Verhalten des Mikropfahls ohne seitliche Bodenstützung zu erkunden. Dieser Schritt „zurück“ ist notwendig, um das reale Verhalten eines knickgefährdeten Mikropfahls besser verstehen zu können und um Fehler aus den ersten Voruntersuchungen zu vermeiden. Im Zuge des Entwicklungsprozesses wurde auch die Möglichkeit in Betracht gezogen, den Mikropfahl nicht als *plate*-, sondern als Kontinuumselement zu modellieren (Kapitel 4.3.2).

4.3.1 Euler Fälle

In den analytischen Berechnungsverfahren erweist sich die seitliche Bodenreaktion als wesentlichster Einflussfaktor auf das Tragverhalten von Mikropfählen. Um Unterschiede in der Modellbildung des seitlichen Bodens aufzuzeigen oder um „worst-case“ Szenarien beschreiben zu können, wird oftmals von einem Pfahl ohne Bodenstützung ausgegangen. Man spricht dann von „Euler-Stäben“, für die je nach Auflagerbedingungen exakte analytische Lösungen gegeben sind. Der maßgebende 2. Eulerfall, welcher in weiterer Folge mit den numerischen Lösungen verglichen wird, ist durch 2 gelenkige Auflager am oberen bzw. unteren Enden des Stabes gekennzeichnet.

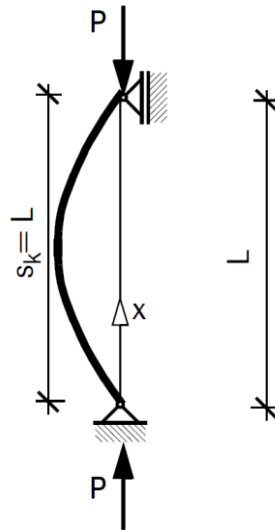


Abbildung 4-22: Randbedingungen des 2. Eulerfall

Die Knick- bzw. Verzweigungslasten sind im ungestützten Fall nur von der Biegesteifigkeit des Mikropfahls und von dessen Knicklänge s_{ki} , die der gesamten Pfahllänge L entspricht, abhängig:

$$P_{cr} = N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} \tag{4-14}$$

Tabelle 4-7: Theoretische Knicklasten nach EULER

ungestützt	L [m]	$E_p \cdot I_p$ [kNm ²]	N_{ki} [kN]	ungestützt	L [m]	$E_p \cdot I_p$ [kNm ²]	N_{ki} [kN]
GEWI®28	1	6,34	62,57	GEWI®63.5	1	167,6	1654,15
	2	6,34	15,64		2	167,6	413,54
	3	6,34	6,95		3	167,6	183,79
	4	6,34	3,91		4	167,6	103,38
	5	6,34	2,50		5	167,6	66,17
	6	6,34	1,74		6	167,6	45,95
	7	6,34	1,28		7	167,6	33,76
	8	6,34	0,98		8	167,6	25,85
	9	6,34	0,77		9	167,6	20,42
	10	6,34	0,63		10	167,6	16,54

In Tabelle 4-7 sind die theoretischen Knicklasten nach Euler, in Abhängigkeit von unterschiedlichen Pfahllängen, für einen GEWI®28 und einen GEWI®63,5 angeführt. Erwartungsgemäß nimmt die Knicklast mit steigender Pfahllänge und somit größerer Schlankheit ab. Die theoretischen Knicklasten nach Euler können Tabelle 4-7 entnommen werden.

Bevor mit den eigentlichen numerischen Studien begonnen werden kann, muss PLAXIS zuerst auf seine Konformität zu diesen einfachen analytischen Fällen überprüft werden. Vor allem kann der Einfluss der *updated mesh analysis* bewertet werden, was für die weiteren Untersuchungen unabdinglich ist (Kapitel 4.1.5).

Um diese theoretischen Lösungen mit numerischen Ergebnissen vergleichen zu können, muss ein entsprechendes FE – Modell aufgebaut werden. Die Modellgröße beläuft sich auf 10 mal 10 Meter, der Mikropfahl besteht aus einem mittig angeordneten *plate*-Element, welches beidseitig mit *fixed end anchors* gehalten wird. Diese „Halterung“ ist notwendig, da der Pfahl ohne aktivierte Bodenstützung schlichtweg umfallen würde. Dadurch kann eine zu große Krümmung des *plate* - Elements im oberen Pfahlbereich verhindert werden.

Die Modellierung des umgebenden Bodenmaterials im Input-Fenster kann in diesem Fall nur als Mittel zum Zweck, nämlich zur Generierung des Netzes, angesehen werden. In den Kalkulationsphasen wird der Bodenkörper bereits in der *initial phase* deaktiviert.

Die in PLAXIS verwendeten Inputparameter entsprechen einem 10 Meter langen GEWI®28 ohne umliegenden Zementstein (reines Stahltragglied) und sind in Tabelle 4-8 angeführt. Die Eigenschaften der *struts*, welche als *fixed-end anchors* modelliert wurden, können ebenfalls dieser Tabelle entnommen werden. Die Berechnungen wurden mit der Funktion *updated mesh* durchgeführt.

Tabelle 4-8: PLAXIS Eingangsparameter eines GEWI®28 zur Nachrechnung der Eulerfälle

plate	material type		elastoplastic	struts	equivalent length		
	EA	129400	[kN/m]		material type	5	[m]
	EI	6,342	[kNm ² /m]		EA	50000	[kN]
	M_{pl}	1,829	[kNm/m]		spacing	1	[m]
	N_{pl}	307,9	[kN/m]				
Länge	10	[m]					

Das Knickverhalten, insbesondere die Richtung der Auslenkung des Stabes, kann unter der theoretischen Verzweigungslast nach Euler nicht vorhergesagt werden, da sich der Mikropfahl in einem indifferenten Gleichgewicht befindet.

In den numerischen Studien muss dem Pfahl durch die Einleitung eines kleinen Biegemoments eine Imperfektion vorgegeben werden, da es sonst nicht zur Ausbildung der gewünschten Biegelinie kommt. Auf die Modellierung einer geometrischen Imperfektion wurde in den numerischen Studien verzichtet. Der schematische Modellaufbau mit dazugehöriger Biegelinie ist in Abbildung 4-23 abgebildet.

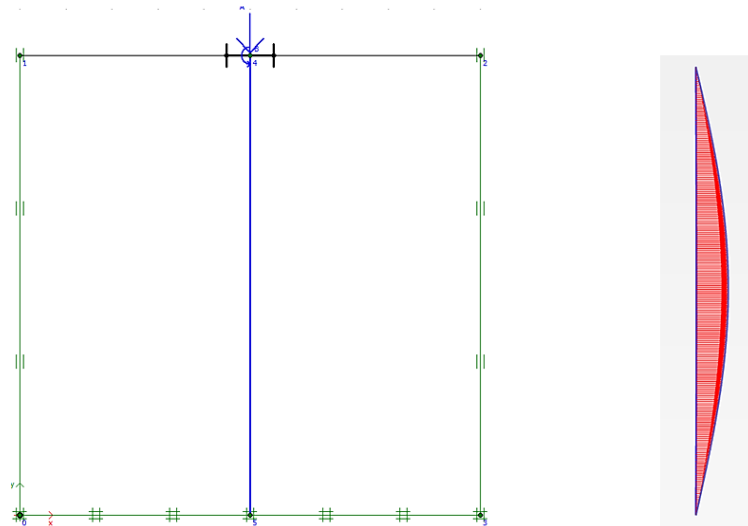


Abbildung 4-23: Modellschema (links) und horizontale Verschiebung (rechts) eines Euler-Stabs in PLAXIS

Um den Einfluss des Biegemomentes auf das Verformungsverhalten des Modellpfahls bestimmen zu können, wurden hierfür unterschiedliche Werte angenommen. So konnte der Stab mit einer schrittweise ansteigenden Normalkraft unter konstantem Biegemoment belastet werden. Die Größe der horizontalen Verschiebungen in x-Richtung, sowie die maximal möglichen Lastkombinationen bis zum Versagenszustand, können nachfolgend Tabelle 4-9 entnommen werden. Die theoretische Knicklast nach Euler liegt für einen 10 m langen GEWI®28 bei $N_{ki} = 0,63 \text{ kN}$ (Tabelle 4-7), somit liefert PLAXIS mit Werten von $0,64 \leq N_{ki} \leq 0,68$ plausible Ergebnisse.

Tabelle 4-9: Maximale Drucknormalkräfte unter Interaktion von Normalkraft und Biegemoment in PLAXIS

	N [kNm]	M [kNm/m]	u_x [m]	Anmerkung
GEWI®28	0,1	0,001	0,0010	
	0,3	0,001	0,0016	
	0,5	0,001	0,0032	
	0,55	0,001	0,0043	
	0,6	0,001	0,0066	
	0,65	0,001	0,0141	
	0,66	0,001	x	Deformation not compatible in STRESBL. [Error code: 10]
	0,1	0,01	0,01063	
	0,3	0,01	0,01596	
	0,5	0,01	0,03241	
	0,6	0,01	0,06585	
	0,63	0,01	0,09568	
	0,64	0,01	x	Deformation not compatible in STRESBL. [Error code: 10]
	0,1	0,1	0,105	
	0,3	0,1	0,157	
	0,5	0,1	0,319	
	0,6	0,1	0,635	
	0,67	0,1	1,420	
0,68	0,1	x	Deformation not compatible in STRESBL. [Error code: 10]	

Der Einfluss des zur Auslenkung erforderlichen Biegemoments auf die horizontale Verschiebung in x-Richtung wird in Abbildung 4-4 verdeutlicht dargestellt. Daraus geht hervor, dass das Moment im Vergleich zur Normalkraft einen großen Einfluss auf das Knickverhalten des Mikropfahls hat und somit relativ klein gehalten werden muss. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird das extern eingeleitete Biegemoment eine Größe von 0,01 kNm/m aufweisen (Abbildung 4-24; mitte). Dies ist dadurch begründet, dass unter diesen Randbedingungen der maximale Biegestich mit einer Größenordnung im einstelligen Zentimeterbereich glaubhafte Ergebnisse liefert. Die Verwendung eines kleineren Biegemoments würde im Falle von seitlich durch Boden gestützter Pfähle zu verschwindend kleinen horizontalen Verformungen führen.

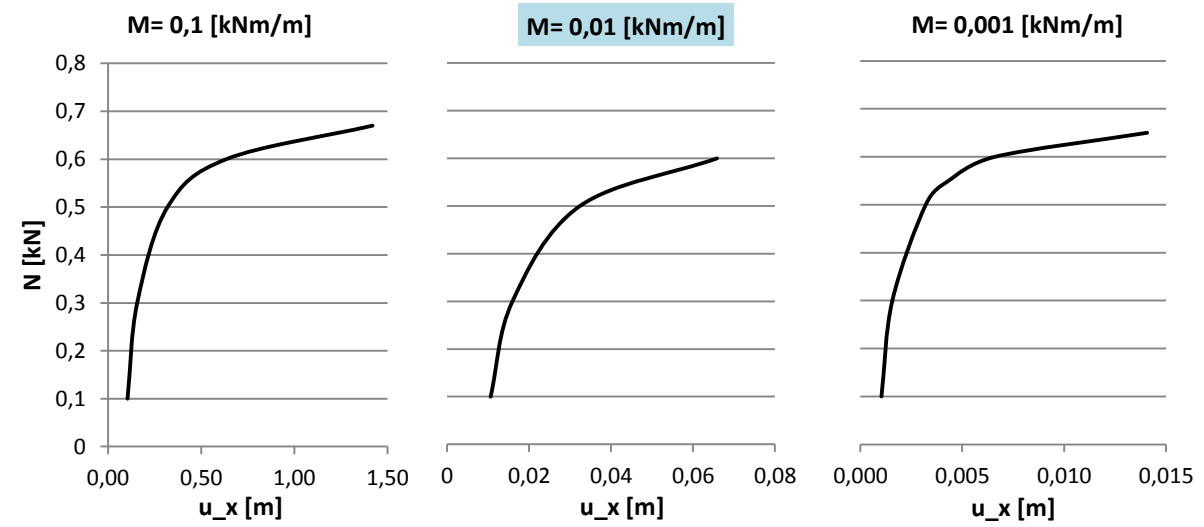


Abbildung 4-24: Einfluss des am Pfahlkopf eingeleiteten Biegemoments auf die Verschiebung u_x

4.3.2 Plate vs. Kontinuum

Da im frühen Stadium der numerischen Untersuchungen, vor allem bei *updated mesh* Berechnungen in Kombination mit sehr feinen Netzen, immer wieder Fehlermeldungen auftraten, wurde der Versuch unternommen, das *plate element* durch ein volumetrisches Element (Kontinuum) zu ersetzen. Das Problem an den strukturellen Linienelementen war die relativ große Krümmung vor allem im oberen Pfahlbereich, welche vorwiegend durch die externe Einleitung eines Biegemomentes an dieser Stelle herbeigeführt wurde (siehe 4.2.4).

4.3.2.1 Plates (PLAXIS b.v.):

Plates werden vorwiegend zur Modellierung schlanker Bauteile im Boden verwendet, wobei die Dehn- und die Biegesteifigkeit die wichtigsten Parameter darstellen.

Sie bestehen aus Linienelementen mit 3 Freiheitsgraden pro Knoten:

- 2 translatorische Freiheitsgrade (u_x, u_y)
- 1 Rotationsfreiheitsgrad (Rotation in der x-y-Ebene: Φ_z)

Die Art des verwendeten *plate elements* hängt von der Elementwahl des verwendeten Bodens ab. Somit sind 6-knotige Bodenelemente an 3-knotige *plate* Elemente, und 15-knotige Bodenelemente an 5-knotige *plate* Elemente gekoppelt (siehe Abbildung 4-25).

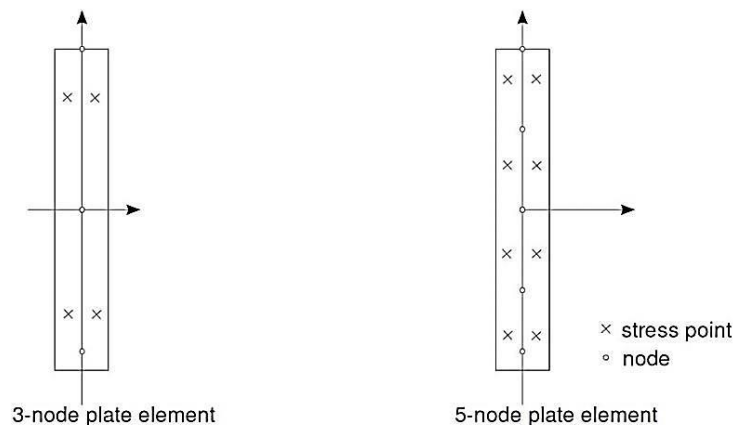


Abbildung 4-25: Position der Knoten und Spannungspunkte in *plate* Elementen (PLAXIS b.v.)

4.3.2.2 Kontinuums-elemente

Als Alternative zu den strukturellen *plate*-Elementen können auch volumetrische Kontinuums-elemente zur Modellierung des Mikropfahls herangezogen werden. Voraussetzung für eine spätere Vergleichsmöglichkeit der Ergebnisse ist die Schaffung gleichartiger Randbedingungen. So ist es beispielsweise notwendig, dieselbe Modellgröße mit gleichen Clustern und die gleiche Feinheit in der Netzgenerierung zu verwenden (Abbildung 4-26).

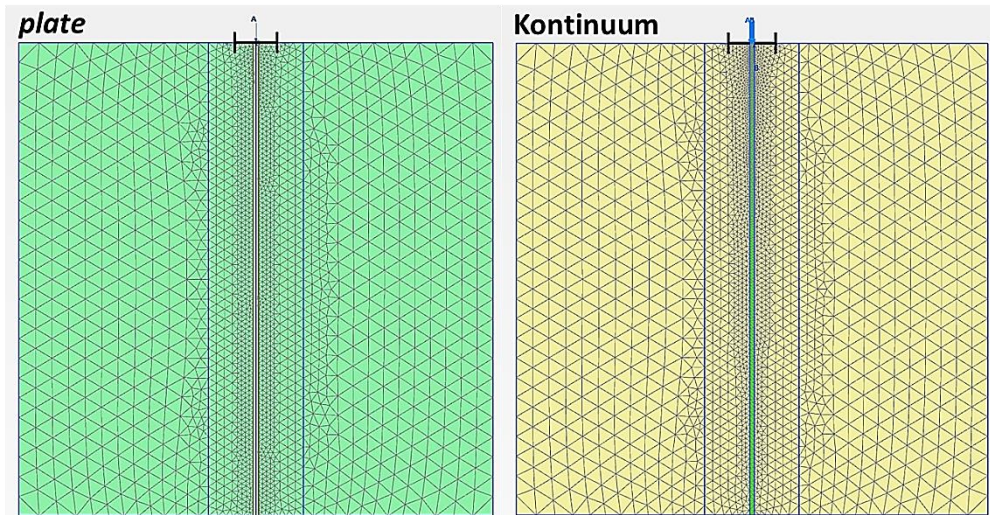


Abbildung 4-26: Generierte Netze für *plate* (links) und Kontinuum (rechts)

Da ein Kontinuums-element keinen Rotationsfreiheitsgrad besitzt, ist es nicht möglich den „Pfahlkopf“ mit einem externen Biegemoment zu belasten, um so die gewünschte Imperfektion zu modellieren. Somit muss das Biegemoment über ein äquivalentes Kräftepaar, welches der Größe des Biegemomentes aus den „*plate*-Versuchen“ entspricht, in den Mikropfahl eingeleitet werden. Des Weiteren muss auch die Normalkraft in eine gleichwertige Flächenlast umgerechnet werden, da die eingeleitete Last sonst nicht über die gesamte Kontinuumsbreite, welche dem Pfahldurchmesser entspricht, gleichmäßig verteilt werden kann. Diese unterschiedlichen Ansätze in der Lasteinleitung sind in Abbildung 4-27 modellhaft dargestellt.

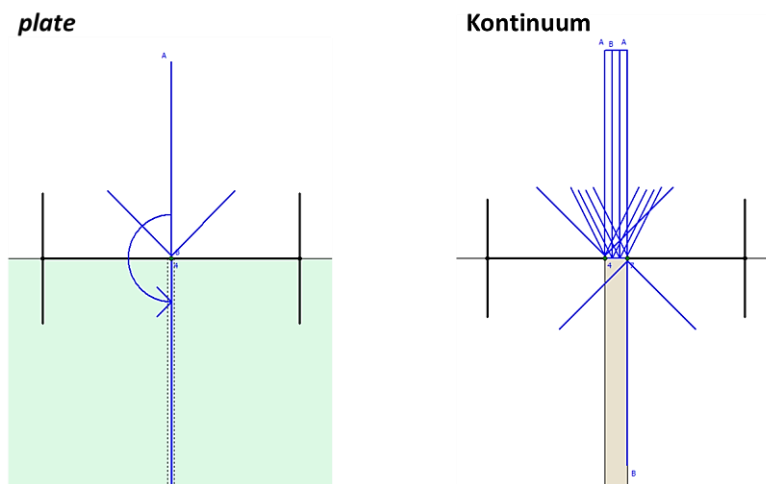


Abbildung 4-27: Äquivalente Lasteinleitung *plate* vs. Kontinuum

4.3.2.3 Berechnung einer repräsentativen Steifigkeit

Die gegebenen Pfahlparameter, die im Falle einer Verwendung von *plate*-Elementen direkt in PLAXIS verwendet werden können, müssen auf Modelle, in denen volumetrische Kontinuumsselemente zum Einsatz kommen, umgerechnet werden. Im Regelfall sind sowohl die Biegesteifigkeit EI , als auch die Dehnsteifigkeit EA eines Mikropfahls gegeben. Unter Miteinbeziehung des bekannten E-Moduls von Stahl (bei GEWI®- Pfählen) und des errechneten Trägheitsmomentes bzw. der Fläche des Ersatzstabes, kann eine virtuelle Ersatzsteifigkeit E_{Ersatz} berechnet werden. Man beachte, dass es so zu zwei unterschiedlichen Ersatzsteifigkeiten kommt. Die Ersatzsteifigkeit, welche mit der Biegesteifigkeit korreliert errechnet sich nach Gleichung (4-15), Gleichung (4-16) liefert eine Korrelation zur Dehnsteifigkeit des Mikropfahls.

$$\frac{E_{Pfahl} \cdot I_{Pfahl}}{a} \triangleq E_{Ersatz} \cdot I_{Ersatz} = E_{Ersatz} \cdot \frac{1m \cdot h^3}{12} \tag{4-15}$$

$$\frac{E_{Pfahl} \cdot A_{Pfahl}}{a} \triangleq E_{Ersatz} \cdot A_{Ersatz} = E_{Ersatz} \cdot 1m \cdot h \tag{4-16}$$

Die Frage, welche der beiden virtuellen Steifigkeiten in den numerischen Untersuchungen verwendet werden sollte, hängt von den zu vergleichenden Ergebnissen ab. Um die horizontale Verformung des Pfahles in x-Richtung vergleichen zu können, muss die Ersatzsteifigkeit aus der Biegesteifigkeit nach Gleichung (4-15) verwendet werden. Die Verwendung der virtuellen Steifigkeit aus der Dehnsteifigkeit ermöglicht beispielsweise den Vergleich der axialen Verformung des Mikropfahls.

Unter diesen Voraussetzungen können die erforderlichen Kennwerte und deren Herkunft in Tabelle 4-10 aufgelistet werden. Der einzige Wert der vom Benutzer angenommen und nicht errechnet oder diversen Datenblättern entnommen wird, ist die virtuelle Breite des Kontinuums.

Tabelle 4-10: Schema zur Berechnung einer repräsentativen Steifigkeit

reale Ausgangsparameter			virtuelle Parameter		
Biegesteifigkeit EI_{real}		[kNm ² /m]	Annahme virtuelle Breite $B_{Kontinuum}$		[m]
Dehnsteifigkeit EA_{real}		[kN/m]	Fläche $A_{Kontinuum}$		[m ²]
E-Modul E_{real}		[N/mm ²]	Trägheitsmoment $I_{Kontinuum}$		[m ⁴]
E-Modul E_{real}		[kN/m ²]			
Fläche A_{real}		[mm ²]			
Fläche A_{real}		[m ²]	Virtuelles E aus Biegesteifigkeit EI		[kN/m²]
Trägheitsmoment I_{real}		[m ⁴]	Virtuelles E aus Dehnsteifigkeit EA		[kN/m²]
	Input-Parameter aus Materialdatenblatt				
	Errechner / umgerechneter Wert				
	Annahme				
	Ergebnis für weitere Verwendung in PLAXIS				

Die so errechneten virtuellen Steifigkeiten können anschließend in PLAXIS verwendet werden. Die wichtigsten Input – Parameter für das Kontinuumselement sind nachfolgend in Tabelle 4-11 angeführt und werden im „*soil and interfaces*“ Tabsheet in PLAXIS eingegeben:

Tabelle 4-11: Benötigte Eingabeparameter des Kontinuumselementes

Material model	Linear elastic
Drainage type	Drained
$\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	0
E'	Siehe Umrechnung aus Tabelle 4-10
ν'	0,3
K_0 determination	Automatic

4.3.2.4 Vergleich der Ergebnisse

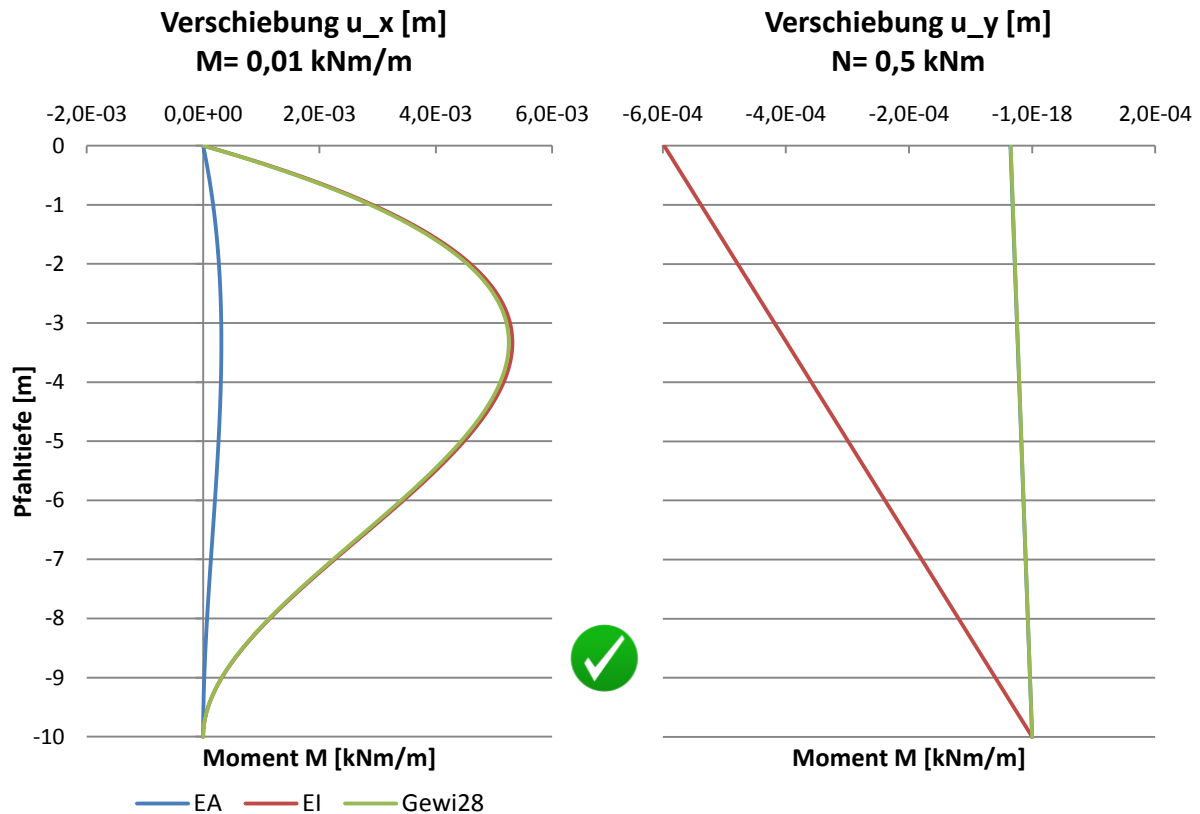
Der Beweis, dass sowohl die Verwendung von Kontinuumselementen, als auch die Modellierung mittels *plate*-Elementen zu identischen Ergebnisse führt, wurde anhand eines ungestützten GEWI® – Pfahls durchgeführt. Die verwendeten Pfahlparameter und die daraus errechneten virtuellen Steifigkeiten sind nachfolgend in Tabelle 4-12 angeführt.

Tabelle 4-12: Berechnung der repräsentativen Steifigkeit anhand eines GEWI 28 ohne Bodenstützung

Reale Ausgangsparameter			Virtuelle Parameter		
EI_{real}	6,342	[kNm ² /m]	$B_{Kontinuum}$	0,1	[m]
EA_{real}	129400	[kN/m]	$A_{Kontinuum}$	0,1	[m ²]
E_{real}	210000	[N/mm ²]	$I_{Kontinuum}$	8,3333E-05	[m ⁴]
E_{real}	2,10E+08	[kN/m ²]			
A_{real}	615,8	[mm ²]	Virtuelle Steifigkeiten		
A_{real}	6,16E-04	[m ²]	$E_{Biegesteifigkeit}$	76104	[kN/m ²]
I_{real}	3,02E-08	[m ⁴]	$E_{Dehnsteifigkeit}$	1,29E+06	[kN/m ²]

Es konnte nachgewiesen werden, dass ein ausschließlich mit einem Biegemoment belasteter Mikropfahl, unter Verwendung von $E_{Biegesteifigkeit}$ in beiden Fällen quasi identische Ergebnisse liefert. Die in Abbildung 4-28 (links) ersichtliche, marginale Abweichung in der Biegelinie bewegt sich im Promillebereich und kann somit vernachlässigt werden. In der Modellbildung und in weiterer Folge durch die Generierung des Netzes kommt es erfahrungsgemäß zu geringfügigen Unterschieden, wodurch exakt identische Ergebnisse in den Berechnungen prinzipiell nicht möglich sind. Auch der Vergleich der axialen Längenänderung, unter Verwendung von $E_{Dehnsteifigkeit}$ führt zu denselben Ergebnissen (siehe Abbildung 4-28; rechts).

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass es zwar möglich ist einen Mikropfahl als Kontinuumselement zu modellieren, es jedoch mit Mehraufwand verbunden ist. Vor allem das Auslesen der Ergebnisse erweist sich als komplizierter, kann jedoch mit dem Befehl „*structural forces in volumes*“ durchgeführt werden. Dieser Befehl ermöglicht das Auslesen und die Darstellung von Schnittgrößen in Kontinuumselementen, worauf in Kapitel 4.3.2.5 noch genauer eingegangen wird.

Abbildung 4-28: Vergleich der Verformungen *plate* / Kontinuum

4.3.2.5 Structural forces in volumes

Um Schnittkräfte innerhalb von volumetrischen Elementen darstellen und auslesen zu können, kann in PLAXIS die Funktion *structural forces in volumes* verwendet werden, welche im Output –Programm unter der Schaltfläche „Tools“ zu finden ist. Dieser Befehl ermöglicht die Veranschaulichung von Biegemomenten, Scherkräften und Normalkräften innerhalb einer rechtwinkligen oder konischen Modellstruktur, die sich aus volumetrischen Elementen zusammensetzt und in der nur Spannungen berechnet wurden. Um Schnittkräfte zu berechnen, müssen die Resultate der Spannungspunkte (*stress points*) des Bereichs normal auf die *cross section line* (*center line*) integriert werden. Die *center line* kann als Symmetrieachse angesehen werden und muss daher durch die Mitte der Fläche gezogen werden. Der Spannungsbereich, welcher für diese Kalkulation herangezogen wird, kann vom User verändert werden, indem der Radius entsprechend angepasst wird. Als initieller Radius ist die Distanz quer zur *center line* bis zum nächsten *cluster* mit unterschiedlichen Materialeigenschaften voreingestellt. Die initiale *stress range* sollte beibehalten werden, da eine Adaption zu fehlerhaften Ergebnissen führt. Ausgehend von einer Kontinuumsbreite von 0,1 Metern ergibt sich ein initieller Radius von 0,05 Metern. Der Normalkraftverlauf für diesen voreingestellte Wert, sowie für noch weitere adaptierte Radien ($R = 0,025 \text{ m}$ bzw. $R = 0,01 \text{ m}$), ist in Abbildung 4-37 dargestellt und liefert logische Ergebnisse. So liefert $R=0,025 \text{ m}$ halb so große Normalkräfte wie $R = 0,05$, da nur die Hälfte der Fläche für die Integration herangezogen wird (Abbildung 4-29). Die Variation der *stress range* beeinflusst mitunter auch den Biegemomentenverlauf innerhalb eines Mikropfahls. Dieser Einfluss unterschiedlicher Radien wird in Abbildung 4-30 demonstriert.

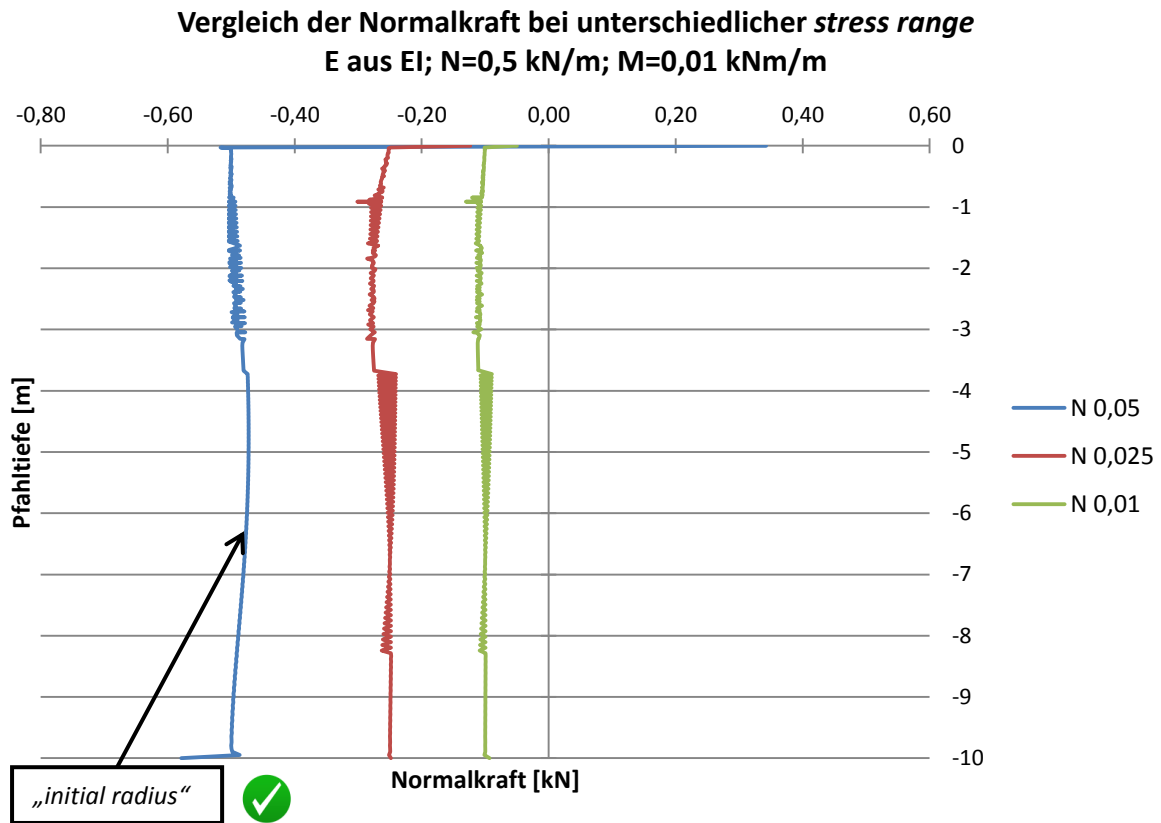


Abbildung 4-29: Vergleich des Normalkraftverlaufs bei unterschiedlicher *stress range*

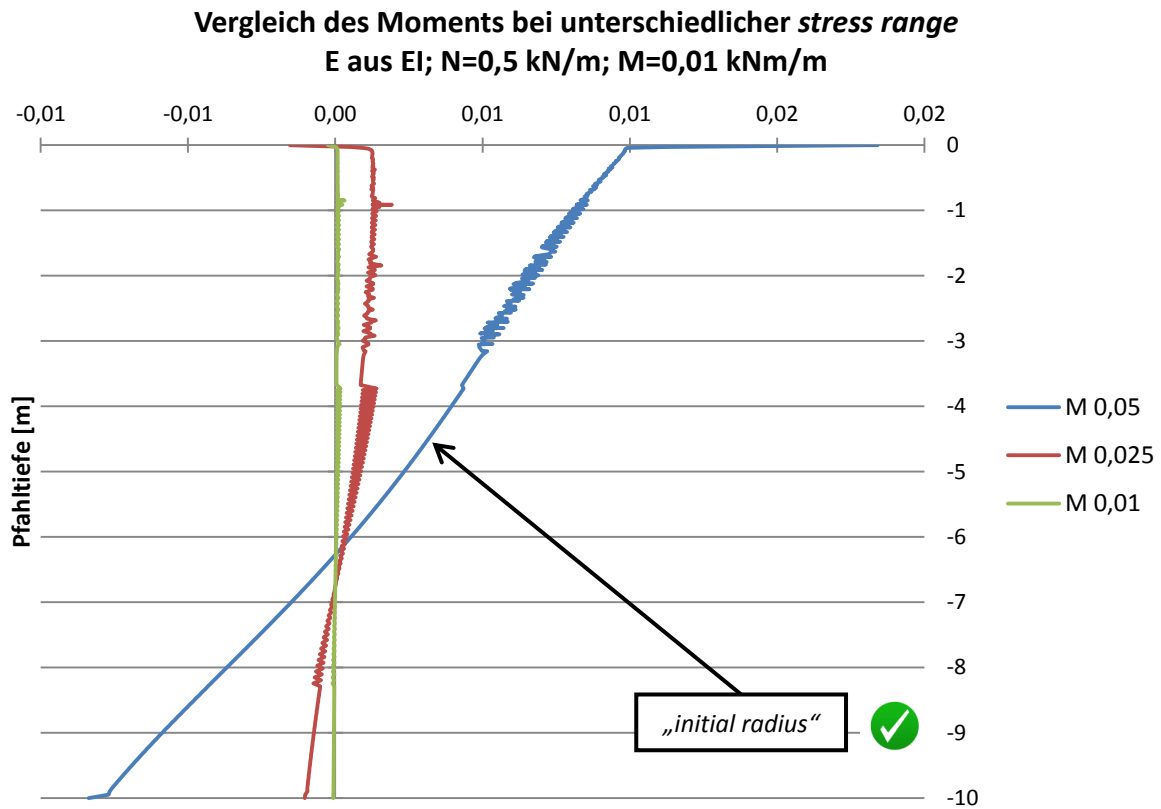


Abbildung 4-30: Vergleich des Biegemomentenverlaufs bei unterschiedlicher *stress range*

Vergleich der Normalkraft in Abhängigkeit von der Lage der *center line* bei unterschiedlicher *stress range*
 E aus EI ; $N=0,5$ kN/m; $M=0,01$ kNm/m

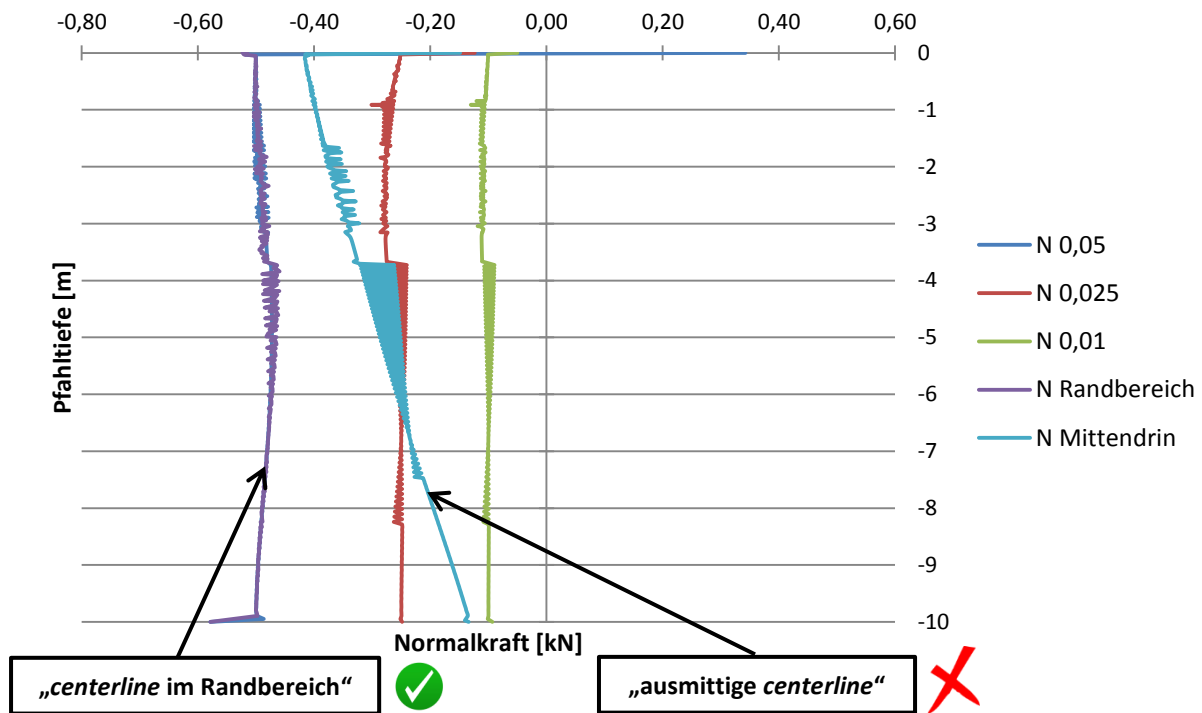


Abbildung 4-31: Einfluss der Lage der *center line* auf den Normalkraftverlauf

Die Lage der *center line* innerhalb eines *clusters* beeinflusst die *stress range* und kann somit zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Eine willkürliche Zeichnung der Linie abseits der Symmetrieachse und inmitten des *clusters* führt zu unbrauchbaren Resultaten. Setzt man die *center line* jedoch genau auf die Begrenzungslinie des *clusters*, welcher zwei Bereiche mit unterschiedlichen Materialeigenschaften trennt, so wählt PLAXIS automatisch die Breite des *clusters* als *stress range*. Dies führt zu identischen Ergebnissen wie bei einer *center line* in der Symmetrieachse (siehe). Nichtsdestotrotz sollte die *center line* immer in Längsrichtung durch die Mitte des Mikropfahls (*cluster*) gezogen werden (PLAXIS b.v.).

4.3.2.6 Kontinuum mit spitzer Aufstandsfläche

Zur Vervollständigung dieser Studie wurde die Aufstandsfläche des Kontinuums, im Gegensatz zu den Vergleichen aus Kapitel 4.3.2.2, spitz ausgeführt. Somit werden die gesamten Pfahlkräfte nur über einen einzigen Punkt (oder Linie im Sinne von *plane strain*) und nicht über eine Fläche in den Untergrund übertragen. Abbildung 4-32 zeigt die unterschiedlichen Möglichkeiten in der Modellierung des Fußpunktes eines Mikropfahls.

In den vorangegangenen Studien aus Kapitel 4.3.2.2 wurde ein *plate*-Element mit *rotational fixity* (entspricht einer Einspannung) mit einem Kontinuumselement mit voller Aufstandsfläche verglichen (siehe Abbildung 4-32; links). Im Regelfall ist der Mikropfahl jedoch sowohl im Kopf-, als auch im Fußbereich gelenkig gelagert. Dies erfordert die Deaktivierung des *rotational fixity* beim *plate*-Element sowie die Ausbildung einer punktförmigen Aufstandsfläche beim Kontinuumselement (Abbildung 4-32; rechts).

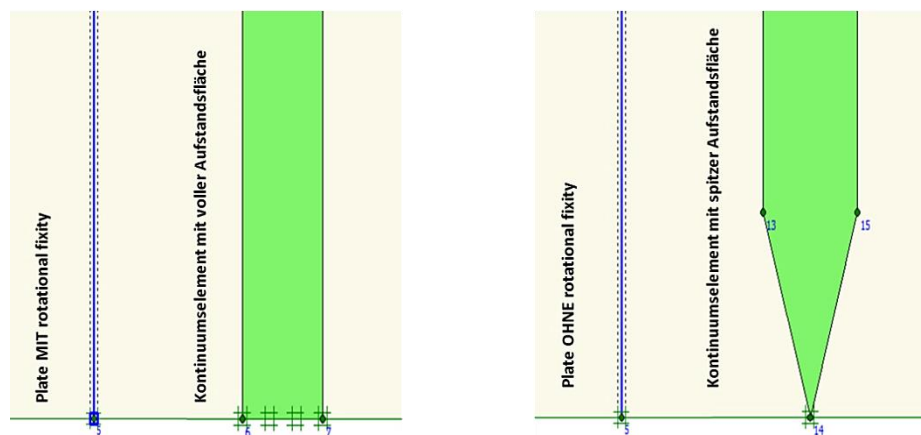


Abbildung 4-32: Vergleich unterschiedlicher Aufstandsflächen *plate* / Kontinuum

Das nachfolgende Ergebnisdiagramm (Abbildung 4-33) zeigt die horizontalen Verschiebungen eines nur mit Biegemoment $M = 0,01 \text{ kNm/m}$ belasten Mikropfahls, dessen Fußpunkt auf unterschiedliche Weise nach Abbildung 4-32 modelliert wurde. Die Steifigkeit des Kontinuumselements wurde aus der Biegesteifigkeit eines GEWI[®]28 berechnet (siehe Tabelle 4-12). Es zeigt sich, dass es nicht nur zu identischen Ergebnissen zwischen *plate* mit *rotational fixity* und Kontinuum mit konstanter Breite $b = 0,10 \text{ m}$ kommt, sondern auch, dass zwischen *plate* ohne *rotational fixity* und Kontinuum mit spitzer Aufstandsfläche übereinstimmende Verformungswerte gegeben sind.

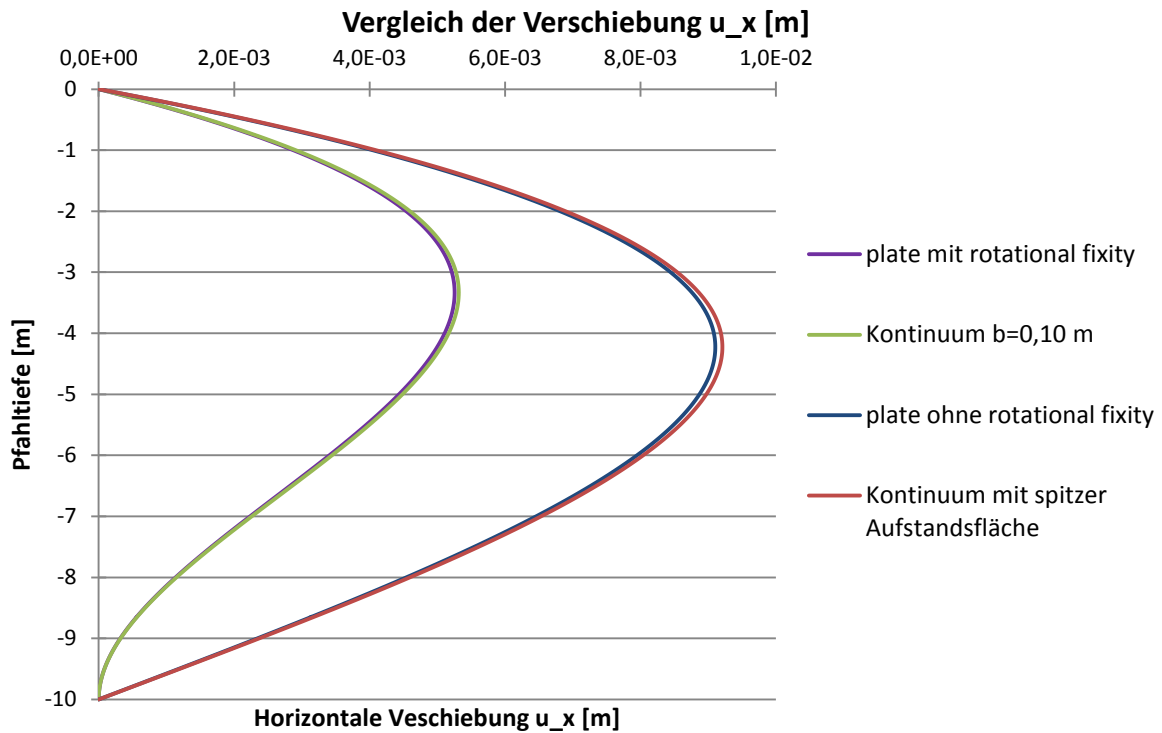


Abbildung 4-33: Vergleich der horizontalen Verschiebungen „plate / Kontinuum mit spitzer Aufstandsfläche“

Durch die Einspannung verändert sich selbstverständlich auch die Form der Biegelinie, im Falle einer deaktivierten *rotational fixity* kommt es außerdem zu einer erheblichen Vergrößerung der horizontalen Auslenkung in Pfahlmitte.

5 Numerische Untersuchungen – Standardmodell

Das Modell für die weiteren numerischen Studien weist eine Größe von 10 mal 10 Metern auf, wobei dem näheren Umkreis des Mikropfahls ein eigener *cluster* mit feinerem Netz zugewiesen wurde. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu erleichtern wurde kein Grundwasserspiegel angesetzt und von drainierten Bedingungen ausgegangen (siehe Abbildung 5-1). Durch die Verwendung von *fixed-end anchors* als Halterung des Mikropfahls im Kopfbereich konnten realistische Bedingungen geschaffen und gleichzeitig das Problem zu großer Krümmungen vermieden werden. Aufgrund der leichteren Handhabung wurden im Standardmodell *plate*-Elemente zur Modellierung des Mikropfahls herangezogen.

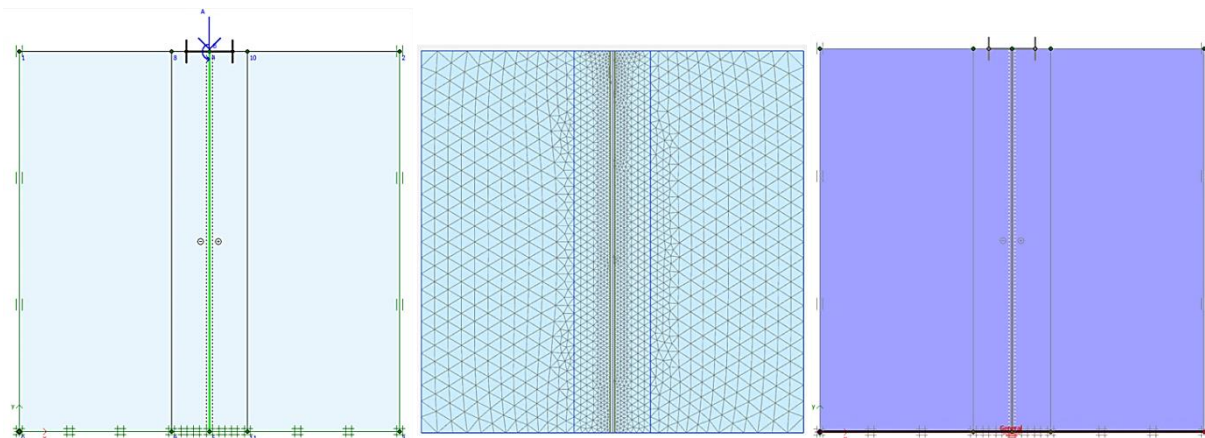


Abbildung 5-1: Standardmodell (links) mit Netzfeinheit (Mitte) und Grundwasser (rechts)

Die Eingangsparameter haben sich gegenüber den Voruntersuchungen nicht verändert und können Tabelle 4-3 (LE), Tabelle 5-1 (MC) und Tabelle 4-4 (GEWI®28) entnommen werden.

Tabelle 5-1: Eingangsdaten für Mohr-Coloumb

Soil Parameters	Symbol	soil	Unit
Material Model	Model	Mohr - Coloumb	[-]
Groundwater	no	-	[-]
Type of behaviour	type	drained	[-]
Dry weight	γ_{unsat}	18	[kN/m ³]
Wet weight	γ_{sat}	18	[kN/m ³]
Young's modulus	E'	variable	[kN/m ²]
Poisson's ratio	ν_u	0,3	[-]
Cohesion	c'_{ref}	variable	[kN/m ²]
Friction angle	φ'	0	[°]
Dilatancy angle	ψ	0	[°]
Interfaces	yes	rigid	[-]
K_0 determination	$1 - \sin \varphi$	0,5774	[-]

Im weiteren Verlauf der Arbeit werden unterschiedliche Stoffgesetze unter Verwendung verschiedener Bodensteifigkeiten miteinander verglichen.

Die *plate*-Parameter entsprechen entweder dem schlankesten (GEWI®28) oder stärksten (GEWI®63.5) erhältlichen Mikropfahl und sind elastoplastisch modelliert worden (siehe Tabelle 5-2).

Tabelle 5-2: *Plate*-Parameter für GEWI®28 und GEWI®63.5

PLAXIS plate parameters	Symbol	GEWI®28	GEWI®63.5	
	material type	Elastoplastic	Elastoplastic	[-]
	isotropic	Yes	Yes	[-]
	end bearing	Yes	Yes	[-]
Dehnsteifigkeit	EA₁; EA₂	129360	665000	[kN/m]
Biegesteifigkeit	EI	6,342	167,6	[kN/m ² /m]
äquivalente Dicke	d	0,02426	0,05499	[m]
	w	0	0	[kN/m/m]
Querdehnzahl	v	0,2	0,2	[-]
Vollplastisches Biegemoment	M_p	1,829	21,34	[kNm/m]
Vollplastische Normalkraft	N_{p1}; N_{p2}	307,9	1584	[kN/m]

Aufgrund der unsicheren Mitwirkung der Zementsteinummantelung im Hinblick auf Biegeverformungen (Rissbildung) wurde diese in den Eingangsparametern nicht berücksichtigt. Alle folgenden numerischen Berechnungen sind unter Verwendung der *updated mesh* Funktion durchgeführt worden. Durch die Verwendung von *interfaces* zur Trennung von *plate*-Element und umliegenden Boden kommt es zu geringfügig größeren Verformungen in x-Richtung (siehe Anhang). Ein erster Vergleich zwischen einem linear-elastischen und einem Bodenmodell nach Mohr-Columb zeigte unter vorgegebenen Lastkombinationen ($N = 10 \text{ kN/m}$; $M = 0,01 \text{ kNm/m}$) keine Unterschiede (siehe Anhang). Daher ist es sinnvoll, die auf den Mikropfahl einwirkende Normalkraft ($M=0,01 \text{ kN/m}$; konstant) bis zum Versagenszustand zu steigern. Dadurch kann die Verformungsfigur im Zustand direkt vor dem „Versagen“ beobachtet und die maximal möglichen Drucknormalkräfte verglichen werden.

Tabelle 5-3 vergleicht die maximal möglichen Drucknormalkräfte unter konstanter Momentenbelastung (0,01 kNm/m) für Böden unterschiedlicher Steifigkeit. Desto steifer der Boden, desto größer die Druckkraft, die der Mikropfahl aufnehmen kann. Zeitgleich nehmen die Verformungsgrößen mit steigender Bodensteifigkeit ab. Bei einer Bodensteifigkeit von 5000 kPa kommt es bei beiden Modellen erst unter der vollplastischen Normalkraft zum Versagen des elastoplastisch modellierten Mikropfahls. Vergleicht man die Knicklasten nach Euler (Tabelle 5-3; links oben) mit den „bodengestützten“ Werten, so kommt es schon unter sehr geringen Bodensteifigkeiten zu einer deutlichen Steigerung der maximal aufnehmbaren Druckkraft.

Tabelle 5-3: Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; LE/MC

		$\varphi = 25^\circ ; c = 10 \text{ kN/m}^2$									
		N [kN]	EULER	LE200	LE500	LE1000	LE5000	MC200	MC500	MC1000	MC5000
GEWI®28		0,1	1,06E-02								
		0,3	1,60E-02								
		0,5	3,24E-02								
		0,6	6,59E-02								
		0,63	9,57E-02								
		0,64	x								
		154						2,42E-03			
		155						x			
		167		3,66E-04							
		168		x							
		265							1,03E-04		
		266			1,40E-04				x		
		267			x						
		292				4,53E-04					4,88E-04
		293				x					x
		300									
	301										
	302										
	305										
	307						1,71E-05				2,31E-05
		$N_{pl} = 307,9 \text{ kN}$									

Es zeigt sich, dass im maximalen Lastniveau nur marginale Unterschiede zwischen linear-elastischen und Modellen nach Mohr-Coloumb gegeben sind (Tabelle 5-3). Dies ist darauf zurückzuführen, dass es zu keinen plastischen Punkten im Einflussbereich des Mikropfahls in der Berechnung gekommen ist. Abbildung 8-9 (siehe Anhang) zeigt die *plastic points* für verschiedene Bodensteifigkeiten.

Da die maximalen Druckkräfte für das LE- und MC-Modell bekannt sind, können die horizontalen Verschiebungen (in x-Richtung) unter einem bestimmten Lastniveau miteinander verglichen werden. Unter einer Normalkraft N von 150 kN/m können alle (Abbildung 5-2; links), unter $N=250$ kN/m nur mehr Böden mit einer Steifigkeit größer 500 kPa in den Vergleich miteinbezogen werden (Abbildung 5-2; rechts).

Auffällig ist, dass es auch in den numerischen Studien zur Ausbildung der in den analytischen Berechnungsmethoden angenommenen Halbwellen gekommen ist. Dieser „wellige“ Verlauf konnte allerdings erst in Laststufen, welche nur knapp unter der Maximallast (Versagen) liegen beobachtet werden, wobei die Richtung der Auslenkung im Pfahlkopfbereich willkürlich zu sein scheint. Unter diesem Lastniveau kommt es schließlich zu unterschiedlichen Biegeformen zwischen LE und MC, obwohl beide Modelle nahezu den gleichen maximalen Druckkräften ausgesetzt werden konnten.

Das linear-elastische Modell entspricht in keiner Weise dem realen Verhalten des Bodens und wird daher in den eigentlichen Vergleichsstudien nicht berücksichtigt.

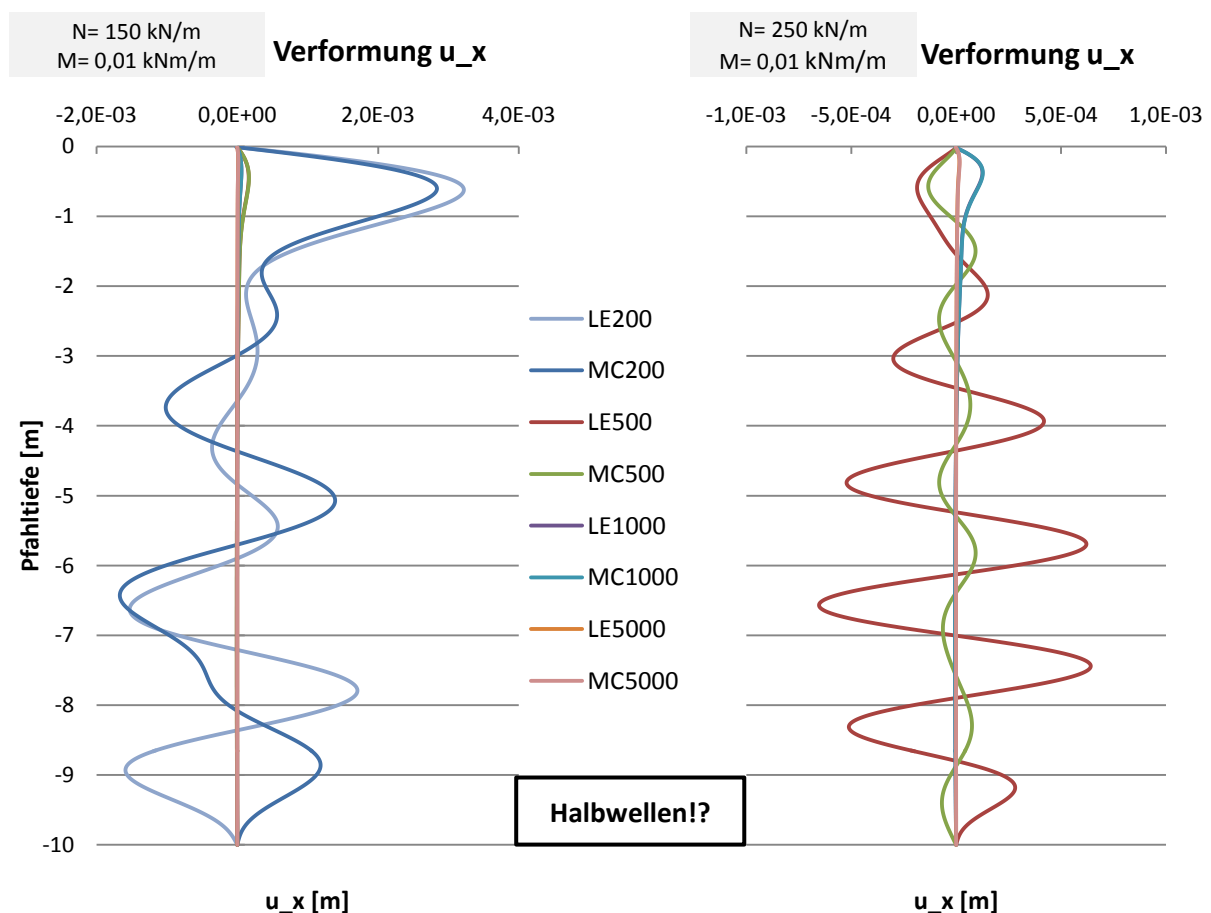


Abbildung 5-2: Verformung u_x bei unterschiedlichen Bodensteifigkeiten und Druckbelastungen

5.1 Mohr-Coloumb-Standardmodell

In diesem Kapitel wird das Verhalten des Mikropfahls unter Verwendung des Mohr-Coloumb'schen Bruchkriteriums untersucht, jeweils ein weniger fester Boden ($\varphi= 20^\circ$; $c= 5 \text{ kN/m}^2$) mit einem Boden höherer Festigkeit ($\varphi= 25^\circ$; $c=10 \text{ kN/m}^2$) verglichen wird. Die Untersuchungen sollten außerdem den Einfluss variierender E-Moduli zwischen $E' = 200 \text{ kN/m}^2$ und $E' = 5000 \text{ kN/m}^2$ verdeutlichen. Die Ergebnisse aus Tabelle 5-4 geben die deutliche Laststeigerung bei steigender Bodensteifigkeit wieder, wobei es bei einer Bodensteifigkeit von 5000 kPa erst zu Versagen bei der vollplastischen Normalkraft kommt.

Tabelle 5-4: MC- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®28

MC			Maximale Verformung u_x [m]								
			$\varphi = 20^\circ ; c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\varphi = 25^\circ ; c = 10 \text{ kN/m}^2$				
GEWI®28	N [kN]	EULER	MC200	MC500	MC1000	MC5000	MC200	MC500	MC1000	MC5000	
	0,1	1,06E-02									
	0,3	1,60E-02									
	0,5	3,24E-02									
	0,6	6,59E-02									
	0,63	9,57E-02									
	0,64	x									
	143		2,59E-03								
	144		x								
	154						2,42E-03				
	155						x				
	259			1,70E-04							
	260			x							
	265							1,03E-04			
	266							x			
292				4,81E-04					4,88E-04		
293				x					x		
306					5,18E-05						
307					x					2,31E-05	
$N_{pl} = 307,9 \text{ kN}$											

Auffallend ist, dass die Größe der maximalen horizontalen Verformung u_x nicht mit steigender Last zunimmt, sondern von der Form der Biegelinie abhängig ist. So kann ein GEWI®28, welcher von einem Boden mit einer Steifigkeit von $E' = 1000 \text{ kN/m}^2$ umgeben ist zwar einer höheren Normalkraft als ein gleichwertiger Pfahl unter $E' = 500 \text{ kN/m}^2$ ausgesetzt werden, hat aber aufgrund der vollkommen unterschiedlichen Knickfigur größere Verformungen aufzuweisen (siehe Abbildung 5-3). In Abbildung 5-3 ist der Normalkraftverlauf über die Pfahltiefe abgebildet, wobei der Anteil der über Mantelreibung abgetragenen Normalkraft – im Verhältnis zum Spitzendruck – mit höher werdender Bodensteifigkeit ansteigt.

Der Boden mit $\varphi= 25^\circ$ und $c= 10 \text{ kN/m}^2$ kann tendenziell etwas mehr Last unter kleineren Verformungen aufnehmen (Abbildung 5-4). Es kommt allerdings unter der niedrigsten Bodensteifigkeit ($E' = 200 \text{ kN/m}^2$) zu einem gewellten Normalkraftverlauf, was sich auch auf den Verformungsverlauf auswirkt (Abbildung 5-4).

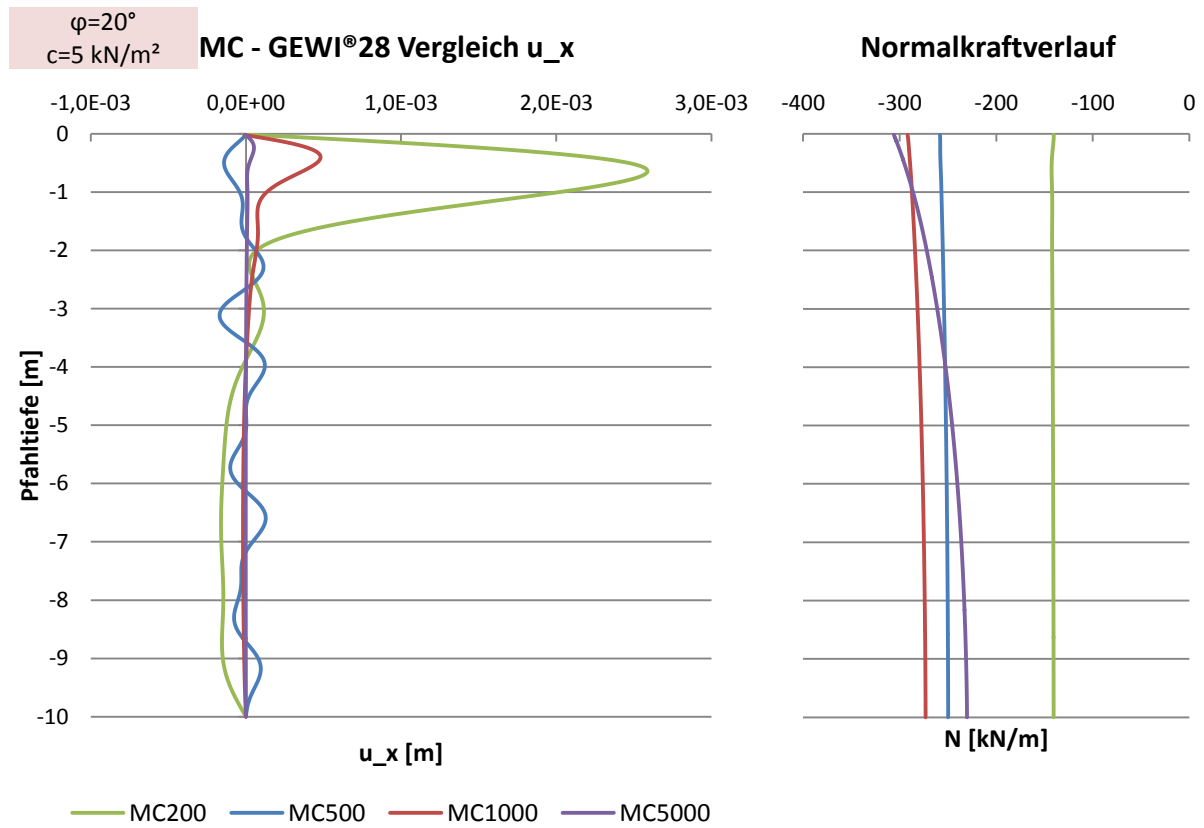


Abbildung 5-3: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28

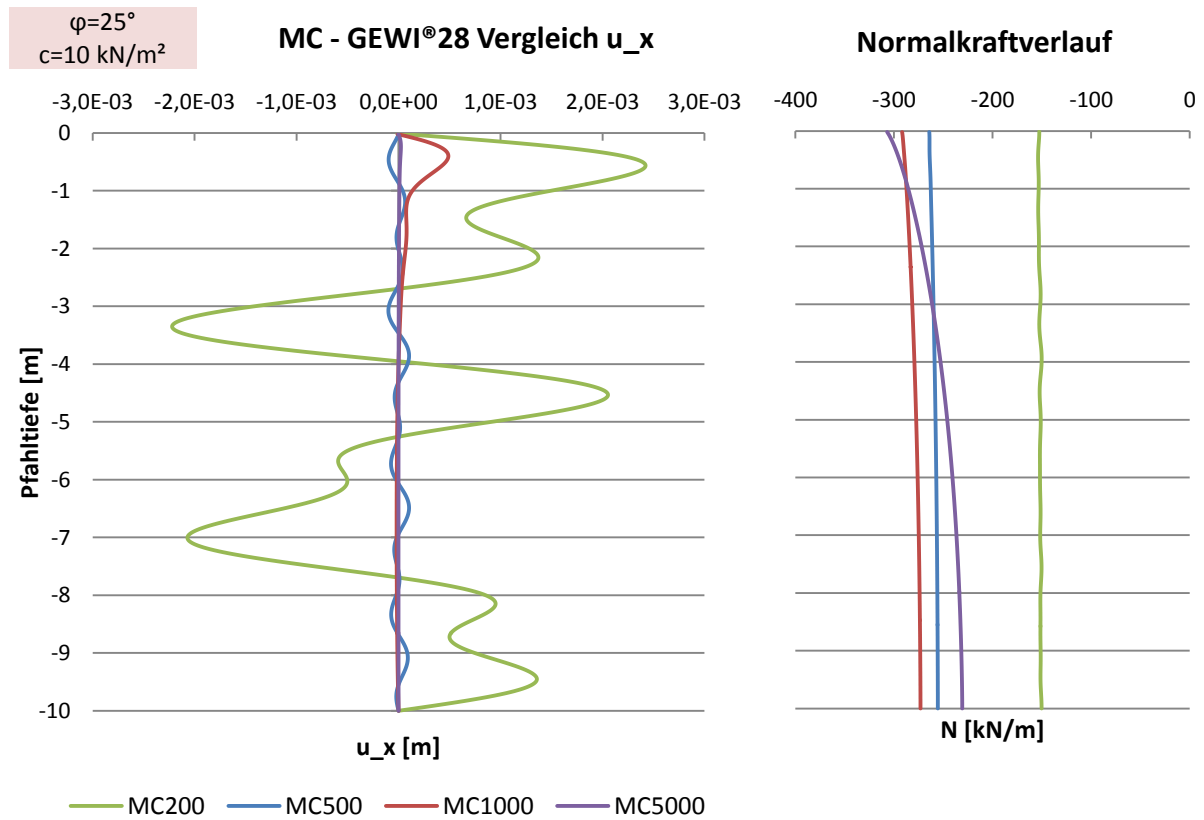


Abbildung 5-4: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28

Entgegen den Erwartungen konnte der GEWI®63.5 mit dem Boden $\varphi = 20^\circ$ und $c = 5 \text{ kN/m}^2$ und einer Steifigkeit von 500 kPa einer größeren Drucknormalkraft als mit einem vergleichbaren Boden mit einer Steifigkeit von 1000 kPa ausgesetzt werden (siehe Tabelle 5-5).

Die Gründe für die Entstehung dieses unglaublichen Ergebnisses konnten bisweilen nicht restlos aufgeklärt werden.

Tabelle 5-5: MC- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®63.5

MC			Maximale Verformung u_x [m]								
			$\varphi = 20^\circ ; c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\varphi = 25^\circ ; c = 10 \text{ kN/m}^2$				
GEWI®63.5	N [kN]	EULER	MC200	MC500	MC1000	MC5000	MC200	MC500	MC1000	MC5000	
	1	3,64E-04									
	5	4,72E-04									
	10	7,53E-04									
	15	1,88E-03									
	16,50	3,38E-03									
	17,00	4,57E-03									
	17,25	5,60E-03									
	17,50	x									
	1406							4,95E-05			
	1407							x			
	1408			4,42E-05							
	1409			x							
	1440					5,14E-04					
	1441					x					
	1460							1,66E-05			
	1461							x			
	1482				3,54E-05						
	1483				x						
	1487									2,99E-03	
1488									x		
1583										2,39E-05	
1585						5,18E-05					
1586						x					
			$N_{pl} = 1583,5 \text{ kN}$								

Berechnungen mit Böden höherer Festigkeit ($\varphi = 25^\circ ; c = 10 \text{ kN/m}^2$) lieferten wieder die erwarteten Ergebnisse, wobei es auch hier zu einem gewellten Normalkraftverlauf unter einer Bodensteifigkeit von 1000 kPa gekommen ist (Abbildung 5-6). Dieser gewellte Normalkraftverlauf tritt weit unter der vollplastischen Normalkraft des Mikropfahls auf und kann unter Umständen auf die *updated mesh* Funktion zurückgeführt werden.

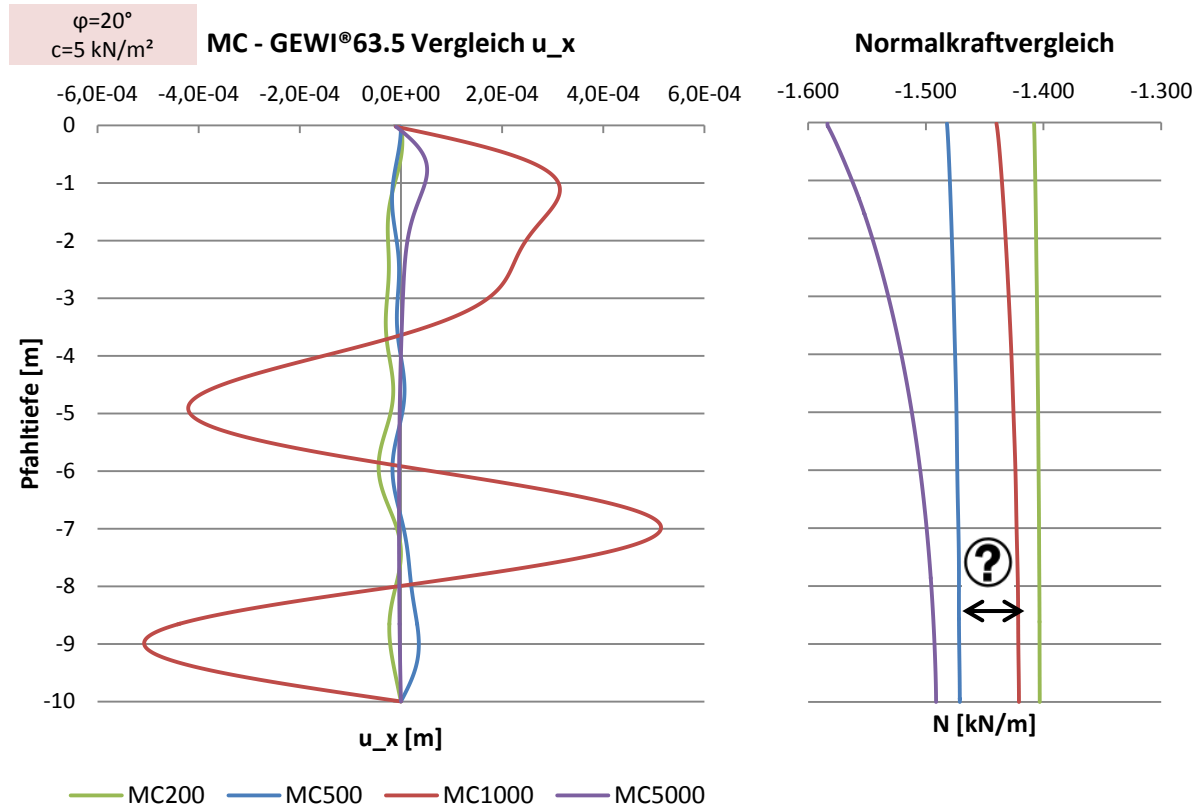


Abbildung 5-5: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5

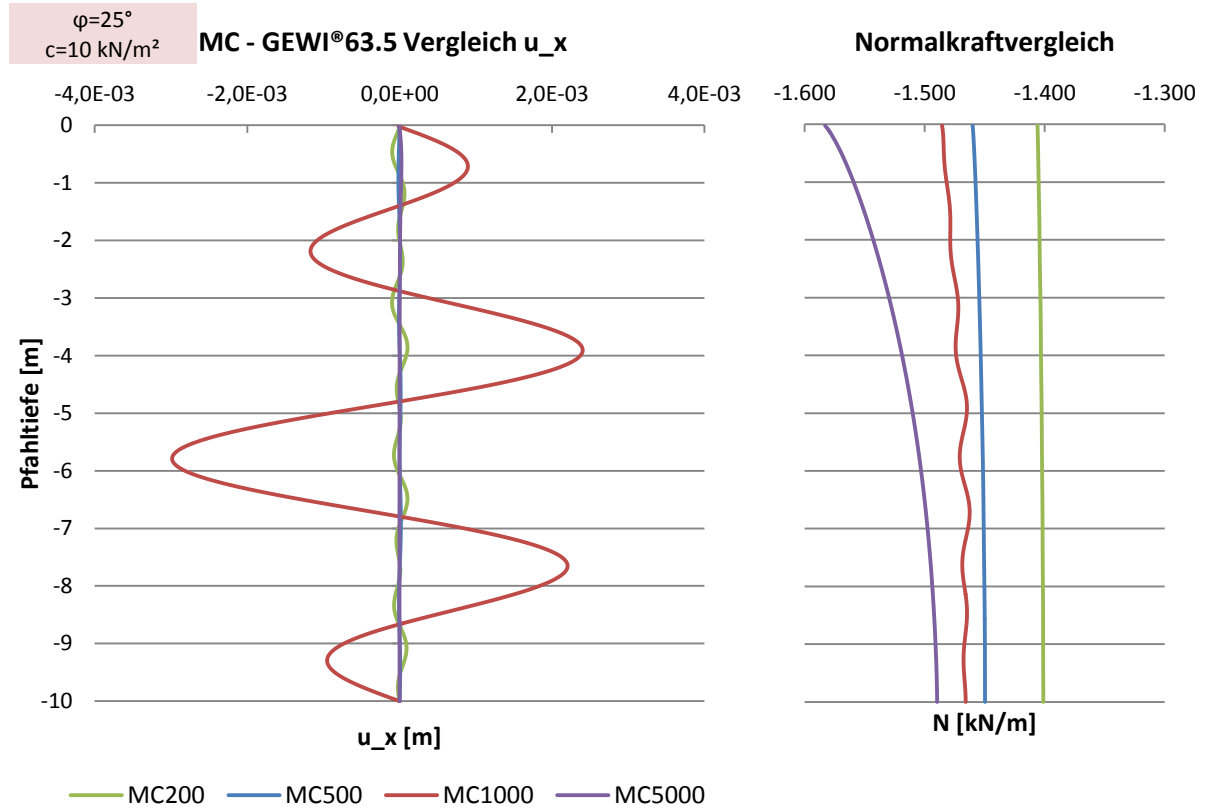


Abbildung 5-6: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5

5.2 Hardening Soil-Standardmodell

Die Ergebnisse der Berechnungen mit verschiedenen Stoffmodellen (MC/HS/HSS) sollen in Kapitel 5.4 verglichen werden. Dafür ist es notwendig, gewisse Parameter aus den Mohr-Coloumb'schen Studien zu übernehmen, um so die Vergleichbarkeit mit den höherwertigen Stoffmodellen gewährleisten zu können. Diese Verknüpfung geschieht durch die Verwendung der Steifigkeiten ($E_{(MC)} = 200; 500; 1000; 5000$) aus den Mohr-Coloumb'schen Untersuchungen zur Bestimmung der Ödometersteifigkeit im HS-Modell. In Tabelle 5-6 ist der generelle Ablauf zur Bestimmung vergleichsfähiger HS-Parameter schematisch angeführt.

Tabelle 5-6: Schema zur Bestimmung der Input-Parameter für HS

1	Bestimmung der Ödometersteifigkeit	E_{oed}	[kN/m ²]	$E_{oed} = \frac{(1 - \nu) \cdot E_{(MC)}}{(1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}$
2	Berechnung der initiellen Spannung in Pfahlmitte	σ	[kN/m ²]	$\sigma = \frac{Pfahllänge [m]}{2}$
3	Annahme einer Referenzsteifigkeit	p^{ref}	[kN/m ²]	100 kN/m ²
4	Berechnung der Referenz-Ödometersteifigkeit	E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot (\sigma/p^{ref})^m$
5	Bestimmung des Referenz-Sekantenmoduls	E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	entspricht E_{oed}^{ref}
6	Bestimmung des Referenz-Tangentenmoduls	E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	entspricht $3 \cdot E_{50}^{ref}$

So können die auf diesem Schema beruhenden, spezifischen Eingabeparameter für das Hardening Soil Modell der Tabelle 5-7 entnommen werden. Da auch das HS-Modell die Mohr Coloumb'schen Bruchbedingung beinhaltet, unterscheiden sich nur die Parameter der Bodensteifigkeit. Parameter zur Beschreibung der Festigkeit (Reibungswinkel φ' ; Kohäsion c') bleiben unverändert und gelten für beide Stoffmodelle.

Tabelle 5-7: Eingangsparameter für das HS-Modell

Mohr-Coloumb Parameter					Hardening Soil Parameter						
$E_{(MC)}$	200	500	1000	5000	[kN/m ²]		HS200	HS500	HS1000	HS5000	
ν		0,3			[-]	E_{50}^{ref}	269,2	673,1	1346,2	6730,8	[kN/m ²]
						E_{oed}^{ref}	269,2	673,1	1346,2	6730,8	[kN/m ²]
						E_{ur}^{ref}	807,7	2019,2	4038,5	20192,3	[kN/m ²]
						m	1				[-]
						p^{ref}	100				[kN/m ²]
						ν_{ur}	0,2				[-]
c'			5				10				[kN/m ²]
φ'			20				25				[°]
ψ							0				[°]
γ_1							20				[kN/m ³]
L_{pile}							10				[m]

Die maximal möglichen Drucknormalkräfte des schlanken GEWI®28 nehmen unter einer Kombination aus Reibungswinkel $\varphi = 25^\circ$ und Kohäsion $c = 10 \text{ kN/m}^2$ mit steigender Bodensteifigkeit zu. Mit den Festigkeitskennwerten ($\varphi = 20^\circ$; $c = 5 \text{ kN/m}^2$) kommt es mit einer Bodensteifigkeit von 1000 kPa zu geringfügig kleineren maximalen Drucknormalkräften als mit einer Steifigkeit von 500 kPa (Tabelle 5-8).

Tabelle 5-8: HS - Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®28

HS			Maximale Verformung u_x [m]								
			$\varphi = 20^\circ ; c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\varphi = 25^\circ ; c = 10 \text{ kN/m}^2$				
GEWI®28	N [kN]	EULER	HS200	HS500	HS1000	HS5000	HS200	HS500	HS1000	HS5000	
	0,1	1,06E-02									
	0,3	1,60E-02									
	0,5	3,24E-02									
	0,6	6,59E-02									
	0,63	9,57E-02									
	0,64	x									
	159						2,38E-03				
	160		3,04E-03					x			
	161		x								
	271				1,69E-03						
	272				x						
	282						2,55E-03				
	283						x				
	284			2,60E-03							
285			x								
291								8,79E-04			
292								x			
306						8,47E-05					
307						x				6,47E-05	
$N_{pl} = 307,9 \text{ kN}$											

Die in Abbildung 5-7 abgebildeten Normalkraftverläufe verdeutlichen den Einfluss des den Mikropfahl umgebenden Bodens auf dessen Lastabtragung. Der Testpfahl HS200 überträgt nahezu die gesamte aufgebrachte Last ausschließlich über Spitzendruck in den Untergrund ab, was durch einen annähernd vertikalen Normalkraftverlauf gekennzeichnet ist. Mit steigender Steifigkeit des Bodenmaterials steigt jedoch der Anteil der aufgebrachten Last, welcher durch Mantelreibung abgeleitet wird. Dies ist durch einen geneigten Normalkraftverlauf (siehe HS5000) gekennzeichnet. Vor allem bei Böden geringerer Steifigkeit (HS200, HS500) kommt es auch mit diesem Stoffmodell zu einem gewellten Verlauf der Normalkraft in der oberen Pfahlhälfte.

Die offensichtlich willkürlich passierende Richtung der Auslenkung im Pfahlkopfbereich kann unter beiden Festigkeitskombinationen beobachtet werden, wobei die Verformungsgröße wider Erwarten nicht mit steigender Bodensteifigkeit abnimmt, sondern von den unterschiedlichen Formen der Biegelinie geprägt zu sein scheint. Auffallend ist auch, dass ab einer Pfahltiefe von 4 Metern quasi keine horizontalen Verformungen mehr auftreten, was durch die Zunahme der Steifigkeit mit der Tiefe im HS-Modell erklärt werden kann.

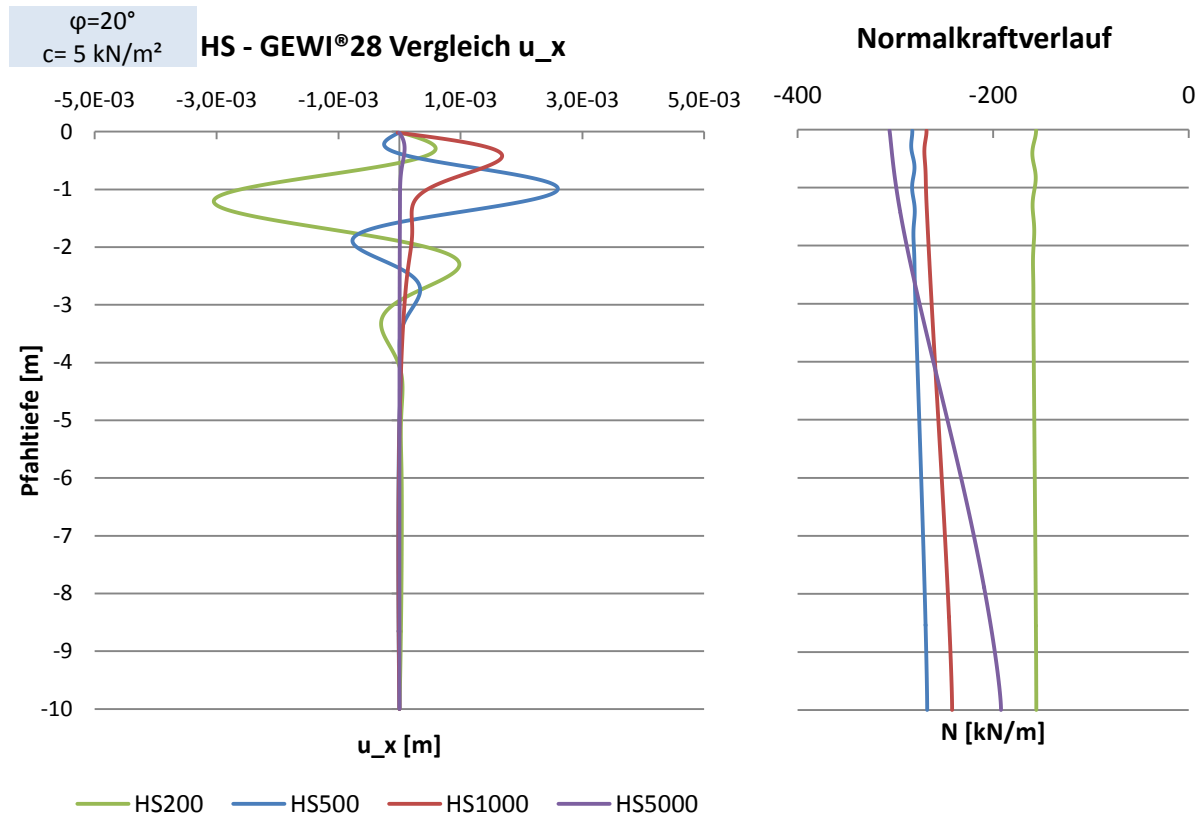


Abbildung 5-7: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28

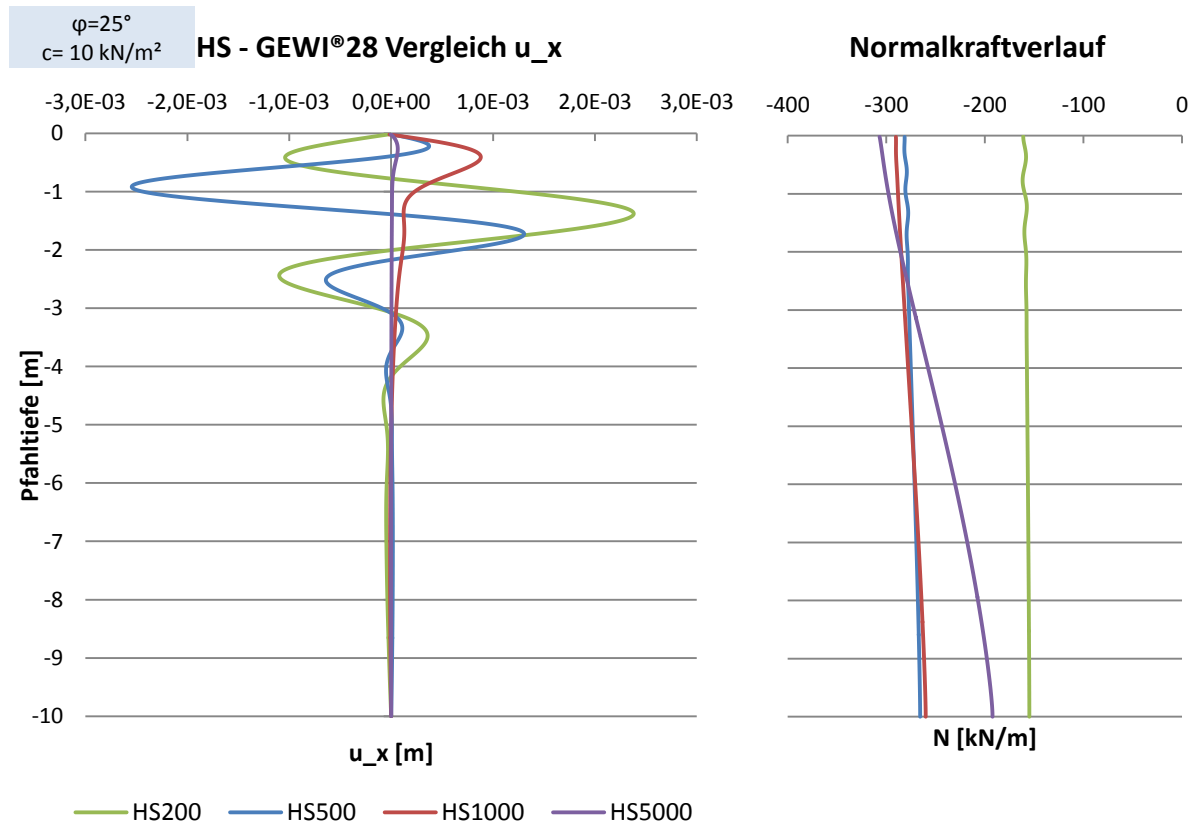


Abbildung 5-8: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28

Studien am deutlich stärkeren Gewi63.5 führten auch unter dem Hardening-Soil Modell zu keinem schlüssigen Anstieg der Normalkraft in Abhängigkeit der Bodensteifigkeit (Tabelle 5-9). Ab einer Bodensteifigkeit von 1000 kPa tritt ein Versagen des Pfahls erst im Bereich der plastischen Normalkraft auf ($\varphi = 20^\circ$; $c = 5 \text{ kN/m}^2$).

Tabelle 5-9: HS- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®63.5

HS			Maximale Verformung u_x [m]							
			$\varphi = 20^\circ$; $c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\varphi = 25^\circ$; $c = 10 \text{ kN/m}^2$			
N [kN]	EULER		HS200	HS500	HS1000	HS5000	HS200	HS500	HS1000	HS5000
			1	3,64E-04						
5	4,72E-04									
10	7,53E-04									
15	1,88E-03									
16,50	3,38E-03									
17,00	4,57E-03									
17,25	5,60E-03									
17,50	x									
	1122			3,29E-03						
	1123			x						
	1188							3,64E-03		
	1189							x		
	1213		1,98E-03							
	1214		x							
	1262						1,36E-03			
	1263						x			
	1580				4,09E-04					
	1581				x					
	1583								2,39E-04	
	1584								x	1,44E-05
	1585					2,83E-05				x
	1586					x				
			$N_{pl} = 1583,5 \text{ kN}$							

Die Verformungsfiguren aus Abbildung 5-9 und Abbildung 5-10 weisen doch Unterschiede zum deutlich schlankeren Gewi28 auf, beispielsweise kann über nahezu die gesamte Pfahllänge ein gewellter Verlauf beobachtet werden. Trotz höherer Festigkeit des umgebenden Bodens ($\varphi = 25^\circ$; $c = 10 \text{ kN/m}^2$) und höheren erreichten Druckkräften ergeben sich unter HS200 und HS1000 verhältnismäßig kleinere maximale Verformungen als bei HS500.

Nur noch unter dem steifsten Bodenmaterial (HS5000) kann ein nennenswerter Anteil der einwirkenden Druckkraft über Mantelreibung in den umgebenden Boden abgeleitet werden.

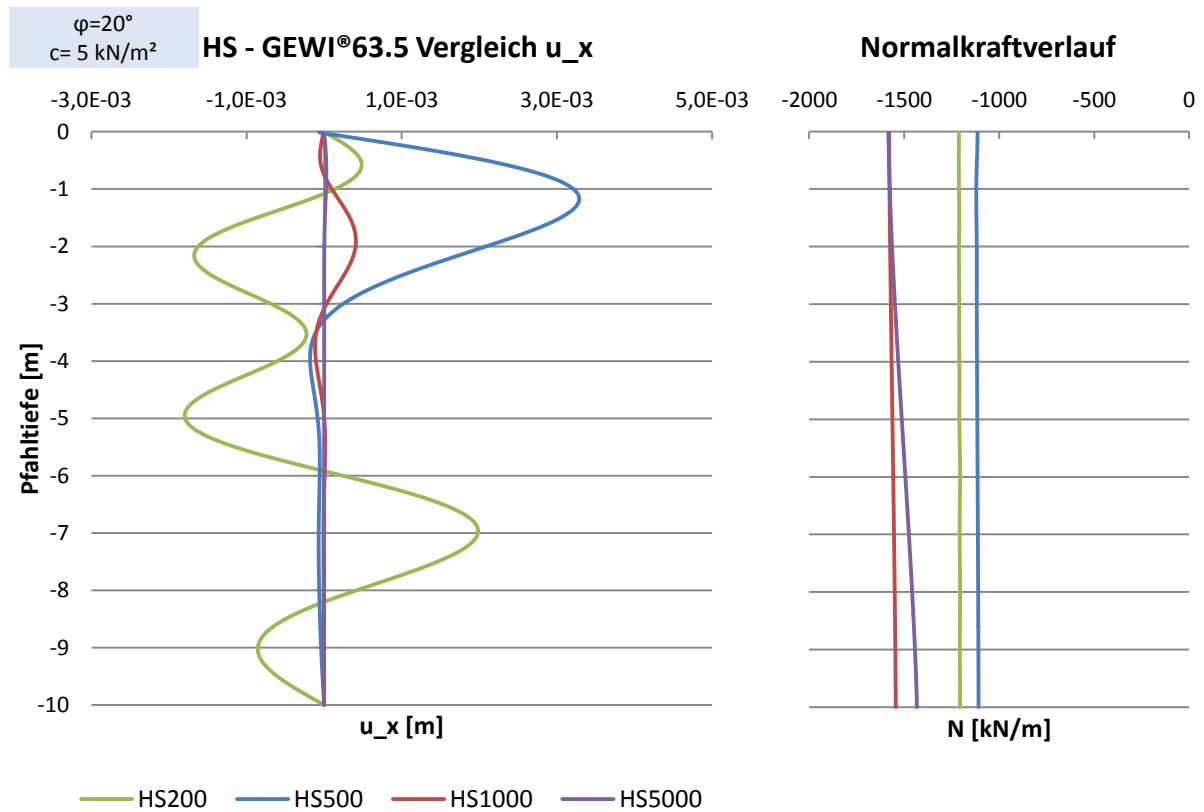


Abbildung 5-9: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5

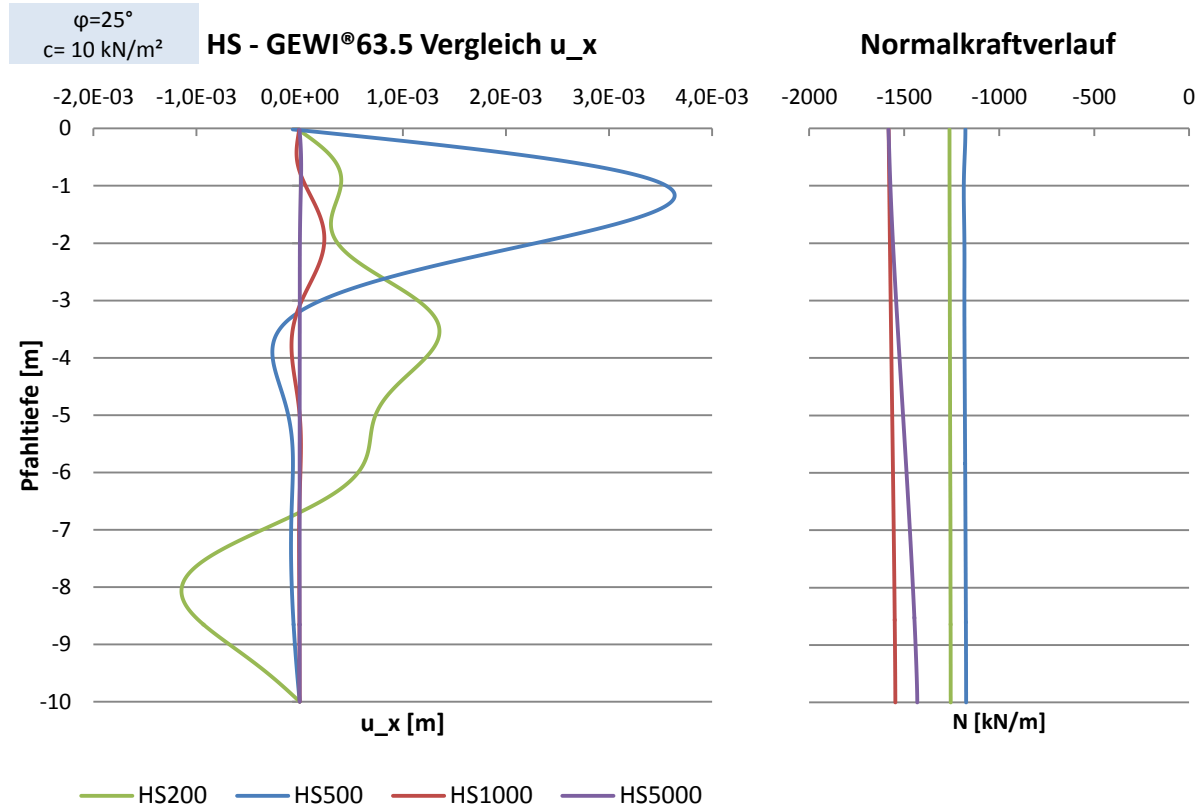


Abbildung 5-10: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5

5.3 Hardening Soil Small-Standardmodell

Das Hardening Soil Small Modell (HSS-Modell) stellt in dieser Studie das hochwertigste Stoffgesetz dar. Die Ergebnisse werden in Kapitel 5.4 dem MC- und HS-Modell gegenübergestellt und verglichen. Bevor mit den Untersuchungen begonnen werden konnte mussten die zwei zusätzlich benötigten Eingabeparameter G_0^{ref} und $\gamma_{0.7}$ bestimmt werden. Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen wird in der Bestimmung dieser Parameter auf Kennwerte des HS-Modells zurückgegriffen. Tabelle 5-10 erläutert die Ableitungen von G_0^{ref} und $\gamma_{0.7}$:

Tabelle 5-10: Schema zur Bestimmung der Input-Parameter für HSS

1	Berechnung des Referenzschubmoduls aus Ent- und Wiederbelastung	G_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	$G_{ur}^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})}$
2	Annahme des initiellen Referenzschubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen	G_0^{ref}	[kN/m ²]	$G_0^{ref} = 4 \cdot G_{ur}^{ref}$
3	Dehnungslevel bei dem der Sekantenschubmodul auf 70% von G_0^{ref} reduziert ist.	$\gamma_{0.7}$	[-]	$\gamma_{0.7} = 1,5 \cdot 10^{-4}$
4	Bestimmung des Seitendruckbeiwerts unter Normalkonsolidation	K_0^{nc}	[-]	$K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$

Unter Berücksichtigung dieser Annahmen können alle für das HSS-Modell in PLAXIS erforderlichen Eingangsgrößen in Tabelle 5-11 aufgelistet werden:

Tabelle 5-11: Eingangsparameter für das HSS-Modell

	Hardening Soil Parameter					Hardening Soil Small Parameter					
	HS200	HS500	HS1000	HSS5000		HSS200	HSS500	HSS1000	HSS5000		
E_{ur}^{ref}	807,7	2019,2	4038,5	20192,3	[kN/m ²]	G_{ur}^{ref}	336,5	841,25	1682,5	8412,5	[kN/m ²]
E_{50}^{ref}	269,2	673,1	1346,2	6730,8	[kN/m ²]	G_0^{ref}	1346	3365	6730	33650	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	269,2	673,1	1346,2	6730,8	[kN/m ²]	$\gamma_{0.7}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$				[-]
m						1					[-]
p^{ref}						100					[kN/m ²]
ν_{ur}						0,3					[-]
c'	5					10				[kN/m ²]	
φ'	20					25				[°]	
ψ						0					[°]
γ_1						20					[kN/m ³]
L_{pile}						10					[m]

Somit beinhaltet das HSS-Modell alle Annahmen und Eingangsparameter des HS-Modells, die zusätzlich erforderlichen Kennwerte sind farblich hervorgehoben (Tabelle 5-11; rechts-oben).

Die unter Verwendung dieser Eingangsparameter am GEWI®28 durchgeführten Studien lieferten den erwarteten kontinuierlichen Anstieg der maximal möglichen Drucknormalkraft unter steifer werdenden Bodenverhältnissen. Auch ermöglichten höhere Festigkeiten ($\varphi = 25^\circ$, $c = 10^\circ$) die Einleitung höherer Druckkräfte.

Tabelle 5-12: HSS - Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®28

HSS		Maximale Verformung u_x [m]									
		$\varphi = 20^\circ$; $c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\varphi = 25^\circ$; $c = 10 \text{ kN/m}^2$					
GEWI®28	N [kN]	EULER	HSS200	HSS500	HSS1000	HSS5000	HSS200	HSS500	HSS1000	HSS5000	
	0,1	1,06E-02									
	0,3	1,60E-02									
	0,5	3,24E-02									
	0,6	6,59E-02									
	0,63	9,57E-02									
	0,64	x									
	169		9,73E-04								
	170		x								
	191						9,78E-04				
	192						x				
	213			8,10E-04							
	214			x							
	251							1,53E-03			
	252							x			
295				7,85E-04							
296				x							
301								3,75E-04			
302								x			
306						9,28E-05			8,62E-05		
307						x			x		
$N_{pl} = 307,9 \text{ kN}$											

Betrachtet man die Verformungsverläufe für die geringeren Festigkeitskennwerte (Abbildung 5-11; links) so lässt sich die Zunahme der horizontalen Auslenkung mit kleiner werdender Steifigkeit des Bodens sehr gut beobachten. Mit der höheren Festigkeit ($\varphi = 25^\circ$, $c = 10^\circ$) kommt es zu einem „Ausreißer“ in den Verformungskurven (Abbildung 5-12). Zwar kann der Testpfahl HSS500 mehr Druckkraft aufnehmen, jedoch fallen die maximalen Verformungen des HSS200 deutlich geringer aus. In der unteren Pfahlhälfte sind keine nennenswerten horizontalen Verformungen ersichtlich, die größten Verformungen zeichnen sich im obersten Pfahlviertel ab.

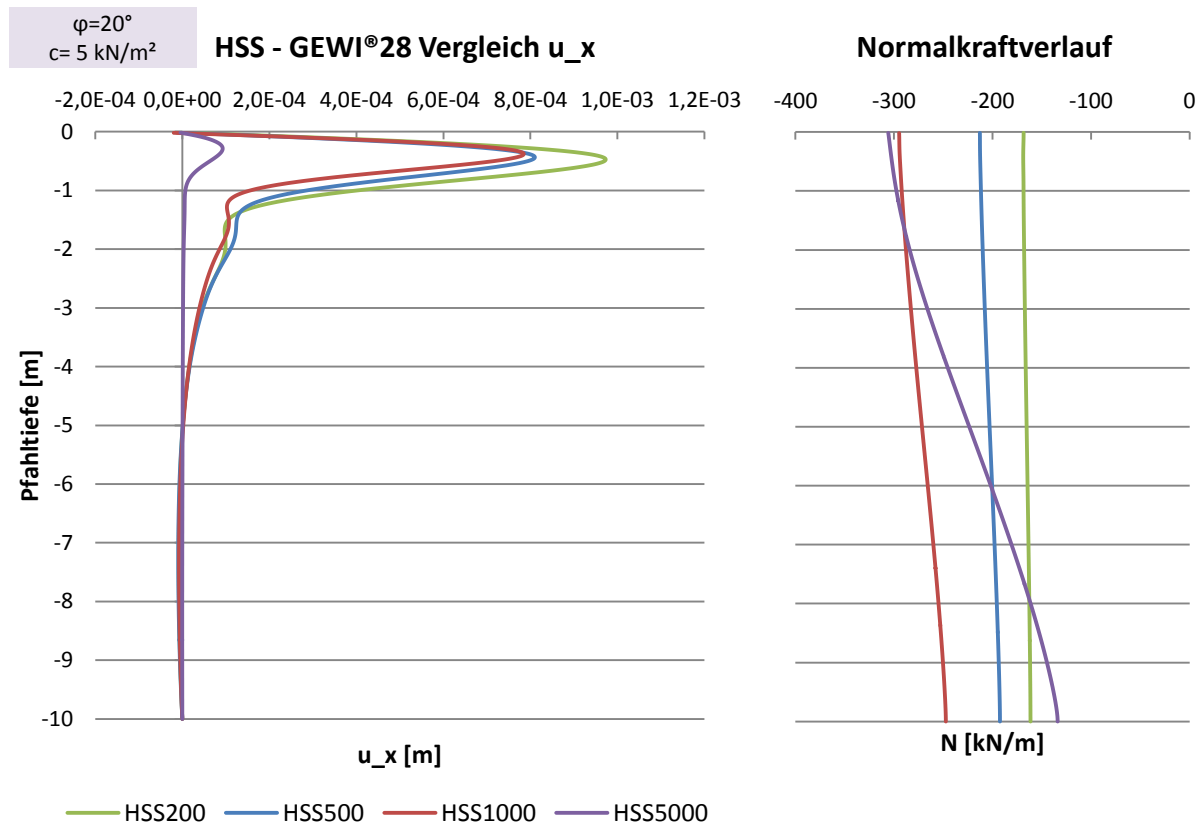


Abbildung 5-11: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28

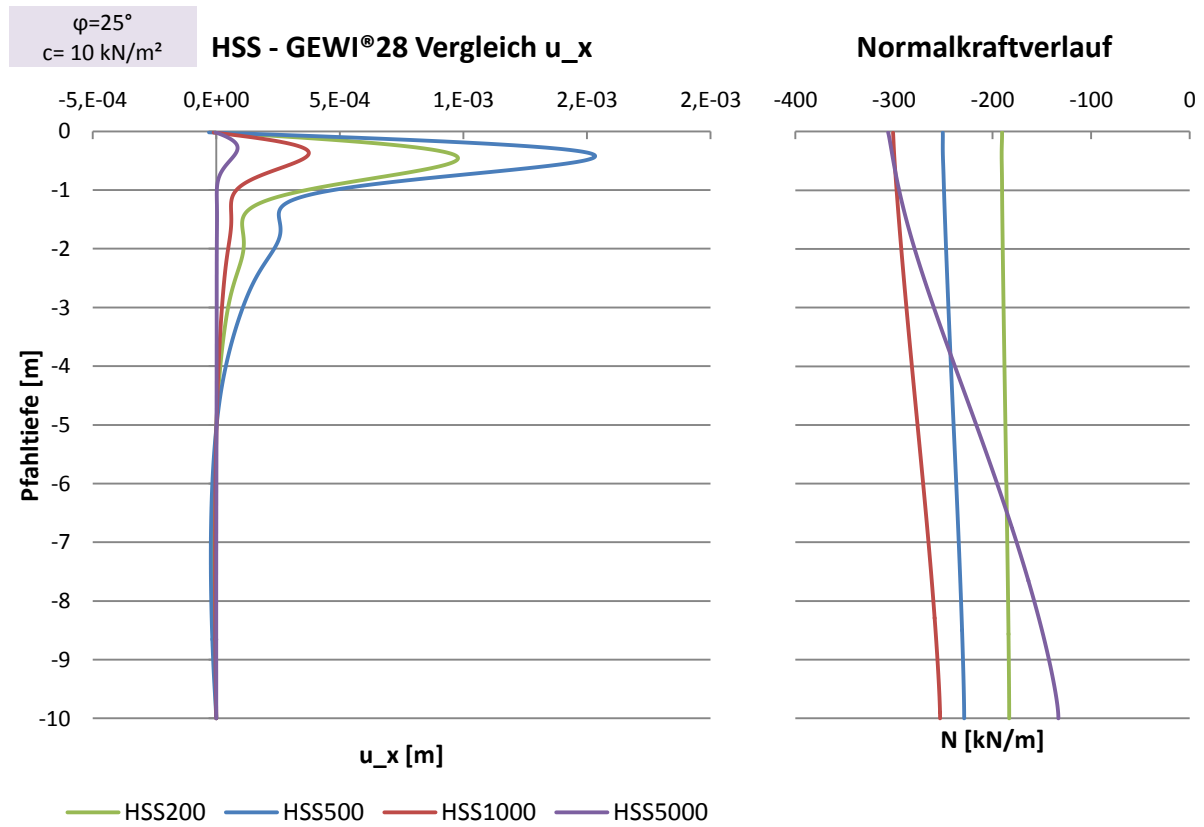


Abbildung 5-12: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28

Die am GEWI®63.5 durchgeführten Studien lieferten unter dem HSS-Modell die erwarteten Ergebnisse (Tabelle 5-13):

- Steigerung der maximal möglichen Drucknormalkraft unter steiferen Bodenverhältnissen
- Höhere Festigkeitskennwerte führen zu höheren möglichen Drucknormalkräften
- Trotz Laststeigerung kleiner werdende maximale Verformungen unter steiferen Bodenverhältnissen

Tabelle 5-13: HSS- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®63.5

HSS		Maximale Verformung u_x [m]									
		$\varphi = 20^\circ ; c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\varphi = 25^\circ ; c = 10 \text{ kN/m}^2$					
GEWI®63.5	N [kN]	EULER	HSS200	HSS500	HSS1000	HSS5000	HSS200	HSS500	HSS1000	HSS5000	
	1	3,64E-04									
	5	4,72E-04									
	10	7,53E-04									
	15	1,88E-03									
	16,50	3,38E-03									
	17,00	4,57E-03									
	17,25	5,60E-03									
	17,50	x									
	1241		1,95E-03								
	1242		x								
	1348							2,50E-03			
	1349							x			
	1428				7,54E-04						
	1429				x						
	1478								8,72E-04		
	1479								x		
	1571					2,93E-04					
1572					x						
1574									2,21E-04		
1575									x		
1584						3,75E-05				1,11E-05	
1585						x				x	
			$N_{pl} = 1583,5 \text{ kN}$								

In Abbildung 5-13 ($\varphi = 20^\circ, c = 5^\circ$) und Abbildung 5-14 ($\varphi = 25^\circ, c = 10^\circ$) sind die Verformungsverläufe mit dazugehörigem Normalkraftverlauf abgebildet. Die Verformungsfiguren sind unter allen Bodensteifigkeiten recht ähnlich und weisen nur in der Verformungsgröße unterschiedliche Werte auf. Auch bleibt die untere Pfahlhälfte des deutlich stärkeren GEWI®63.5 weitestgehend verformungsfrei.

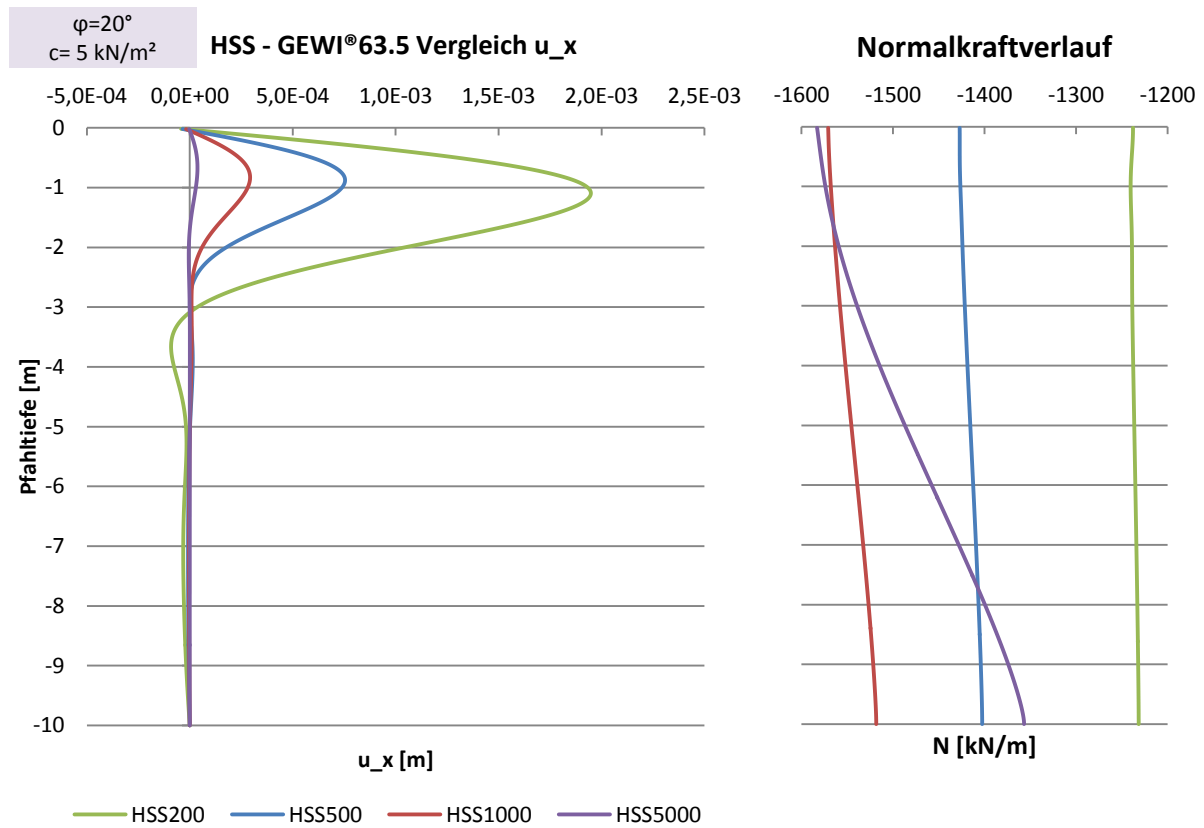


Abbildung 5-13: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5

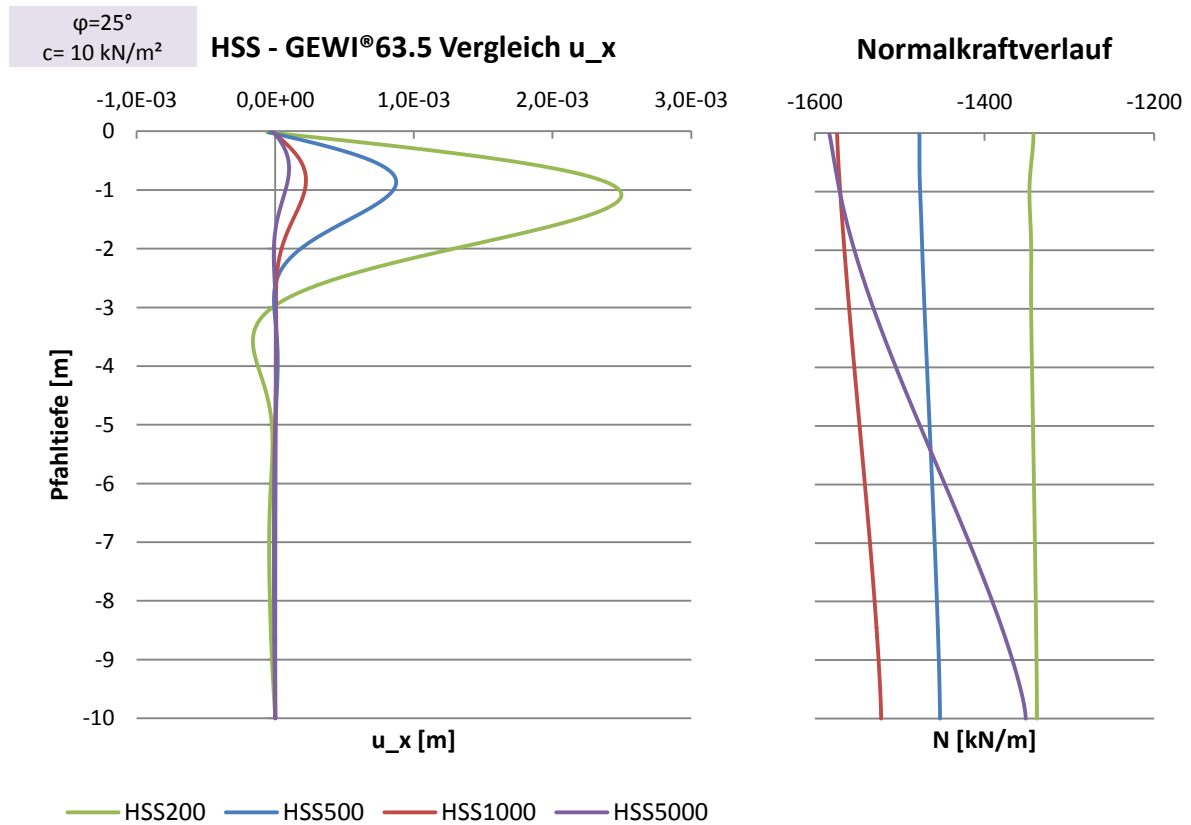


Abbildung 5-14: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5

5.4 Vergleich der unterschiedlichen Stoffmodelle

Um Aufschluss über das Trag- und Knickverhalten von Mikropfählen erhalten zu können wurden numerische Studien mit unterschiedlichen Stoffmodellen durchgeführt. Diese Untersuchungen ermöglichten das Aufzeigen der spezifischen Eigenheiten der einzelnen Stoffmodelle unter verschiedenen Pfahl- und Bodeneigenschaften.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war auch, Unterschiede zwischen den gängigen in der numerischen Geotechnik verwendeten Stoffgesetzen zu erörtern. Das vorausschauend in Kapitel 4.3 entwickelte sog. Standardmodell fixierte identische Rahmenbedingungen für alle weiteren im Rahmen dieser Arbeit getätigten Studien. Somit ist es nun möglich, die Ergebnisse der MC-, HS- und HSS-Studien (Kapitel 5.1 - 5.3) direkt miteinander zu vergleichen.

In den nachfolgenden Seiten sind jeweils der Normalkraftverlauf und die horizontalen Auslenkungen u_x für Böden „vergleichbarer“ Steifigkeit (z.B.: MC200-HS200-HSS200), unter Verwendung unterschiedlicher Stoffmodelle nebeneinander dargestellt.

Die willkürliche Richtung der Auslenkung im oberen Pfahlbereich führte zu Schwierigkeiten in der Vergleichbarkeit der horizontalen Verformungen. Demnach wurde der Versuch unternommen, allen Testpfählen dieselbe Auslenkung im obersten Spannungspunkt zuzuweisen. So wurden die Vorzeichen der Verformungswerte über die gesamte Pfahllänge einiger Testreihen geändert, wodurch die Verformung aller Pfähle auf derselben „Seite“ beginnt. Die geänderten Verformungsverläufe sind in den Ergebnisdiagrammen mit „(-1)“ gekennzeichnet. Vergleicht man die Ergebnisse aus Abbildung 5-15 ($\varphi=20^\circ/c= 5 \text{ kN/m}^2$) mit den Ergebnissen aus Abbildung 5-16 ($\varphi=25^\circ/c= 10 \text{ kN/m}^2$), so kann nur bedingt von einer Verbesserung der Vergleichbarkeit gesprochen werden. Demnach befindet sich die erste Halbwelle des Testpfahls HS200 (-1) in Abbildung 5-15 zwar auf der „richtigen“ Seite, weist jedoch eine sehr geringe Halbwellenlänge auf. Dadurch wird der Anschein einer „linksverlaufenden“ Auslenkung geweckt, wodurch wiederum nur eine eingeschränkte Vergleichbarkeit möglich ist.

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Ergebnisdiagramme unter Verwendung unterschiedlicher Stoffmodelle für einen GEWI®28 abgebildet, wobei folgende Erkenntnisse daraus gewonnen werden konnten:

Mit den sehr niedrigen Steifigkeiten (MC200-HS200-HSS200) ist unter Verwendung höherwertiger Stoffgesetze im Vergleich zum MC-Modell die Einleitung deutlich höherer Drucknormalkräfte möglich.

Dieser Effekt konnte unter höheren Steifigkeiten nicht mehr beobachtet werden. Schon beim Vergleich von MC500-HS500-HSS500 konnten nur mit dem HS-Modell höhere Belastungen als im MC-Modell erzielt werden (Abbildung 5-17 ; Abbildung 5-18). Das HSS-Modell liefert die niedrigsten Belastungswerte.

Ab einer Steifigkeit von MC1000-HS1000-HSS1000 ist unter Verwendung höherwertiger Stoffmodelle ein Anstieg der maximal möglichen Drucknormalkraft zu beobachten. Im Gegensatz zu den Ergebnissen aus den Studien mit sehr geringer Steifigkeit ist der Unterschied in den Ergebnissen jedoch deutlich geringer (Abbildung 5-19 ; Abbildung 5-20).

Unter den höchsten angenommenen Steifigkeiten MC5000-HS5000-HSS5000 versagten alle Pfähle erst unter deren vollplastischer Normalkraft (Abbildung 5-21 ; Abbildung 5-22).

Die Verformungsfiguren nahmen unter MC- und HS-Bedingungen scheinbar willkürliche Formen und Halbwellen an, einzig im HSS-Modell konnten unter allen Bodensteifigkeiten formmäßig gleichbleibende Auslenkungen beobachtet werden.

Die Ergebnisdiagramme des GEWI®63.5 können dem Anhang entnommen werden. Das unter geringeren Steifigkeiten (MC200-HS200-HSS200) unter Verwendung höherwertiger Stoffgesetze im Vergleich zum MC-Modell die Einleitung deutlich höherer Drucknormalkräfte möglich ist, konnte beim deutlich stärkeren GEWI®63.5 nicht beobachtet werden. Ansonsten werden qualitativ ähnliche Ergebnisse erhalten (siehe Anhang 8.3).

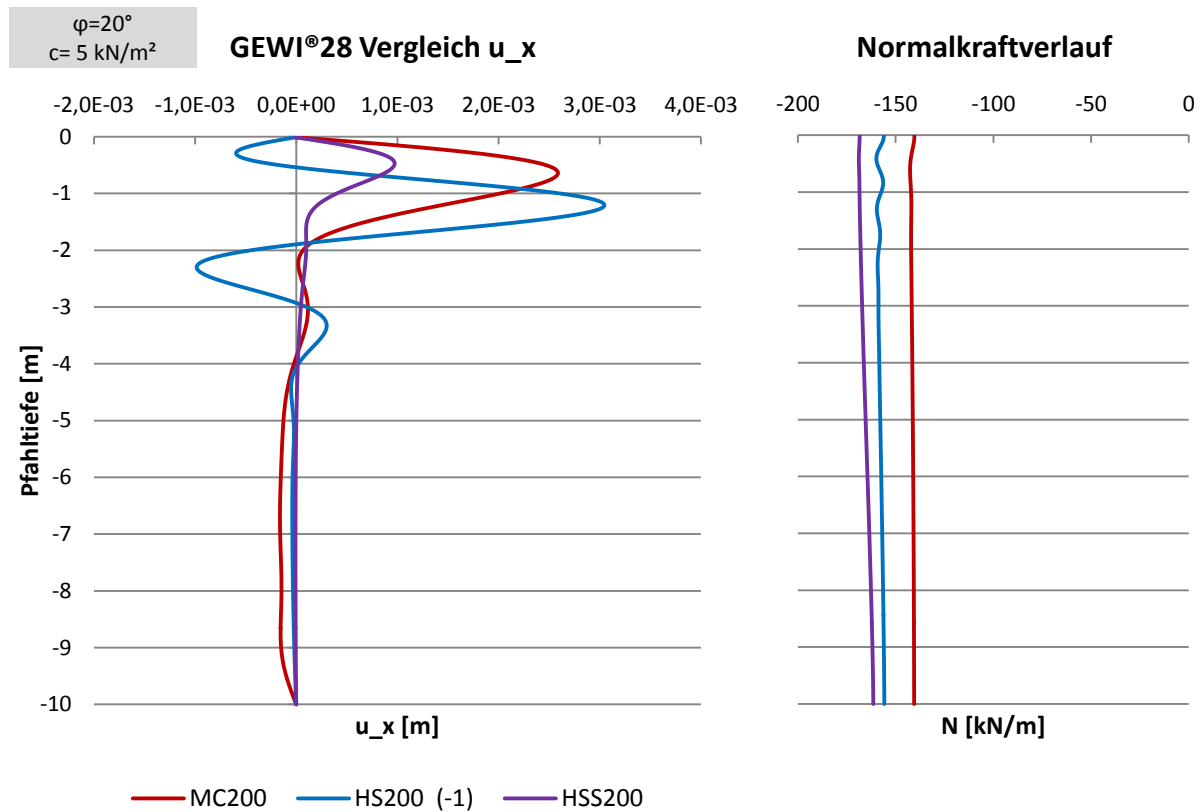


Abbildung 5-15: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

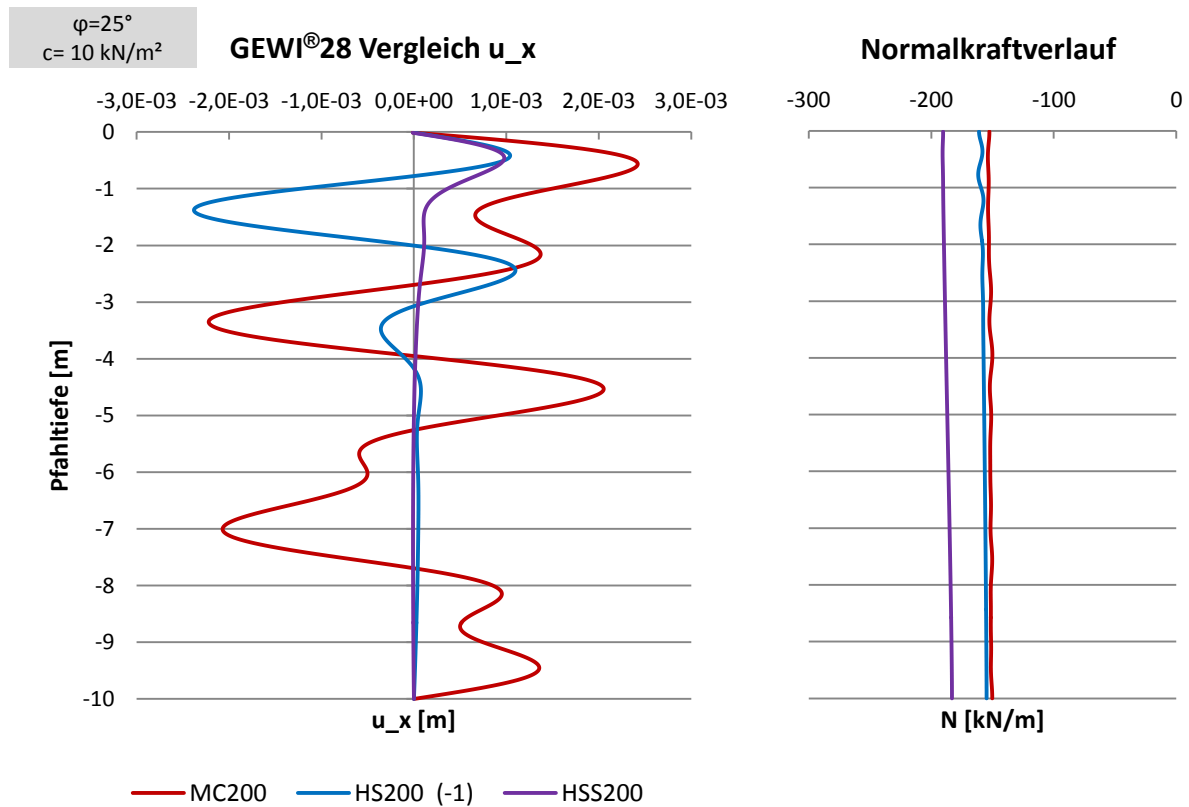


Abbildung 5-16: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®28; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

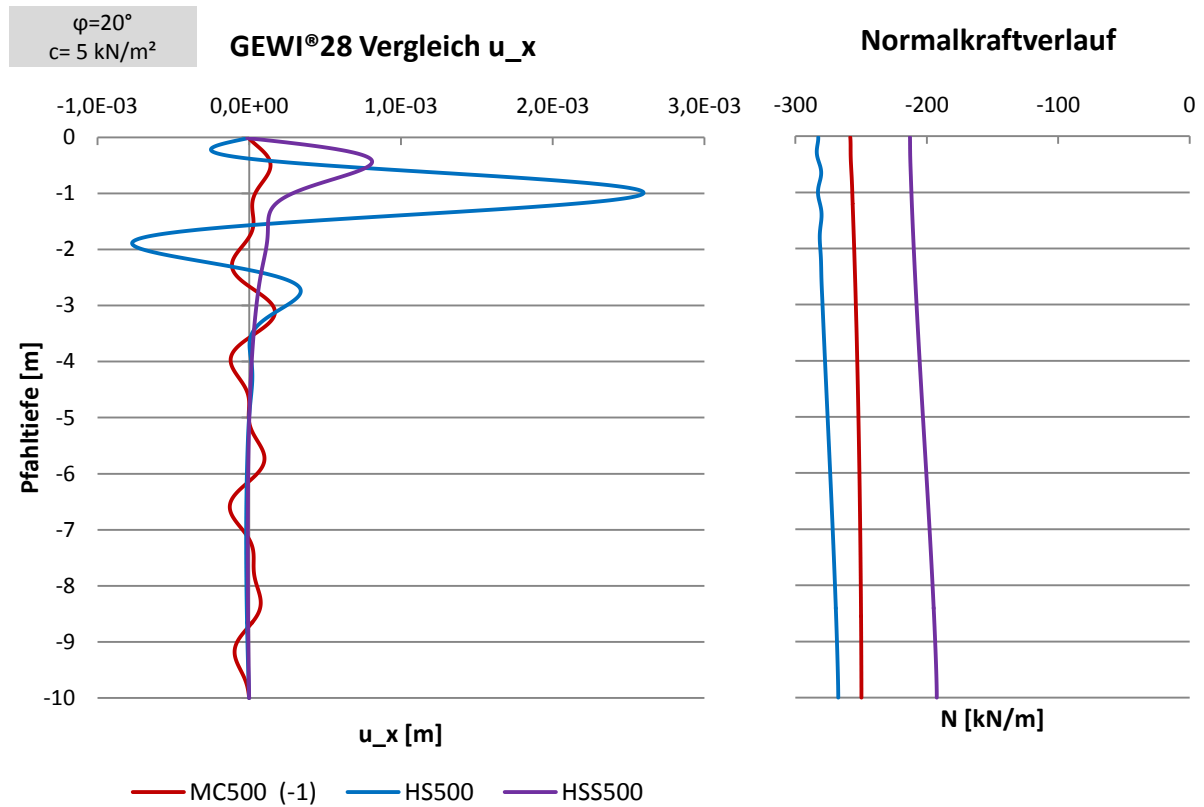


Abbildung 5-17: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

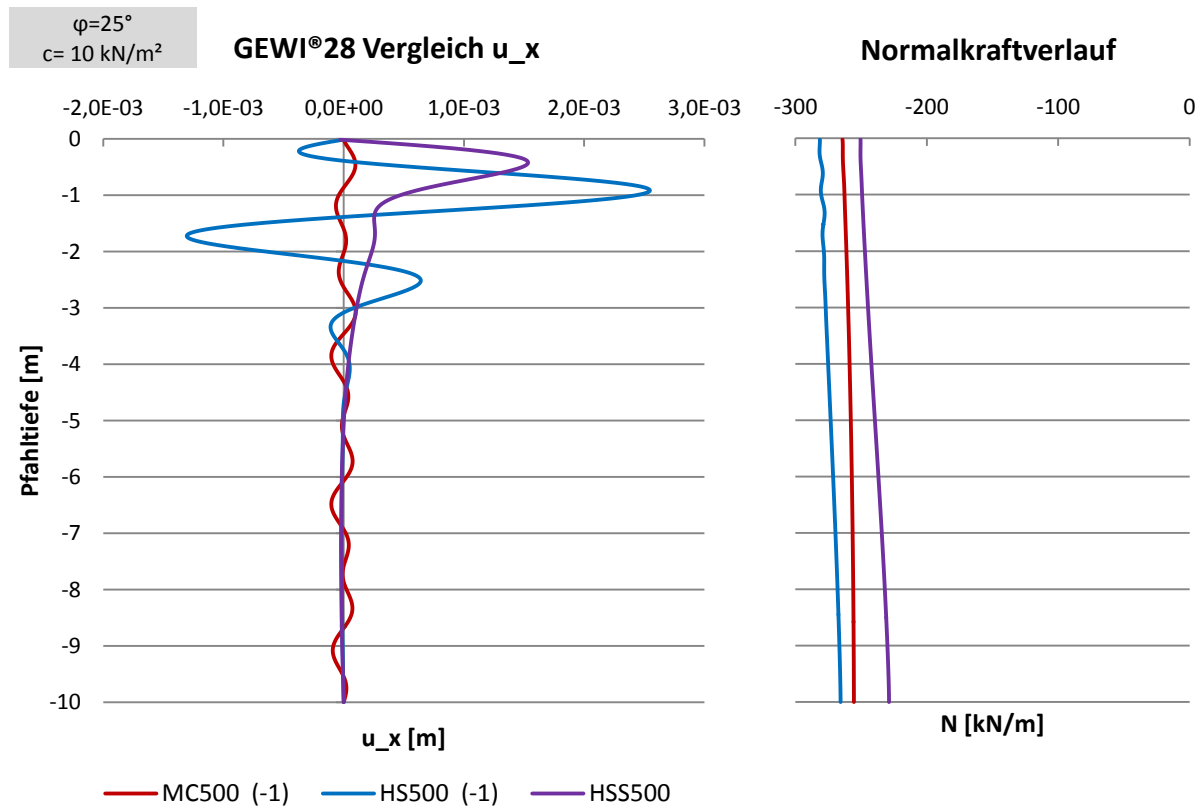


Abbildung 5-18: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®28; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

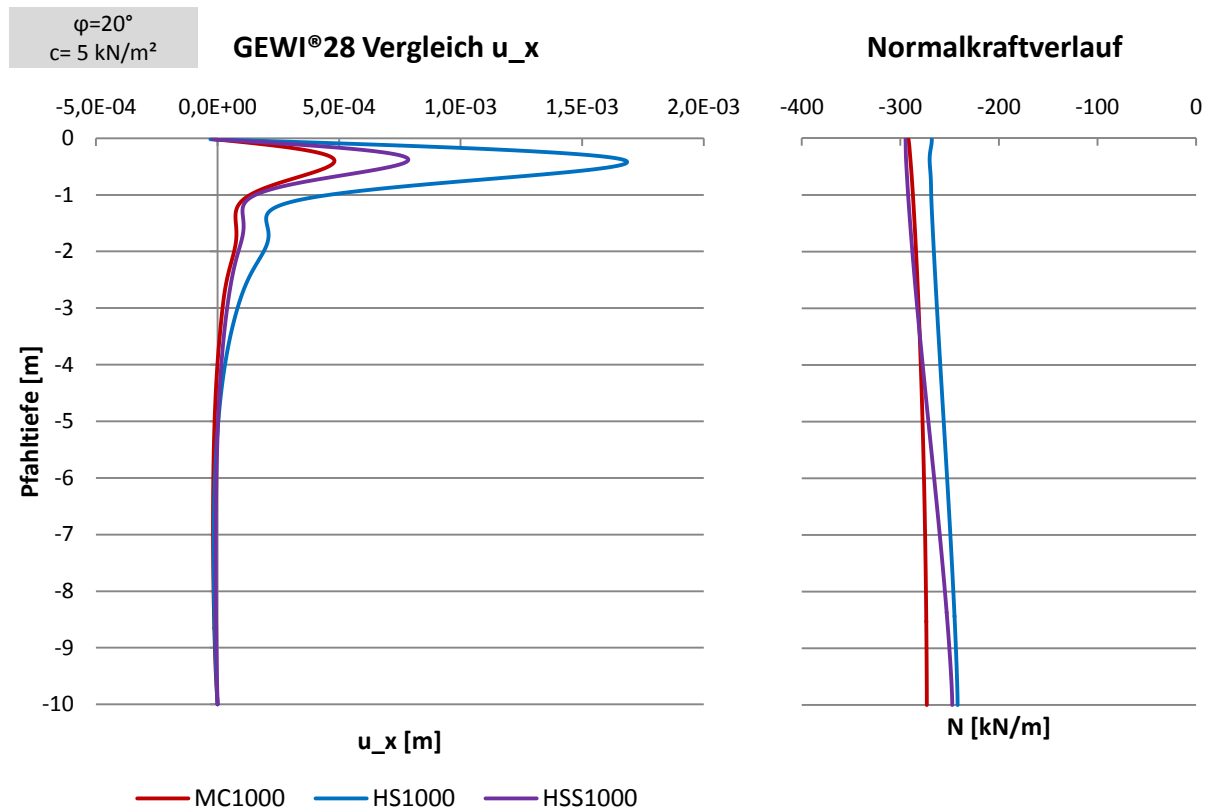


Abbildung 5-19: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

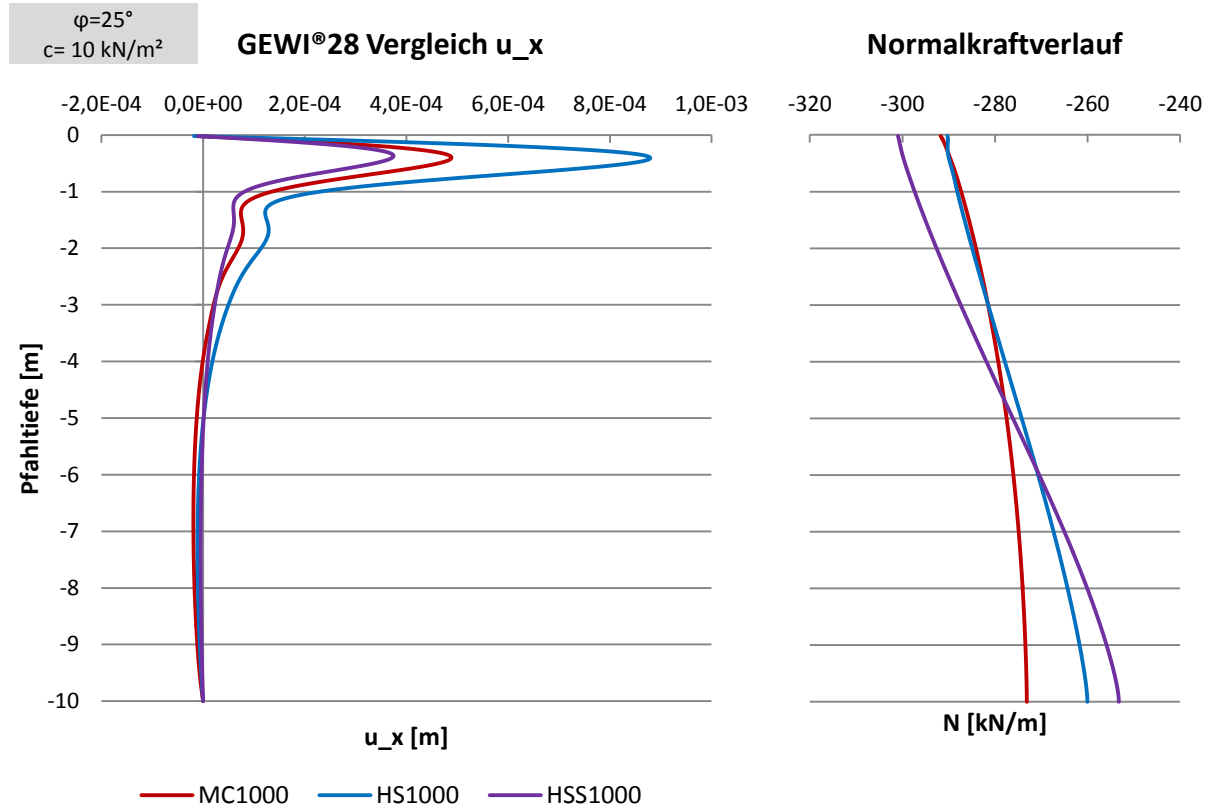


Abbildung 5-20: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®28; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

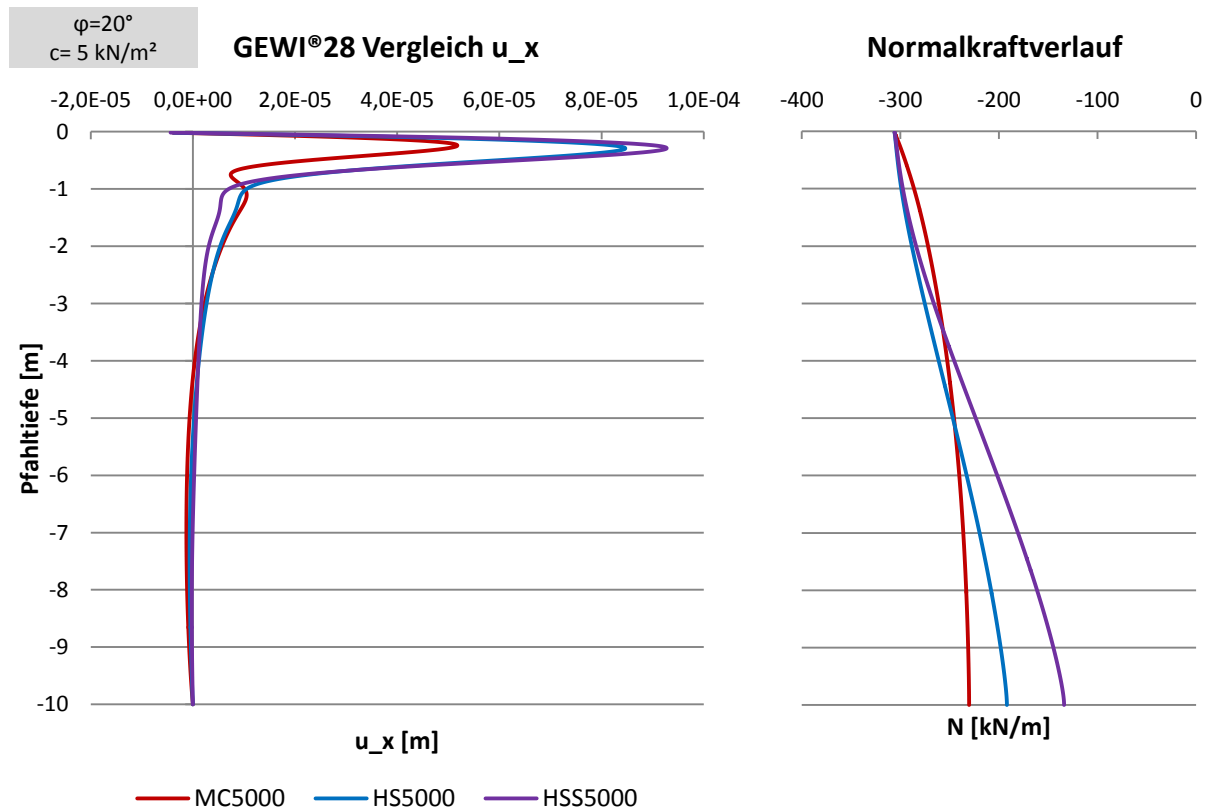


Abbildung 5-21: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

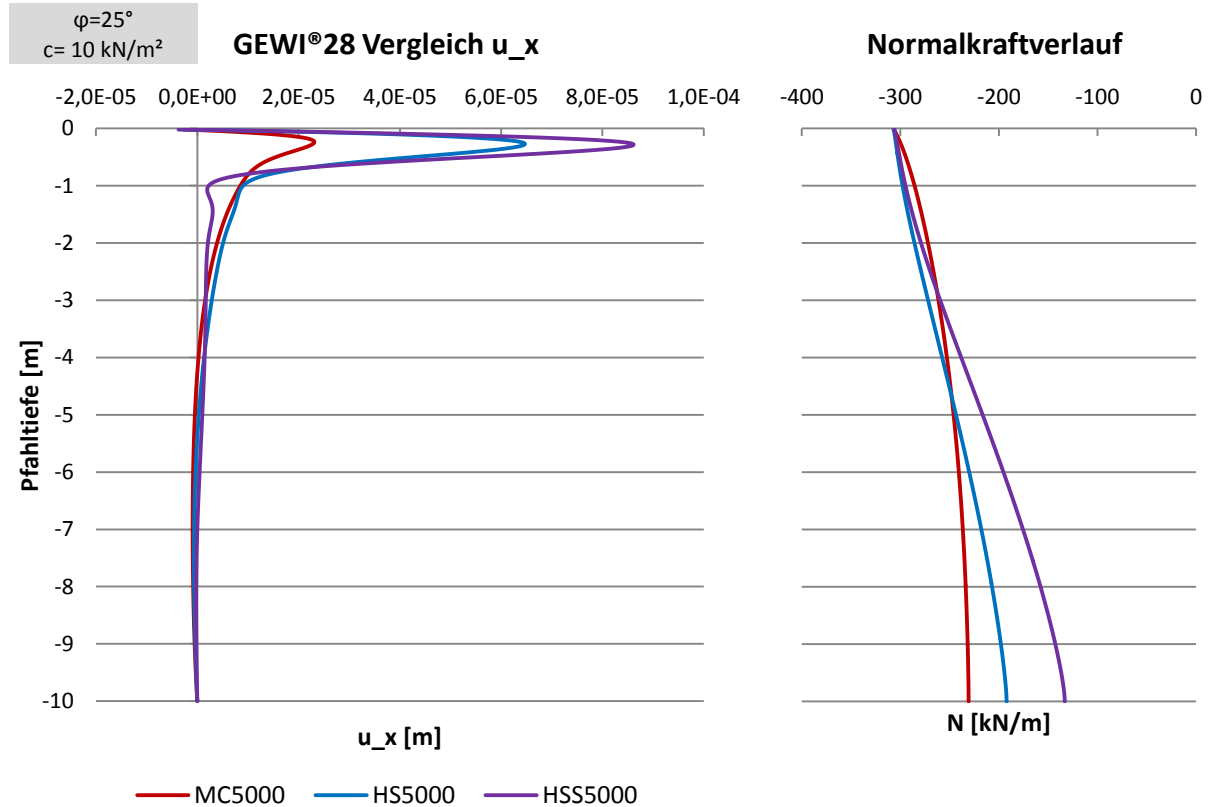


Abbildung 5-22: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®28; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

5.5 Problemlösungsvarianten

Im Zuge der Durchführung der numerischen Studien kam es in manchen Fällen zu Problemen im Berechnungsvorgang, welche sich teilweise auch in den Ergebnissen widerspiegelt. Es wurden nun mehrere Versuche unternommen, durch kleine Veränderungen der Parameter numerische Berechnungsfehler zu verhindern oder auffällige Ergebnisse zumindest erklärbar zu machen.

5.5.1 Anpassung der Netzfeinheit

Die Generierung eines relativ grobmaschigen Netzes wurde schon in den Voruntersuchungen notwendig, um hohe Laststufen unter aktivierter *updated mesh* Funktion überhaupt zu ermöglichen. In den MC- und HS-Modellen kam es häufig vor, dass die Belastung nicht mit ansteigender Bodensteifigkeit zunahm und weniger steife Böden zu einer höheren Drucknormalkraft als steifere Böden führten.

Der Versuch wurde exemplarisch an einem GEWI®28 mit Parametern $\varphi = 20^\circ$ und $c = 5 \text{ kN/m}^2$ und dem HS-Modell durchgeführt. Das deutlich gröbere Netz führte zum erwarteten Anstieg der Drucknormalkraft, da sich die Verformungskurve des HS500 im Vergleich zum feinen im Standardmodell verwendeten Netz erheblich veränderte.

Die maximal mögliche Druckbelastung mit welcher ein Pfahl belastet werden kann ist klarerweise von der Verformungsfigur und deren zugehöriger Größe abhängig. In diesem konkreten Fall konnte eine Veränderung der Netzstruktur den Verformungsverlauf dermaßen verändern, dass die Steigerung der Normalkraft mit steigender Steifigkeit wieder hergestellt war (Abbildung 5-23 ; Abbildung 5-24).

Die Veränderung der Netzstruktur, vor allem vom Feinen ins Grobe, führte in diesem Fall zwar zu plausibleren Ergebnissen, ist jedoch aus theoretischen Gründen abzulehnen. Daher wird auf diese Variante nicht näher eingegangen.

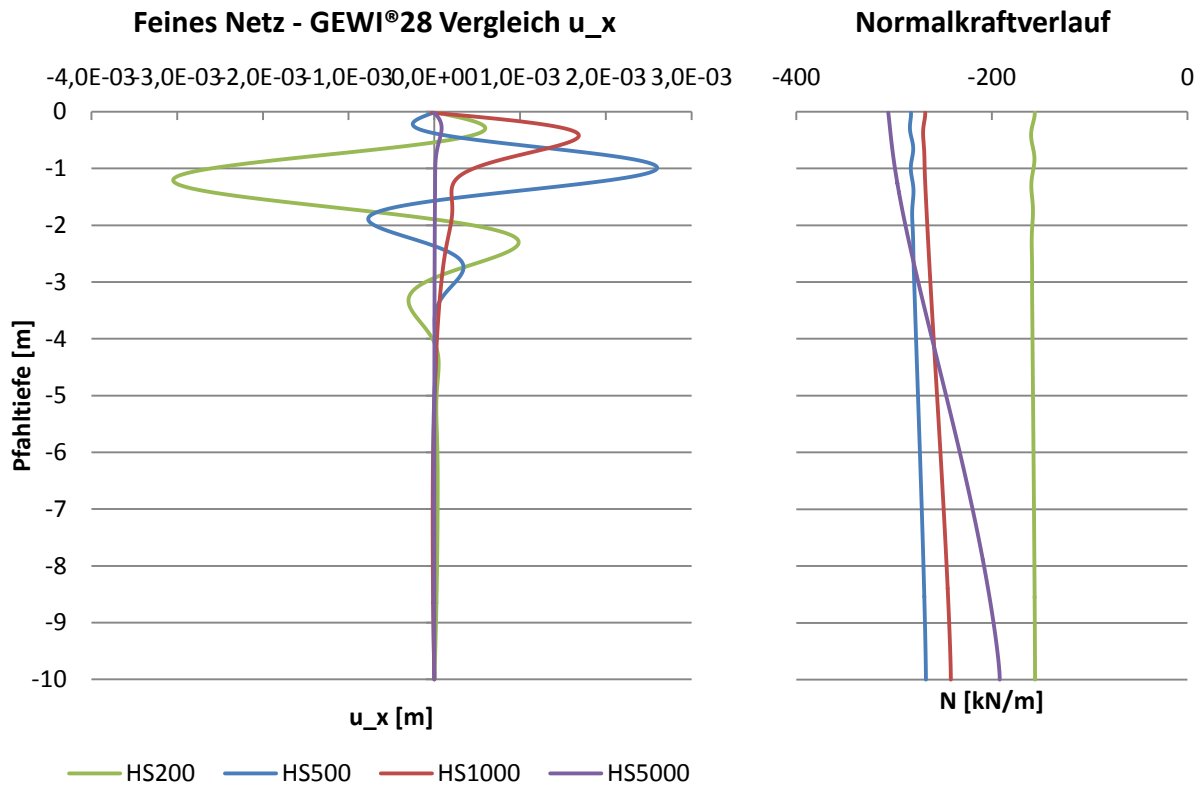


Abbildung 5-23: Verschiebungskurve und Normalkraftverlauf; feines Netz; GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

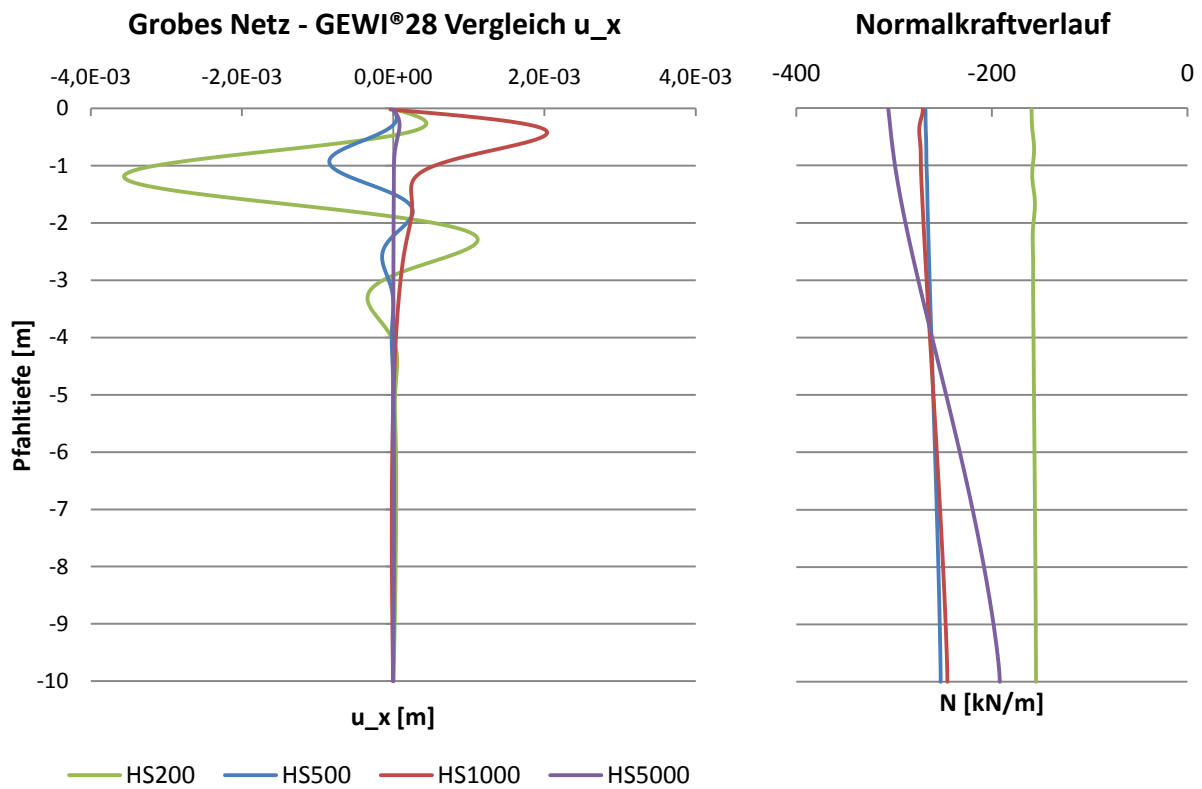


Abbildung 5-24: Verschiebungskurve und Normalkraftverlauf; grobes Netz; GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

5.5.2 Erhöhung des externen Biegemoments

Die Erhöhung des externen Biegemoments diente als weiterer Versuch, die scheinbar willkürliche Auslenkung im Pfahlkopfbereich und gleichzeitig die nicht erklärbaren An- und Abstiege der maximalen Drucknormalkraft zwischen verschiedenen Bodensteifigkeiten in den Griff zu bekommen.

Anstatt wie im Standardmodell ($M = 0,01 \text{ kNm/m}$) festgelegt, wurde das extern im Pfahlkopf eingeleitete Biegemoment um den Faktor 10 erhöht ($M = 0,1 \text{ kNm/m}$). Dieser Test wurde exemplarisch an einem GEWI®63,5 mit Kennwerten $\varphi = 20^\circ$ und $c = 5 \text{ kN/m}^2$ und dem MC-Modell durchgeführt.

Die Auswirkungen des erhöhten Biegemoments führten zu nicht zufriedenstellenden Ergebnissen bei den Normalkraftverläufen und Verformungen (Abbildung 5-26), wodurch dieser Ansatz nicht weiter verfolgt wird.

Die Einleitung des geringeren Biegemoments (Standardmodell) ist durchaus gerechtfertigt, da dies nur auf die grundlegende Notwendigkeit der Einführung einer Imperfektion im numerischen Berechnungsprozess zurückzuführen ist.

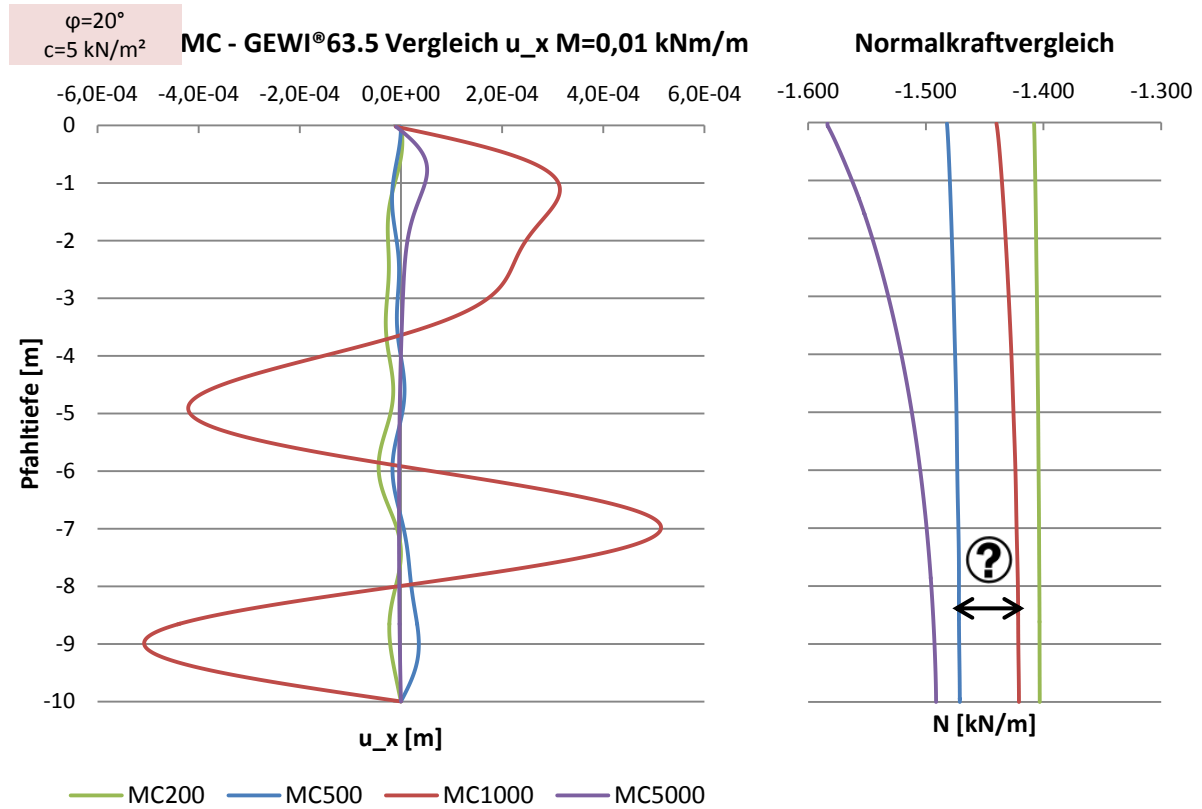


Abbildung 5-25: MC-Vergleich u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5; $M=0,01 \text{ kNm/m}$

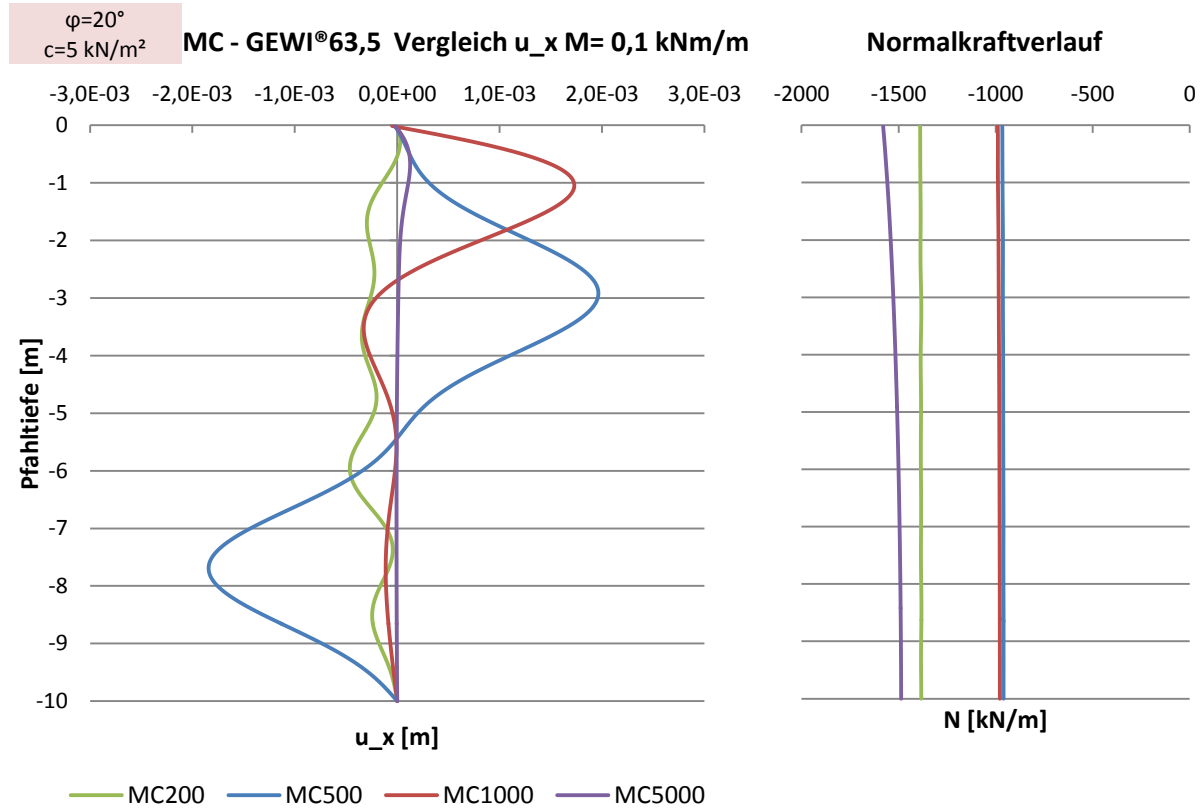


Abbildung 5-26: MC-Vergleich u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5; $M=0,10 \text{ kNm/m}$

5.5.3 Gleichsetzen von Reibungswinkel φ und Dilatanzwinkel ψ

Zur Klärung, ob die Ungereimtheiten auf die nichtassoziierte Fließregel zurückzuführen sind, wurde eine Berechnung mit assoziierter Fließregel ($\varphi=\psi$) durchgeführt.

In Tabelle 5-14 sind die Ergebnisse des MC-Modelles an einem GEWI®63.5 angeführt, wobei es nur zu marginalen Unterschieden in den maximalen Verformungen bzw. Druckkräften gekommen ist.

Tabelle 5-14: Maximale Drucknormalkraft N; $\varphi=\psi$; GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$

MC $\varphi=\psi$		Maximale Verformung u_x [m]							
		$\varphi = 20^\circ; c = 5 \text{ kN/m}^2$				$\psi=0^\circ$	$\varphi = 20^\circ; c = 5 \text{ kN/m}^2$		
GEWI®63.5	N [kN]	MC200	MC500	MC1000	MC5000	MC200	MC500	MC1000	MC5000
	1407			X		4,84E-05		X	
	1408	4,42E-05		X		x		X	
	1409	x							
	1439							4,70E-04	
	1440			5,14E-04				x	
	1441			x					
	1482		3,54E-05				3,54-05		
	1483		x				x		
	1585				5,18E-05				1,59E-05
1586					x			x	
$N_{pl} = 1583,5 \text{ kN}$									

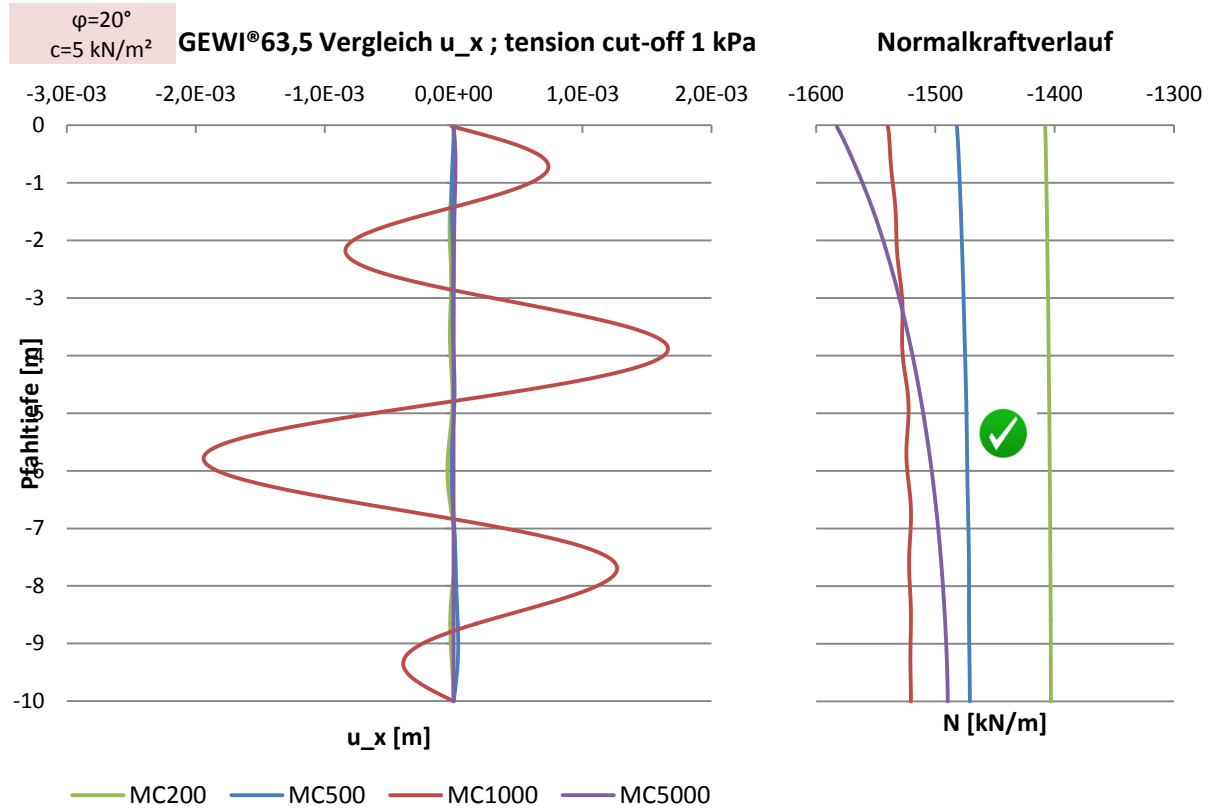
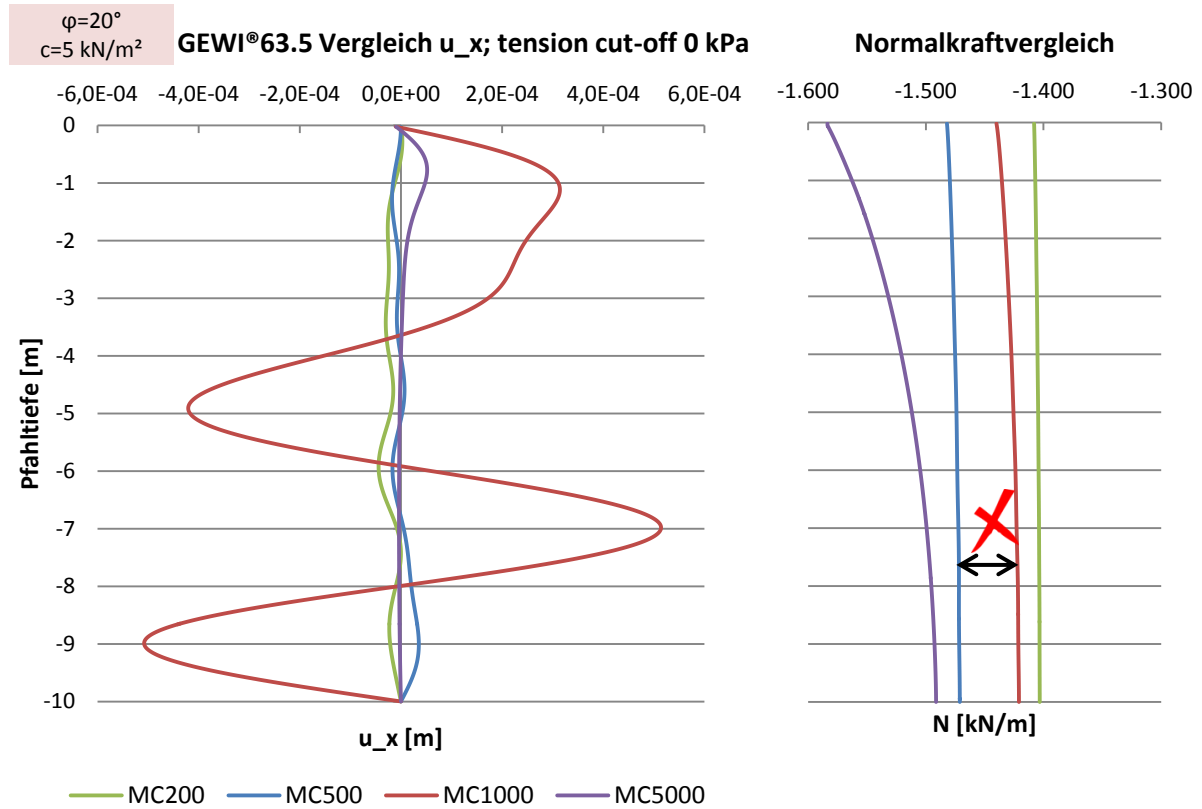
5.5.4 Tension cut-off

Anhand eines GEWI®63.5 unter MC-Bedingungen wurde dem Boden zu Vergleichszwecken eine maximale Zugfestigkeit von 1,0 kN/m² zugewiesen und mit dem Boden ohne Zugfestigkeit verglichen. In Tabelle 5-15 sind die Ergebnisse dieses Versuchs dargestellt.

Tabelle 5-15: Maximale Drucknormalkraft N; tco= 1,0 kN/m²; GEWI®63.5; φ=20°/c=5 kN/m²

MC tension cut-off		Maximale Verformung u _x [m]							
		φ = 20°; c = 5 kN/m ² tco=0,0 kN/m ²				φ = 20°; c = 5 kN/m ² tco=1,0 kN/m ²			
GEWI®63.5	N [kN]	MC200	MC500	MC1000	MC5000	MC200	MC500	MC1000	MC5000
	1407								
	1408	4,42E-05		X		4,84E-05		✓	
	1409	x				x			
	1439								
	1440			5,14E-04					
	1441			x					
	1482		3,54E-05				3,52E-05		
	1483		x				x		
	1540							1,94E-03	
	1541							x	
	1584								1,46E-05
	1585					5,18E-05			x
1586					x				
N_{pl} = 1583,5 kN									

Durch das Zulassen kleiner Zugspannungen im numerischen Berechnungsprozess konnten Ungereimtheiten wie beispielsweise unter MC1000 und tco= 0,0 kN/m² Bedingungen eliminiert und eine logisch erscheinende Laststeigerung unter steifer werdenden Bodenkennwerten ermöglicht werden. In Abbildung 5-27 und Abbildung 5-28 sind die Ergebnisse aus Tabelle 5-15 bildlich dargestellt, wobei die relativ großen „Ausschläge“ in der horizontalen Verformung beim Testpfahl MC1000 auffällig erscheinen.



5.5.5 *Tension cut-off mit verschiedenen Stoffmodellen*

Aus den in Kapitel 5.5 vorgestellten Problemlösungsvarianten führte nur die Adaption der *tension cut-off* Funktion zu einer vollkommenen Fehlerbehebung.

Auf diesen Erkenntnissen aufbauend wurde eine weitere Studie am schlankeren GEWI®28 mit Festigkeitskennwerten des Bodens $\varphi = 20^\circ$ und $c = 5 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt. Diesmal sind jedoch dem Boden eine Zugfestigkeit von $0,1 \text{ kN/m}^2$ zugewiesen worden. Auch in diesen Berechnungen kamen verschiedene Stoffmodelle MC-HS-HSS zum Einsatz, wobei die Steifigkeit des Bodens variiert wurde.

Die Vergleiche der verhältnismäßig steiferen Böden liefern keine nennenswerten Unterschiede in den Berechnungsergebnissen, da ab einer Steifigkeit von MC1000-HS1000-HSS1000 alle Testpfähle erst im Bereich der plastischen Normalkraft versagen. Mit geringeren Steifigkeitskennwerten kommt es sehr wohl zu Beeinflussungen durch einen *tension cut-off* bei $0,1 \text{ kN/m}^2$ in Vergleich zu den Ergebnissen aus Kapitel 5.

Detaillierte Ergebnisse dieser Versuchsreihe können den nachfolgenden Seiten entnommen und ggfs. mit den numerischen Studien am Standardmodell verglichen werden.

Diese Studie wurde auch für höhere Festigkeitskennwerte $\varphi = 25^\circ$ und $c = 10 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt, lieferte jedoch keine neuen Erkenntnisse.

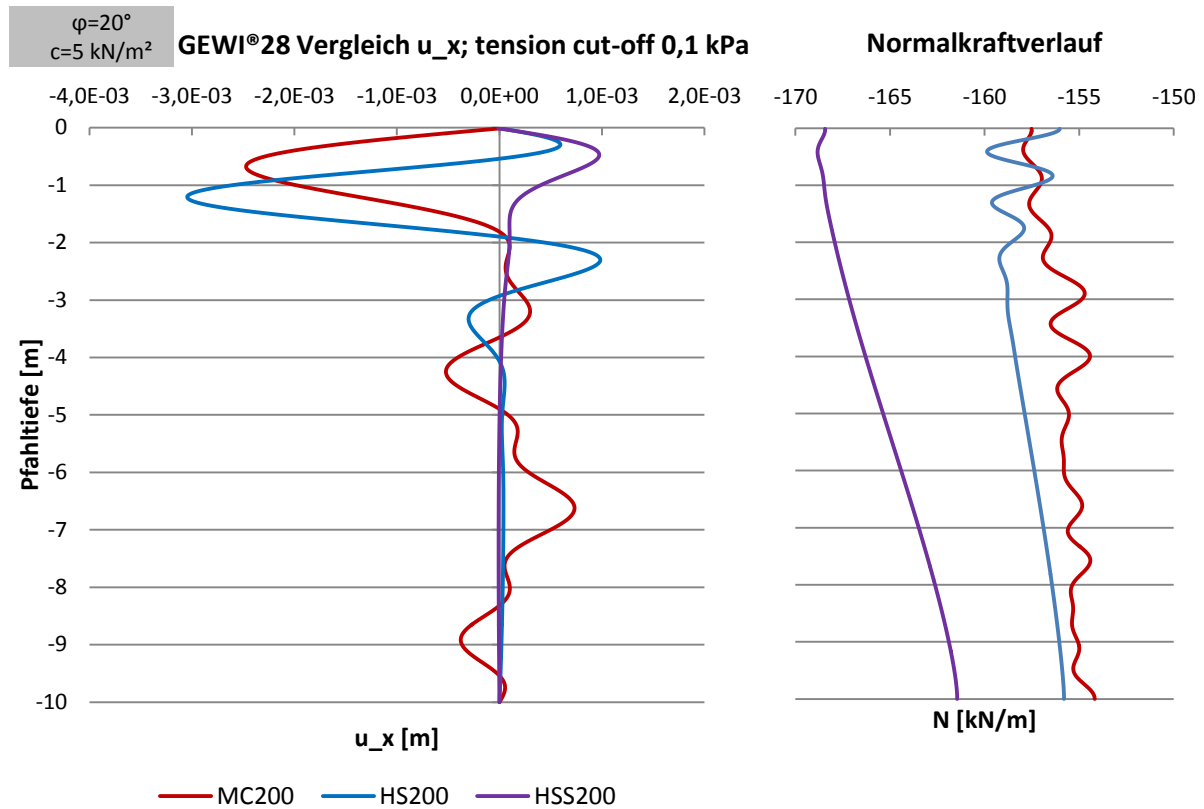


Abbildung 5-29: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa

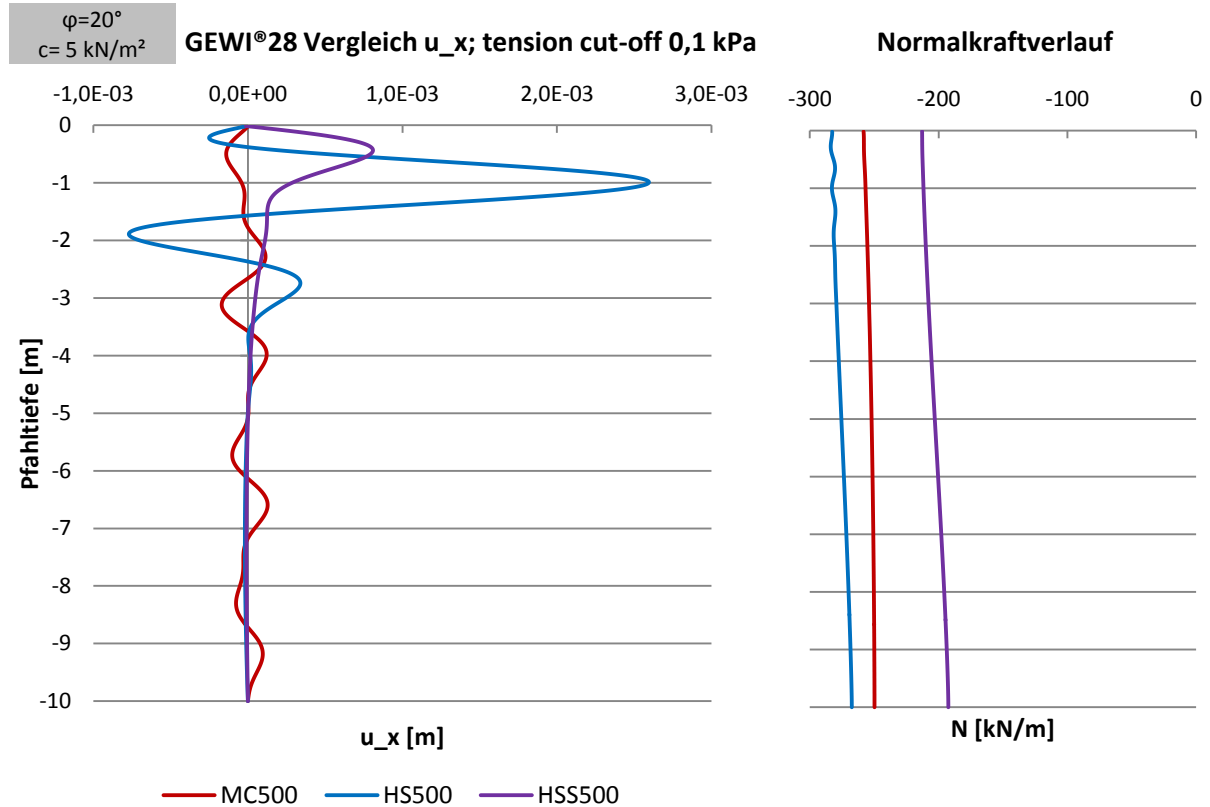


Abbildung 5-30: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa

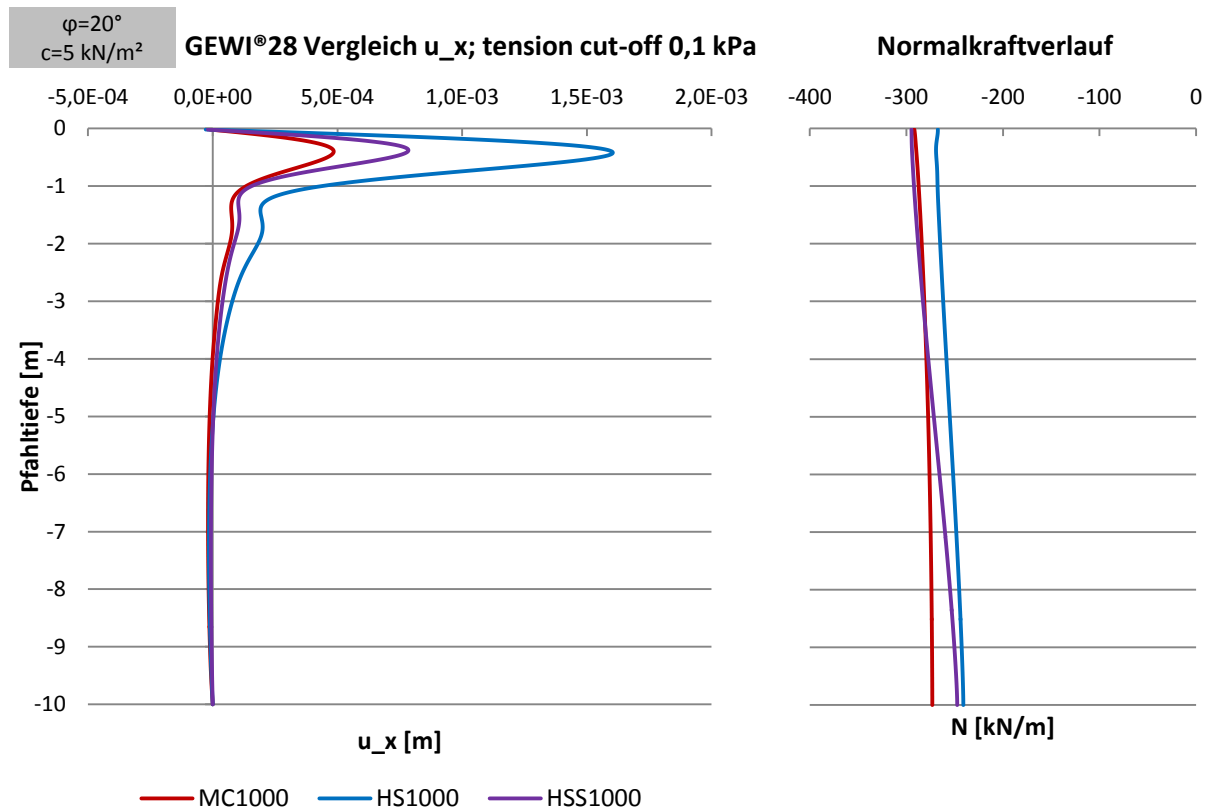


Abbildung 5-31: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa

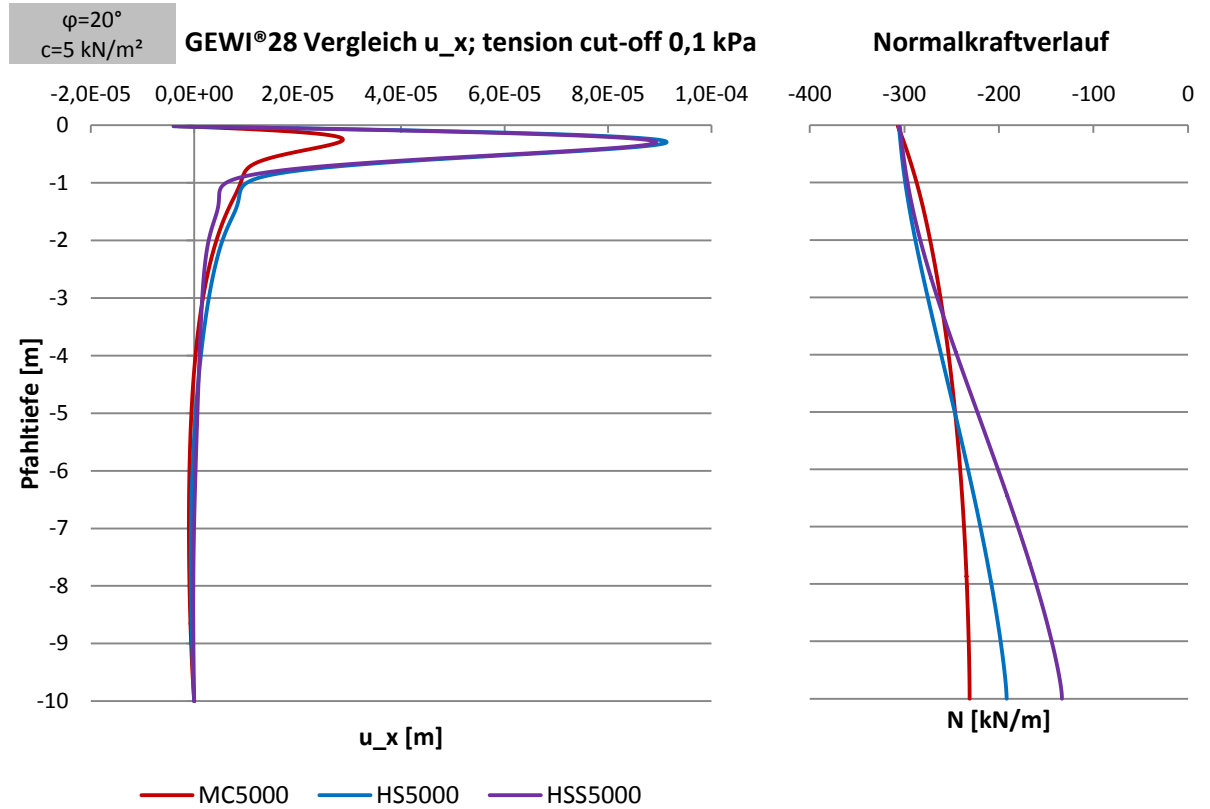


Abbildung 5-32: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa

6 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurden ausgewählte analytische Ansätze zur Bestimmung der maßgebenden Traglast von Mikropfählen vorgestellt, wobei auf spezifische Eigenheiten und den großen Einfluss sensibler Eingangsparameter genauer eingegangen wurde.

Das Tragverhalten von Mikropfählen wird entweder durch dessen innere Tragfestigkeit oder von den mechanischen Eigenschaften des umgebenden Bodens bestimmt, wodurch es unter bestimmten Bedingungen zu einem Knickversagen kommen kann. Somit kommt der seitlichen Bettung eine entscheidende Bedeutung zu, da diese das Verformungsverhalten des Pfahls wesentlich beeinflusst. Zur Modellierung dieser seitlichen Bodenreaktionscharakteristik wird in allen behandelten Traglastverfahren ein bilinearer, elastoplastischer Ansatz verwendet, welcher an die undrainierte Scherfestigkeit des Bodenmaterials gekoppelt ist. Das Verformungs- und in weiterer Folge auch das Tragverhalten eines Mikropfahls wird im Wesentlichen von diesem Parameter bestimmt. Vergleiche dieser analytischen Traglastverfahren führten trotz vergleichbarer Eingangsgrößen zu deutlichen Unterschieden in den Berechnungsergebnissen und können in einem Excel®-Programm untereinander verglichen werden.

Mit Hilfe der Finiten Elemente Methode wurden weitere Untersuchungen zum Trag- und Knickverhalten von Mikropfählen durchgeführt. Der Prozess der Modellbildung erwies sich aufgrund numerischer Probleme als äußerst schwierig. Diese Probleme führten zur Entwicklung eines einheitlichen Standardmodells, welches zusätzlich die Vergleichbarkeit unterschiedlicher Varianten sicherstellen konnte. Nach einer ausführlichen Beschreibung der einzelnen verwendeten Stoffmodelle und Bestimmung der charakteristischen Eingangsparameter wurden Vergleichsstudien durchgeführt. Somit konnten die numerischen Berechnungsergebnisse für unterschiedliche Stoffgesetze miteinander verglichen werden. Im Rahmen dieser Studien wurden zusätzlich die Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte des Bodenmaterials variiert.

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen am Standardmodell führten teilweise zu widersprüchlichen Ergebnissen, so wurde z.B. in einigen Berechnungen bei Annahme höherer Steifigkeiten für den Boden geringfügig kleinere Maximallasten errechnet. Im Rahmen der Problemfindung wurde außerdem festgestellt, dass auch die automatische *stepsize-procedure* die Ergebnisse unüblich stark beeinflusst. Es sind daher weiterführende Untersuchungen zur *arc-length control* Funktion und zur Lastaufbringung mittels *incremental multipliers* erforderlich, die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht mehr durchgeführt werden konnten.

Auch zeigte sich, dass in den numerischen Berechnungen bereits durch das Zulassen sehr geringer Zugspannungen im Bodenmaterial in manchen Fällen deutlich unterschiedliche Ergebnisse erzielt wurden. Auch dies weist auf die starke Sensibilität der Ergebnisse auf Berechnungsannahmen, wie z.B. Abbruchkriterien hin.

Zusammenfassend muss daher festgehalten werden, dass in der vorliegenden Arbeit ein guter Überblick über gängige Berechnungsverfahren zur Abschätzung des Tragverhaltens von Mikropfählen gegeben wurde, aufgrund der in dieser Studie getroffenen Annahmen die Resultate aus den numerischen Studien jedoch qualitativen Charakter aufweisen und nicht mit Bemessungswerten aus den analytischen Ansätzen verglichen werden können. Die in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen sind als Vorstudien für weiterführende dreidimensionale Analysen anzusehen, die unter gewissen Annahmen und Randbedingungen einen Vergleich mit konventionellen Berechnungsansätzen ermöglichen werden.

7 Verzeichnisse

7.1 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1-1: Standard-Mikropfahlsysteme in Deutschland (Witt 2011)	5
Tabelle 1-2: Herstellungsschritte eines GEWI® – Pfahls (Witt 2011)	7
Tabelle 1-3: Bestimmung der Tragwiderstände gemäß Zulassung (Vogt und Vogt 2013).....	11
Tabelle 3-1: Korrelation der seitlichen Bodenreaktion mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u	41
Tabelle 3-2: Ermittlung des Bettungsmoduls über empirischen Faktor.....	41
Tabelle 3-3: Verhältnis E/c_u unter empirisch ermitteltem Bettungsmodul.....	41
Tabelle 3-4: Vergleichsergebnisse aus analytischen Berechnungsverfahren	42
Tabelle 3-5: Variable Eingangsparameter nach (Vogt et al. 2005).....	42
Tabelle 3-6: Maximale Traglasten laut dem Berechnungsprogramm nach Vogt et al. (2005)	43
Tabelle 4-1: PLAXIS Input-Parameter für MC (PLAXIS b.v.)	48
Tabelle 4-2: PLAXIS Input-Parameter für HS (PLAXIS b.v.)	51
Tabelle 4-3: Bodenparameter für linear – elastische Voruntersuchungen.....	55
Tabelle 4-4: Mikropfahlparameter für Voruntersuchungen	55
Tabelle 4-5: Variantenbeschreibung für Lasteinleitung und Laststufen	57
Tabelle 4-6: Variantenbeschreibung für <i>updated mesh</i> Voruntersuchungen.....	59
Tabelle 4-7: Theoretische Knicklasten nach <i>EULER</i>	65
Tabelle 4-8: PLAXIS Eingangsparameter eines GEWI®28 zur Nachrechnung der Eulerfälle	66
Tabelle 4-9: Maximale Drucknormalkräfte unter Interaktion von Normalkraft und Biegemoment in PLAXIS.....	68
Tabelle 4-10: Schema zur Berechnung einer repräsentativen Steifigkeit	71
Tabelle 4-11: Benötigte Eingabeparameter des Kontinuums-elementes	72
Tabelle 4-12: Berechnung der repräsentativen Steifigkeit anhand eines GEWI 28 ohne Bodenstützung	72
Tabelle 5-1: Eingangsdaten für Mohr-Coloumb	78
Tabelle 5-2: <i>Plate</i> -Parameter für GEWI®28 und GEWI®63.5.....	79
Tabelle 5-3: Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; LE/MC.....	80
Tabelle 5-4: MC- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®28	82
Tabelle 5-5: MC- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®63.5	84
Tabelle 5-6: Schema zur Bestimmung der Input-Parameter für HS	86
Tabelle 5-7: Eingangsparameter für das HS-Modell.....	86
Tabelle 5-8: HS - Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®28	87
Tabelle 5-9: HS- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®63.5	89
Tabelle 5-10: Schema zur Bestimmung der Input-Parameter für HSS	91
Tabelle 5-11: Eingangsparameter für das HSS-Modell.....	91
Tabelle 5-12: HSS - Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®28	92
Tabelle 5-13: HSS- Verformung u_x unter maximal möglicher Drucknormalkraft; GEWI®63.5	94
Tabelle 5-14: Maximale Drucknormalkraft N ; $\varphi=\psi$; GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ/c=5$ kN/m ²	106
Tabelle 5-15: Maximale Drucknormalkraft N ; $t_{co} = 1,0$ kN/m ² ; GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ/c=5$ kN/m ²	107

7.2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Beispiele für Mikropfahltragwerke (ÖNORM EN 14199).....	3
Abbildung 1-2: Beispiele für Verpressungen (ÖNORM EN 14199).....	4
Abbildung 1-3: Schematische Darstellung GEWI®Plus-Pfahl (DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL 2013).....	6
Abbildung 1-4: Gewi®; Nennmaße und –gewichte, Rippengeometrie	7
Abbildung 1-5: Herstellungsablauf eines MESI – Pfahls (Keller Grundbau GmbH 2013).....	8
Abbildung 1-6: Systemaufbau eines MESI–Pfahls (Keller Grundbau GmbH 2013).....	8
Abbildung 1-7: Baupraktische Einflussgrößen auf die Knicksicherheit von Mikropfählen (Pandrea und Thurner 2007).....	9
Abbildung 2-1: System Theorie 1. Ordnung (Dinkler 2012)	12
Abbildung 2-2: System geometrisch nichtlineare Theorie (Dinkler 2012)	13
Abbildung 2-3: Geometrisch nichtlineares Tragverhalten von Knickstäben (Dinkler 2012).....	14
Abbildung 2-4: Stabilitäts- und Spannungsproblem (Beer 2004).....	14
Abbildung 2-5: Mohr'scher Spannungskreis zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit im ebenen Spannungszustand	15
Abbildung 2-6: Schema Handdrehflügelsonde (Vogt 2005).....	16
Abbildung 3-1: Knickfigur nach MEEK; weiterentwickelt aus (Meek 1996).....	19
Abbildung 3-2: Parameter des Mikropfahls nach (Ofner und Wimmer 2007).....	22
Abbildung 3-3: Charakteristik der Bodenreaktion nach (Ofner und Wimmer 2007)	23
Abbildung 3-4: Unterschiedliche Möglichkeiten der seitlichen Bodenstützung; weiterentwickelt aus	28
Abbildung 3-5: Abhängigkeit der seitlichen Bodenreaktionskraft p von der horizontalen Verschiebung der Pfahlachse (Vogt et al. 2005)	30
Abbildung 3-6: Ansatz einer elastoplastischen Bodenstützung (Vogt und Vogt 2013).....	31
Abbildung 3-7: Gleichgewicht am Ersatzsystem der Länge L_{Hw} (Vogt 2005)	32
Abbildung 3-8: Beispielhafte Berechnung zur Bestimmung der maßgebenden Knicklänge (Vogt 2005)	35
Abbildung 3-9: Beispielhafte Darstellung der maßgebenden Verzweigungslasten N_{ki} und Knicklängen L_{Hw} in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit c_u (Vogt 2005).....	35
Abbildung 3-10: Imperfektionsbeiwerte α nach Eurocode 3 (ÖNORM EN 1993-1-1)	38
Abbildung 3-11: Variation des Imperfektionsbeiwertes α bei konstanter undrainierter Scherfestigkeit c_u	39
Abbildung 3-12: Variation von c_u bei konstantem Imperfektionsbeiwert $\alpha=0,49$ (Knicklinie c).....	39
Abbildung 3-13: Diagramm zur Beschreibung des Zusammenhangs von c_u/e_0 bzw. c_u/w_0	40
Abbildung 4-1: Modellierung des Mikropfahls in 2D	44
Abbildung 4-2: Grundidee des linear-elastisch, ideal-plastischen Stoffgesetzes (PLAXIS b.v.).....	46
Abbildung 4-3: Mohr'scher Spannungskreis und Coloumb'sche Grenzbedingung im σ' - τ -Diagramm .	46
Abbildung 4-4: Darstellungsmöglichkeiten der Mohr-Coloumb'schen Grenzbedingung (Wehnert 2006).....	47
Abbildung 4-5: MC – Fließfläche im Hauptspannungsraum ($c=0$).....	47
Abbildung 4-6: Hyperbolische Spannung-Dehnungsbeziehung im HS-Modell (PLAXIS b.v.)	49

Abbildung 4-7: Beschreibung des Hardening Soil Modells	50
Abbildung 4-8: Fließfläche des Hardening-Soil Modells im Hauptspannungsraum ($c=0$) (PLAXIS b.v.)	51
Abbildung 4-9: Abnahme der Steifigkeit mit zunehmender Dehnung.....	52
Abbildung 4-10: Messmethoden zur Bestimmung der <i>Small Strain Stiffness</i> (Atkinson und Sallfors 1991).....	52
Abbildung 4-11: Modellschema und Netzfeinheit in den Voruntersuchungen	54
Abbildung 4-12: Unterschiedliche Möglichkeiten der Lasteinleitung	56
Abbildung 4-13: Einfluss der Geometrie der Lasteinleitung auf Schnittgrößen und Verformungen (ohne <i>updated mesh</i> Option)	58
Abbildung 4-14: Netzfeinheit für <i>updated mesh</i> Untersuchungen	59
Abbildung 4-15: Einfluss der <i>updated mesh</i> Funktion auf die Schnittgrößen.....	60
Abbildung 4-16: Einfluss der <i>updated mesh</i> Funktion auf die Verformungen.....	60
Abbildung 4-17: Schnittgrößen unter reiner Druckbelastung; mit/ ohne <i>updated mesh</i> Funktion.....	61
Abbildung 4-18: Verformungen unter reiner Druckbelastung; mit/ ohne <i>updated mesh</i> Funktion.....	61
Abbildung 4-19: Schnittgrößen unter reiner Momentenbelastung; mit/ ohne <i>updated mesh</i> Funktion	62
Abbildung 4-20: Verformungen unter reiner Momentenbelastung; mit/ ohne <i>updated mesh</i> Funktion	62
Abbildung 4-21: Generated mesh für die 2. Vorstudie und hoher Laststufen.....	63
Abbildung 4-22: Randbedingungen des 2. Eulerfall	65
Abbildung 4-23: Modellschema (links) und horizontale Verschiebung (rechts) eines Euler-Stabs in PLAXIS.....	67
Abbildung 4-24: Einfluss des am Pfahlkopf eingeleiteten Biegemoments auf die Verschiebung u_x ..	68
Abbildung 4-25: Position der Knoten und Spannungspunkte in <i>plate</i> Elementen (PLAXIS b.v.).....	69
Abbildung 4-26: Generierte Netze für <i>plate</i> (links) und Kontinuum (rechts).....	70
Abbildung 4-27: Äquivalente Lasteinleitung <i>plate</i> vs. Kontinuum.....	70
Abbildung 4-28: Vergleich der Verformungen <i>plate</i> / Kontinuum.....	73
Abbildung 4-29: Vergleich des Normalkraftverlaufs bei unterschiedlicher <i>stress range</i>	74
Abbildung 4-30: Vergleich des Biegemomentenverlaufs bei unterschiedlicher <i>stress range</i>	74
Abbildung 4-31: Einfluss der Lage der <i>center line</i> auf den Normalkraftverlauf.....	75
Abbildung 4-32: Vergleich unterschiedlicher Aufstandsflächen <i>plate</i> / Kontinuum.....	76
Abbildung 4-33: Vergleich der horizontalen Verschiebungen „ <i>plate</i> / Kontinuum mit spitzer Aufstandsfläche“	77
Abbildung 5-1: Standardmodell (links) mit Netzfeinheit (Mitte) und Grundwasser (rechts)	78
Abbildung 5-2: Verformung u_x bei unterschiedlichen Bodensteifigkeiten und Druckbelastungen....	81
Abbildung 5-3: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28	83
Abbildung 5-4: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28	83
Abbildung 5-5: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5	85
Abbildung 5-6: MC-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5	85
Abbildung 5-7: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28.....	88
Abbildung 5-8: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28.....	88
Abbildung 5-9: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5.....	90

Abbildung 5-10: HS -Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5.....	90
Abbildung 5-11: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28.....	93
Abbildung 5-12: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®28.....	93
Abbildung 5-13: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5.....	95
Abbildung 5-14: HSS-Vergleich der Verformung u_x ; $\varphi=25^\circ/c=10 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5.....	95
Abbildung 5-15: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$	98
Abbildung 5-16: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®28; $\varphi=25^\circ / c=10 \text{ kN/m}^2$	98
Abbildung 5-17: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$	99
Abbildung 5-18: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®28; $\varphi=25^\circ / c=10 \text{ kN/m}^2$	99
Abbildung 5-19: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$	100
Abbildung 5-20: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®28; $\varphi=25^\circ / c=10 \text{ kN/m}^2$	100
Abbildung 5-21: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$	101
Abbildung 5-22: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®28; $\varphi=25^\circ / c=10 \text{ kN/m}^2$	101
Abbildung 5-23: Verschiebungskurve und Normalkraftverlauf; feines Netz; GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$	103
Abbildung 5-24: Verschiebungskurve und Normalkraftverlauf; grobes Netz; GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$	103
Abbildung 5-25: MC-Vergleich u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5; $M=0,01 \text{ kNm/m}$	105
Abbildung 5-26: MC-Vergleich u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5; $M=0,10 \text{ kNm/m}$	105
Abbildung 5-27: MC-Vergleich u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5; tension cut-off 0,0 kPa.....	108
Abbildung 5-28: MC-Vergleich u_x ; $\varphi=20^\circ/c=5 \text{ kN/m}^2$; GEWI®63.5; tension cut-off 1,0 kPa.....	108
Abbildung 5-29: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa	110
Abbildung 5-30: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa	110
Abbildung 5-31: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa	111
Abbildung 5-32: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®28; $\varphi=20^\circ / c=5 \text{ kN/m}^2$; tension cut-off 0,1 kPa	111
Abbildung 8-1: Einfluss der <i>updated mesh</i> Funktion auf die Schnittgrößen (hohe Laststufe).....	121
Abbildung 8-2: Einfluss der <i>updated mesh</i> Funktion auf die Verformungen (hohe Laststufe).....	121
Abbildung 8-3: Schnittgrößen unter reiner Druckbelastung mit/ohne <i>updated mesh</i> Funktion (hohe Laststufe)	122
Abbildung 8-4: Verformungen unter reiner Druckbelastung mit/ohne <i>updated mesh</i> Funktion (hohe Laststufe)	122
Abbildung 8-5: Schnittgrößen unter reiner Momentenbelastung mit/ohne <i>updated mesh</i> Funktion (hohe Laststufe).....	123
Abbildung 8-6: Verformungen unter reiner Druckbelastung mit/ohne <i>updated mesh</i> Funktion (hohe Laststufe)	123
Abbildung 8-7: Vergleich zwischen LE und MC unter vordefinierter, niedriger Lastkombination	124
Abbildung 8-8: Vergleich der Verschiebung u_x unter dem Einfluss von <i>interfaces</i>	124
Abbildung 8-9: <i>plastic points</i> in MC-Berechnungen.....	125

Abbildung 8-10: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5$ kN/m ²	126
Abbildung 8-11: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10$ kN/m ²	126
Abbildung 8-12: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5$ kN/m ²	127
Abbildung 8-13: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10$ kN/m ²	127
Abbildung 8-14: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5$ kN/m ²	128
Abbildung 8-15: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10$ kN/m ²	128
Abbildung 8-16: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5$ kN/m ²	129
Abbildung 8-17: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10$ kN/m ²	129

7.3 Literaturverzeichnis

- Atkinson, J.H; Salfors, G. (1991): Experimental determination of soil properties. Proc. 10th ECSMFE. Florence.
- Beer, Gernot (2004): Skriptum Baustatik 2. Institut für Baustatik, Technische Universität Graz.
- DIN 1054, 2010-12: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- DIBt (2013): Zulassungen; Rechtsgrundlagen & Ablaufgrafiken. Hg. v. Deutsches Institut für Bautechnik. Online verfügbar unter <http://www.dibt.de/de/Geschaeftsfelder/GF-Zulassungen.html>, zuletzt geprüft am 25.10.2013.
- Dinkler, Dieter (2012): Grundlagen der Baustatik. Modelle und Berechnungsmethoden für ebene Stabtragwerke. 2. Aufl. 2012. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL (2013): GEWI-Plus Geotechnik Systeme.
- Gudehus, G. (1996): Der Ingenieurbau. Hydrotechnik, Geotechnik. Berlin: Ernst.
- Jerabek, K. (1995): BAB A70, Bamberg-Bayreuth, Hangrutsch zwischen AS Thurnau und KS Kulmbad. Seminar Erdbau. Nürnberg.
- Keller Grundbau GmbH (2013): Das MESI - Pfahlssystem (Prospekt 73-01D).
- Kolymbas, Dimitrios (1989): Pfahlgründungen. Berlin, Heidelberg, New York: Springer.
- Lang, Hans-Jürgen; Huder, Jachen; Amann, Peter; Puzrin, Alexander M. (2011): Bodenmechanik und Grundbau. Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. In: *Bodenmechanik und Grundbau*.
- Meek, Jethro W. (1996): Das Knicken von Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden. In: *Bautechnik* (73), S. 162–168.
- Ofner, Robert; Wimmer, Heinz (2007): Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden 82, S. 206–213.
- ÖNORM EN 1993-1-1, 2005: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
- ÖNORM EN 1997-1-3, 2010: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.
- ÖNORM EN 14199, 15.06.2012: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle).
- Pandrea, Paul; Thurner, Robert (2007): Erfahrungen bei der Ausführung von knickgefährdeten Gründungen (Beiträge zum 6. Geotechniktag in München).
- Pflüger, A. (1964): Stabilitätsprobleme der Elastostatik. 3. Auflage. Heidelberg, New York: Springer-Verlag Berlin.
- PLAXIS b.v.: PLAXIS 2D Material-Models 2012.
- PLAXIS b.v.: PLAXIS 2D Reference Manual 2012.
- Randolph, M.F; Houlsby, G.T (1984): The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. In: *Geotechnique* Vol. 34 (4).
- TU München - Zentrum Geotechnik (2013): Unterlagen zur Scherfestigkeit. Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, zuletzt geprüft am 23.10.2013.
- Vogt, Norbert (2005): Knicken von Pfählen mit kleinem Durchmesser in breiigen Böden. [Endbericht zum Forschungsvorhaben]. Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verl. (Bauforschung, 3084).

Vogt, Norbert; Vogt, Stefan (2013): Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Eurocodes. In: *Bautechnik* (90).

Vogt, Norbert; Vogt, Stefan; Kellner, Christian (2005): Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden 82 (12), S. 889–901.

Wehnert, Markus (2006): Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Stuttgart (Mitteilung / IGS, 53).

Witt, Karl Josef (Hg.) (2011): Grundbau-Taschenbuch. Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke. 7. Aufl., 1. Nachdr. Berlin: Ernst & Sohn.

8 Anhang

8.1 Ergänzungen zur Voruntersuchung

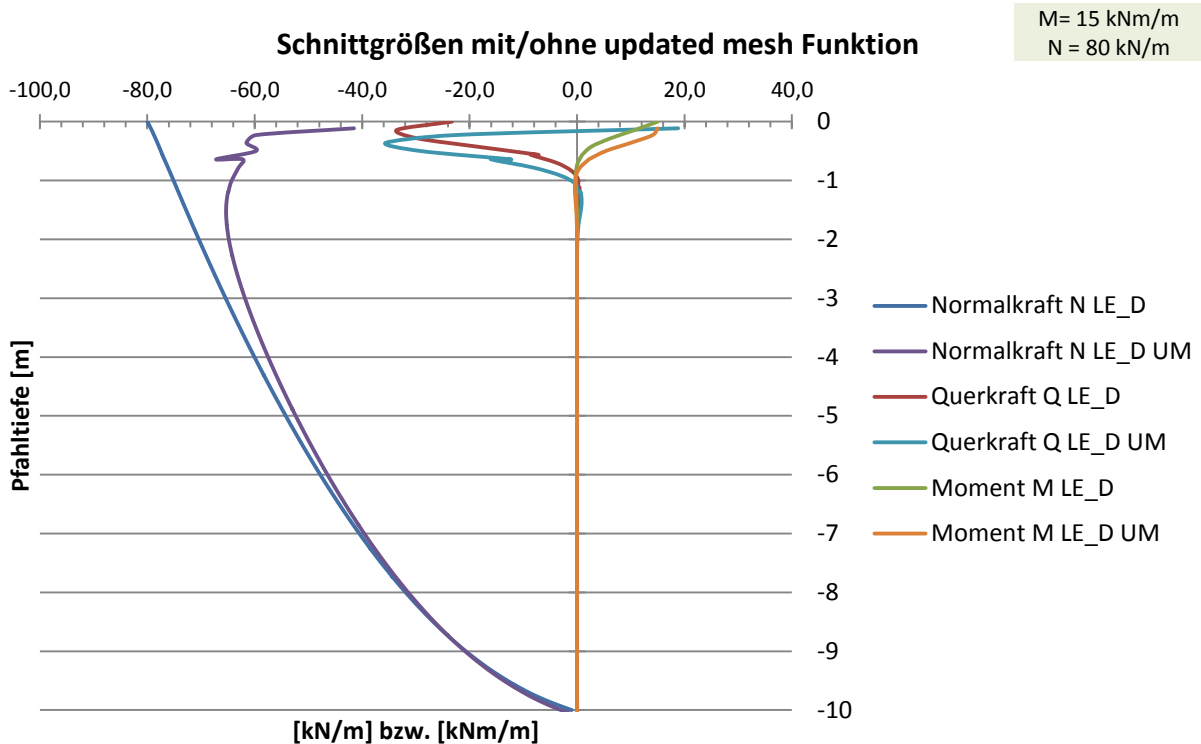


Abbildung 8-1: Einfluss der *updated mesh* Funktion auf die Schnittgrößen (hohe Laststufe)

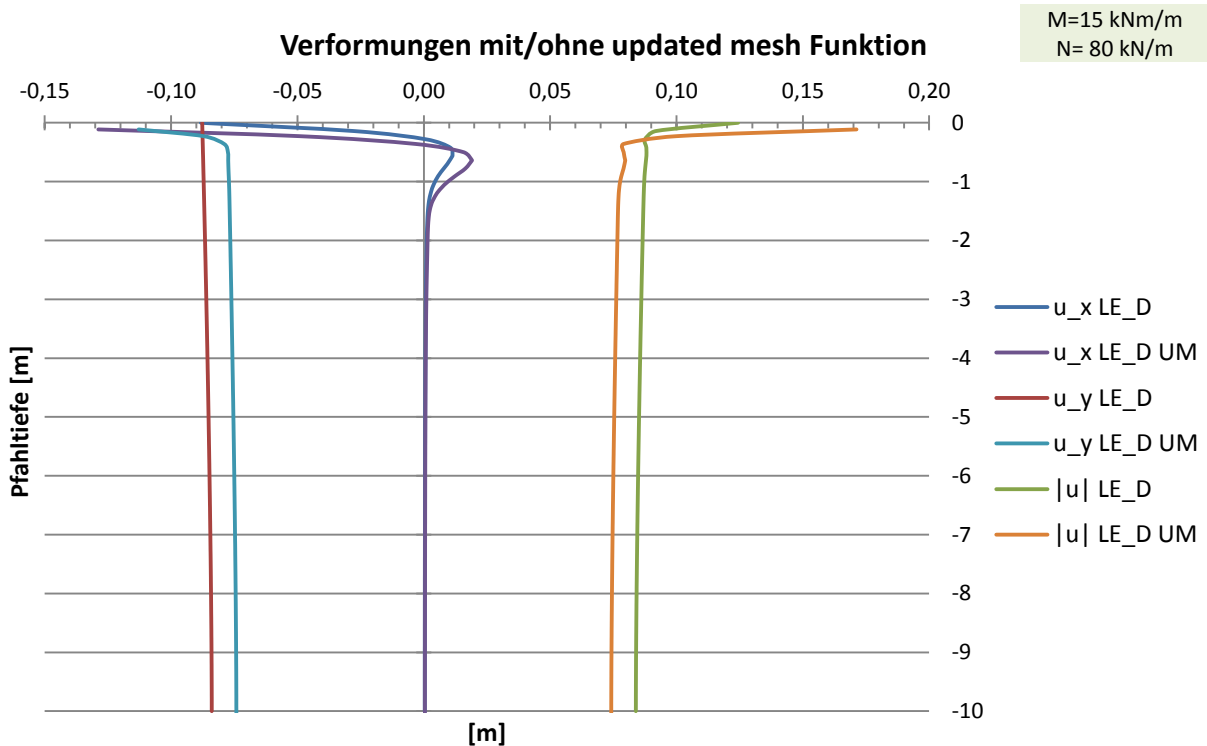


Abbildung 8-2: Einfluss der *updated mesh* Funktion auf die Verformungen (hohe Laststufe)

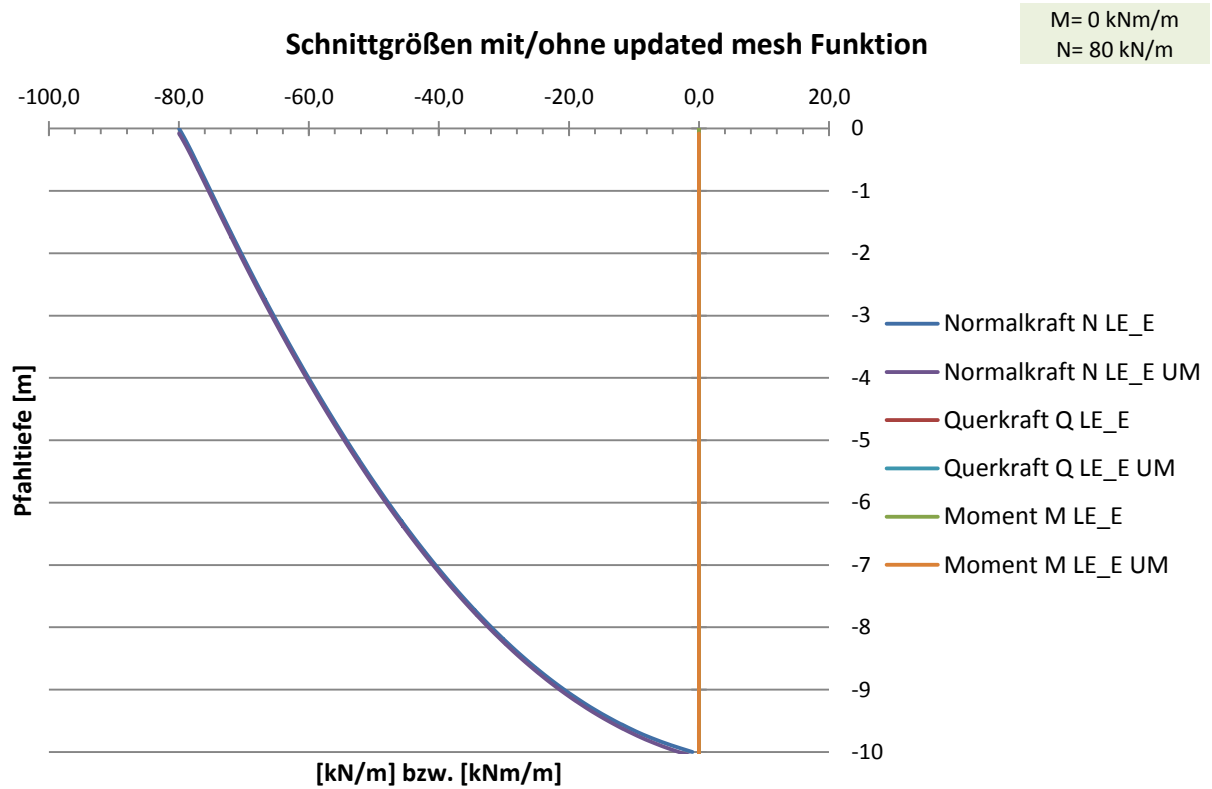


Abbildung 8-3: Schnittgrößen unter reiner Druckbelastung mit/ohne updated mesh Funktion (hohe Laststufe)

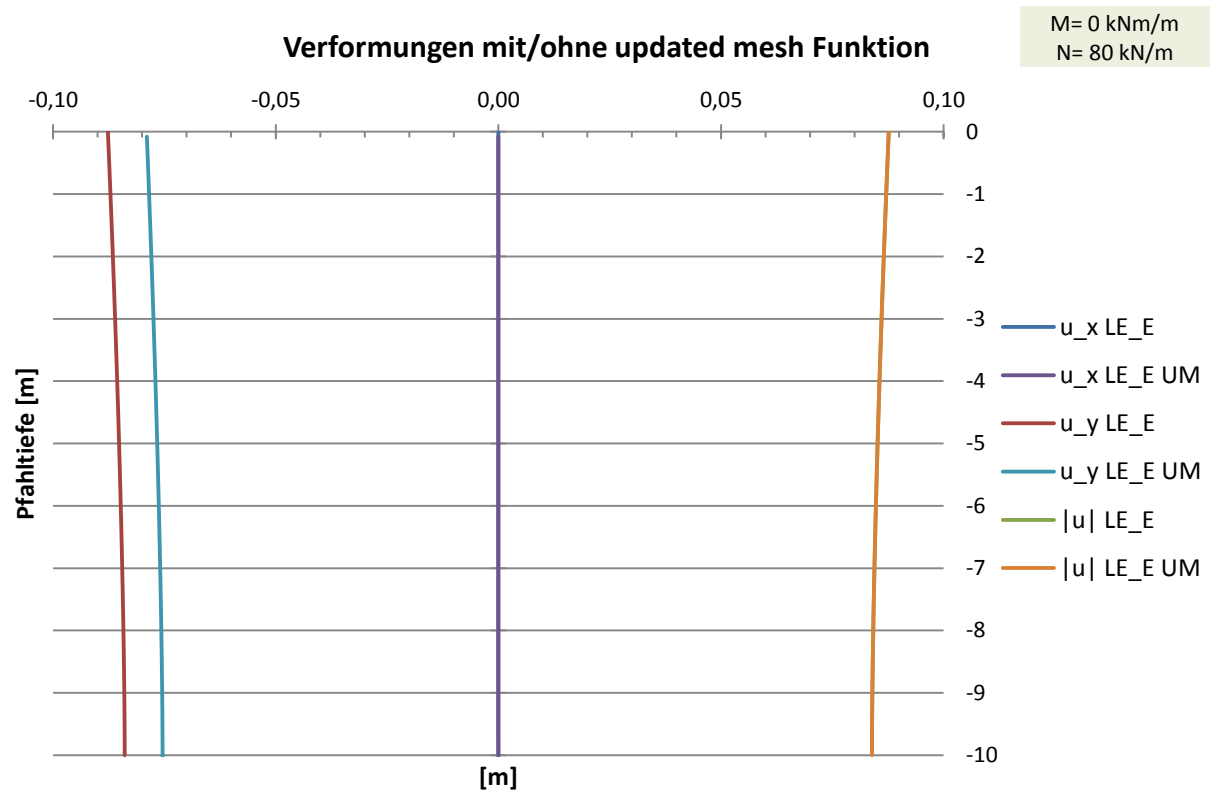


Abbildung 8-4: Verformungen unter reiner Druckbelastung mit/ohne *updated mesh* Funktion (hohe Laststufe)

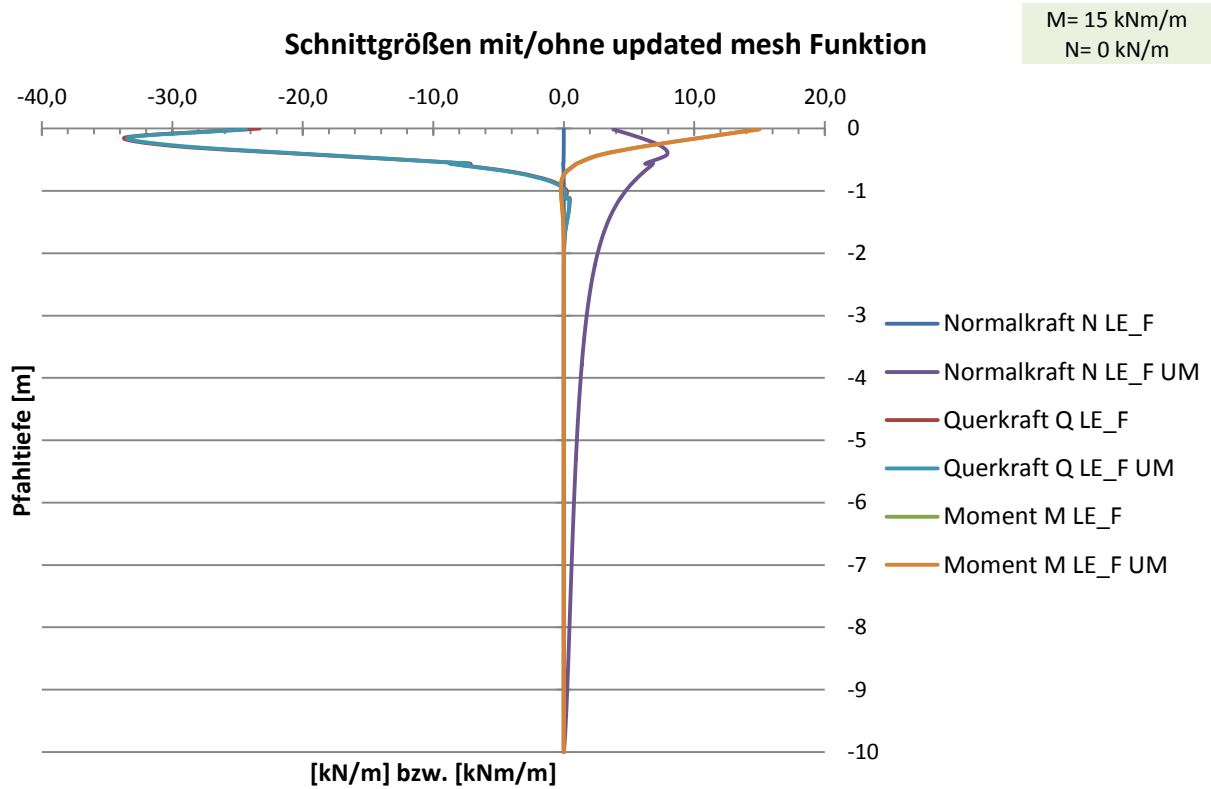


Abbildung 8-5: Schnittgrößen unter reiner Momentenbelastung mit/ohne updated mesh Funktion (hohe Laststufe)

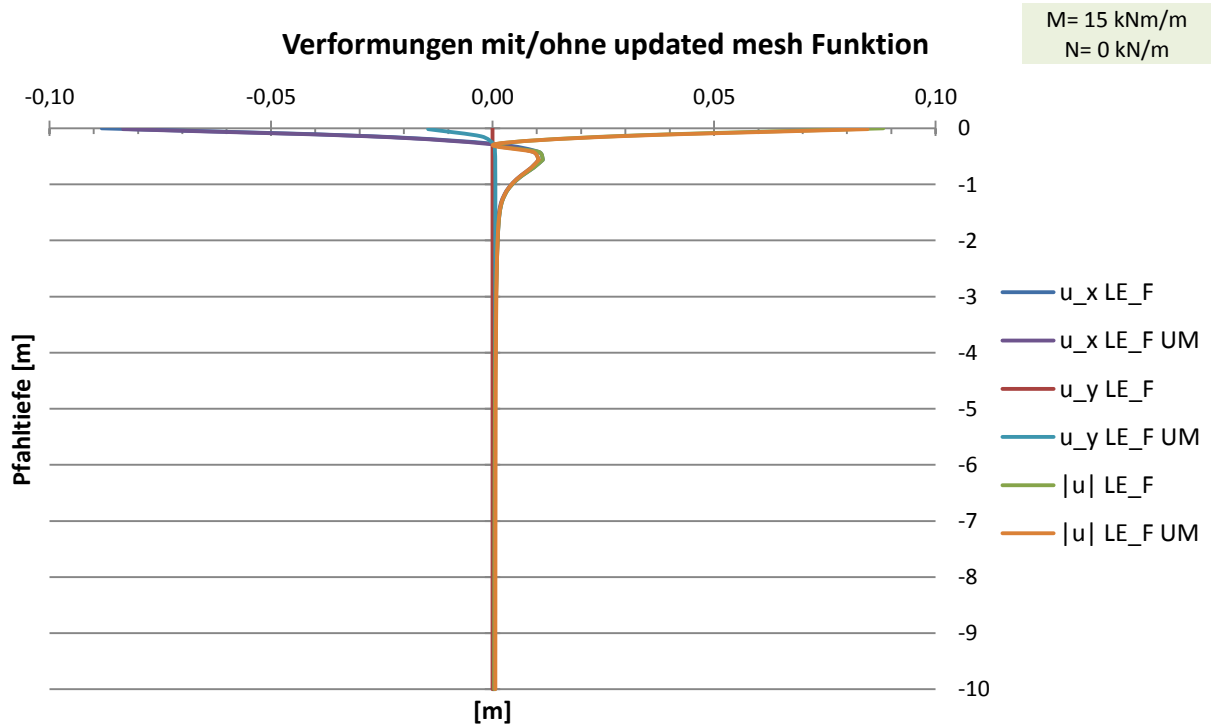


Abbildung 8-6: Verformungen unter reiner Druckbelastung mit/ohne updated mesh Funktion (hohe Laststufe)

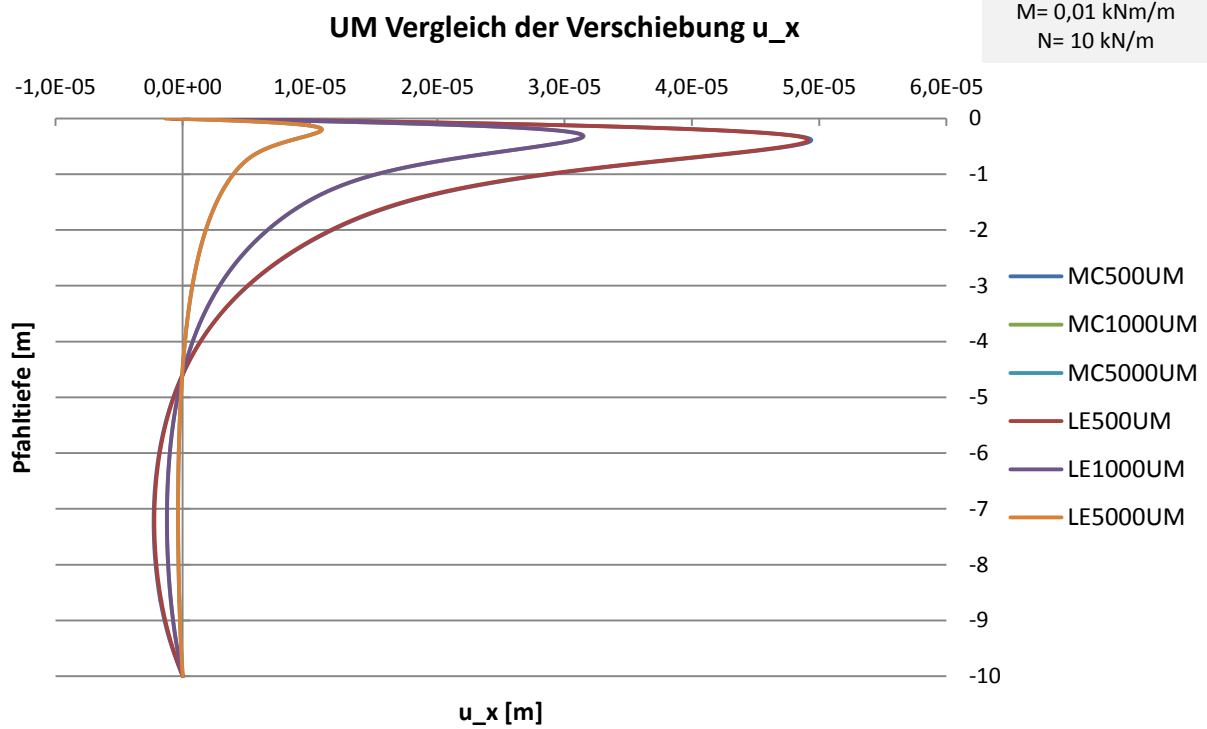


Abbildung 8-7: Vergleich zwischen LE und MC unter vordefinierter, niedriger Lastkombination

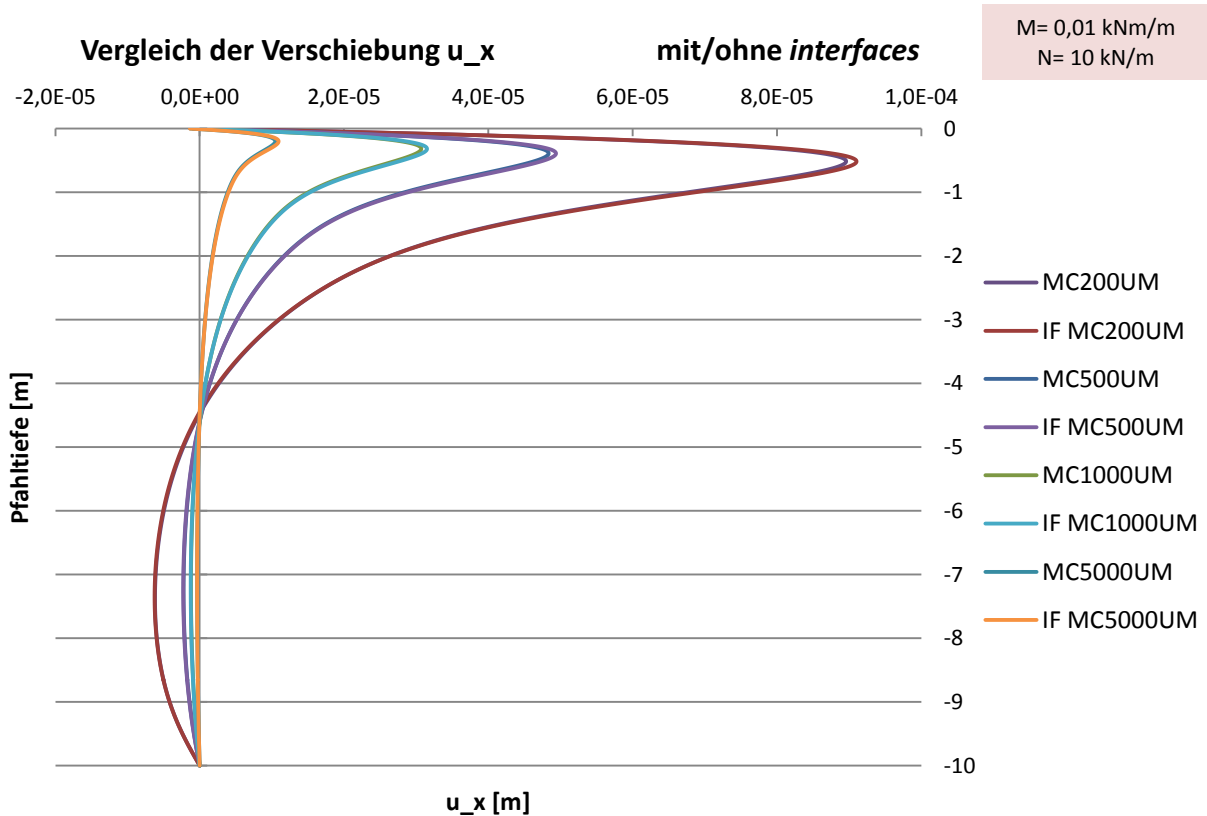


Abbildung 8-8: Vergleich der Verschiebung u_x unter dem Einfluss von *interfaces*

8.2 Ergänzungen zum Standardmodell

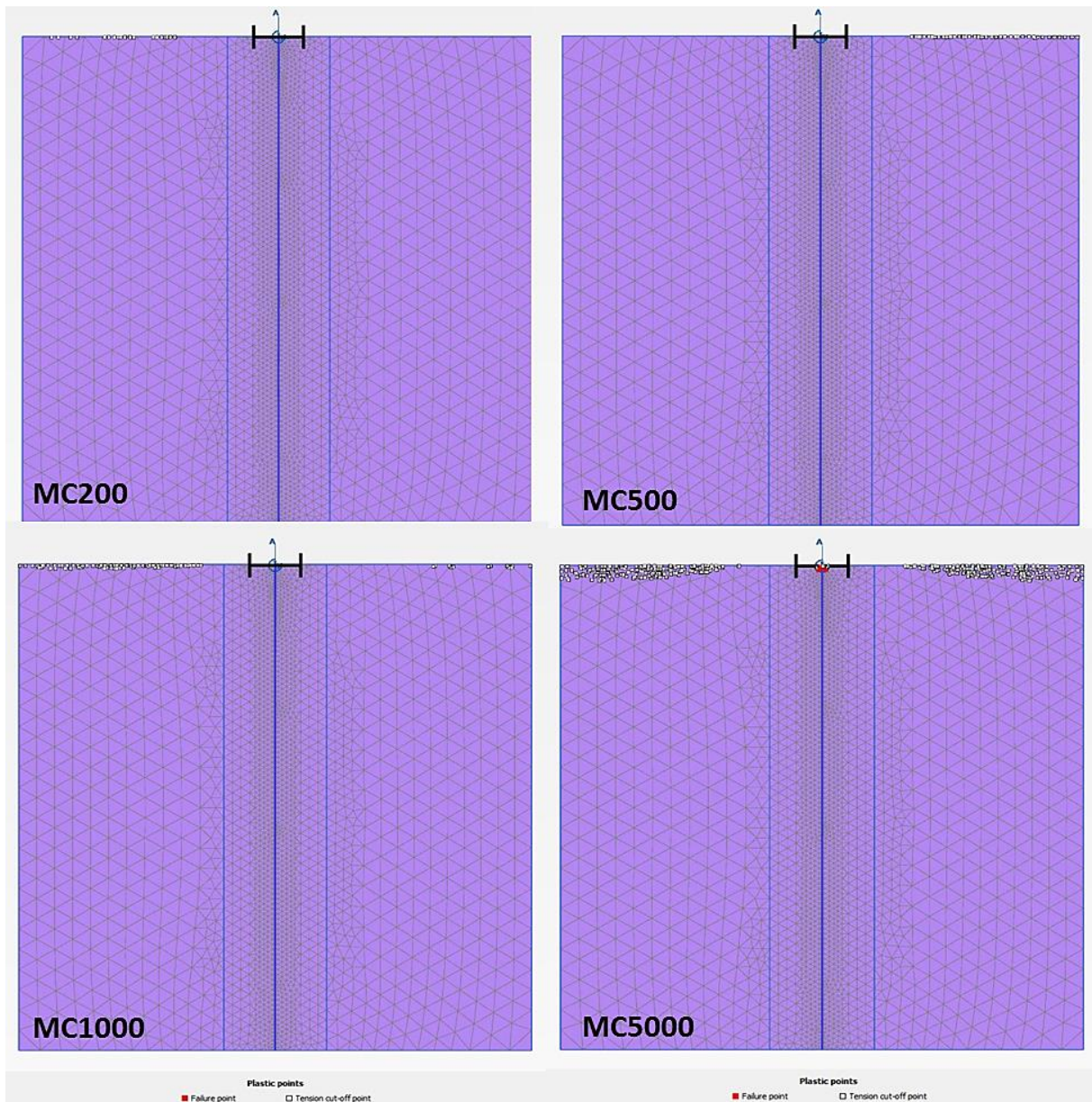


Abbildung 8-9: *plastic points* in MC-Berechnungen

8.3 GEWI®63.5 – Vergleich der unterschiedlichen Stoffmodelle

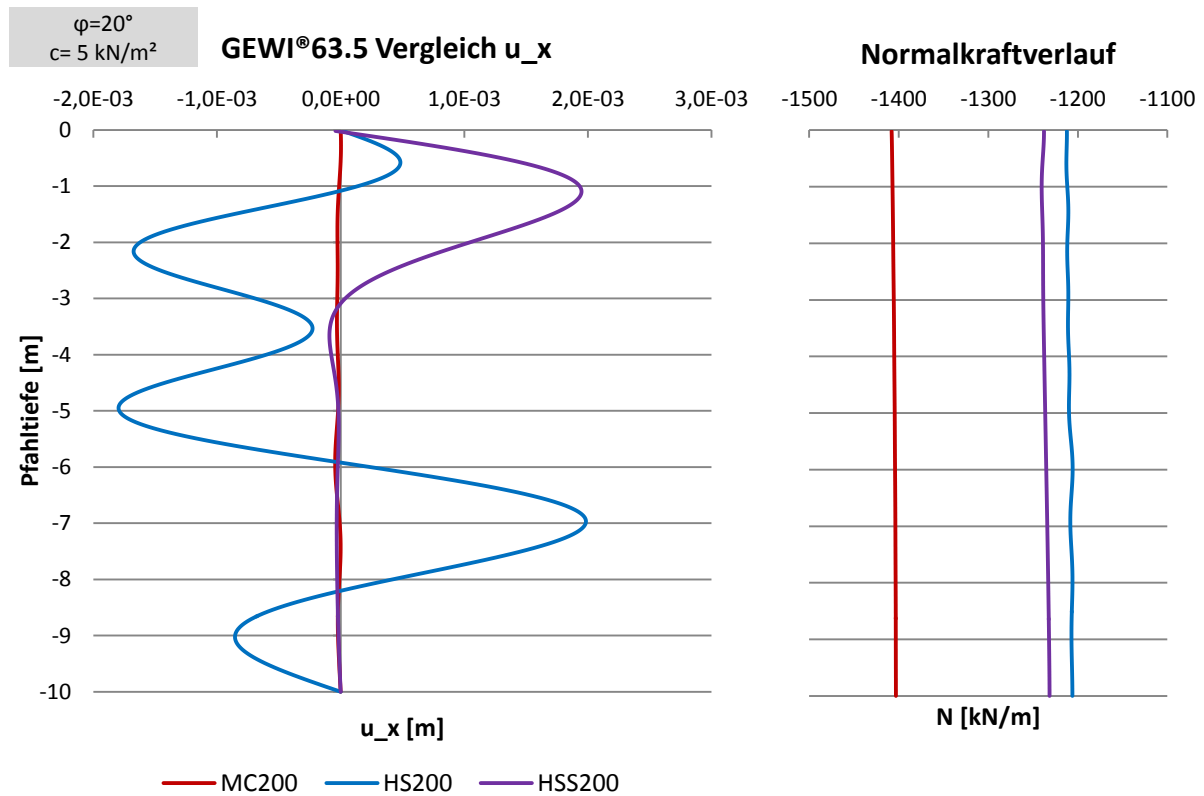


Abbildung 8-10: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

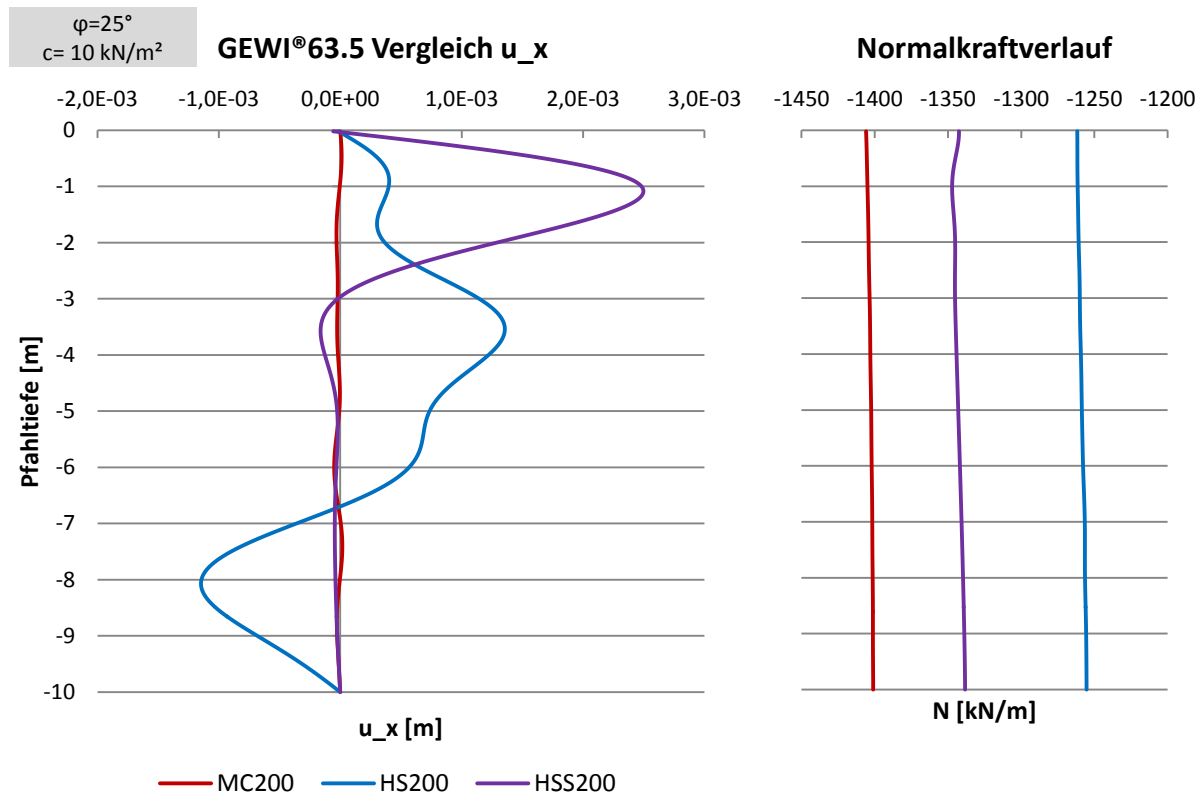


Abbildung 8-11: Vergleich der Bodenmodelle (200); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

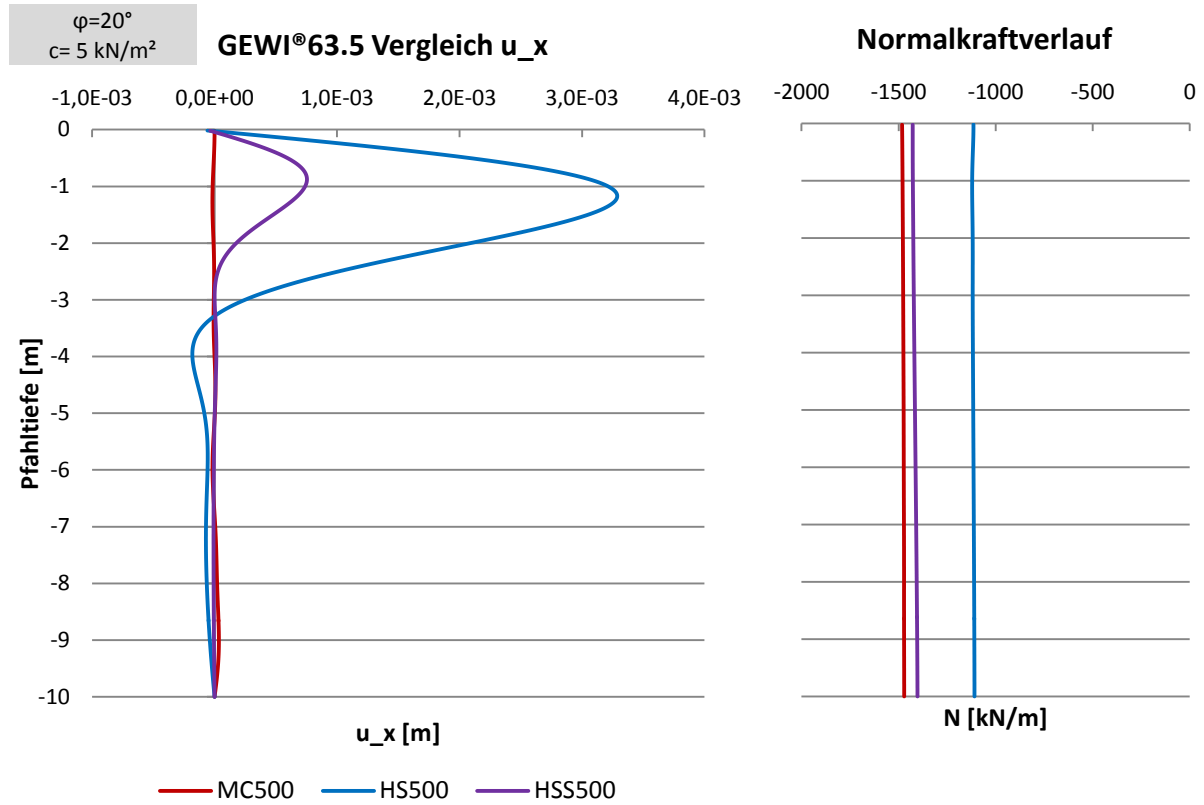


Abbildung 8-12: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

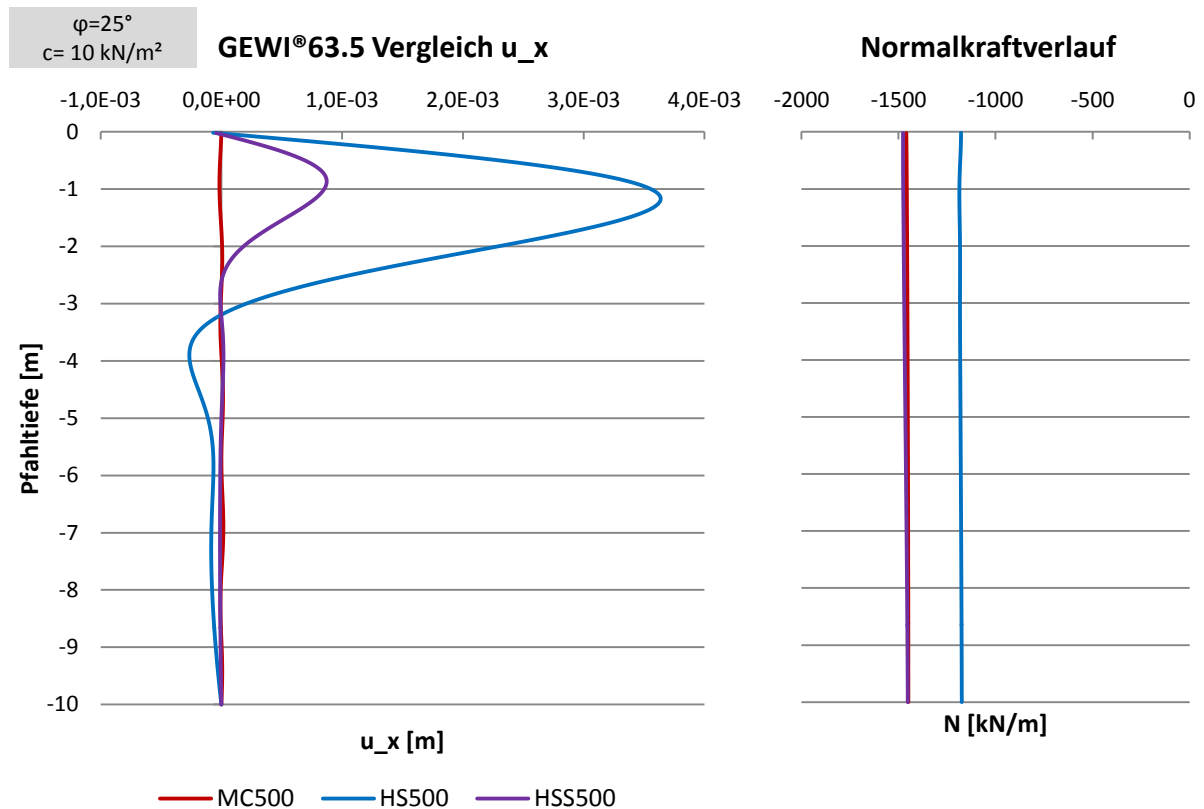


Abbildung 8-13: Vergleich der Bodenmodelle (500); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

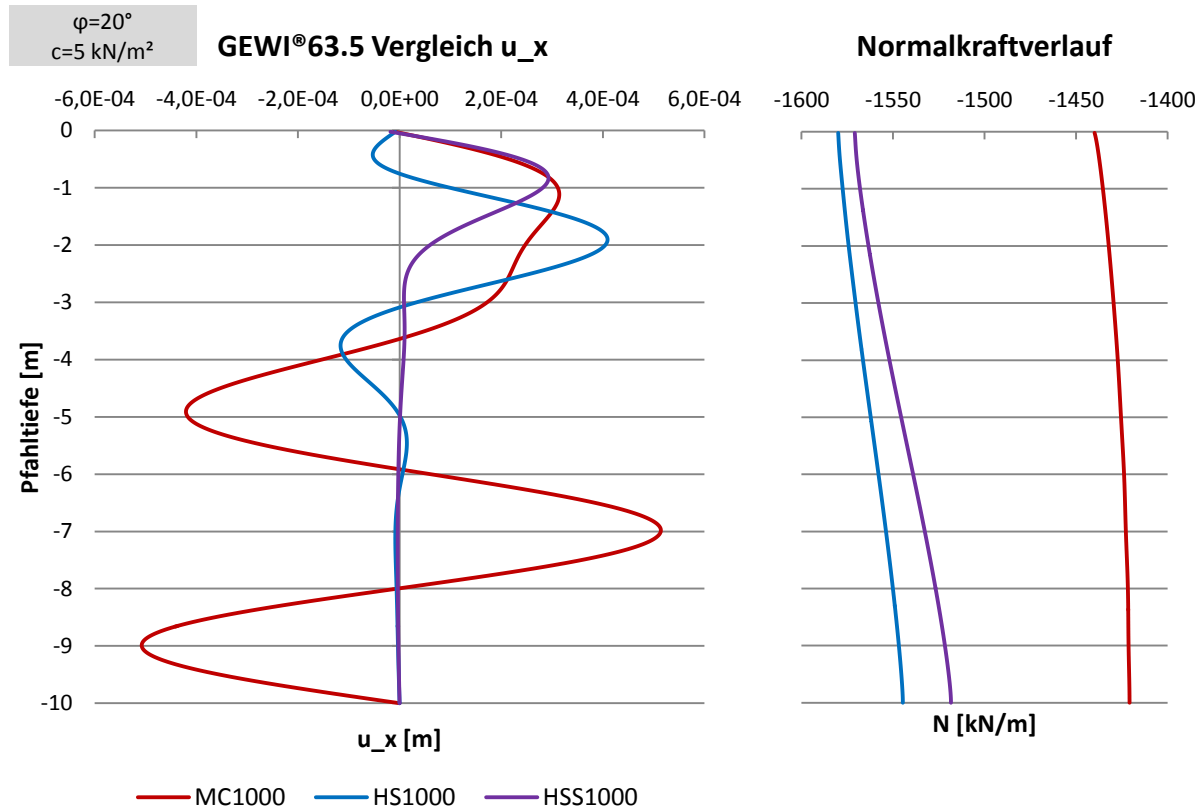


Abbildung 8-14: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

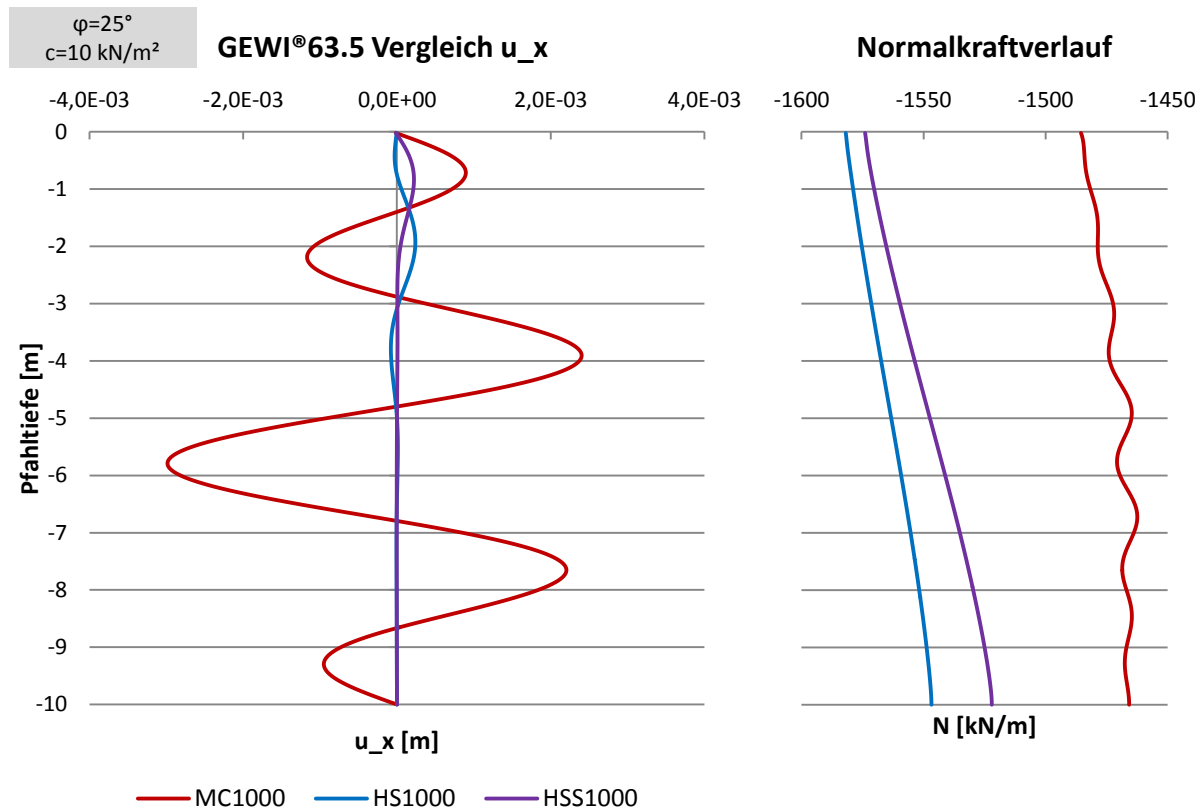


Abbildung 8-15: Vergleich der Bodenmodelle (1000); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$

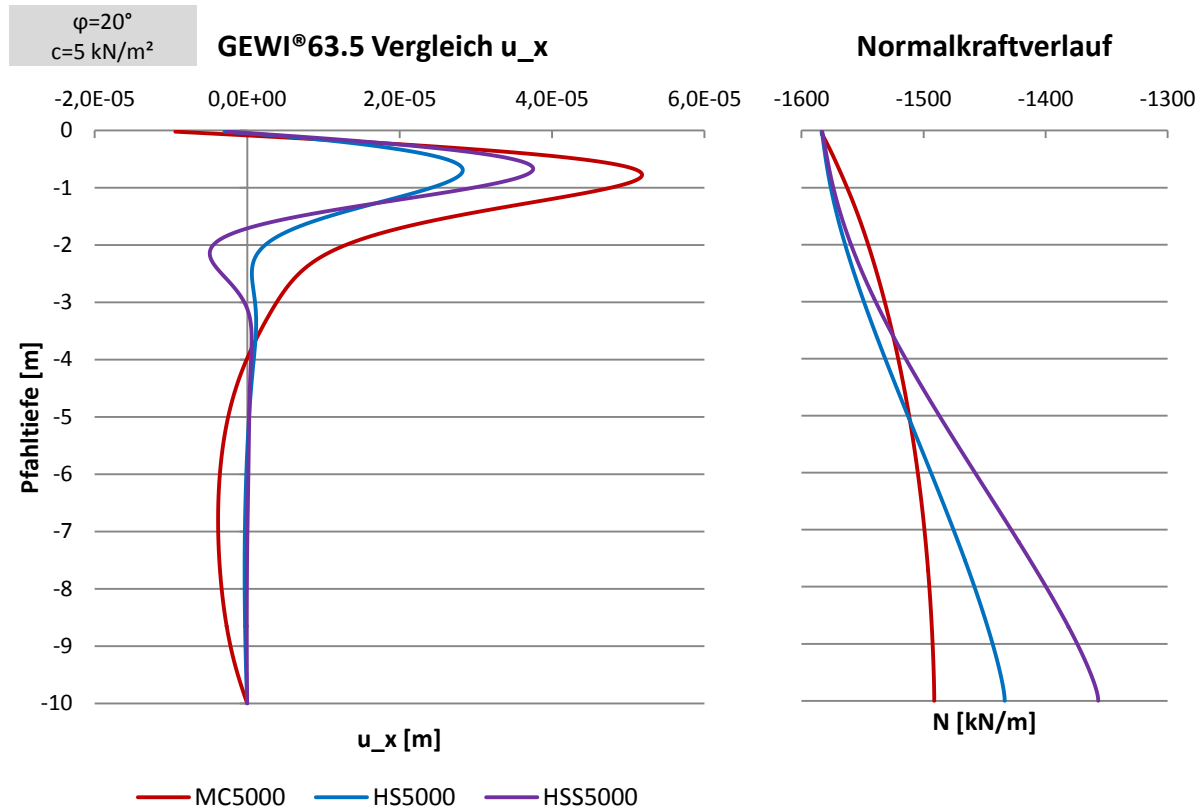


Abbildung 8-16: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®63.5; $\varphi=20^\circ$ / $c=5 \text{ kN/m}^2$

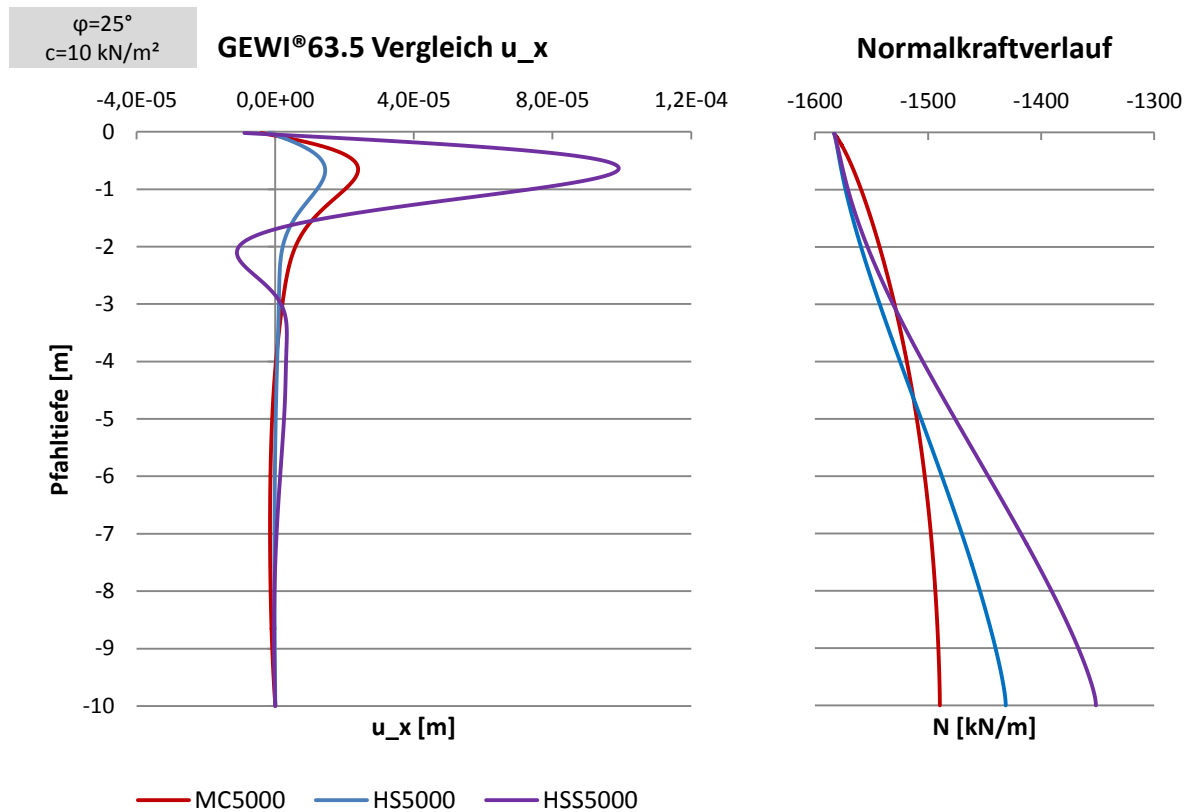


Abbildung 8-17: Vergleich der Bodenmodelle (5000); GEWI®63.5; $\varphi=25^\circ$ / $c=10 \text{ kN/m}^2$