

Untersuchungen zum Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden

J. Bauer, H.-G. Kempfert

Zusammenfassung Neben horizontalen Einwirkungen auf Pfahlgründungen am Pfahlkopf werden Pfahlgründungen oftmals auch durch Verformungen des Baugrunds beansprucht. Diese Einwirkungssituation ist insbesondere in weichen, bindigen Böden zu erwarten und wird in Deutschland, sofern sie quer zur Pfahlachse wirkt, in der Regel als „Seitendruck“ oder allgemeiner auch als „Einwirkung aus dem Baugrund“ (DIN 1054, [1] und EA-Pfähle, [2]) sowie als „Einwirkung durch Bodenverschiebung“ (DIN EN 1997-1, [3]) bezeichnet. Für die Ermittlung des Seitendrucks findet sich in der EA-Pfähle ein Berechnungsansatz, der jedoch wesentliche Einflussfaktoren auf die Größe des Seitendrucks vernachlässigt.

Auf der Grundlage von umfangreichen 1g-Modellversuchen sowie an Versuchen validierten numerische Untersuchungen wurden die maßgeblichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck bestimmt und Erkenntnisse über die Boden-Pfahl-Wechselwirkung bei verschiedenen Bodenverhältnissen und Pfahlgeometrien gewonnen. Darauf aufbauend wurde ein Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen abgeleitet, der die Berücksichtigung unterschiedlicher Baugrundverhältnisse und geometrischer Randbedingungen ermöglicht sowie den Seitendruck für Verformungszustände im Boden ermitteln kann, die zu klein sind, als dass sich der maximale Seitendruck auf die Pfähle ausbildet (Vorbruchzustand).

Investigation of the lateral pressure on pile foundations in cohesive soils

Abstract In addition to horizontal effects at the pile head, piles are often subjected to deformations of the surrounding subsoil. Lateral pressure is to be expected in particular for soft, cohesive soils. In Germany, as long as there is a lateral deformation of the subsoil, this situation is usually called “lateral pressure” or more general “actions imposed by the ground” (DIN 1054, [1] and EA-Pfähle, [2]) and “actions due to ground displacement” (DIN EN 1997-1, [3]), respectively. To determine the lateral pressure, an approach is proposed in EA-Pfähle which, however, neglects substantial influencing factors on the size of the lateral pressure.

Based on extensive small-scale 1g-model tests and validated numerical investigations, significant influencing factors on the lateral pressure are identified. Additionally, these results are used to gain further knowledge about the soil-pile-interaction for different subsoil conditions and pile-geometries. An approach has been derived to calculate the lateral pressure on piled foundations, incorporating

Dr.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Jörg Bauer

joerg.bauer@baw.de
vormals Universität Kassel
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

kempfert@kup-geotechnik.de
vormals Universität Kassel
priv: Potosistraße 27, 22587 Hamburg

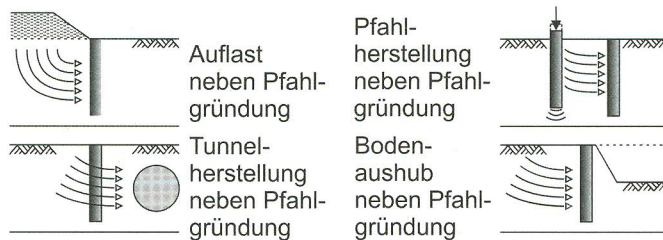


Bild 1. Ursachen für Seitendruck auf Pfähle nach [4] und [5]

Fig. 1. Lateral pressure on piles due to horizontal soil movement after [4] and [5]

different subsoil conditions and geometrical boundary conditions. Furthermore, this approach considers the calculation of the lateral pressure resulting from small deformations, which do not mobilise the ultimate lateral pressure.

1 Einleitung

Übliche Ursachen für Seitendruckeinwirkungen sind beispielsweise in [4] und [5] zusammengestellt (Bild 1).

Die in großer Anzahl vorliegenden Forschungsarbeiten zum Thema beschäftigten sich zumeist mit der größenmäßigen Abschätzung des Seitendrucks im Bruchzustand, das heißt bei vollständiger Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich. Die Seitendruckberechnung erfolgte dabei durch Verknüpfung der undrainierten Kohäsion des Bodens c_u mit einem Vorfaktor, der je nach den bei der Herleitung zugrunde gelegten Randbedingungen in der Literatur mit Werten zwischen etwa 2,5 bis 14 angeben und in der EA-Pfähle ([2]) mit einem Faktor 7 empfohlen wird. Abhängigkeiten zwischen der jeweiligen Größe des Vorfaktors und den unterschiedlichen Einflussgrößen auf den Seitendruck ließen sich bisher nur in Einzelfällen herstellen. Zudem sind die Anwendungsgrenzen dieser analytischen Berechnungsansätze in der Regel unbekannt und eine realitätsnahe Seitendruckverteilung auf den Pfahl ist nicht möglich. Das Pfahlgruppenverhalten wird in [2] mit einem Faktor berücksichtigt, der bei Gruppenpfählen zu einem gegenüber den Einzelpfahl ggf. stark erhöhten Seitendruck führt, während dessen beispielsweise in [6] und [7] ein im Vergleich zum Einzelpfahl kleinerer Seitendruck festgestellt wurde. Im Folgenden sind unter Verwendung der experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse zum Seitendruck auf Pfähle in [8] die maßgeblichen Einflussfaktoren aufgezeigt und für die Seitendruckursache „Auflast neben Pfahlgründung“ nach Bild 1 ein verbesserter Berechnungsansatz angegeben.

2 Überblick zu den experimentellen Untersuchungen

2.1 Versuchsaufbau und Versuchsprogramm

Mit der Versuchsanordnung nach Bild 3 wurden kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche unter Anwendung der Particle-Image-Velocimetry-Methode (PIV-Methode) mit dem Tonersatzmaterial Kaolin durchgeführt. Die Korngrößenverteilung des verwendeten Kaolins zeigt Bild 2. Dabei er-

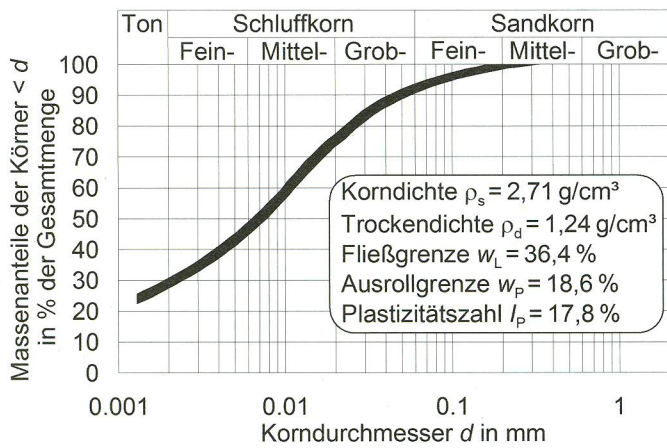
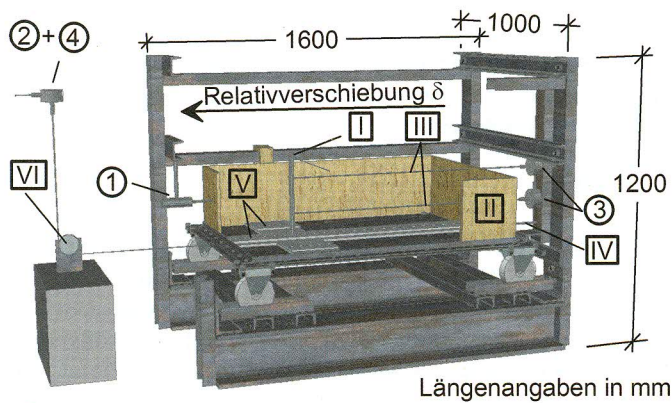


Bild 2. Korngrößenverteilung und Kenngrößen des Kaolin-Tons
Fig. 2. Grain size distribution and parameters of the Kaolin clay



- ① 2 Wegaufnehmer
- ②+④ Hydraulikpresse mit Wegaufnehmer und KMD
- ③ 2 Kraftmessdosen (KMD) je Pfahl
- I Modellpfahl mit eingelassenem Kugellager am Pfahlfuß und seitlicher Abspannung während des Bodeneinbaus
- II Versuchskasten ($l \times b \times h = 1120 \times 840 \times 200$ mm)
- III Abspannung zwischen Pfahl und KMD
- IV Rückhaltung des Wagens mittels Feder
- V Flexible Schienenkonstruktion am Pfahlfuß
- VI Umlenkrolle zwischen Wagen/Hydraulikpresse

Bild 3. Versuchsausrüstung der Modellversuche (beispielhaft mit einem Einzelfpahl)
Fig. 3. Test set up of the model tests (exemplary with a single pile)

folgte die Verschiebung des Bodenkörpers horizontal gegen die fixierten Aluminium-Modellpfähle. Diese waren über eingefettete Stahlseile mit Kraftmessdosen verbunden, die die Pfahlkräfte P infolge der Verschiebung des Bodens gegen die Pfähle aufzeichneten. Bei Untersuchungen zum Einfluss der Pfahlrauheit wurden die Pfähle mit einem feinen Sandpapier ummantelt. Mittels des Pfahldurchmessers D_s beziehungsweise der Pfahlkantenlänge a_s und der vom Boden angeströmten Pfahlhöhe wurden die Pfahlkräfte P zum Seitendruck p umgerechnet ($p = P/(h_w \cdot D_s)$ beziehungsweise $p = P/(h_w \cdot a_s)$). Die Verschiebung des Kastens entspricht aufgrund der Fixierung der Pfähle der Relativverschiebung δ zwischen Boden und Pfahl (Bild 5). Der Vorschub des Wagens erfolgte mit einer weggesteuerten Hy-

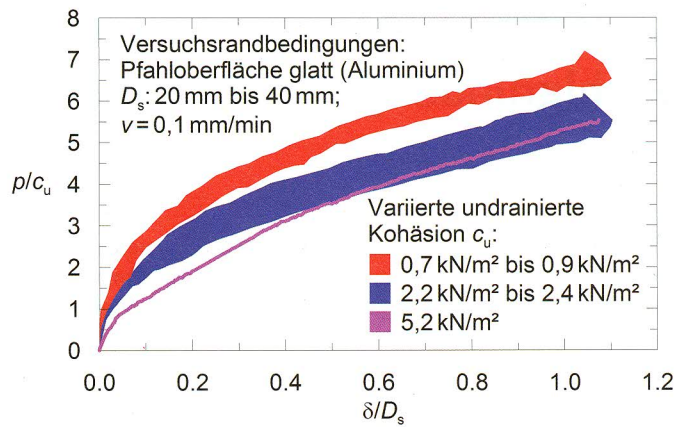


Bild 4. Wertebereiche des normierten Seitendrucks abhängig von normierten Bodenverschiebungen bei Einzelfpählen und variiertem Scherfestigkeit des Bodens
Fig. 4. Range of the normalized pressure as a function of the normalized soil displacement of single piles and varied shear strength of the soil

draulikpresse mit einer Vorschubgeschwindigkeit zwischen $v = 0,01$ mm/min und $v = 1,00$ mm/min. Die undrainierte Kohäsion des Kaolins c_u wurde mittels des Einbauwasserhalts gesteuert und unmittelbar nach Abschluss eines jeden Versuchs mit einer Laborflügelsonde bestimmt. Die Kamera zur Aufnahme der Bodenverschiebungen auf der Bodenoberfläche, die den PIV-Auswertungen zugrunde lagen, befand sich etwa 2,0 m oberhalb der mit einem Feinsand benetzten Bodenoberfläche.

Insgesamt wurden 25 Einzelfpahlversuche inkl. Wiederholungen mit variierten Randbedingungen und elf Versuche mit Pfahlreihen mit in der Regel zwei Pfählen durchgeführt. Zwei Einzelfpahlversuche fanden mit Porenwasserdruckmessungen am Pfahlschaft statt. Bei den Versuchen mit Pfahlreihen wurde der Boden quer beziehungsweise längs gegen diese verschoben. Unter sonst vergleichbaren Versuchsrandbedingungen wurde dabei lediglich der Pfahlabstand a variiert.

2.2 Ausgewählte Ergebnisse der Modellversuche

Mittels der Variation einzelner Randbedingungen konnten wesentliche Einflussfaktoren auf den Seitendruck p sowie den auf die undrainierte Kohäsion des Bodens normierten Seitendruck p/c_u identifiziert werden. Diese sind:

- Pfahlabmessung,
- Pfahlform,
- Pfahlrauheit,
- Verformungsgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl,
- Größe der undrainierten Kohäsion.

Den Einfluss der undrainierten Kohäsion auf den normierten Seitendruck p/c_u zeigt Bild 4 in Form von Wertebereichen normierter p - δ -Kurven bei $c_u \approx 0,8$ kN/m², $c_u \approx 2,3$ kN/m² und $c_u \approx 5,2$ kN/m² sowie variiertem Pfahldurchmesser, ansonsten jedoch vergleichbaren Versuchsrandbedingungen.

Dabei ist deutlich die Tendenz eines zunehmenden normierten Seitendrucks p/c_u mit abnehmendem c_u -Wert des Bodens festzustellen, was auf eine unterschiedliche Einwirkungsform auf den Pfahl zurückgeführt werden kann mit einem Bodenumfließen des Pfahls bei niedrigem und einem Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl bei höherem c_u -Wert des Bodens (Bild 5). Somit findet mit zunehmender Scherfestigkeit des Bodens ein Übergang von einem Umfließen

des Pfahls hin zu einem passiven räumlichen Erddruck statt.

Der Porenwasserdruck am Pfahlschaft wurde bei der untersuchten Vorschubgeschwindigkeit von $v = 1,00 \text{ mm/min}$ als ein maßgeblicher Spannungsanteil am Seitendruck identifiziert.

Die Untersuchungen mit Pfahlreihen quer und längs zur Bodenverschiebung zeigten einen abnehmenden Seitendruck auf die zunehmend eng stehenden Gruppenpfähle, wobei sich diese ab dem Abstand des zehnfachen Pfahldurchmessers wie voneinander unabhängige Einzelpfähle verhielten. Die Ergebnisse der Modellversuche mit Pfahlquerreihen und zwei Pfählen mit variiertem Abstand a zeigt **Bild 6**. Das festgestellte Pfahlgruppenverhalten entspricht im Wesentlichen den Ergebnissen von 1g-Modellversuchen von [6] und [7]. Dagegen ermittelte [9] bei 1g-Modellversuchen ein dazu entgegengesetztes Verhalten mit einem zunehmenden Seitendruck auf zunehmend enger stehenden Gruppenpfählen. Die Ergebnisse von [9] finden sich auch in den Empfehlungen in [2], die infolge dessen in Frage zu stellen sind.

3 Numerische Simulation des Seitendrucks und Parameterstudien

3.1 Allgemeines

Mit der Finiten-Elemente-Methode (FEM) – Programmsysteme Plaxis 3D Foundation und Tochnog – wurden zunächst die experimentellen Ergebnisse nach Abschnitt 2 weiterführend analysiert, indem eine maßstabgetreue Abbildung der Modellversuche erfolgte. Weiterhin wurden Vergleichsberechnungen zu den Messwerten zweier dokumentierter in-situ-Versuche nach [10] und [11] sowie eines Zentrifugen-Modellversuchs nach [12] durchgeführt. Die geometrischen Randbedingungen waren jeweils eine Bodenauflast unmittelbar neben einem Einzelpfahl ([10]) beziehungsweise neben einer Pfahlgruppe mit vier Pfählen ([11] und [12]). Die numerischen Berechnungskenngrößen wurden jeweils aus Laborversuchen gemäß den Literaturangaben abgeleitet. Zusammenfassend konnten bei diesen numerischen Analysen für die untersuchten Fragestellungen zufriedenstellende Ergebnisse erreicht werden, siehe [8] und [13].

Es fanden zudem umfangreiche Untersuchungen mit unterschiedlichen Stoffmodellen statt, wobei sich für den bindigen Boden die Anwendung des Hardening Soil-Modells als zweckmäßig erwies. Für zeitabhängige Berechnungen wurde das viskohypoplastische Stoffmodell nach [14] gewählt.

Im Folgenden ist zunächst die Modellbildung eines validierten FE-Modells für weiterführende Parameterstudien beschrieben, mit dem zum einen unter in-situ-Randbedingungen weitere maßgebliche Einflussfaktoren auf den Seitendruck ermittelt werden konnten und zum anderen eine Quantifizierung der Einflussfaktoren möglich war. Darauf aufbauend ist im Abschnitt 4 ein verbesserter Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen dargestellt.

3.2 Modellbildung eines validierten FE-Modells

Die Parameterstudien wurden mit einem vereinfachten, repräsentativen Einzelpfahlmodell beziehungsweise Pfahlgruppenmodell sowie einer schlaffen Bodenauflast neben

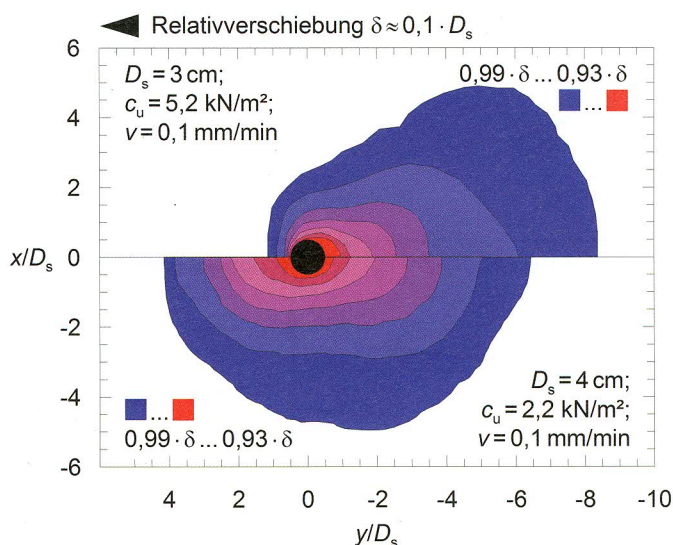


Bild 5. Verschiebungsfelder aus den PIV-Untersuchungen bei variiertem undrahnierter Kohäsion des Bodens

Fig. 5. Contour lines of the PIV-analysis with varied shear strength of the soil

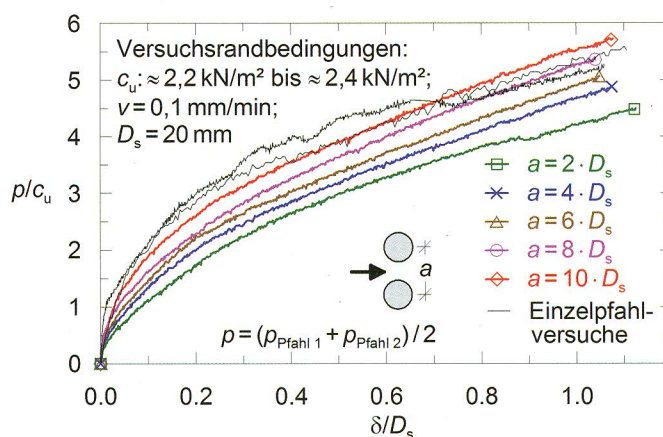


Bild 6. Normierter Seitendruck abhängig von normierten Bodenverschiebungen bei Pfahlreihen mit zwei Pfählen und variiertem Pfahlabstand

Fig. 6. Normalized pressure as a function of the normalized soil displacement of pile rows with two piles and varied pile spacing

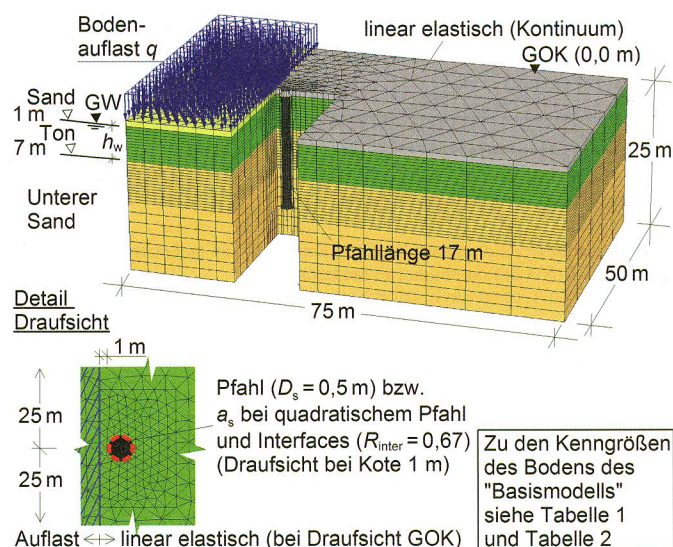


Bild 7. FE-Modell mit einem Einzelpfahl und den Modellrandbedingungen des Ausgangsmodells für die Parameterstudien („Basismodell“)

Fig. 7. FE-Model with a single pile and the boundary conditions as basis for the parametric study

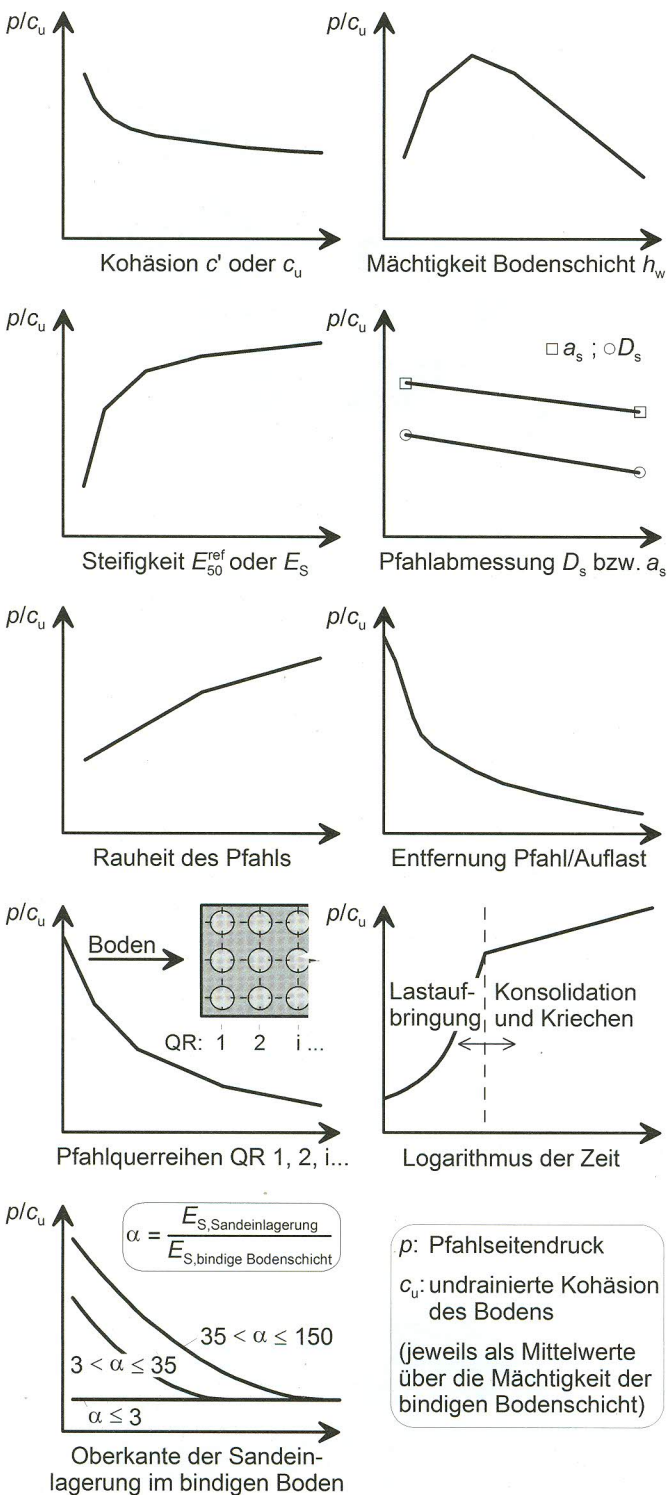


Bild 8. Qualitative Zusammenstellung des Einflusses von maßgebenden Parametern auf die Größe des normierten Seitendrucks p/c_u
 Fig. 8. Qualitative influences of parameters on the normalized pressure acting on the piles p/c_u

der Pfahlgründung durchgeführt. Dabei sollte das Modell und dessen Randbedingungen zum einen so einfach sein, dass der Einfluss der zu untersuchenden Parameter auf den Seitendruck transparent und identifizierbar wird und zum anderen diese Einflüsse nicht durch andere Einflüsse, zum Beispiel Verschiebung der Pfahlkopfplatte und deren Reaktion auf den Baugrund oder vorzeitige Grundbrüche infolge numerischer Effekte, überlagert werden (Bild 7 und [8]). Mit Vergleichsberechnungen im Anfangszustand und im Endzustand unter Berücksichtigung von Konsolidationsvorgängen bis zum vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks im Boden wurde der Anfangszustand als maßgebende Einwirkungssituation ermittelt, sofern das Bodenkriechen vernachlässigt wurde. Zum Einfluss des Bodenkriechens siehe Abschnitt 5.3.

Für das FE-Modell wurde eine typische Baugrundschiichtung mit Auffüllung, bindiger Weichschicht und tragfähigem nicht-bindigen Boden bei dem Grundwasserstand UK Auffüllung gewählt. Anstatt einer räumlich begrenzten Pfahlkopfplatte wurde oberhalb des Einzelpfahls beziehungsweise der Pfahlgruppe eine linear elastische Schicht entsprechend der Mächtigkeit der Auffüllung angeordnet, die im Bereich der Pfähle beginnt und bis zu den Modellrändern weitergeführt ist. Damit repräsentiert die linear elastische Schicht eine Pfahlkopfplatte, die aufgrund einer aufgehenden Konstruktion näherungsweise unverschieblich gelagert ist. Bei Vergleichsberechnungen waren nur geringe Abweichungen zwischen den Seitendruck auf Pfahlgruppen mit begrenzter Kopfplatte und der modellierten unendlich ausgedehnten linear elastischen Schicht festzustellen.

Die Auffüllung, der tragfähige Boden (unterer Sand) und Sandeinlagerungen im bindigen Boden (Abschnitt 5.5) wurden mit einem linear elastischen-ideal plastischen Stoffansatz mit der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb (MC-Modell) und den Kenngrößen nach Tabelle 1 modelliert. Dabei zeigte eine Variation der Bodenkenngrößen in der Auffüllung und im unteren Sand keinen signifikanten Einfluss auf den Pfahlseitendruck. Der bindige Boden wurde mit den Parametern eines typischen weichen Tons berücksichtigt und in der Regel mit dem Hardening Soil-Modell abgebildet (Tabelle 2). Zu den Kenngrößen des viskohypoplastischen Stoffmodells nach [14] bei zeitabhängigen Berechnungen siehe [8]. Der Pfahl und die linear elastische Schicht wurden mit einem linear elastischen Materialverhalten und typischen Kenngrößen für Beton modelliert.

Die Simulation der Pfahl-Boden-Interaktion erfolgte mit Interface-Elementen und dem MC-Modell, wobei die Scherparameter im Kontaktbereich über den Faktor R_{inter} aus den Scherparametern des den Pfahl umgebenden Bodens berechnet wurden ([15]).

Der Berechnungsablauf wurde als step-by-step-Analyse durchgeführt mit Simulation des Primärspannungszustandes, dem anschließenden Einbau der konstruktiven Elemente „wished-in-place“ und der nachfolgenden Aufbrin-

Tabelle 1. Material- und Eingabeparameter für den verwendeten Sand (Mohr-Coulomb-Modell)
 Table 1. Material properties of the sand (Mohr-Coulomb-Model)

Bodenschicht	γ/γ_r	E_s	ν	φ'	c'	Ψ
	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]	[°]	[kN/m ²]	[°]
Sand (Auffüllung)	18/20	40,0	0,30	40,0	0,1	10,0
Unterer Sand/Sandeinlagerung	18/20	60,0	0,30	40,0	0,1	10,0

Tabelle 2. Material- und Eingabeparameter für den verwendeten Ton des Basismodells (Hardening Soil-Modell)
 Table 2. Material properties of the clay as basis for the parametric study (Hardening Soil-Model)

γ/γ_r	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$	E_{ur}^{ref}	p^{ref}	ν_{ur}	m	ϕ'	c'	ψ	R_f
[kN/m ³]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[-]
16/16	2,0	10,0	100,0	0,20	0,9	20,0	5,0	0	0,90

Tabelle 3. Variierte Einzelparameter des FE-Modells mit Angabe der Wertebereiche
 Table 3. Varied parameters of the FE-model with the range of values

Varierte Parameter	Kenngrößen des Tons (vgl. Tabelle 2)			Geometrische Randbedingungen (vgl. Bild 7)			
	E_{50}^{ref}	ϕ'	c'	h_w	D_s	a_s	R_{inter}
	[MN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[-]
Wert beim Basismodell	2	20	5	6	0,5	–	0,67
Variationsbereich	0,5–20	15–30	0,1–25	1–12	0,3–3,0	0,3–3,0	0,01–1,0

gung der Bodenaufblast. In den ersten beiden Berechnungsschritten wurde die Ausbildung eines Porenwasserüberdrucks verhindert. Die Auflastaufbringung erfolgte in der Regel ohne die Berücksichtigung von Zeiteffekten bei Simulation des nicht-bindigen Bodens als drainiertes Material und des bindigen Bodens als undrainiertes Material, was eine Ausbildung von Porenwasserüberdruck zur Folge hat. Ausgehend von dem Basismodell des FE-Modells wurden Parameterstudien zunächst mit Einzelparametern gemäß **Tabelle 3** durchgeführt.

Da die Berechnungsergebnisse für die Ableitung des Näherungsansatzes zur Seitendruckberechnung im Abschnitt 4 mit den Kenngrößen des Steifemoduls E_s und der undrainierten Kohäsion $c_{u,k}$ beurteilt werden sollten, wurden die numerischen Materialparameter für die Steifigkeit und Scherfestigkeit nach Tabelle 2 in Abhängigkeit des Primärspannungszustandes tiefenabhängig umgerechnet und anschließend die Mittelwerte über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w gebildet [8].

3.3 Ergebnisse der FE-Berechnungen und Parameterstudien

Die bei den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse zu Einflussfaktoren auf den Seitendruck wurden bei den numerischen Untersuchungen generell bestätigt. Zusätzlich zeigt sich, dass die folgenden Einflussfaktoren zu berücksichtigen sind:

- Steifigkeit des Bodens und
- Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht.

Je nach Bodenbeschaffenheit und Mächtigkeit des bindigen Bodens trat zudem der Pfahlseitendruck nicht grundsätzlich über die gesamte bindige Bodenschicht auf, wie bisher in der Regel angenommen wurde ([2]). Es zeigte sich, dass entsprechend der Tiefenwirkung der Bodenaufblast bei größerer Steifigkeit und/oder bei großen Mächtigkeiten des bindigen Bodens ab einer bestimmten Tiefenlage kein Seitendruck auf den Pfahl einwirkt oder dieser gar eine Bettung findet (Abschnitt 4 und Bild 12). In den tiefliegenden, tragfähigen Schichten ist der Pfahl erwartungsgemäß horizontal gebettet.

Anschließend an die Parameterstudien mit der Variation der Einzelparameter nach Tabelle 3 wurden Parameterstudien bei gleichzeitiger Variation mehrerer Einzelparameter vorgenommen, wodurch gegenseitige Abhängigkeiten der Einflussfaktoren auf den Seitendruck bestimmt werden

konnten. Weiterhin wurden bei gleichzeitiger Variation der oben genannten Einzelparameter die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- Zeiteffekte der Seitendruckausbildung bei der Berücksichtigung von Konsolidation und Bodenkriechen,
- Entfernungseinfluss zwischen der seitendruckerzeugenden Bodenaufblast und der Pfahlgründung,
- Pfahlgruppenverhalten bei Variation des Pfahlabstandes und der Pfahlanordnung (versetzte und nicht versetzte Pfähle in der Gruppe),
- Seitendruckausbildung beim Vorliegen von Sandeinlagerungen, das heißt einer dünnen durchgehenden Sandschicht bis zur Dicke von 2,0m in der bindigen Bodenschicht.

Dabei ergab sich mit zunehmender Kriechneigung des Bodens eine zunehmend starke, lang anhaltende Seitendruckzunahme. Die Geschwindigkeit der Auflastaufbringung spielt dagegen, unabhängig von der Kriechneigung des Bodens, eine eher untergeordnete Rolle. Mit zunehmendem Pfahlabstand von der Bodenaufblast wurde erwartungsgemäß eine abnehmende Pfahleinwirkung festgestellt. Beim Pfahlgruppenverhalten konnten im Wesentlichen die Ergebnisse der Modellversuche verifiziert werden, wobei auch die Pfahlanordnung in der Pfahlgruppe einen maßgeblichen Einfluss auf den Seitendruck haben kann. Sandeintragerungen haben gegebenenfalls eine stark seitendruckerhöhende Wirkung, wohingegen bisher bei Berechnungsansätzen Sandeintragerungen gegebenenfalls als Pfahlbettung angesetzt wurden. Dabei sind insbesondere das Verhältnis der Steifigkeit des bindigen Bodens zur Steifigkeit der Sandeintragerung und die Tiefenlage der Sandeintragerung von signifikanter Bedeutung. So liegt bei einem großen Steifigkeitsunterschied und gleichzeitig zunehmender Oberflächennähe der Sandeintragerung eine große zusätzliche Einwirkung auf die Pfahlgründung vor. Während dessen unterscheidet sich der Pfahlseitendruck zwischen einem Baugrund mit Sandeintragerung und sehr kleinem Steifigkeitsunterschied und der homogenen Baugrundsituation, das heißt ohne Sandeintragerung, kaum. Auch hat die Dicke der Sandeintragerung zwischen 0,5m und 2,0m einen eher untergeordneten Einfluss auf die Pfahleinwirkung. Weiterführend siehe [8] und [16]. Eine qualitative Zusammenstellung der Einflussfaktoren auf den Seitendruck zeigt schematisch **Bild 8**.

Allgemeines Vorgehen bei Ableitung eines Faktors χ aus den Parameterstudien

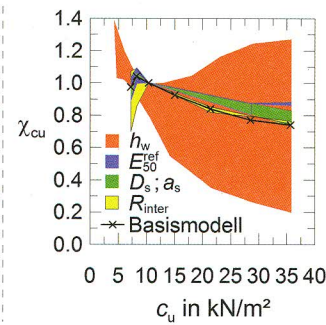
$$\chi = \frac{[p_{\text{mittel}}/c_u]_{\text{Parameterstudie}}}{[p_{\text{mittel}}/c_u]_{\text{Basismodell}}}$$

Parameterstudien:

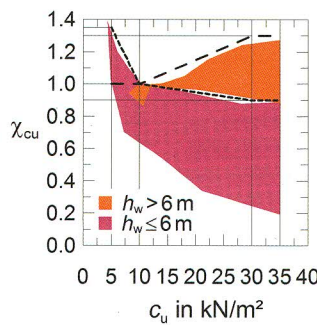
- Parameter nach Tabelle 3
- Scherfestigkeit des Bodens
- Schichtmächtigkeit h_w
- Steifigkeit des Bodens E_{50}^{ref}
- Pfahlabmessung D_s bzw. a_s
- Pfahlrauheit R_{inter}
- Entfernungseinfluss
- Pfahlgruppenverhalten
- Sandeinlagerungen im Ton

Beispielhafte Darstellung der Ableitung des Modellfaktors χ_{cu} für den Einfluss der Kohäsion

Ableitung des Faktors $\chi = \chi_{cu}$ aus den Parameterstudien mit c_u bei $\mu = 1$ des Bodens



Festlegung von abschnittsweise linearen Näherungsfunktionen für χ_{cu}



Angabe von χ_{cu} in Tabellenform für eine praktikable Anwendung

Tabelle: Modellfaktor χ_{cu}

$c_{u,k}$ in kN/m ²	≤ 5	10	≥ 30
χ_{cu} bei $h_w \leq 6$ m	1,35	1,0	0,9
χ_{cu} bei $h_w > 6$ m	1,0	1,0	1,3

Bild 9. Vorgehensweise der Ableitung der Modellfaktoren χ aus den numerischen Parameterstudien beispielhaft darstellt für den Modellfaktor χ_{cu}
Fig. 9. Method of the derivation of the model factors χ from the numerical parametric study exemplarily for the model factor χ_{cu}

Als letzten Schritt wurde eine Quantifizierung aller festgestellten Einflussfaktoren auf den Seitendruck vorgenommen, was beispielhaft in Bild 9 anhand des Einflusses der undrainierten Kohäsion auf den Seitendruck erläutert ist. Grundlage waren dabei die Ergebnisse des normierten mittleren Seitendrucks p_{mittel}/c_u der Parameterstudien, wobei p_{mittel} der über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht gemittelte Seitendruck beim Bruchzustand des Baugrunds ($\mu = 1$) ist. Dieser Bruchzustand wurde gemäß [2] am „entkleideten System“ ermittelt, das heißt mit dem numerischen Modell nach Bild 7 unter Vernachlässigung der konstruktiven Bauteile, zum Beispiel der Pfähle. Weiterhin konnte festgestellt werden, dass die Ausbildung des Seitendrucks bis zum Bruch des Baugrunds ($\mu = 1$) näherungsweise als linear beschrieben werden kann, was auch den in-situ-Messergebnissen nach [17] entspricht.

Der normierte mittlere Seitendruck p_{mittel}/c_u der Parameterstudien wurde anschließend auf den normierten mittleren Seitendruck des Basismodells (Bild 7) bezogen, wodurch sich die Änderung von p_{mittel}/c_u ausgehend vom Basismodell in Form eines Faktors χ ergab. Die so abgeleiteten Wertebereiche des Faktors χ wurden nachfolgend an ihren oberen Grenzen mit linearen Näherungsfunktionen beschrieben, wobei diese gegebenenfalls abschnittsweise festgelegt wurden. Die Faktoren χ , die die Lage der abschnittweisen, linearen Näherungsfunktionen definieren, sind im Folgenden als Modellfaktoren bezeichnet. Weitere Details finden sich in [8].

4 Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen

Der Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen ermöglicht mittels Modellfaktoren die Berücksichtigung aller ermittelten Einflussfaktoren und deren gegenseitige Abhängigkeiten. Diese Modellfaktoren werden beim Näherungsansatz in Abhängigkeit von den vorliegenden geometrischen Verhältnissen und Baugrundrandbedingungen angewendet und mit der undrainierten Kohäsion des Bodens verknüpft. Der Seitendruck im Vorbruchzustand des Baugrundes wird dabei über den charakteristischen Ausnutzungsgrad des Bodens μ erfasst. Nachfolgend ist der Näherungsansatz in seinen Grundzügen erläutert. Eine zusammenfassende Darstellung des Berech-

nungsablaufes findet sich im Bild 10. Eine Umsetzung des Näherungsansatzes im Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel kann beim erstgenannten Autor dieses Aufsatzes angefordert werden.

Die Größe der mittleren, charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck P_k (in kN/m) quer zur Pfahlachse als Linienlast auf einen Einzelpfahl, unmittelbar neben der seiten-druckerzeugenden Auflast, beträgt im Bruchzustand des Baugrunds ($\mu = 1$) im Anfangszustand:

$$P_k = (\alpha \cdot c_{u,k} \cdot \chi \cdot \mu + \Delta p_{t,k}) \cdot a_s$$

bzw.

$$P_k = (\alpha \cdot c_{u,k} \cdot \chi \cdot \mu + \Delta p_{t,k}) \cdot D_s \tag{1}$$

mit

- $\alpha = 6$ Vorfaktor, entspricht dem normierten Seitendruck p/c_u des Basismodells nach Bild 7 bei $\mu = 1$
- $c_{u,k}$ über die bindige Bodenschicht gemittelte, charakteristische undrainierte Kohäsion des Bodens
- χ Modellfaktor für die Berücksichtigung der Boden- und Pfahlrandbedingungen sowie der geometrischen Verhältnisse nach Gleichung (3) und Tabelle 4 bis Tabelle 10 bzw. Bild 11
- μ Ausnutzungsgrad des Baugrunds, ermittelt am „entkleideten System“ [2]
- $\Delta p_{t,k}$ Langzeiteffekte des Seitendrucks in kN/m²
- a_s Pfahlbreite quer zur Bodenanstömung bei quadratischem Pfahlquerschnitt
- D_s Pfahldurchmesser bei rundem Pfahlquerschnitt

Der Langzeitseitendruck $\Delta p_{t,k}$ kann aus den abgeschätzten Zeiträumen der Konsolidations- und Kriechphase des Bodens nach Ansätzen in [8] berechnet oder vereinfachend für einen Zeitraum von 50 Jahren in Abhängigkeit vom Viskositätsindex I_v nach [18] nach Gleichung (2) angenommen werden.

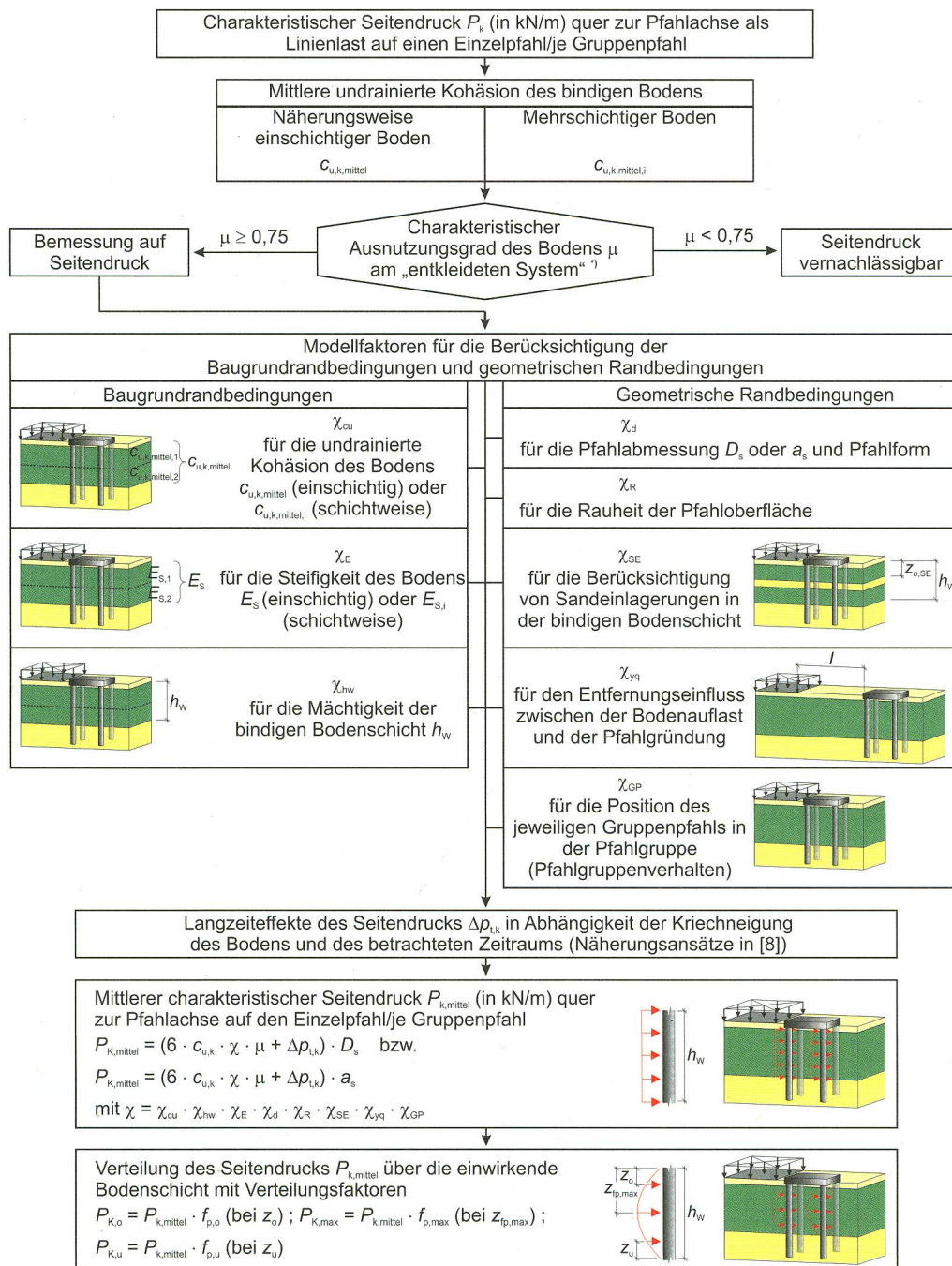
$$\Delta p_{t,k} = 700 \cdot I_v \text{ [in kN/m}^2\text{]} \tag{2}$$

Der Modellfaktor χ setzt sich zusammen aus:

$$\chi = \chi_{cu} \cdot \chi_{hw} \cdot \chi_E \cdot \chi_d \cdot \chi_R \cdot \chi_{SE} \cdot \chi_{yq} \cdot \chi_{GP} \tag{3}$$

mit

- χ_{cu} für die undrainierte Kohäsion des Bodens nach Tabelle 4



^{*)} Solange keine neueren Untersuchungen vorliegen, kann auf die in [2] angegebenen und in der Praxis bewährten Ausnutzungsgrade μ zurückgegriffen werden.

Bild 10. Berechnungsablauf des Näherungsansatzes zur Berechnung der Seitendruckeinwirkung auf eine Pfahlgründung
 Fig. 10. Procedure of the calculation method for the lateral pressure on pile foundations

- χ_{hw} für die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht nach Tabelle 5
- χ_E für die Steifigkeit des Bodens nach Tabelle 6
- χ_d für die Pfahlabmessung und Pfahlform nach Tabelle 7
- χ_R für die Rauheit der Pfahloberfläche nach Tabelle 8
- χ_{SE} zur Berücksichtigung von Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht nach Tabelle 9
- χ_{yq} für einen Entfernungseinfluss zwischen der seiten-druckerzeugenden Bodenauflast und dem Pfahl nach Tabelle 10
- χ_{GP} zur Berücksichtigung des Pfahlgruppenverhaltens nach Bild 11

Tabelle 4. Modellfaktor χ_{cu} nach Gleichung (3)
 Table 4. Model factor χ_{cu} after equation (3)

$c_{u,k}$ in kN/m ²	≤ 5	10	≥ 30
χ_{cu} bei $h_w \leq 6$ m	1,35	1,0	0,9
χ_{cu} bei $h_w > 6$ m	1,0	1,0	1,3

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 5. Modellfaktor h_w nach Gleichung (3)
 Table 5. Model factor h_w after equation (3)

h_w in m	≤ 4	≥ 12
χ_{hw}	1,3	0,8

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 6. Modellfaktor χ_E nach Gleichung (3)

Table 6. Model factor χ_E after equation (3)

E_s in MN/m ²	$\leq 0,5$	1,5	3,0	$\geq 7,0$
χ_E bei $h_w < 4$ m	1,0	1,4	1,55	1,55
χ_E bei $h_w \geq 4$ m	1,0	1,25	1,30	1,45

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 7. Modellfaktor χ_d nach Gleichung (3)

Table 7. Model factor χ_d after equation (3)

$a_s = d_s$ in m	0,5	1,5
χ_d für a_s	1,37	1,15
χ_d für d_s	1,0	0,86

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren; eine Extrapolation auf Pfahlabmessungen 0,3 m bis 3,0 m ist zulässig

Tabelle 8. Modellfaktor χ_R nach Gleichung (3)

Table 8. Model factor χ_R after equation (3)

δ / η'	$\leq 1/2$ „glatt“	2/3 bis 1/2 „rau“	$\geq 2/3$ „verzahnt“
χ_R	0,93	1,0	1,27

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 9. Modellfaktor χ_{SE} nach Gleichung (3)

Table 9. Model factor χ_{SE} after equation (3)

α nach Bild 8	≤ 3	> 3 bis ≤ 35	> 35 bis ≤ 150
OK Sandeinlagerung		1 m	≥ 5 m
$z_{o,SE}$ nach Bild 10			1 m
χ_{SE}	1,0	1,5	1,0
			1,9
			1,0

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 10. Modellfaktor χ_{yq} nach Gleichung (3)

Table 10. Model factor χ_{yq} after equation (3)

Entfernung l nach Bild 10	$< 2,5$ m	10 m			40 m		
		< 2	2-6	> 6	< 2	2-6	> 6
h_w in m							
χ_{yq}	1,0	0,35	0,65	0,75	0,35	0,15	0,20

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

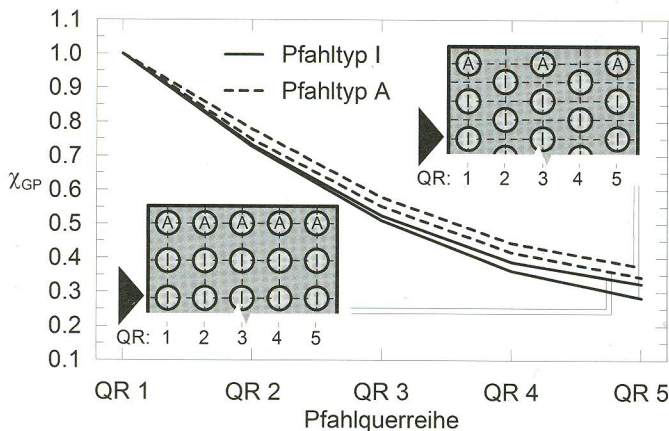


Bild 11. Modellfaktor χ_{GP} nach Gleichung (3) für den einzelnen Gruppenpfahl für den Pfahlabstand $a \leq 9 \cdot a_s$ bzw. $a \leq 9 \cdot D_s$

Fig. 11. Model factor χ_{GP} after equation (3) for a group pile with pile spacing $a \leq 9 \cdot a_s$ and $a \leq 9 \cdot D_s$, respectively

Der so nach Gleichung (1) berechnete mittlere, charakteristische Seitendruck P_k kann in Abhängigkeit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht näherungsweise mit den Verteilungsfaktoren $f_{p,max}$, $z_{fp,max} / h_w$, $f_{p,o}$ und $f_{p,u}$ nach Tabelle 11 zu einer realitätsnahen Einwirkungsform auf die einzelnen Pfähle nach Bild 12 umgerechnet werden. Dazu sind die folgenden Bodentypen zu unterscheiden:

- Böden mit $c_{u,k}$ kleiner 10 kN/m^2 (Bodentyp I).
- Böden mit $c_{u,k}$ zwischen etwa 10 kN/m^2 und 30 kN/m^2 (Bodentyp II).
- Böden mit $c_{u,k}$ ab etwa 30 kN/m^2 (Bodentyp III).

Bei den Bodentypen II und III liegt bei großen Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht (> 6 m) gegebenenfalls ab einer bestimmten Tiefenlage anstatt einer Einwirkung auf den Pfahl eine Bettung des Pfahls vor, die jedoch bei dem vorliegenden Näherungsansatz unberücksichtigt bleibt. Nach Tabelle 11 wird aus diesem Grund ab einer Tiefenlage in der bindigen Bodenschicht von 12 m – auf der sicheren Seite liegend – keine Einwirkung aus Seitendruck auf den Pfahl angesetzt. Ist die bindige Bodenschicht stark inhomogen und es ist oberflächennah eine größere Steifigkeit vorhanden, führt dies im Allgemeinen abweichend zu Bild 12 dazu, dass sich die Lage des maximalen Seitendrucks hin zu dieser steiferen Bodenschichten verschiebt. Für die Verteilung des Pfahlseitendrucks beim Vorliegen von Sandeinsparungen in der bindigen Bodenschicht siehe [8].

5 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag beschreibt Untersuchungsergebnisse zum Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebungen. Bisher lag in der Literatur zur größtenmäch-

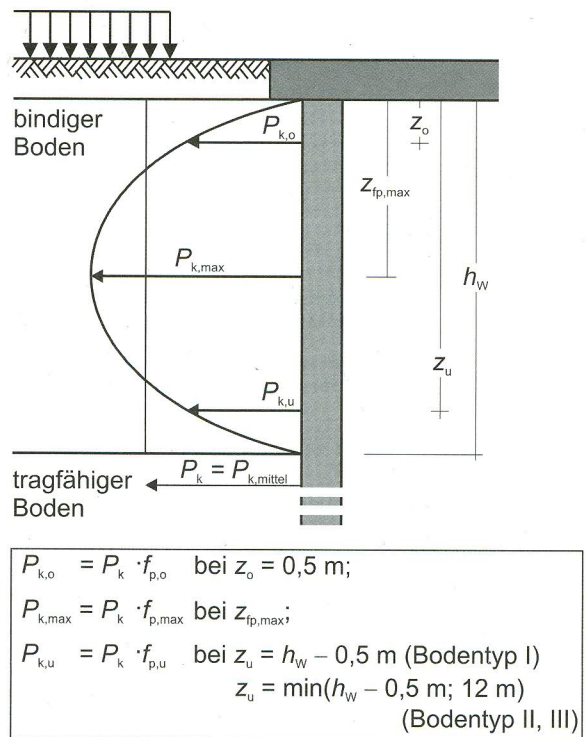


Bild 12. Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht mit den Verteilungsfaktoren nach Tabelle 11

Fig. 12. Distribution of the lateral pressure on piles within the clay layer with the factors after table 11

Tabelle 11. Verteilungsfaktoren nach Bild 12
Table 11. Factors after figure 12

h_w in m	$f_{p,max}$				$z_{fp,max}/h_w$			$z_{fp,max}$
	1	6	12	≥ 12	1	8	12	≥ 12
Bodentyp I	1,5	1,5	1,8	$1,8 + 0,05 \cdot (h_w - 12)$	0,6	0,47	0,4	4,5 m
Bodentyp II	1,05	1,44	1,9	$1,9 + 0,08 \cdot (h_w - 12)$	0,6	0,38	0,25	3,0 m
Bodentyp III	1,0	1,4	3,2	$3,2 + 0,3 \cdot (h_w - 12)$	0,6	0,2	0,15	2,0 m
h_w in m	$f_{p,o}$				$f_{p,u}$			
	1	6	12	≥ 12	1	6	12	≥ 12
Bodentyp I	0,6	0,53	0,45	$0,45 - 0,01 \cdot (h_w - 12)$	1,2	0,7	0,4	$0,4 - 0,05 \cdot (h_w - 12)$
Bodentyp II	0,5	0,68	0,9	$0,9 + 0,04 \cdot (h_w - 12)$	1,45	0,45	0	0
Bodentyp III	0,8	0,8	2,3	$2,3 + 0,25 \cdot (h_w - 12)$	1,2	0,45	0	0

Anmerkung: Schichtmächtigkeit h_w in m; Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

gen Abschätzung des Seitendrucks eine Vielzahl von Ansätzen vor, die eine große Streubreite an Ergebnissen lieferten. Dabei blieben maßgebliche Einflussfaktoren auf den Seitendruck in der Regel unberücksichtigt. Versuchsergebnisse zum Seitendruck lagen teilweise widersprüchlich vor. Mit kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen wurden zunächst die wesentlichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck identifiziert. Basierend auf Vergleichsberechnungen mit der Finite-Elemente-Methode, validiert an Messwerten von in der Literatur dokumentierten Versuchen unter in-situ-Spannungsverhältnissen, konnte ein vereinfachtes numerisches Modell abgeleitet werden, das die Aufbringung einer Bodenauflast neben einer Pfahlgründung abbildet. Mit diesem FE-Modell wurde mit systematischen numerischen Parameterstudien eine Quantifizierung aller festge-

stellten maßgeblichen Einflussfaktoren vorgenommen, die Grundlage der Ableitung des dargestellten Näherungsansatzes zur Berechnung des Seitendrucks auf Pfahlgründungen ist. Dieser Näherungsansatz kann weitgehend alle maßgeblichen Baugrundverhältnisse und geometrischen Randbedingungen berücksichtigen sowie den Seitendruck auch in Vorbruchzuständen des Bodens berechnen. Bei der Gegenüberstellung von Berechnungsergebnissen des Näherungsansatzes und dem gemessenen oder numerisch abgeleiteten Seitendruck von fünf in der Literatur dokumentierten Projekten in [8] konnten zufriedenstellende Übereinstimmungen gezeigt werden. Damit liegt auch gegenüber den Regelungen in [2] ein durch Versuche und numerischen Berechnungen abgesicherter verbesserter Berechnungsansatz vor.

Literatur

[1] DIN 1054: 2010–12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regeln zu DIN EN 1997–1. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

[2] EA-PFÄHLE: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. Arbeitskreis „Pfähle“ der DGGT (Hrsg.), 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2012.

[3] DIN EN 1997–1:2009–09, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth Verlag, Berlin, 2009.

[4] Fedders, H.: Seitendruck auf Pfähle durch Bewegung von weichen bindigen Böden – Empfehlung für Entwurf und Bemessung. In: Geotechnik 1 (1978), Heft 2, S. 100–104.

[5] Chen, L. T.: The effect of lateral soil movements on pile foundation. University of Sydney, Australia, Dissertation, 1994.

[6] Pan, J. L.; Goh, A. T. C.; Wong, K. S. et al.: Ultimate soil pressures for piles subjected to lateral soil movements. In: J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., Vol. 128 (2002), Iss. 6, pp. 530–535.

[7] Miao, L. F.; Goh, A. T. C.; Wong, K. S. et al.: Ultimate soil pressure for pile groups in soft clay subjected to lateral soil movements. In: DFI Journal, Vol. 2 (2008), Iss. 1, pp. 42–51.

[8] Bauer, J.: Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebungen. Universität Kassel, Dissertation, Heft 26, 2016.

[9] Wenz, K.-P.: Über die Größe des Seitendruckes auf Pfähle in bindigen Erdstoffen. Universität Karlsruhe, Dissertation, Heft 12, 1963.

[10] Mühl, A.; Thä, P. C.; Glockner, A. et al.: Instrumentation and monitoring of a full-scale test on pile foundations for overhead bridge cranes. In: 8th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Berlin (2011), pp. 1–20.

[11] Uriel, S.; Uriel, A. O.; Oteo, C. S. et al.: Behaviour of precast piles under lateral pressures at a shipbuilding site. In: Proc. 6th ECSMGE, Wien (1976), pp. 585–590.

[12] Bransby, F.: Piled Foundations adjacent to surcharge Loads. University of Cambridge, UK, Dissertation, 1995.

[13] Reul, O.; Bauer, J.; Mühl, A. et al.: Messungen und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Pfahlgründung für eine Brückenkrananlage im weichen Ton. Universität Darmstadt (2013), Heft 92, S. 181–209.

[14] Niemunis, A.: Extended hypoplastic models for soils. Ruhr-Universität Bochum, Habilitation, Heft 34, 2003.

[15] Brinkgreve, R. B. J.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W. M.: Plaxis 2016. Plaxis bv, Delft, 2016.

[16] Bauer, J.; Reul, O.: Numerische Untersuchungen zum Einfluss von Sandeinlagerungen in weichen bindigen Böden auf den Pfahlseitendruck. In: BAW-Mitteilungen, Nr. 98, Karlsruhe, 2016, S. 23–37.

[17] Wolf, A.; Thamm, B.: Messungen des Seitendrucks auf Großbohrpfähle eines Brückenwiderlagers. In: Bautechnik 65 (1988), Heft 3, S. 80–87.

[18] Leinenkugel, H. J.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Universität Karlsruhe, Dissertation, Heft 66, 1976.