

# Ermittlung der Tragfähigkeit von vibrierten Stahlrohrpfählen

Patrick Lammertz & Werner Richwien

## 1 Einleitung

Obwohl Ergebnisse zahlreicher Forschungsarbeiten über das Tragverhalten von Pfählen vorliegen, ist es bis heute nicht möglich, deren Widerstands - Setzungs - Verhalten bzw. die zu erwartende Grenzlast mit einem allgemeingültigen Berechnungsmodell zu ermitteln.

Die Gründe hierfür sind vielfältig. Die beim Eindringvorgang des Pfahls, bei der Standzeit sowie der anschließenden statischen Belastung auftretenden bodenmechanischen Prozesse (Bild 1) können mit Berechnungsmodellen auf theoretischer Grundlage kaum bzw. nicht erfasst werden. Vor allem die Auswirkung des Einbringvorgangs auf die Tragfähigkeit des Pfahls und die damit verbundene Änderung des Spannungszustands und der Lagerungsdichte des Bodens lassen sich bisher nur rein qualitativ beschreiben. Auch führt die anschließende statische Pfahlbelastung zu Zusammendrückungs- und Auflockerungsvorgängen in der Pfahlumgebung sowie, als Folge der Wechselwirkung zwischen Spitzenwiderstand und Mantelreibung, zu einer Verspannung des Bodens. Auch diese Phänomene lassen sich mathematisch nur unzureichend beschreiben.

### Einbringvorgang

- führt zu Änderung des Spannungszustands und der Lagerungsdichte infolge
  - Bodenverdrängung
  - Bodenumlagerung
  - Scherbeanspruchung
- beeinflusst die Pfropfenbildung
- führt zu residualen Spannungen im Pfahl

### Standzeit des Pfahls

- führt zum Abbau von Porenwasserüberdruck
- ist verbunden mit Alterungs- und Umlagerungsprozessen im Boden
- führt zu Korrosionsvorgängen

### Statische Belastung

- führt zu Wechselwirkung zwischen Spitzenwiderstand und Mantelreibung
- hat Einfluss auf die Aktivierungswege von Mantelreibung und Spitzenwiderstand
- bestimmt den Mobilisierungsgrad der Mantelreibung
- beeinflusst die Pfropfenbildung

Bild 1: Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen

So ist das direkteste und einzig verlässliche Mittel zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Pfählen, die durch Probelastung ermittelte Widerstands - Setzungs - Linie. Durch diese

werden die Baugrundverhältnisse und die Pfahlherstellung und die damit entstehenden Veränderungen im Boden zutreffend erfasst (EMPFEHLUNGEN FÜR STATISCHE UND DYNAMISCHE PFAHLPRÜFUNGEN, 1998). Jedoch ist eine Probelastung aufwändig, und im Vorfeld der Baumaßnahme nicht immer möglich. Insofern wäre eine Prognose der Tragfähigkeit auf Grundlage der Baugrunderkundung und in Abhängigkeit vom Einbauverfahren eine wichtige Erweiterung der Planungsgrundlagen und der baubegleitenden Überwachung.

Bei geramnten Pfählen in nichtbindigem Baugrund haben sich hierfür vor allem halbempirische Berechnungsansätze durchgesetzt, deren Grundlage die Ableitung des Pfahlwiderstands aus mit der Drucksonde (CPT) gemessenen Sondierspitzenwiderständen  $q_c$  ist. Weiter lassen sich anhand der Ergebnisse von Proberammung und Probelastung Rammkriterien für die Bauwerkspfähle ableiten, so dass bei geramnten Pfählen die Rammenergie ein Maß für die Tragfähigkeit darstellt. Im Gegensatz dazu, ist derzeit eine zuverlässige Ableitung der Tragfähigkeit vibrierter Pfähle weder auf Grundlage der Ergebnisse der Baugrunderkundung noch aus den Daten der Einbringung möglich.

Der vorliegende Beitrag zeigt auf, dass mit den bestehenden, vorwiegend für geramnte Pfähle hergeleiteten Berechnungsansätzen die Tragfähigkeit von vibrierten Pfählen nicht hinreichend genau ermittelt werden kann. Demzufolge wird ein neues Verfahren vorgeschlagen, das ebenfalls auf den Sondierspitzenwiderstand  $q_c$  basiert, zudem jedoch die Auswirkung des Einbringvorgangs auf die Tragfähigkeit vibrierter Pfähle berücksichtigt. Des Weiteren konnte anhand von Felduntersuchungen nachgewiesen werden, dass eine nichtlineare Beziehung zwischen der Tragfähigkeit eines vibrierten Pfahls und seinem normierten Eindringwiderstand besteht.

## **2 Feldversuche**

Im Rahmen des Bauvorhabens Emspier im Emdener Außenhafen wurden in der Zeit von 2002 bis 2004 Felduntersuchungen zur Tragfähigkeit von vibrierten Pfählen durchgeführt. Untersucht wurden insgesamt 6 Pfahlpaare, darunter 8 vibrierte Stahlrohrpfähle ( $\varnothing 914,7 / t=12,7$  mm), die in locker bis sehr dicht gelagerten Sanden einbinden. Für den Bereich der Emspier liegen Ergebnisse von insgesamt 26 Drucksondierungen, 6 Bohrlochrammsondierungen, 8 Bohrungen sowie die Auswertungen von boden-

mechanischen Laborversuchen an Bohrkernproben aus unterschiedlichen Tiefen vor. Jeweils mindestens eine Drucksondierung befindet sich in unmittelbarer Nähe eines Pfahlpaars. Ein typischer Baugrundaufbau für das Baugebiet ist in Bild 2 dargestellt.

Direkt unter der Gewässersohle stehen Weichschichten an, bestehend aus Schllick, Klei und locker gelagerten Sandschichten. Die Mächtigkeit dieser Schicht liegt zwischen 6 und 13 Metern. Darunter folgen Sande mit Sondierspitzenrücken von rd. 10 bis 20 MN/m<sup>2</sup>, das heißt die Lagerungsdichte ist mindestens mitteldicht bis dicht. Zwischengelagert sind immer wieder locker gelagerte Schichtpakete von wenigen Dezimetern bis max. 2 Meter Dicke. Ab rd. -27 m NN sind Sondierspitzenrücken zwischen 20 und 35 MN/m<sup>2</sup>, teilweise auch höher, erkundet worden. Die Lagerungsdichte der Sandschichten in diesen Tiefen ist damit mindestens dicht.

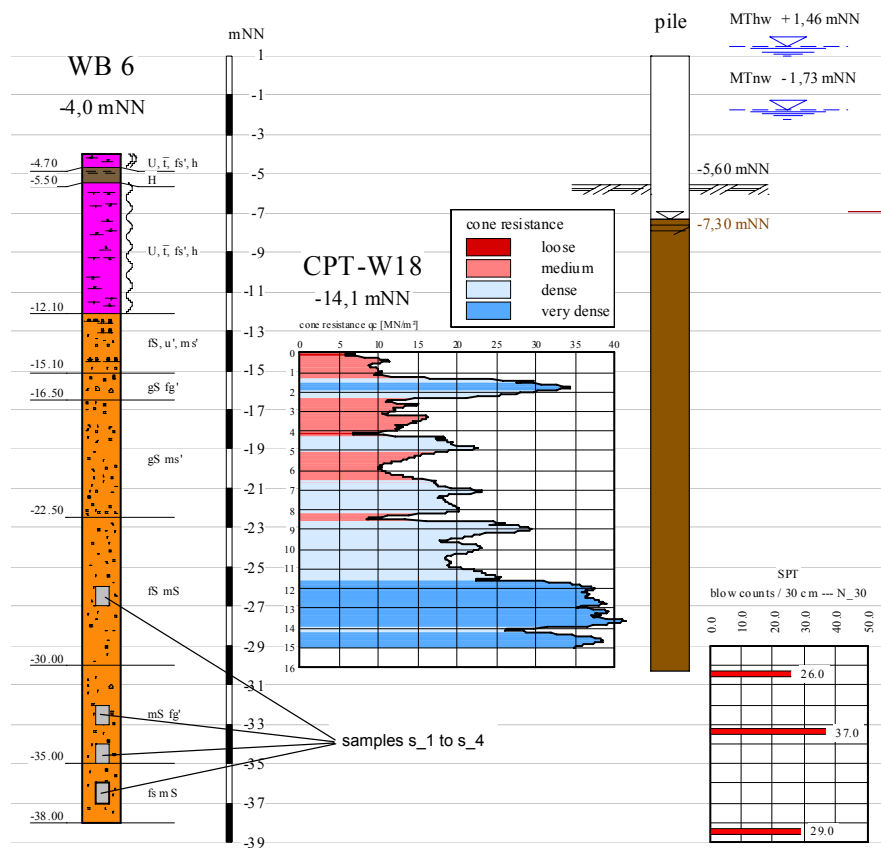


Bild 2: Charakteristischer Baugrundaufbau im Baugebiet

Die Ergebnisse der Korngrößenverteilungen der aus unterschiedlichen Tiefen gewonnenen Bohrkernproben zeigen, dass die Sande in einem relativ schmalen Band im Bereich der Fein- bis Grobsande (zum Teil feinkiesig) liegen. Es handelt sich bei allen

Proben um enggestufte, gleichförmige Sande. Die Auswertung der direkten Scherversuche, durchgeführt mit verschiedenen Normalspannungen und unterschiedlichen Lagerungsdichten ergaben Peak - Werte von bis zu 40° und einen Restreibungswinkel von ca. 35°.

Von den acht mit unterschiedlicher Frequenz und verschiedenen statischen Momenten einvibrierten Pfählen wurden 3 Pfähle (Länge  $l = 31,3$  m) auf  $-30,3$  m NN, 4 Pfähle auf  $-25,55$  m NN und 1 Pfahl ( $l = 27,5$  m) auf  $-24,5$  m NN abgesetzt. Das Vibrieren der Pfähle erfolgte freireitend mit einer MS – Vibrationsramme (Typ 32 HFV), deren Kenndaten in Bild 3 dargestellt sind.

**Vibrationsramme MS 32 HFV**

Frequenz (max)	$f = 39,6$ Hz
Statisches Moment	$M_{st} = 0-32$ kgm
Masse der Ramme	$m_v = 7500$ kg
Masse der Erregerzelle	$m_e = 5100$ kg
Betriebsdruck (max)	$p = 350$ bar
Schluckvolumen (max)	$Q = 1045$ l/min
<b>Klemmzange 2*MSU 150</b>	
Masse	$m_c = 1540$ kg
<b>Kraftstation MS-A 675 V</b>	
Schluckvolumen	$Q = 1065$ l/min
Betriebsdruck (max)	$p = 380$ bar

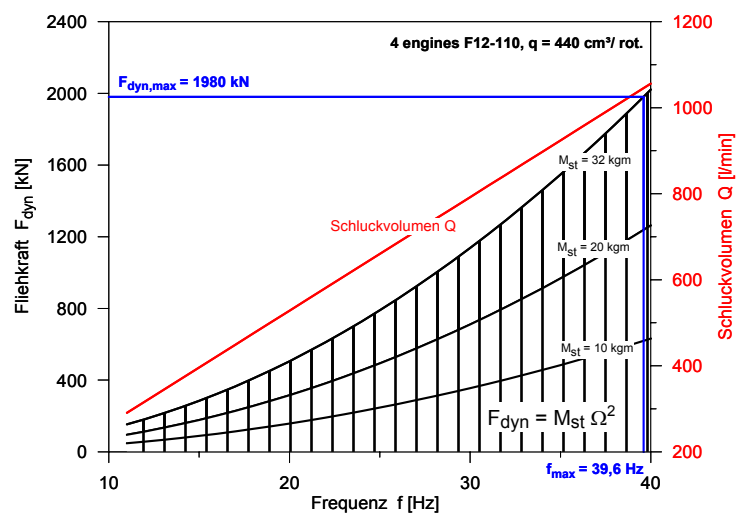


Bild 3: Kenndaten der verwendeten Vibrationsramme MS - 32 HFV

Die Instrumentierung der Vibrationsrammung bestand aus insgesamt fünf Sensoren, die digital und in Abhängigkeit von der Zeit die Parameter Erregerkreisfrequenz, Öldruck des Antriebsmotors, Eindringtiefe, Beschleunigung der Erregerzelle und das statische Moment aufzeichneten. Bild 4 zeigt exemplarisch das Vibrationsprotokoll des Pfahls R 4, das die Frequenz und das statische Moment sowie die Fliehkraft wiedergibt. Darüber hinaus ist die Eindringzeit, ca. 2 Minuten für die letzten 5 Meter, sowie die Eindringgeschwindigkeit, von anfänglich 50 mm/s auf ca. 30 mm/s absinkend, dargestellt.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Stahlrohrpfähle dienten sowohl statische als auch dynamische Probelastungen, wobei die Auswertung der dynamischen Probelastungen mit dem erweiterten Auswertverfahren (CAPWAP) erfolgte. Die

Standzeit zwischen der Einbringung und der Probelastung liegt bei allen Pfähle zwischen 7 und 19 Tagen.

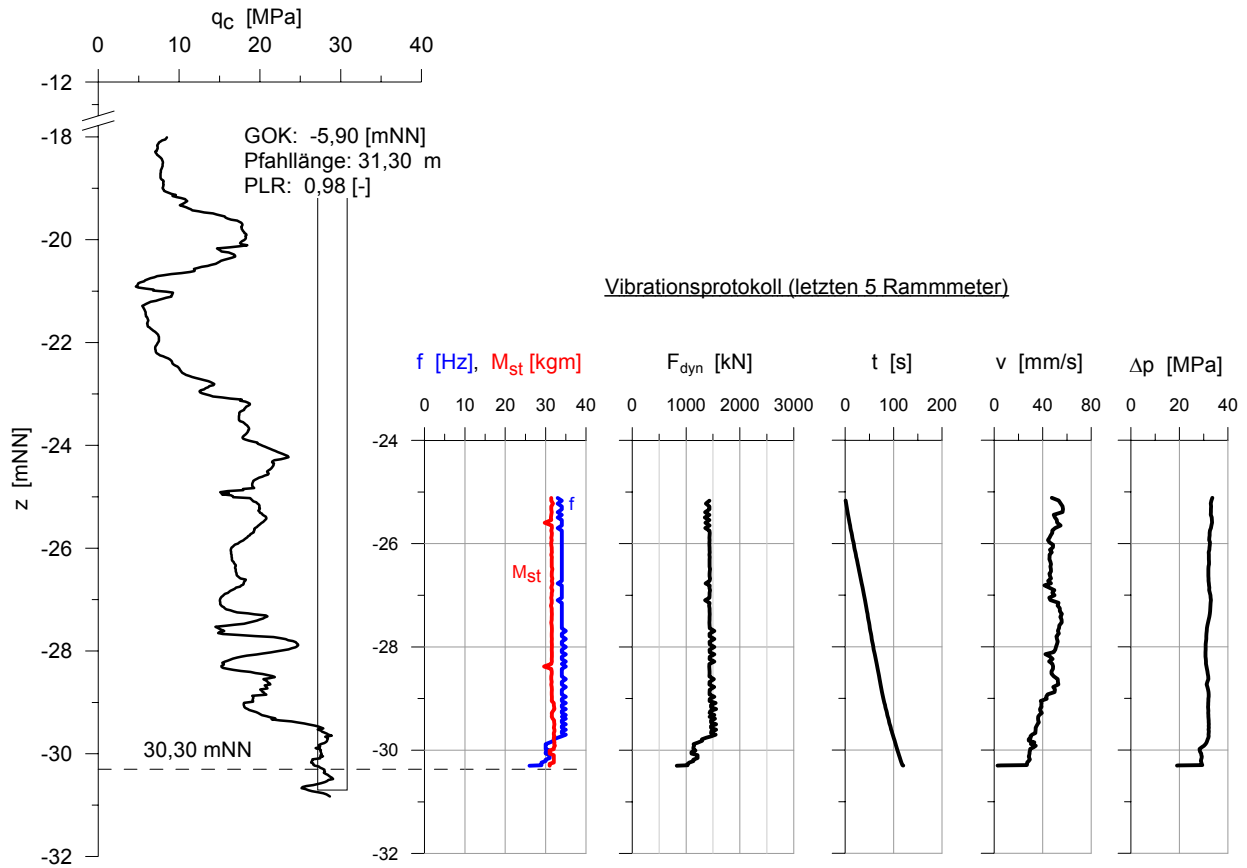


Bild 4: Vibrationsprotokoll des Pfahls R 4

### 3 Korrelation zwischen Herstelldaten und Pfahltragfähigkeit

Die dem System Pfahl / Boden pro Zyklus zugeführte Energie lässt sich qualitativ in einen Teil zerlegen, der für die plastische Deformation des Bodens an der Spitze und am Mantel benötigt wird und die Eindringung bewirkt sowie in einen Energieanteil, der im Kontakt zwischen Boden und Pfahl infolge Reibung dissipiert und in Form von Wellen abgestrahlt wird. Die wechselseitige Abhängigkeit der verschiedenen Energieanteile von den Maschinenparametern, vom Spannungszustand und der Lagerungsdichte sowie von den Pfahleigenschaften macht die qualitative und quantitative Wirkung aus. Es ist offensichtlich, dass eine Beziehung zwischen der Schwingbewegung des Pfahls und dessen Tragfähigkeit nicht durch eine einfache Bilanzierung der Energie bzw. der Leistung erfolgen kann. Die Ermittlung des Eindringwiderstands erfordert die Kenntnis des Energieanteils, der für die Eindringung notwendig ist. Er ließe sich aber nur quantifizieren,

wenn am Pfahlkopf und am Pfahlfuß die Kraft und die Geschwindigkeit gemessen würde. Dies ist aber in Hinblick auf eine wirtschaftliche Pfahlgründung im laufenden Baubetrieb nicht möglich. Eine Ermittlung der Tragfähigkeit aus den Herstelldaten bedeutet zudem eine Korrelation zwischen statischem und dynamischem Bodenwiderstand, d.h. es ist eine quantitative Erfassung der während des Einvibrierens wirksamen Scherfestigkeit notwendig. Anhand der Feldversuche konnte jedoch gezeigt werden, dass zwischen Tragfähigkeit und Eindringverhalten vibrierter Pfähle ein nichtlinearer Zusammenhang besteht, mit dem zumindest Rammkriterien für die Gründungspfähle einer Baumaßnahme definiert werden können.

In einem kurzen Zeitabschnitt kann die Bewegung des Systems Ramme / Pfahl als Überlagerung einer harmonischen Bewegung und einer Abwärtsbewegung mit konstanter Eindringgeschwindigkeit dargestellt werden (DIERSSEN 1994).

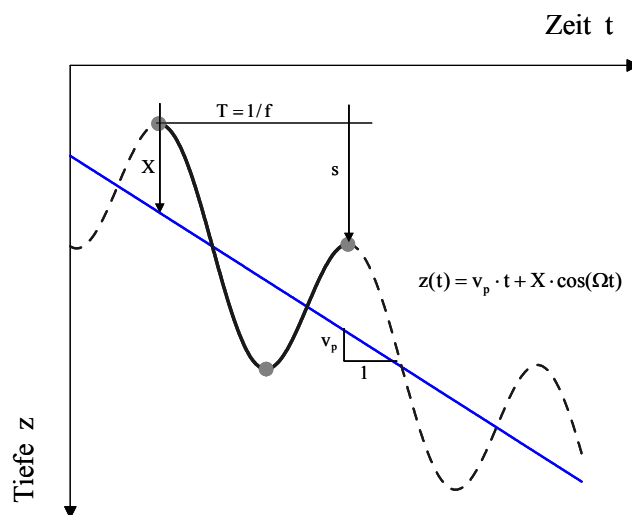


Bild 5: Bewegung des Systems

Der Quotient aus Eindringgeschwindigkeit  $v_p$  und Erregerfrequenz  $f$  ergibt die Eindringung pro Zyklus:

$$s = \frac{v_p}{f} \quad [1]$$

Der normierte Eindringwiderstand  $N$  wird definiert als Verhältnis zwischen der Eindringung und der aufgebrauchten Leistung  $P$  pro Zyklus:

$$N = \frac{s}{P} \quad [2]$$

Die Leistung P kann nun ermittelt werden, indem entweder die Leistung der Vibrationsramme oder die Leistung der Bewegung des Systems Ramme / Pfahl zugrunde gelegt wird. Die Leistung der Vibrationsramme berechnet sich aus dem Schluckvolumen der Pumpe Q und dem Öldruck  $\Delta p$  zu (siehe Bild 3):

$$P_{th} = Q \cdot \Delta p \quad [3]$$

Zur Ermittlung der Leistung des Systems Ramme / Pfahl muss ein physikalisches Modell der Eindringung des Pfahl in den Boden definiert werden. Wird beispielsweise ein System aus Masse, Feder und Dämpfer gewählt, so ergibt sich die Leistung  $P_{bew}$  in Abhängigkeit vom statischen Moment ( $M_{st}$ ), der Frequenz (f) sowie der Amplitude (X) und dem Phasenwinkel ( $\psi$ ) zu:

$$P_{bew} = \frac{1}{2} \cdot M_{st} \cdot (2\pi \cdot f)^3 \cdot X \cdot \sin \psi \quad [4]$$

Der nichtlineare Zusammenhang zwischen der Tragfähigkeit R und dem normierten Eindringwiderstand N lässt sich entsprechend den Feldversuchen am besten mit einer Potenzfunktion wie folgt beschreiben.

$$R = a \cdot N^{-b} \quad [5]$$

In Bild 6 ist für die acht vibrierten Stahlrohrpfähle jeweils die gemessene Tragfähigkeit  $R_m$  über den normierten Eindringwiderstand N aufgetragen, wobei a und b die entsprechenden Korrelationskonstanten darstellen. Bei der Ermittlung von  $P_{bew}$  wurde  $\sin \psi = 1$  angenommen, da der Phasenwinkel  $\psi$  während der Vibrationsrammung nicht aufgezeichnet wurde. Deutlich zu erkennen ist die nichtlineare Beziehung zwischen Tragfähigkeit und Eindringwiderstand, wobei eine relativ gute Korrelation mit der Potenzfunktion erzielt werden konnte. Der Korrelationskoeffizient r liegt bei beiden Ansätzen über 0,9. Die etwas geringere Übereinstimmung der auf der Ermittlung der Leistung der Bewegung beruhenden Ausgleichskurve, wird einerseits auf die fehlende Aufzeichnung des Phasenwinkels und andererseits auf die Linearität des Modells zurückgeführt. In Hinblick auf eine arbeitsintegrierte sowie baubegleitende Kontrollmethode beim Vibrationsrammen, erscheint der hier vorgestellte Ansatz jedoch als zweckmäßig.

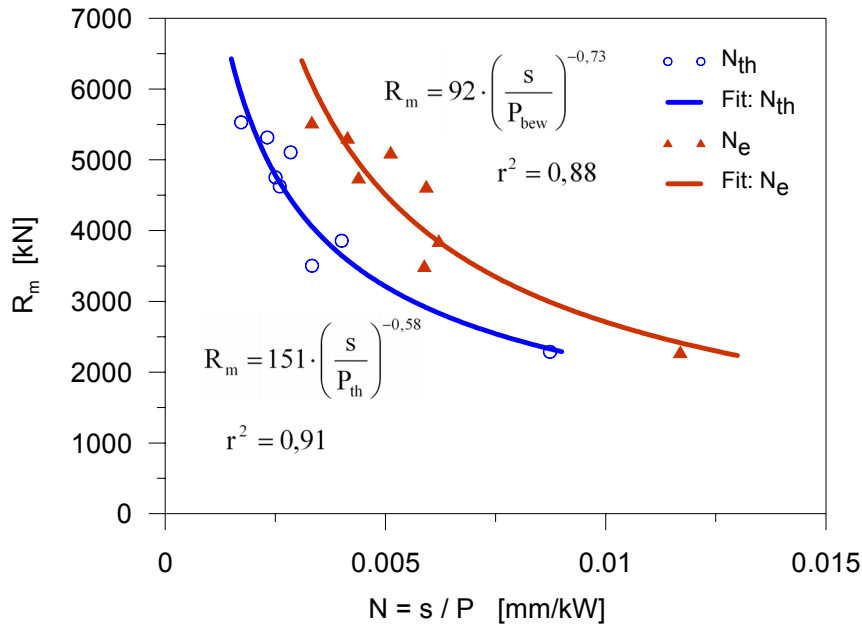


Bild 6: Gemessene Tragfähigkeit in Abhängigkeit des normierten Eindringwiderstands

#### 4 Ableitung der Tragfähigkeit aus halbempirischen Berechnungsansätzen

Zur Abschätzung der Tragfähigkeit von gerammten Einzelpfählen in nichtbindigen Böden haben sich international vor allem halbempirische Berechnungsansätze durchgesetzt. Die in diesem Beitrag verwendeten Ansätze sind in den Tabellen 1 und 2 (siehe folgende Seiten) zusammengestellt, wobei es sich hier ausschließlich um Verfahren handelt, die auf Ergebnisse zahlreicher Versuche und Probelastungen basieren sowie sich in der Praxis bewährt haben. Hierbei berücksichtigt das Verfahren nach WITZEL (2004) als einziges die Art der Einbringung insofern, als die für gerammte Pfähle vorgeschlagenen Werte bei vibrierten Pfählen um 25 % abzumindern sind.

Die Ermittlung des Pfahlwiderstands erfolgt bei den halbempirischen Berechnungsansätzen durch Superposition der Anteile aus Pfahlmantelwiderstand  $R_s$  und Pfahlfußwiderstand  $R_b$ :

$$R = R_s + R_b = q_s \cdot A_s + q_b \cdot A_b \quad [6]$$

Dabei bezeichnen  $q_s$  die Pfahlmantelreibung und  $A_s$  die Pfahlmantelfläche sowie  $q_b$  den Pfahlspitzenwiderstand und  $A_b$  die Pfahlfußfläche.



Bei den Berechnungsansätzen der niederländischen (NEN 6743, in EVERTS & LUGER, 1997) und französischen (Fascicule 62-V, in BUSTAMANTE & FRANK, 1997) Norm und dem Verfahren nach WITZEL wird die Mantelreibung direkt aus dem Sondierspitzenwiderstand abgeleitet, wobei dieser mit einem empirischen Faktor  $\alpha_s$  abgemindert wird. Darüber hinaus ist nach WITZEL der empirische Faktor abhängig von der Rammarbeit.

Die Ermittlung der Pfahlmantelreibung nach ICP (JARDINE et al., 2005), UWA (LEHANE et al., 2005), FUGRO (CLAUSEN et al., 2005) und API (2000) erfolgt gemäß erdstatischem Ansatz:

$$q_s = (\sigma'_r + \Delta\sigma'_r) \cdot \tan \delta \quad [7]$$

Darin sind  $\sigma'_r$  die effektive Radialspannung am Pfahlmantel im Ruhezustand,  $\Delta\sigma'_r$  die Zunahme der Radialspannung bei statischer Belastung infolge Dilatanz sowie  $\delta$  der Kontaktreibungswinkel zwischen Pfahl und Boden. Während die Radialspannung nach API aus der Multiplikation der Vertikalspannung mit dem Erddruckbeiwert bestimmt wird, ist sie bei den anderen Verfahren gemäß Gl. [8] direkt abhängig von  $q_c$ .

$$\sigma'_r = a \cdot q_c \cdot \left( \frac{L-z}{d} \right)^b \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^c \quad [8]$$

Hierbei bedeuten L die Einbindetiefe des Pfahls, z die Laufkoordinate ab GOK, d der Pfahldurchmesser,  $\sigma'_v$  die effektive Vertikalspannung und  $p_a$  der atmosphärische Druck. Der Term  $a \cdot q_c$  repräsentiert die maximal auf den Pfahlschaft unmittelbar nach passieren des Pfahlfußes wirkende effektive Radialspannung. Die Abnahme der lokalen Mantelreibung mit zunehmender Eindringtiefe des Pfahls infolge Scherbeanspruchung wird durch den Term  $\left( \frac{L-z}{d} \right)^b$  berücksichtigt, sowie der Einfluss der Vertikalspannung mit zunehmender Tiefe durch  $\left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^c$ . Die empirischen Koeffizienten und Exponenten a, b und c werden anhand der vorliegenden Datensätze entsprechend angepasst.

Die auf den Schaft eines offenen Pfahls wirkende Radialspannung ist geringer als bei einem vergleichbaren Pfahl mit geschlossener Spitze (WHITE et al., 2005). Nach FUGRO und ICP wird dies berücksichtigt, indem bei offenen Pfählen anstelle des

Durchmessers  $d$  bzw. Radius  $r$  der effektive Durchmesser  $d_{\text{eff}}$  bzw. der effektive Radius  $r_{\text{eff}} = \sqrt{r^2 - r_i^2}$  eingesetzt wird. Beim UWA - Verfahren wird, basierend auf der Theorie der Hohlraumauflösung, die Beziehung  $\sigma'_{r,\text{offen}} / \sigma'_{r,\text{geschlossen}} = (\alpha_r)^{0,3} = \left(1 - (d_i/d)^2\right)^{0,3}$  verwendet.

Tabelle 1: Ermittlung der Mantelreibung offener Stahlrohrpfähle

Verfahren	Mantelreibung	Parameter
ICP (2005)	$q_s = (\sigma'_r + \Delta\sigma'_r) \cdot \tan \delta$ $\sigma'_r = 0,029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{0,13} \cdot \left(\max\left(\frac{h}{r_{\text{eff}}}, 8\right)\right)^{-0,38}$ $\Delta\sigma'_r = 2 \cdot G \cdot \frac{\Delta r}{r}$	$G = q_c \cdot [A + B \cdot \eta - C \cdot \eta^2]^{-1}; \eta = \frac{q_c}{(\sigma'_v \cdot p_a)^{0,5}}$ $A = 0,0203; B = 0,00125; C = 1,216 \cdot 10^{-6}$ $r_{\text{eff}} = \sqrt{r^2 - r_i^2}; \Delta r = 0,02 \text{ mm}$ $\delta = f(d_{50}; R)$
WITZEL (2004)	$q_s = \alpha_s \cdot q_c$	$\alpha_s = f(q_c, W)$
UWA (2005)	$q_s = (\sigma'_r + \Delta\sigma'_r) \cdot \tan \delta$ $\sigma'_r = 0,03 \cdot q_c \cdot (\alpha_r)^{0,3} \cdot \left(\max\left(\frac{h}{d}, 2\right)\right)^{-0,5}$ $\Delta\sigma'_r = 2 \cdot G \cdot \frac{\Delta r}{r}$	$\alpha_r = 1 - (d_i/d_2)^2$ $G = q_c \cdot 185 \cdot (q_{c,N})^{-0,7}; q_{c,N} = \frac{q_c \cdot p_a}{(\sigma'_v \cdot p_a)^{0,5}}$
NGI (2005)	$q_s = 1,3 \cdot \frac{z}{L} \cdot p_a \cdot F_{Dr} \cdot (\sigma'_v/p_a)^{0,25}$	$F_{Dr} = 2,1 \cdot (D_r - 0,1)^{1,7}$ $D_r = 0,4 \cdot \ln\left(q_c / 22 / (\sigma'_v \cdot p_a)^{0,5}\right)$
API (2000)	$q_s = \sigma'_v \cdot K \cdot \tan \delta$	$\delta = f(D_r) = 15 \dots 35 [^\circ]$ $K = 0,8$
NEN 6743 (1993)	$q_s = \alpha_s \cdot q_c$	$q_c \leq 15 \text{ [MPa]} \text{ bzw. } \leq 12 \text{ [MPa]}$ $\alpha_s = 133^{-1}$
FUGRO (2005)	$q_s = \sigma'_r \cdot \tan 29^\circ$ $q_s = 0,144 \cdot q_c \cdot (\sigma'_v/p_a)^{0,05} \cdot (h/r_{\text{eff}})^{-0,9}$ $q_s = 0,144 \cdot q_c \cdot (\sigma'_v/p_a)^{0,05} \cdot (h/r_{\text{eff}})^{-0,9} \cdot h/(4 \cdot r_{\text{eff}})$	$\text{für } h/(4 \cdot r_{\text{eff}}) \geq 4$ $\text{für } h/(4 \cdot r_{\text{eff}}) < 4$
FASCICULE 62-V (1993)	$q_s = \alpha_s \cdot q_c \leq q_{s,\text{grenz}}$ $\alpha_s = 300^{-1}; q_{s,\text{grenz}} = 80 \text{ [kPa]}$	

$d$ : Pfahldurchmesser,  $d_i$ : innerer Pfahldurchmesser,  $r$  = Pfahlradius,  $d_{50}$ : mittlerer Korndurchmesser

$R$ : Rauigkeit der Pfahloberfläche,  $\Delta r$ : Aufweitungsmaß,  $p_a$ : atmosphärischer Druck (=100 kPa),  $\sigma'_v$ : effektive Vertikalspannung  
 $h=L-z$  mit  $L$ : Einbindetiefe,  $z$ : Laufkoordinate ab OK der tragfähigen Schicht,  $W$ : mittlere Rammarbeit [MNm/m]

$D_r$ : bezogene Lagerungsdichte,  $\delta$ : Kontaktreibungswinkel zwischen Boden und Pfahl,  $K$ : Erddruckbeiwert

Tabelle 2: Ermittlung des Spitzenwiderstands offener Stahlrohrpfähle

Verfahren	feste Pfropfenbildung	keine Pfropfenbildung
ICP (2005)	$q_{b,plug} = \frac{1}{2} q_b$ $q_b = q_{c,a} \cdot [1 - 0,5 \cdot \log(d/d_{CPT})]$	$q_{b,unplug} = q_{c,a} \cdot \alpha_r$ <p><math>q_{c,a}</math>: äquivalenter Sondierspitzenwiderstand nach BUSTAMANTE &amp; GIANESSELLI (1982)</p>
WITZEL (2004)	$q_{b,plug} = 0,55 \cdot q_b$ $q_b = f(q_{c,m}; W_{8d})$	$q_{b,unplug} = 2 \cdot q_b \cdot \alpha_r$ <p><math>q_{c,m}</math>: mittlerer Sondierspitzenwiderstand 1d ober- und 4d unterhalb der Pfahlspitze  <math>W_{8d}</math>: Rammarbeit auf dem letzten 8d m</p>
UWA (2005)	$q_{b,plug} = 0,6 \cdot q_{c,UWA}$ <p><math>q_{c,UWA}</math>: äquivalenter Sondierspitzenwiderstand nach DE RUITER &amp; BERINGEN (1979), jedoch mit <math>d'</math></p>	$q_{b,unplug} = q_{b,w} \cdot \alpha_r + q_{b,i} (1 - \alpha_r)$ $q_{b,w} = 0,6 \cdot q_{c,UWA}$ $q_{b,i} = 0,15 \cdot q_{c,UWA}$
NGI (2005)	$q_b = \min[q_{b,plug}; q_{b,unplug}]$ $q_{b,plug} = \frac{0,7}{1 + 3 \cdot D_r^2} \cdot q_{c,tip}$ $D_r = 0,4 \cdot \ln \left[ q_c / 22 / (\sigma'_v \cdot p_a)^{0,5} \right]$ <p><math>q_{c,tip}</math>: Sondierspitzenwiderstand in Höhe der Pfahlfußebene</p>	$q_{b,unplug} = q_{b,w} \cdot \alpha_r + q_{b,i} (1 - \alpha_r)$ $q_{b,w} = q_{c,tip}$ $q_{b,i} = 12 \cdot q_{s,m} \frac{L}{d_i}$
API (2000)	$q_b = \min[q_{b,plug}; q_{b,unplug}]$ $q_{b,plug} = q_b = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,grenz}$ $N_q = f(D_r) = 8 \dots 50 [-]$ $q_{b,grenz} = f(D_r) = 48 \dots 115 \text{ [MPa]}$ <p><math>N_q</math>: Tragfähigkeitsbeiwert  <math>q_{b,grenz}</math>: Grenzwert für den Spitzenwiderstand</p>	$q_{b,unplug} = q_{b,w} \cdot \alpha_r + q_{b,i} (1 - \alpha_r)$ $q_{b,w} = q_b = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,grenz}$ $q_{b,i} = 4 \cdot q_{s,m} \frac{L}{d_i}$
NEN 6743 (1993)	$q_{b,plug} = \min[q_{c,NEN}; 15]$ <p><math>q_{c,NEN}</math>: äquivalenter Sondierspitzenwiderstand nach de Ruiter &amp; Beringen (1979)</p>	$q_{b,unplug} = q_{b,w} \cdot \alpha_r + q_{b,i} (1 - \alpha_r)$ $q_{b,w} = \min[q_{c,NEN}; 15]$ $q_{b,i} = 4 \cdot q_{s,m} \frac{L}{d_i}$
FUGRO	$q_{b,plug} = q_{b,unplug} = 8,5 \cdot p_a \cdot (q_{c,tip} / p_a)^{0,5} \cdot (\alpha_r)^{0,25}$	
FASCICULE 62-V (1993)	$q_{b,plug} = q_{b,unplug} = 0,15 \cdot q_{c,a}$	

$d_{CPT}$ : Durchmesser der Drucksonde (=0,036 m),  $q_{s,m}$ : mittlere Mantelreibung

Der Pfahlspitzenwiderstand wird im Allgemeinen aus dem äquivalenten Sondierspitzenwiderstand abgeleitet. Dieser entspricht je nach Verfahren entweder dem

Spitzenwiderstand der Drucksonde in Höhe des Pfahlfußes, dem Mittelwert in einem definierten Bereich um den Pfahlfuß oder wird nach BUSTAMANTE & GIANESELLI (1982) bzw. nach DE RUITER & BERINGEN (1979) ermittelt.

Bei offenen Stahlrohrpfählen ist der zu mobilisierende Fußwiderstand entscheidend davon abhängig, ob sich während der Rammung ein fest im Pfahl sitzender Bodenpfropfen bildet. Die Berechnungsansätze bei festem Bodenpfropfen sehen für den Spitzenwiderstand  $q_{b,plug}$  im Vergleich zum Vollquerschnitt reduzierte Werte vor, die auf die umrissene Pfahlfußfläche anzusetzen sind. Hiermit wird berücksichtigt, dass der Pfropfen weniger tragfähig ist als ein vergleichbarer Vollquerschnitt (ICP, WITZEL, NGI). Häufig wird jedoch auch der sich bei einem Vollquerschnitt anzusetzende Spitzenwiderstandswert direkt verwendet (API, NEN).

Tritt während der Rammung eine feste Verspannung des Bodens im Pfahl nicht ein (unplug), so setzt sich der Fußwiderstand  $q_{b,unplug} \cdot A_b$  aus dem Spitzenwiderstand  $q_{b,i}$  bezogen auf die innere Pfahlfußfläche  $A_{b,i}$  sowie einem Spitzenwiderstand  $q_{b,w}$  bezogen auf die Ringfläche des Stahlrohres ( $A_{b,w}$ ) zusammen. Erstgenannter Widerstandsanteil ergibt sich aus der Mantelreibung zwischen Pfahlinnenseite und Boden. Der Pfahlwiderstand errechnet sich zu:

$$R = q_s \cdot A_s + q_{b,unplug} \cdot A_b = q_s \cdot A_s + q_{b,w} \cdot A_{b,w} + q_{b,i} \cdot A_{b,i} \quad [9]$$

Für den Spitzenwiderstand  $q_{b,unplug}$  kann geschrieben werden:

$$q_{b,unplug} = q_{b,w} \cdot \alpha_r + q_{b,i} \cdot (1 - \alpha_r) \quad [10]$$

Hierbei ist  $\alpha_r$  die bezogene Pfahlfußfläche:

$$\alpha_r = A_{b,w} / A_b = 1 - (d_i / d)^2 \quad [11]$$

Die Berechnungsansätze für  $q_{b,unplug}$  sehen nun entweder eine empirisch abgeleitete Beziehung zum äquivalenten Sondierspitzenwiderstand vor (FASCICULE, FUGRO, ICP und WITZEL) oder aber berücksichtigen die Mantelreibung zwischen Pfahlinnenseite und Boden (NGI, NEN, API). Beispielsweise darf beim NGI-Verfahren eine innere

Pfahlmantelreibung  $q_{s,i}$  angesetzt werden, die der dreifachen äußere Mantelreibung entspricht:

$$q_{b,i} \cdot A_{b,i} = 3 \cdot q_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad [12]$$

$$\Rightarrow q_{b,i} = 3 \cdot q_{s,i} \cdot \pi \cdot d_i \cdot L / (\pi \cdot d_i / 4) = 12 \cdot q_{s,i} \cdot L / d_i$$

Nach JARDINE et al. (2005) ist die Pfropfenbildung abhängig von der Festigkeit des Baugrunds und dem Pfahldurchmesser. Von der Bildung eines festen Bodenpfropfens kann ausgegangen werden, wenn eines der folgenden empirischen Kriterien erfüllt ist:

$$d_i < 0,02 \cdot (D_r - 30) = d_{i,grenz} \quad [13]$$

$$d_i < 0,0083 \cdot d_{CPT} \cdot \frac{q_{ca}}{p_a} = d_{i,grenz} \quad [14]$$

Darin sind  $d_i$  der innere Pfahldurchmesser,  $D_r$  die bezogene Lagerungsdichte und  $q_{ca}$  der äquivalente Sondierspitzenwiderstand nach BUSTAMANTE & GIANESELLI (1982). Als innerer Grenzdurchmesser  $d_{i,grenz}$  wird hier der innere Pfahldurchmesser verstanden, bis zu dem noch mit einer festen Pfropfenbildung zu rechnen ist (Bild 7).

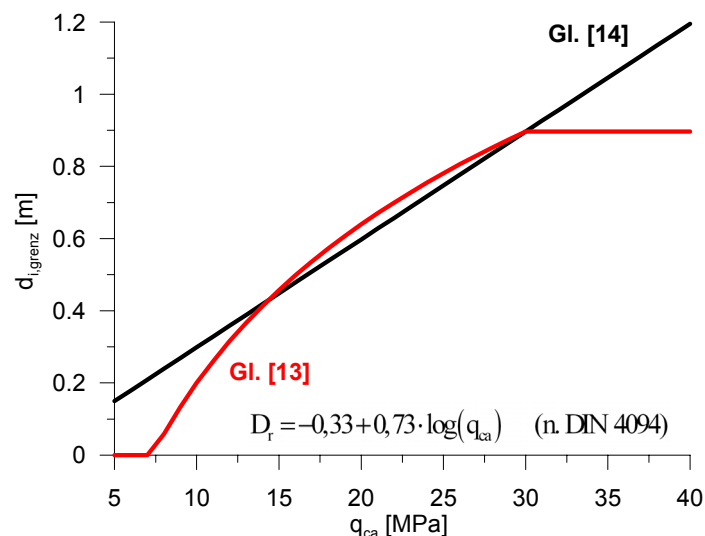


Bild 7:  $d_{i,grenz}$  in Abhängigkeit der Baugrundfestigkeit nach JARDINE et al. (2005)

JARDINE et al. (2005) stützen sich bei der empirischen Ableitung der oben genannten Formeln auf Ergebnisse von Felduntersuchungen, bei denen die Stahlrohrpfähle ausschließlich eingepresst worden sind. RANDOLPH et al. (1994) führen auf, dass neben

der Baugrundfestigkeit und dem Pfahldurchmesser vor allem die Art der Einbringung einen entscheidenden Einfluss auf die Pfcropfenbildung ausübt. So zeigen kleinmaßstäbliche wie auch Felduntersuchungen, dass sich während der Pfahleinbringung mittels Schlagrammung im Allgemeinen ein fester Bodenpfcropfen nicht bildet. Der Grund hierfür liegt nach RANDOLPH et al. (2003) unter anderem in der Trägheit des Bodens im Pfahlinnenen, die eine Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl begünstigt bzw. eine Verspannung zwischen Pfahlinnenseite und Boden im unteren Pfahlbereich behindert. Beim Vibrationsrammen vollführt der Pfahl eine axiale Schwingbewegung, deren Amplitude im Bereich von etwa 1 und 5 mm und deren Frequenz zwischen 20 und 40 Hz liegt. Diese hat eine Reduzierung der Scherfestigkeit des angrenzenden Bodens zur Folge, weshalb der Pfahl unter relativ geringer statischer Auflast in den Boden eingebracht werden kann. Die Abminderung der Scherfestigkeit während des Rammens steht der Bildung eines festen Bodenpfcropfens entgegen, sodass es unabhängig vom Pfahldurchmesser und der Baugrundfestigkeit fraglich ist, ob sich überhaupt ein Pfcropfen bilden kann. Die im Rahmen der eigenen Feldstudien durchgeführten Messungen zeigten, dass auch in sehr dicht gelagerten Böden eine Pfcropfenbildung für den untersuchten Pfahldurchmesser ( $d = 914,7 \text{ mm}$ ) nicht eintrat.

Allerdings bedeutet die fehlende feste Pfcropfenbildung während des Einvibrierens nicht, dass der Spitzenwiderstand bei der anschließenden statischen Belastung zur Abtragung von Vertikallasten nicht mobilisiert werden kann. Infolge der Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahlmantelinnenflächen treten große Horizontalspannungen auf (Siloeffekt). Die sich daraus im unteren Pfahlbereich entwickelnde hohe inneren Mantelreibung wird allerdings bei der Berechnung des Pfahlwiderstands offener Pfähle bisher nicht explizit berücksichtigt.

RANDOLPH et al. (1991) entwickelten das Konzept der aktiven Länge des Bodenpfcropfens, dass sich im Wesentlichen auf den Ansatz der Silotheorie stützt. Hierbei wird angenommen, dass sich die Bodensäule relativ zum Pfahl nach oben bewegt. Jedoch wird nicht die gesamte Bodensäule nach oben gedrückt, sondern die Kompression beschränkt sich auf den unteren Teil (Bild 8). Demnach tritt auch nur in diesem eine Spannungsumlagerung auf. Der obere Teil wirkt lediglich als Auflastspannung. Durch Integration der sich aus dem Kräftegleichgewicht ergebenden Differentialgleichung lässt sich der innere Pfahlmantelwiderstand berechnen:

$$R_{s,i} = U_i \cdot \int_0^{h'} \beta \sigma'_z(z') \cdot dz' \quad [15]$$

Dabei ist  $U_i$  der inneren Pfahlumfang und  $\beta$  das Produkt aus Erddruckbeiwert  $k$  und Beiwert des Kontaktreibungswinkels  $\tan \delta$ . Während letztgenannter Beiwert vor allem von der Rauigkeit der Pfahloberfläche sowie dem mittleren Korndurchmesser (JARDINE et al., 2005) abhängt und insofern relativ gut bestimmt werden kann, ist eine eindeutige Aussage über das Verhältnis zwischen Horizontal- und Vertikalspannung nicht möglich (KEZDI, 1962). Kleinmaßstäbliche Versuche von RANDOLPH et al. (1991) zeigen, dass für eine etwa 10 % des Pfahldurchmessers entsprechende Pfahlkopfsetzung der Wert  $\beta$  in einer Größenordnung zwischen 0,2 bis 0,25 liegt. Auch die Ergebnisse von eigenen numerischen Berechnungen mit unterschiedlichen Pfahlgeometrien und Bodeneigenschaften bestätigen, dass die Mantelreibungsverteilung am besten mit dem analytischen Ansatz korreliert, wenn der Erddruckbeiwert für den Ruhedruck berechnet wird ( $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ ).

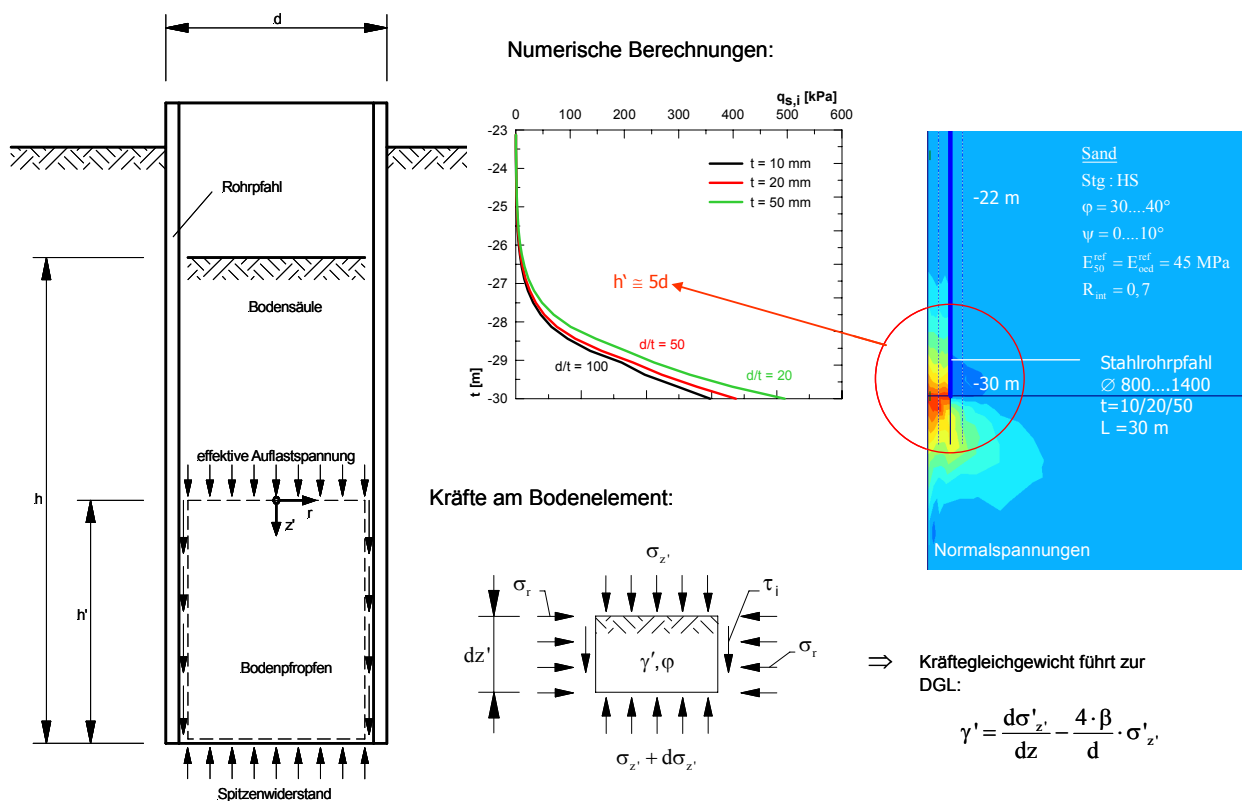


Bild 8: Aktive Länge des Bodenpfropfens und Entwicklung der Pfahlmantelreibung im Pfahlfußbereich

## 5 Neuer Berechnungsvorschlag

Der mobilisierbare Pfahlfußwiderstand ergibt sich aus einem Anteil Spitzenwiderstand ( $q_{b,w}$ ) bezogen auf die Ringfläche des Pfahls ( $A_{b,w}$ ) und aus einem Widerstandsanteil, der durch die auf die Pfahlinnenflächen wirkende Mantelreibung hervorgerufen wird. Die innere Mantelreibung wirkt lediglich im unteren Pfahlbereich der Höhe  $h'$  und wird mit Gl. [15] berechnet. Die aktive Länge des Bodenpfropfens  $h'$  ist unabhängig von der Festigkeit des Baugrunds mit  $h' = 5 d_i$  anzusetzen. Für den Reibungswinkel wird der empirische Ansatz von KULHAWY & MAYNE (1990) verwendet, wobei  $\bar{q}_c$  der Mittelwert des Sondierspitzenwiderstand  $q_c$  in dem Bereich  $h'$  oberhalb der Pfahlfußebene ist:

$$\varphi' = 17,6 + 11 \cdot \lg \left[ \frac{\bar{q}_c}{p_a} \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{-0,5} \right] \quad [16]$$

Der Spitzenwiderstand  $q_b$  bezogen auf die umrissene Pfahlfußfläche ergibt sich nun wie folgt:

$$q_b = q_{b,i} \cdot (1 - \alpha_r) + q_{b,w} \cdot \alpha_r \quad [17]$$

$$q_{b,i} = \frac{\gamma' \cdot d_i}{4 \cdot \beta} \cdot \exp \left( \frac{4 \cdot \beta}{d_i} \cdot h' \right) \quad [18]$$

$$q_{b,w} = 0,8 \cdot q_{c,a} \quad [19]$$

Der äquivalente Sondierspitzenwiderstand  $q_{c,a}$  ist der Mittelwert von  $q_c$  in einem Bereich  $1,5 d$  oberhalb und  $1,5 d$  unterhalb der Pfahlfußebene.

Die Ermittlung der Pfahlmantelreibung erfolgt gemäß erdstatischem Ansatz (Gl. [7]), wobei die durch die Scherbeanspruchung verursachte Reduzierung der lokalen Radialspannung im Gegensatz zu JARDINE et al. (2005) hier mit einer Exponentialfunktion beschrieben wird.

$$\sigma_r = 0,03 \cdot q_c \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,13} \cdot e^{-A \cdot \frac{(L-z)}{d}} \quad [20]$$

$$A = \left( \frac{p_a}{q_c} \right)^{0,27} \quad [21]$$



Durch den Parameter A soll der Grad der Abnahme der lokalen Mantelreibung nicht nur in Abhängigkeit vom Abstand zur Geländeoberkante, sondern auch in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens berücksichtigt werden. So wird die aus einer locker gelagerten Schicht berechnete Pfahlmantelreibung im Verhältnis stärker abgemindert als eine dicht gelagerte Schicht bzw. hohe Drucksondierspitzenwiderstände  $q_c$  führen zu einer relativ geringen Abnahme und geringe  $q_c$  - Werte zu einer relativ hohen Reduzierung der Radialspannung. Die Erhöhung der auf den Pfahlschaft wirkenden Radialspannung während der statischen Belastung  $\Delta\sigma'_r$  wird nach LEHANE et al. (2005) ermittelt (Tab. 1).

Exemplarisch ist für den Stahlrohrpfahl R 4 die mit den hier vorgestellten Berechnungsansätzen ermittelte Verteilung der Mantelreibung über die Tiefe dargestellt. Zudem werden in Bild 9 die berechneten Tragfähigkeiten der gemessenen gegenübergestellt.

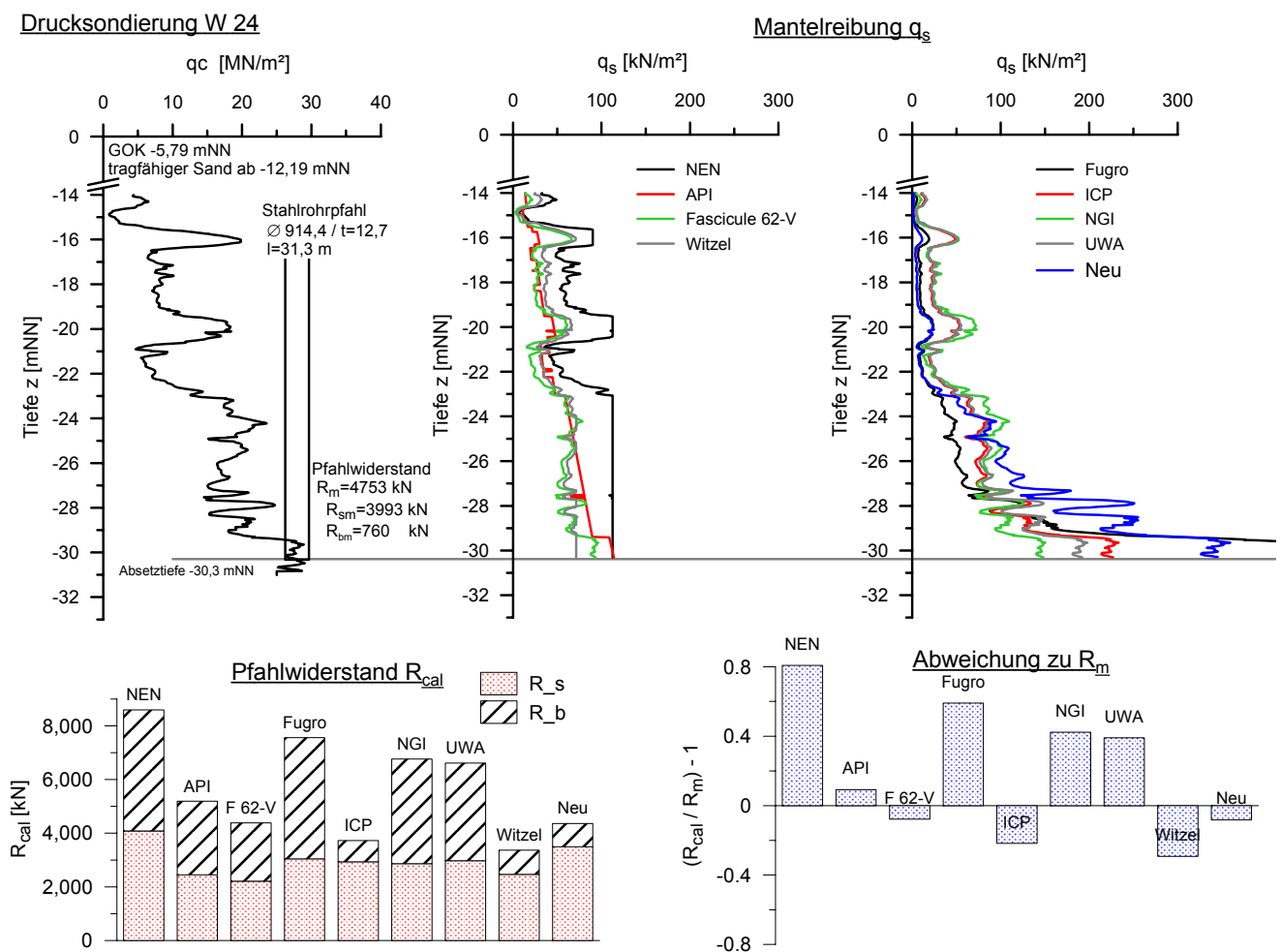


Bild 9: Auswertung der halbempirischen Berechnungsansätze für R 4

Es ist festzustellen, dass sich die Mantelreibungverteilungen der Verfahren FASCICULE und WITZEL ähneln, gleiches gilt für die Verfahren ICP, NGI und UWA. Der neue Berechnungsansatz liefert in der oberen Hälfte des Pfahls annähernd gleiche Werte, wie das Verfahren nach FUGRO, allerdings werden höhere Sondierspitzenwiderstände im oberen Bereich stärker abgemindert. Des Weiteren lässt der hier vorgestellte Ansatz im unteren Pfahlbereich wesentlich höhere Pfahlmantelreibungswerte zu als im oberen Bereich, da der Boden hier einer höheren Scherbeanspruchung ausgesetzt ist.

Während die berechneten Pfahlmantelwiderstände ungefähr auf gleichem Niveau liegen, unterscheiden sich die ermittelten Pfahlfußwiderstände doch erheblich. So wird die Tragfähigkeit bei Anwendung der niederländischen Norm um 80 % überschätzt, wobei sich dies auf die erhöhte inneren Mantelreibung zurückführen lässt. Im Gegensatz dazu unterschätzt das Verfahren nach WITZEL die Tragfähigkeit um ca. 40 %.

In Bild 10 ist das Ergebnis der statistischen Auswertung von insgesamt 8 vibrierten Stahlrohrpfählen in Form der Kenngrößen arithmetisches Mittel  $\bar{x}$  und Standardabweichung vom arithmetischen Mittel  $s$  dargestellt.

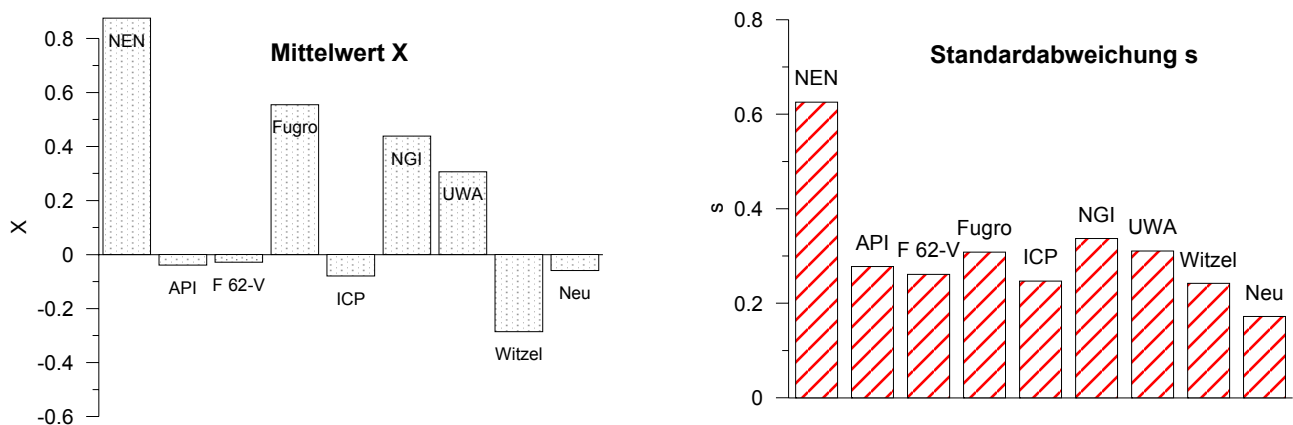


Bild 10: Differenz zwischen gemessenen berechneten Pfahlwiderständen

Die Auswertung zeigt, dass die Berechnungsansätze von NEN und FUGRO den gemessenen Pfahlwiderstand um ca. 80 % bzw. 50 % überschätzen, während das Verfahren nach WITZEL diesen im Mittel um ca. 30% unterschätzt. Relativ gute Ergebnisse liefern die Verfahren nach API, FASCICULE und ICP. Die mittlere Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Widerstand ist bei diesen Verfahren jeweils kleiner als 10 %, die Streuung der Ergebnisse ist jedoch im Mittel mit einer Standardabweichung von

30 % bzw. 23 % bei der ICP - Methode relativ hoch. Die hier vorgeschlagene Vorgehensweise für die Ermittlung von vibrierten Stahlrohrpfählen weist bei einem Mittelwert von 6 % lediglich eine Standardabweichung von nur 17 % auf.

## **Danksagung**

Abschließend danken wir der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung der Forschungsarbeiten.

Unser besonderer Dank gilt Herrn Dr. - Ing. Clasmeier, der das Forschungsprojekt angeregt hat sowie der Niedersachsen Ports GmbH, Niederlassung Emden für die Bereitstellung von Personal und Sachmittel. Danken möchten wir auch der bauausführenden ARGE, der Ingenieurgesellschaft Prof. Dr. - Ing. Rizkallah + Partner sowie der Niedersachsen Ports GmbH, Niederlassung Emden für die außerordentlich bereitwillige und konstruktive Zusammenarbeit und die direkte und unbürokratische Bewältigung der während der Untersuchungen aufgetretenen Probleme.

## **Literatur**

API (2000): *American Petroleum Institute, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms.*

BUSTAMANTE, M. & FRANK, R. (1997): *Design of axially loaded piles – French practice.* In: Design of Axially Loaded Piles (edited by Cock & Legrand). Rotterdam/Brookfield: Balkema.

BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. (1982): *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT.* In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam. Rotterdam/Brookfield: Balkema.

BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. (1992): *Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load.* In: Proceedings of the 4<sup>th</sup> International DFI Conference. Rotterdam/Brookfield: Balkema.

DE RUITER, J. & BERINGEN, F.L. (1979): *Pile foundations for large North Sea structures.* In: Marine Geotechnology.

CLAUSEN, C.J.F.; AAS, P.M.; KARLSRUD, K. (2005): *Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach.* In: Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth

DIERSSEN, G. (1994): *Ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in körnigen Böden*. Universität Karlsruhe, Heft 133.

EVERTS, H.J. & LUGER, H.J. (1997): *Dutch national codes for pile design*. In: Design of Axially Loaded Piles (edited by Cock & Legrand). Rotterdam/Brookfield: Balkema.

JARDINE, R.; CHOW, F.; OVERY, R.; STANDING, J (2005): *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. London: Thomas Telford.

KEZDI, A. (1962): ERDDRUCKTHEORIEN. SPRINGER-VERLAG.

KOLK, H.J.; BAAIJENS, A.E.; SENDERS, M. (2005): *Design criteria for pipe piles in silica sands*. In: Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth

KULHAWY, F.H. & MAYNE, P. W. (1990): *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EL-6800, Research Project 1493-6. Kalifornien.

LEHANE, B.M.; SCHNEIDER, J.A.; XU, X. (2005): *The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand*. In: Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth

RANDOPH, M.F.; LEONG, E.C.; HOULSBY, G. T. (1991): *One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles*. In: Geotechnique 41, No.4.

RANDOPH, M.F.; DOLWIN, J.; BECK, R. (1994): *Design of driven piles in sand*. In: Geotechnique 44, No.3.

Randolph. M.F. (2003): *Science and empiricism in pile foundation design*. In: Geotechnique 44, No.3.

WHITE, D.J.; SCHNEIDER, J.A.; LEHANE, B.M. (2005): *The influence of effective area ratio on shaft friction of displacement piles in sand*. In: Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth

WITZEL, M. (2004): *Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden*. Universität Kassel, Heft 15.

## **Kontaktadresse**

Dipl. - Ing. Patrick Lammertz, wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, E - mail: [patrick.lammertz@uni-due.de](mailto:patrick.lammertz@uni-due.de)

Prof. Dr. - Ing. Werner Richwien, Leiter des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg - Essen, E - mail: [werner.richwien@uni-due.de](mailto:werner.richwien@uni-due.de)