

# **Dynamische Pfahlprobebelastungen an Bohrpfählen in einem Testfeld: Ein Ringversuch**

**M. Baeßler<sup>1)</sup>, E. Niederleithinger<sup>1)</sup>,  
M. Herten<sup>2)</sup>, S. Georgi<sup>1)</sup>**

<sup>1)</sup> **BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin**

<sup>2)</sup> **BAW Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe**

## **1 Einführung**

Pfähle werden in Deutschland auf der Basis von Pfahlprobebelastungen oder Erfahrungswerten bemessen. Dynamische Pfahlprobebelastungen sind deshalb von besonderem Interesse, weil sie eine kostengünstige Messung zur Bestimmung von Pfahltragfähigkeiten ermöglichen. Für geramte Stahlprofile liegen eine Reihe positiver Vergleichsstudien und somit auch eine hohe Akzeptanz des Verfahrens vor (siehe z.B. Bergholz 2012, Baeßler et al. 2012). Im Allgemeinen muss man davon ausgehen, dass für Bohrpfähle aber erheblich größere Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Tragfähigkeit durch dynamische Pfahlprobebelastungen auftreten. Zur Evaluierung von Ergebnissen aus dynamischen Pfahlprobebelastungen an Bohrpfählen wurde von BAW und BAM ein Ringversuch durchgeführt, an dem sich fünf namhafte Anbieter von dynamischen Prüfungen in Deutschland beteiligt haben.

Eine vergleichende Studie steht diesbezüglich vor folgenden Schwierigkeiten:

- Der Prüfungsvorgang umfasst eine Reihe von Einzelschritten von der Anbringung der Sensorik zur Wahl des Fallgewichts und der Fallhöhe bis hin zur Auswertung der Signale. Beschränkt man sich auf die Auswertung von zur Verfügung gestellten Messsignalen, so bleiben wesentliche Prüfeinflüsse unberücksichtigt.
- Wenn verschiedene Prüfer hintereinander an demselben Pfahl prüfen, so ändert sich das Tragverhalten nach jeder Prüfung. Dies gilt insbesondere, wenn, wie im nachfolgend gezeigten Ringversuch, die Mantelreibung wesentlich ist.
- Idealerweise führen die Teilnehmer an einem Ringversuch parallele Untersuchungen an gleichen Pfählen durch. Die Qualität des Vergleichs hängt dann von der Homogenität des Baugrunds und der Pfahlherstellung ab.

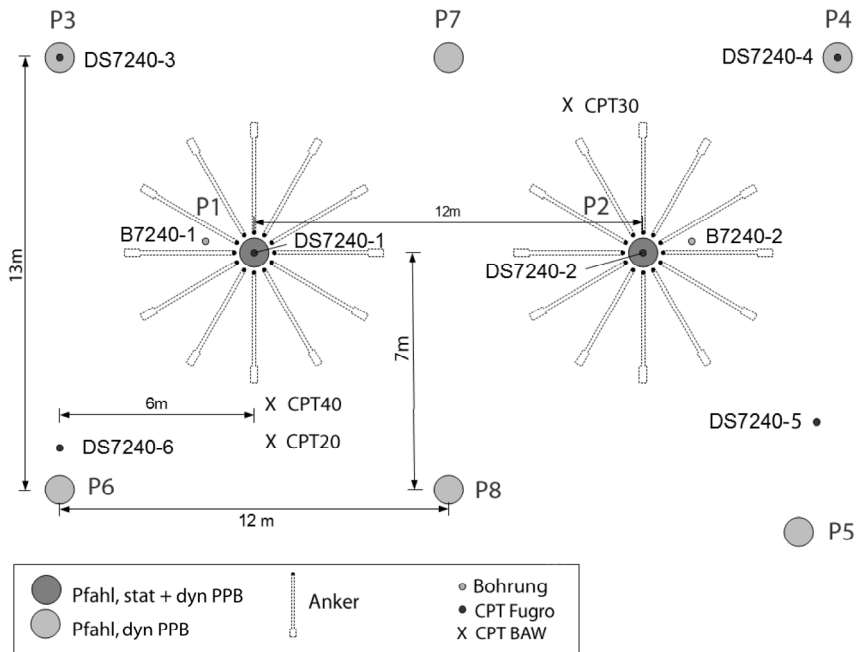
Auf dem Testgelände der BAM nahe Horstwalde bei Berlin wurde ein Testfeld mit acht Bohrpfählen angelegt. Auf Grundlage von Baugrundaufschlüssen am Standort wurde zunächst von einer relativ homogenen Baugrundsituation und somit auch vergleichbaren Tragfähigkeiten bei den hergestellten Bohrpfählen ausgegangen. Im Unterschied zu den meisten anderen vergleichenden Untersuchungen wie z. B. Viana de Fonseca und Santos (2008) wurde jedem Prüfer ein anderer Pfahl für die Erstprüfung zur Verfügung gestellt. Der jeweilige Prüfer war für den gesamten Vorgang von der Anbringung der Messtechnik, den gewählten Fallhöhen bis hin zur Modellbildung und Auswertung verantwortlich. Einheitlich war lediglich das Fallgewicht von 11 Tonnen, das allen Prüfern zur Verfügung gestellt wurde. Nach Durchführung der dynamischen Pfahlprobelastungen an fünf Pfählen und Übergabe einer ersten Auswertung fanden an zwei weiteren Pfählen statische Pfahlprobelastungen statt. Im Beitrag werden die Ergebnisse der Prüfungen vorgestellt und miteinander verglichen.

## 2 Testfeldbeschreibung

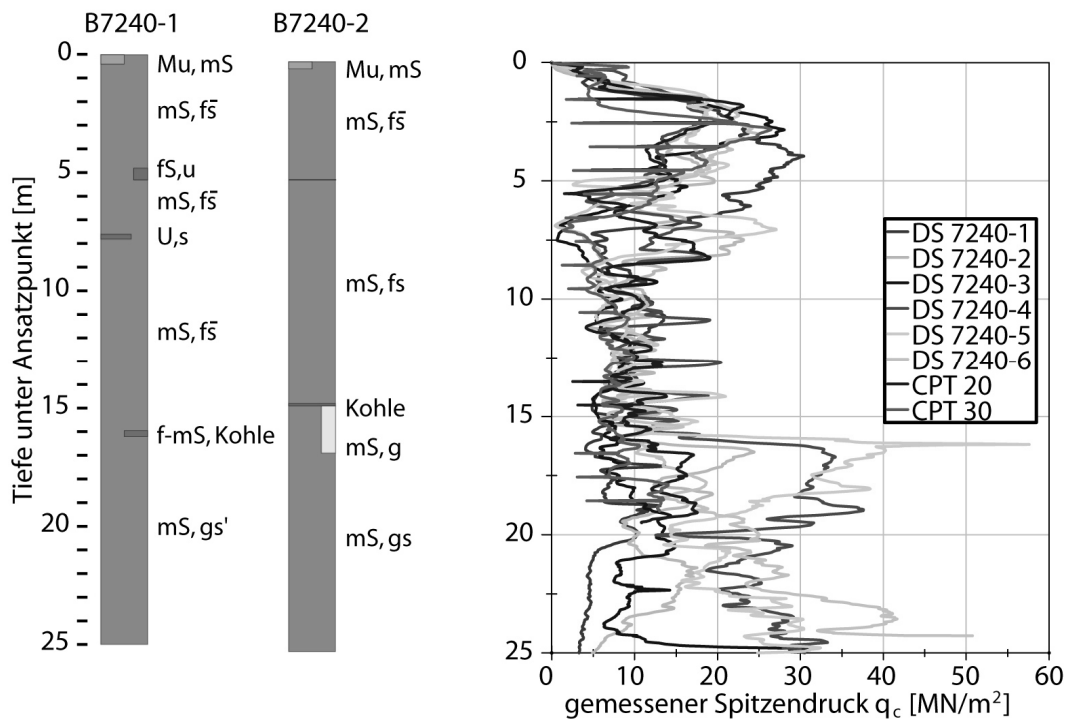
### 2.1 Baufeld

Das BAM-Testgelände liegt etwa 50 km südlich von Berlin. Am Baufeld wurden zwei Kernbohrungen und sechs Drucksondierungen bis jeweils 25 m abgeteuft (Abbildung 1). Die Laborversuche wurden an der BAW durchgeführt, die auch den geotechnischen Untersuchungsbericht anfertigte. Nach der Pfahlherstellung hat die BAW weitere Drucksondierungen (CPT20 bis CPT 40 in Abbildung 1) niedergebracht.

Die Ergebnisse der Aufschlussbohrungen sind in Abbildung 2 dargestellt. Es wurden überwiegend Mittelsande angetroffen, die je nach Lage und Tiefe unterschiedlich ausgeprägt sind.

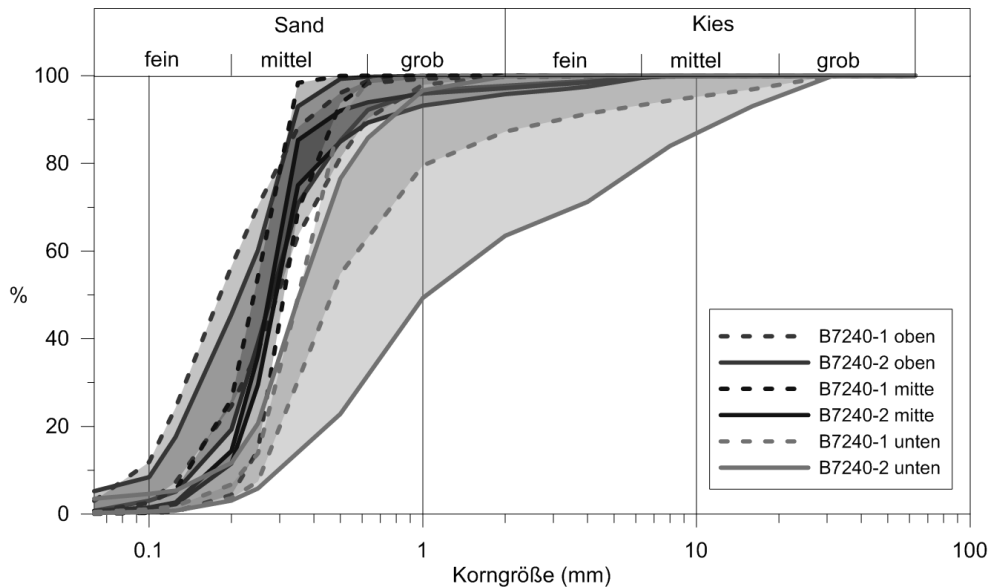


**Abb. 1:** Lage der Baugrundaufschlüsse und Pfahlstandorte



**Abb. 2:** Bohrprofile und Sondierdiagramme

Die Sondierungen zeigen bis in 8 bis 9 m Tiefe Spitzendruckwerte von z. T. über 20 MN/m<sup>2</sup>, entsprechend den zu erwartenden, gut verdichteten Sanden. Darunter folgen weichere Schichten mit Spitzendrücken z. T. deutlich unter 10 MN/m<sup>2</sup>. Ab 16 m Tiefe zeigen sich bereichsweise die auch in den Bohrungen angetroffenen Kiesbestandteile durch hohe Spitzendruckwerte.



**Abb. 3:** Körnungsbänder

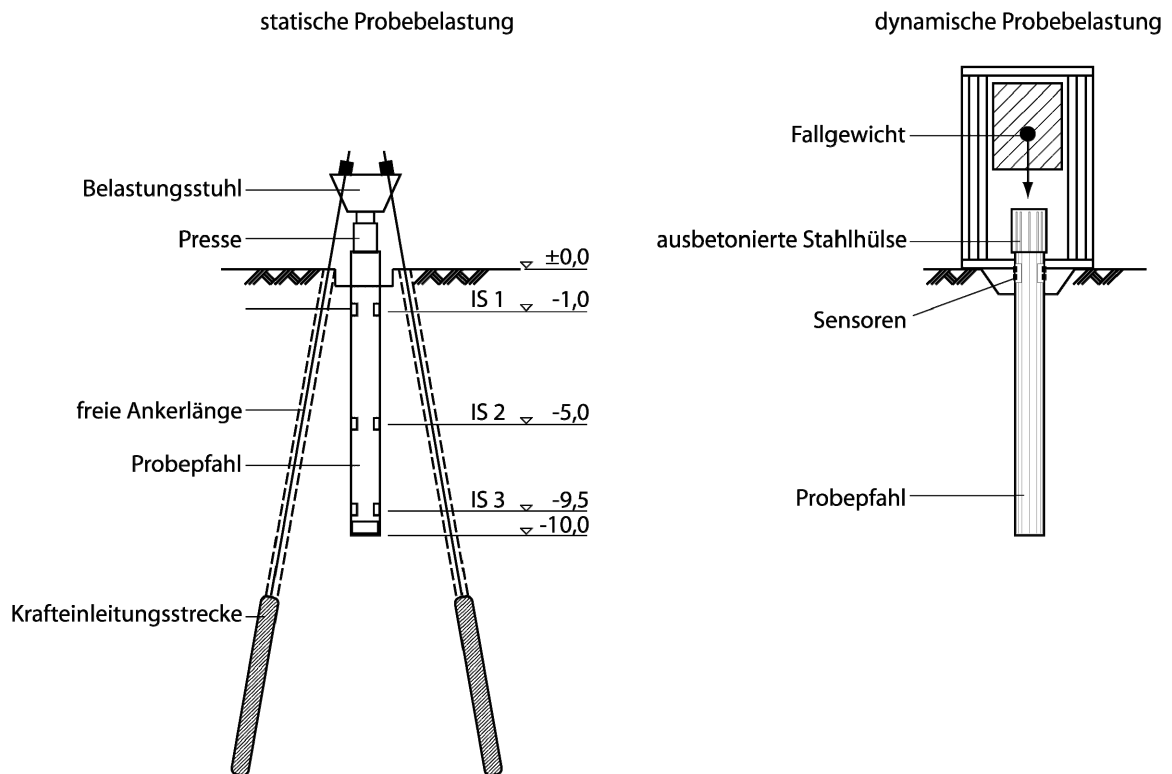
Der Untergrund lässt sich hinsichtlich bodenmechanischer Eigenschaften in drei Schichten unterteilen. Die „oberen Sande“ umfassen den gut verdichteten Mittelsandbereich bis in 8 bis 9 m Tiefe. Die darunter folgende Schicht wird mit „mittlere Sande“ bezeichnet, die kiesigeren Zonen unterhalb 16 bis 17 m unter Gelände als „untere Sande“. In Abbildung 3 sind die Körnungsbänder der einzelnen Schichten dargestellt. Es ist zu erkennen, dass zumindest die Korngrößen für die oberen und mittleren Sande in beiden Bohrungen (gestrichelt: B7240-1, durchgezogen: B7240-2) ähnlich sind, während in den unteren Sanden der Unterschied erheblich ist. Der Grundwasserspiegel liegt schwankend zwischen 1,5 bis 3 m unter GOK.

Über zusätzliche geophysikalische Messungen wird in Herten et al. (2013) und Niederleithinger et al. (2012) berichtet.

## 2.2 Versuchsaufbau

Die Ort beton-Pfahlgründungen wurden aufgrund der in den unteren Sanden erkundeten unterschiedlichen Lagerungsdichten und Kiesanteile als schwebende Pfahlgründung mit einer Einbindetiefe von 10 m und einem Durchmesser von 0,9 m ausgeführt. Die Pfahlköpfe aller Pfähle wurden mit Stahlhülsen versehen, um den Einwirkungen aus dynamischen Probelastungen widerstehen zu können. Die Belastungskrone zur statischen Probelastung wurde mit je 12 sternförmig gespreizt angeordneten Verpressankern im Baugrund rückverankert. Deren 6 m lange Krafteinleitungsstrecke ist bezogen auf den Testpfahl tief liegend ausgebildet, wie in Abbildung 4 zu sehen ist. Die Instrumentierung der Pfähle 1 und 2 in drei Querschnittsebenen setzt sich aus je drei Dehnungsmessgebern im Bereich des Pfahlschaftes zusammen. Zusätzlich wurde zur Ermittlung des Spit-

zendruckes am Pfahlfuß ein Druckkissen installiert. Die Messebenen am Pfahlschaft liegen bezogen auf Oberkante Gelände bei ca. -1,0 m, -5,0 m und -9,5 m.



**Abb. 4:** Schematische Darstellung der Probelastungen

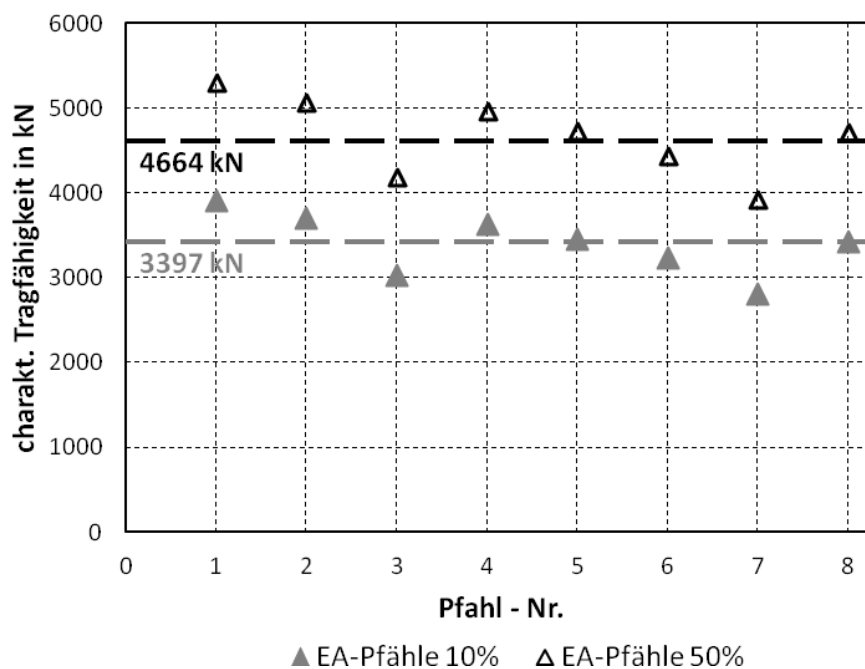
Die Herstellung der Testpfähle erfolgte durch die Fa. Bauer Spezialtiefbau mit einer BG 20 H. Die Bohransatzpunkte wurden mit einer Bohrschablone fixiert, wobei einige Pfähle aufgrund von Leitungen nicht an den geplanten Positionen ausgeführt werden konnten. Die Bohrungen wurden verrohrt, mit einem Bohrer unter Wasserauflast abgeteuft und die Vertikalität überprüft.

Der verwendete Pfahlbeton entspricht der Festigkeitsklasse C35/45 und besteht aus Zuschlagstoffen und einem CEM III/B-S 42,5N Zement mit einem Wasserzementwert von  $W/Z = 0,46$ . Die Oberkante der später statisch belasteten Pfähle liegt 0,5 m über Gelände und wird mit einem 0,7 m langen Stahlrohr eingefasst. Die Pfahloberkante der später dynamisch geprüften Pfähle liegt ca. 1,0 m über Gelände. Hier beträgt die Länge des einfassenden Stahlrohrs 1,2 m.

An allen acht Bohrpfählen wurde eine Integritätsprüfung nach dem Hammer Schlagverfahren gemäß EA-Pfähle (2012) vor und nach den dynamischen high-strain Prüfungen durchgeführt. Aus den Integritätsprüfungen vor den Versuchen konnte eine gute Betonqualität abgeleitet werden. Alle Pfähle entsprachen der Klasse „A1“ nach EA-Pfähle (2012).

## 2.3 Heterogenität des Baufeldes

Aufgrund vorhergehender Erfahrungen auf dem Testgelände Horstwalde und bei erster Sichtung der Erkundungsergebnisse wurde von homogenen Baugrundverhältnissen ausgegangen. Eine Überprüfung der Auswirkungen des lokalen Baugrundprofils auf der Grundlage verschiedener Bewertungsverfahren zeigte aber doch eine nicht unerhebliche standortbezogene Streuung bei den zu erwartenden Pfahltragfähigkeiten. Zum Vergleich der Übereinstimmung der Ergebnisse der Pfahlprobelbelastungen an den einzelnen Pfählen in dieser Studie im Hinblick auf die lokale Heterogenität des Baugrundprofils kann nach EA-Pfähle (2012) anhand der separat ausgewerteten Drucksondierungen von den in Abbildung 5 dargestellten Tragfähigkeiten ausgegangen werden.



**Abb. 5:** Aufschlusspezifische charakteristische Pfahltragfähigkeiten nach EA-Pfähle (2012) mit Mittelwerten

Für die Ermittlung der charakteristischen Pfahltragfähigkeiten wurden die Werte der EA-Pfähle (2012) für das 10 %- und 50 %-Quantil verwendet, wobei der Spitzendruck mit den Mittelwerten der Werte  $q_c$  der Drucksonde im Bereich  $1 \times D$  oberhalb und  $3 \times D$  unterhalb des Pfahlfußes berücksichtigt wurde. Dabei ist zu beachten, dass für die Pfähle 5, 7 und 8 keine Drucksondierung am unmittelbaren Standort ausgeführt wurde. Hier wurden die den Ansatzpunkten nahe liegenden Sondierungen DS7240-5 (für Pfahl 5), CPT 20 (für Pfahl 8) und CPT 30 (für Pfahl 7) verwendet. Die so prognostizierten Tragfähigkeiten für das 10 % Quantil liegen zwischen 2.814 kN und 3.913 kN. Die Drucksondierung, die hier dem Pfahl 8 zugeordnet wird, hat allerdings einen beträchtlichen Abstand zum tatsächlichen Pfahlstandort und wird nachfolgend für Vergleiche nicht weiter herangezogen.

## 3 Ergebnisse

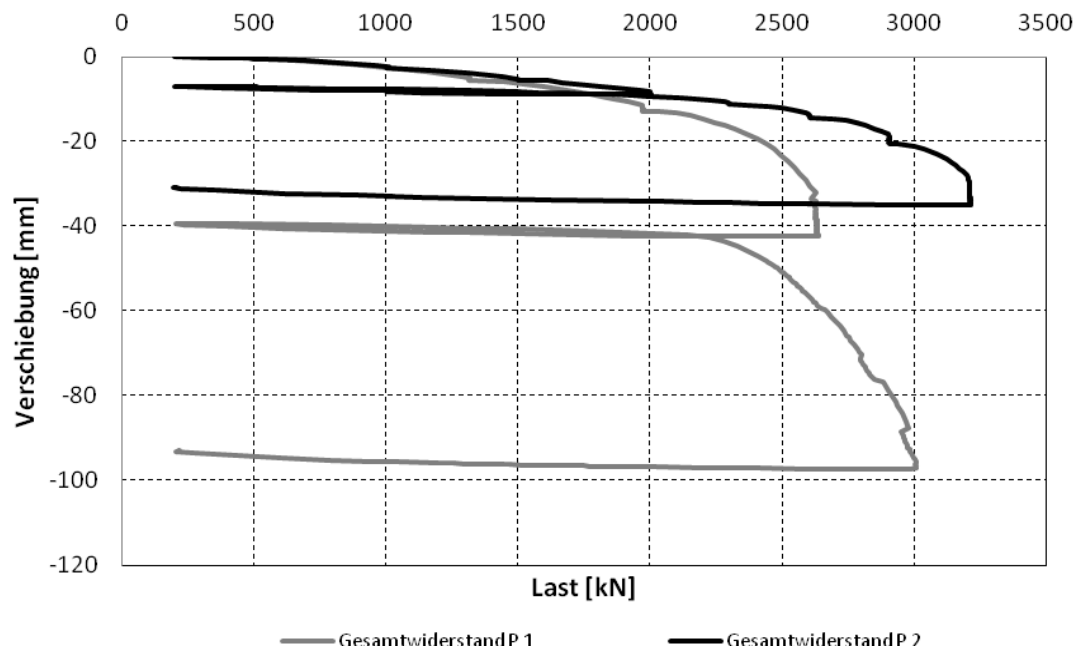
### 3.1 Statische Probelastung

Die Probelastungen der Pfähle P1 und P2 erfolgten durch die Fa. Bauer Spezialtiefbau ca. 70 Tage nach Pfahlherstellung (Abbildung 6) und wurden von der GuD Consult als Geotechnischem Sachverständigen begleitet. Die Messdaten wurden digital erfasst. Das Hydrauliksystem zum Aufbringen der Belastung bestand aus einem Hydraulikaggregat mit variablem Ölfördervolumen, einer Steuerung zur Lastkonstanthaltung und einem Hydraulikzylinder. Die Steuerung zur Lastkonstanthaltung erfolgte über ein elektronisches Kontaktmanometer mit einem Regelbereich von  $\pm 0,5$  bar und die Messwerte der redundanten Kraftmessdose wurden in einem Zyklus von ca. 60 Sekunden gespeichert. Die Kontrolle des Hauptmesssystems erfolgte über ein Digitalnivelliergerät aus ca. 5,0 m Entfernung.



**Abb. 6:** Statische Pfahlprobelastung

Die Versuche wurden in Anlehnung an EA-Pfähle (2012) durchgeführt. Es sollte in zwei Belastungsschleifen mit einer Laststeigerung von jeweils 25 % bis 100 % der angenommenen Gebrauchslast von  $F_k = 2.625$  kN und im zweiten Belastungszyklus auf die Prüflast von  $P_p = 5.250$  kN gefahren werden. Anschließend war die Belastung bis zum Bruch des Pfahles geplant.



**Abb. 7:** Widerstandssetzungslinie für Pfahl 1 und 2

Abbildung 7 zeigt die Widerstandssetzungslinien für die beiden durchgeführten statischen Pfahlprobebelastungen. Noch vor Erreichen der angenommenen Gebrauchslast von 2.625 kN wurden bei Pfahl 1 starke Kriechverformungen von  $k_s > 0,5$  mm aufgezeichnet. Das maximal zugelassene Kriechkriterium von 0,1 mm/20 min wurde überschritten. Bei Steigerung der Belastung zwischen den Laststufen 1.969 kN und 2.626 kN stieg die Kriechverformung von  $k_s = 0,40$  mm auf  $k_s = 4,6$  mm an. Die Grenzmantelreibung betrug dabei  $R_s = 1.956$  kN und der Grenzspitzendruck  $R_b = 669$  kN. Die Lastschleife wurde in Anlehnung an die Festlegungen der EA-Pfähle (2012) abgebrochen. Eine zweite kraftgesteuerte Lastschleife musste wegen zunehmender Setzungen bereits ab einer Belastung von 2.300 kN weggesteuert, als sog. CRP-Versuch („constant-rate-of-penetration“) mit verschiedenen Verschiebungsgeschwindigkeiten („Sprungversuch“) gefahren werden. Die maximale Setzung von  $0,1 \times D$  war bei einer Last von 2.900 kN erreicht. Die Grenzmantelreibung betrug dabei  $R_s = 1.900$  kN und der Grenzspitzendruck  $R_b = 1.000$  kN. Somit lässt sich aus der Auswertung nach EA-Pfähle eine Grenztragfähigkeit von 2.900 kN ermitteln. Allerdings ist zu beachten, dass die in der ersten Belastungsschleife erreichten ca. 2.626 kN bereits eine Grenze dargestellt haben, oberhalb der das Kriechverhalten keine weitere lastgesteuerte Steigerung zuließ. Insofern wird im Folgenden eine Grenzlast bei 2.626 kN festgesetzt.

Nach den Erfahrungen aus der Probebelastung des Pfahles 1 wurde die fiktive Gebrauchslast für Pfahl 2 auf 2.000 kN reduziert. Die zweite Belastungsschleife wurde dann in kleineren Intervallen von 300 kN gefahren. Bei einer Last am Pfahlkopf von 3.200 kN wurde der Versuch in der zweiten Lastschleife bei einer

Setzung von  $s = 35$  mm und einer Kriechverformung von  $k_s = 2,20$  mm beendet. Die Grenzmantelreibung betrug dabei  $R_s = 2.576$  kN und der Grenzspitzendruck  $R_b = 627$  kN. Grundsätzlich konnte auch durch die Messungen der Dehnungssensoren bestätigt werden, dass der Pfahl überwiegend über Mantelreibung abträgt.

### 3.2 Dynamische Probelastung

Die dynamischen Pfahlprobelastungen wurden durch die einzelnen Prüfer unmittelbar in den Tagen vor den statischen Pfahlprobelastungen ausgeführt, wobei jeder Prüfer an einem anderen Tag vor Ort war. Jeder Prüfer hatte einen unbelasteten Pfahl zur Erstprüfung und bis zu zwei weitere Pfähle, die bereits von anderen Prüfern durch die dynamischen Pfahlprobelastungen vorbelastet waren. Die erste Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen mit vollständiger Modellbildung war vor der Durchführung der statischen Pfahlprobelastungen abzugeben, wobei alle Prüfer das CAPWAP-Verfahren zur Auswertung wählten. Somit waren die Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastungen unbeeinflusst von der Durchführung der statischen Versuche. Zusätzlich wurden zu einem späteren Zeitpunkt an den beiden statisch geprüften und am Reservepfahl Nr. 3 dynamische Probelastungen ausgeführt und ausgewertet. Für diese ist eine Beeinflussung der Auswertung der dynamischen Versuche durch die bereits vorliegenden statischen und dynamischen Ergebnisse methodisch grundsätzlich nicht auszuschließen.



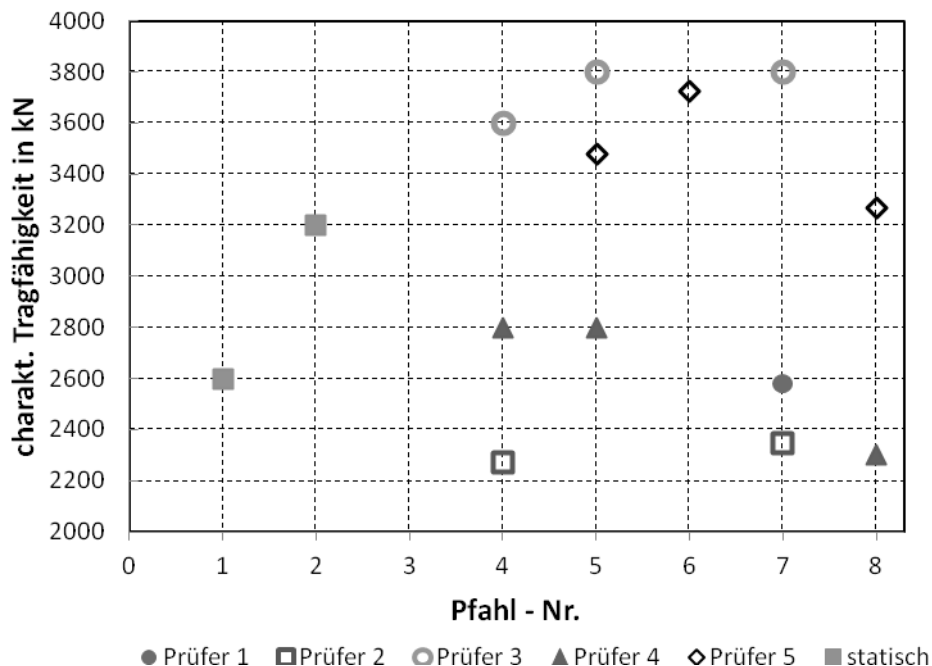
**Abb. 8:** Dynamische Probelastungen

Zur Durchführung der dynamischen Pfahlprobelastungen wurde das in Abbildung 8 dargestellte 11 t-Fallgewicht der Fa. König inklusive Bedienungs-mannschaft bereitgestellt. Für die Anbringung der Sensoren und die Durchfüh-

rung der Prüfung war jeder Prüfer eigenverantwortlich. Teilweise wurde die Fallhöhe des Gewichtes sukzessive gesteigert oder auch nur ein Schlag aus großer Höhe ausgeführt. Die Pfähle wurden mehrere Zentimeter in den Boden eingrammt, wobei bei den Schlägen aus größerer Fallhöhe eine Setzung von bis zu 4 cm erreicht wurde.

## 4 Vergleichende Betrachtungen

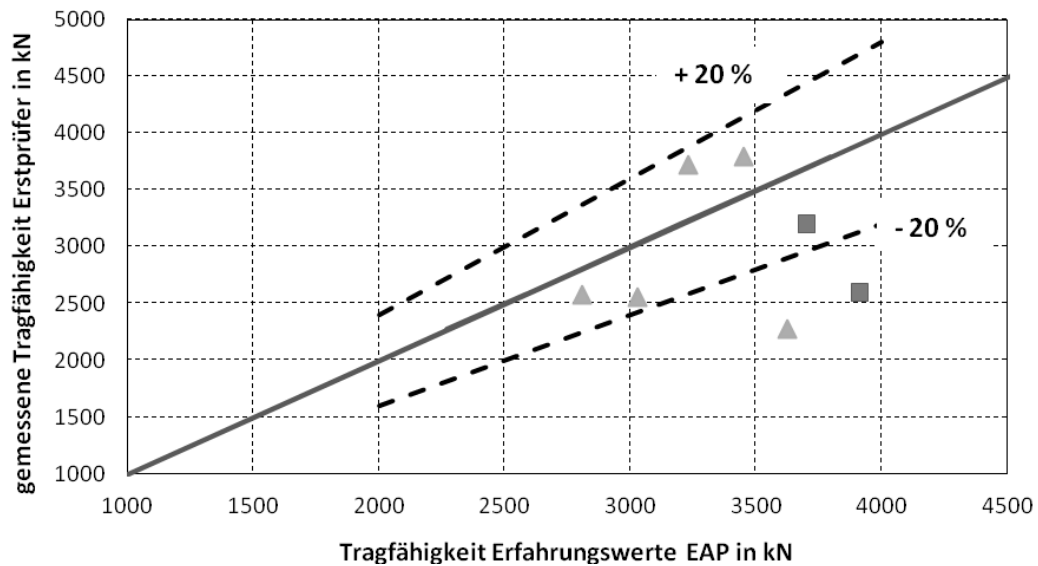
Die dynamisch von den einzelnen Prüfern ermittelten Grenztragfähigkeiten in den Erstversuchen liegen zwischen 2.270 kN und 3.800 kN, streuen also um über 20 % um den Mittelwert. Es ist festzustellen, dass der Prüfer einen nicht unwesentlichen Einfluss auf das Prüfergebnis hat. Bei einem Vergleich der Ergebnisse von Erst-, Zweit- und Drittprüfung an einem Pfahl variieren die vorliegenden Ergebnisse von drei Prüfern teilweise um über 30 %. Es deutet sich an, dass tendenziell vom jeweiligen Prüfer immer relativ geringe oder relativ große Tragfähigkeiten ermittelt werden (Abbildung 9). In einer weiteren Auswertung wurden die Teilnehmer des Ringversuchs gebeten, gleiche Signale auszuwerten, so dass verschiedene Auswertungen zum selben Testsignal vorlagen. Die Ergebnisse bestätigen die zuvor genannte Tendenz.



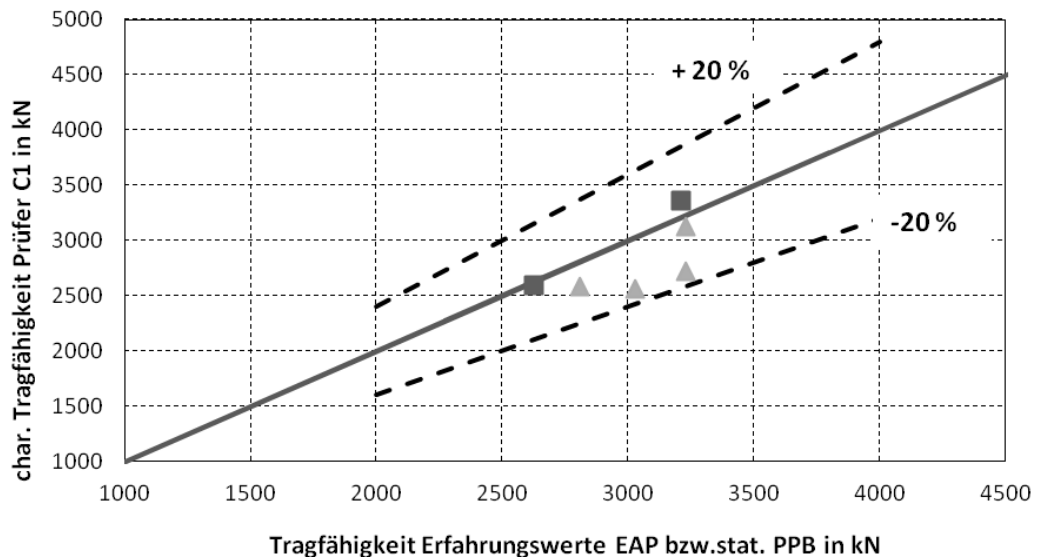
**Abb. 9:** Ergebnisse Erst-, Zweit- und Drittprüfung mit Zuordnung Prüfer

Abbildung 10 stellt die Ergebnisse der statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen den Erfahrungswerten nach EA-Pfähle gegenüber. Es zeigt sich, dass die im Projekt nach Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2012) ermittelten charakteristischen Pfahltragfähigkeiten auch für den unteren Tabellenwert (10-%-Quantil) zum Teil beträchtlich höher ausfallen, als nach den messtechnischen Ergebnissen

der statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungen. Es sind zwei Ausreißer sichtbar, bei denen die dargestellten EA-Pfähle Werte erheblich über den durch die Prüfung nachgewiesenen charakteristischen Tragfähigkeitswerten liegen. Den Ausreißern liegen eine statische und eine dynamische Prüfung zugrunde. Sieht man von den Ausreißern ab, so zeigt Abbildung 10 weiterhin, dass die Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobebelastungen in einem 20 %-Band zu den unteren Tabellenwerten der EA-Pfähle (2012) stehen. Eine Korrelation ist undeutlich.



**Abb. 10:** Vergleich statische (■) und dynamische (▲) Probebelastungen zur Prognosen EA-Pfähle (2012) (unterer Tabellenwert)



**Abb. 11:** Vergleich charakteristische Tragfähigkeiten Prüfer C1 zu statischen Probebelastungen (■) bzw. EA-Pfähle (2012) (▲, unterer Tabellenwert)

Die Korrelation der dynamischen Pfahlprobelastungsergebnisse zu den Vergleichswerten kann besser werden, wenn man sich auf einen Prüfer beschränkt und zudem die hier als maßgebend angesehenen Ergebnisse der statischen Pfahlprobelastungen – wo vorhanden – als Referenz verwendet. Abbildung 11 zeigt für den Prüfer C1 ein standortabhängig plausibles Ergebnis und belegt, dass die Heterogenitäten in der Tendenz berücksichtigt werden können. Grundsätzlich muss hinzugefügt werden, dass die zugrundeliegenden Versuchs- bzw. Auswertergebnisse teilweise im Nachgang zu anderen Prüfungen erfolgten.

## 5 Übertragung auf die Bemessung

Mit Einführung der Eurocodes ist in Deutschland eine Bestimmung der Bemessungswerte der Pfahltragfähigkeiten nach DIN EN 1997-1:2009 + NA 2010:12 und DIN 1054:2010 durchzuführen. Im Folgenden sind die unterschiedlichen Bemessungsvarianten für das Baufeld zahlenmäßig dargestellt.

### Charakteristische Tragfähigkeit aus statisch axialer Probelastung

Der charakteristische Pfahlwiderstand kann bei unabhängig voneinander wirkenden Einzelpfählen nach folgender Gleichung aus dem Mittelwert oder dem Kleinstwert des Pfahlwiderstandes der Probelastungen ermittelt werden:

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_i}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_j} \right\} \quad (1)$$

Der so genannte Streuungsfaktor  $\xi$  ist in Abhängigkeit von der Anzahl der Probelastungen in DIN 1054:2010 hinterlegt.

### Charakteristische Tragfähigkeit aus dynamischer axialer Probelastung

Nach DIN EN 1997-1:2009 + NA 2010:12 und DIN1054:2010 kann die Ermittlung der statischen Tragfähigkeit von Pfählen auch mit dynamischen Pfahlprobelastungen erfolgen. Im Vergleich zur statischen Probelastung sind bei einer dynamischen Probelastung mindestens zwei Pfähle zu prüfen. Um den gleichen Streuungsfaktor wie bei einer statischen Probelastung ansetzen zu dürfen, ist die doppelte Anzahl dynamischer Probelastungen erforderlich. Je nach angewendetem Verfahren sind die Streuungsfaktoren zusätzlich zu erhöhen. Weiterhin muss die dynamische Pfahlprobelastung an einer statischen Probelastung oder an Erfahrungswerten kalibriert werden.

Zur Berechnung der Streuungsfaktoren  $\xi_i$  gilt:  $\xi_i = (\xi_{0,i} + \Delta\xi) \cdot \eta_D$ , wobei  $\Delta\xi$  den Erhöhungswert für dynamische Prüfungen angibt und folgendermaßen festgelegt wird:

- $\Delta\xi=0$  für die Kalibrierung dynamischer Auswerteverfahren an statischen Pfahlprobelastungen auf dem gleichen Baufeld.
- $\Delta\xi=0,10$  für die Kalibrierung dynamischer Auswerteverfahren an statischen Pfahlprobelastungsergebnissen an einer vergleichbaren Baumaßnahme.
- $\Delta\xi=0,40$  für die Kalibrierung dynamischer Auswerteverfahren aufgrund belegbarer oder allgemeiner Erfahrungswerte für Pfahlwiderstände.

Für den Modellfaktor  $\eta_D$  zur Berücksichtigung des Auswerteverfahrens gilt  $\eta_D = 0,85$  bei erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung.

### **Nachweis auf Grundlage von Erfahrungswerten**

Beim Nachweis auf Grundlage von Erfahrungswerten können diese der EA-Pfähle (2012) entnommen werden. Es ist kein Streuungsfaktor zu berücksichtigen.

### **Designwert der Tragfähigkeit**

Der Designwert der Tragfähigkeit ergibt sich unabhängig von der Bestimmung des charakteristischen Werte in jedem Fall aus

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \quad (2)$$

Dabei sind jedoch, je nachdem ob Probelastungen oder Erfahrungswerte zugrunde liegen, unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Für Probelastungen gilt  $\gamma_t = 1,1$  und für Erfahrungswerte  $\gamma_t = 1,4$ .

### **Bemessungswerte der Tragfähigkeit auf Grundlage Charakteristischer Größen nach Erfahrungswerten der EA-Pfähle**

Mit den charakteristischen Werten der Tragfähigkeit und dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_t = 1,4$ , ergeben sich die Bemessungswerte. Im Mittel kann von einem Designwert der Tragfähigkeit von 2426,5 kN ausgegangen werden.

### **Bemessungswerte der Tragfähigkeit auf Grundlage der dynamischen Pfahlprobelastungen**

Für das untersuchte Baufeld mit zunächst fünf dynamisch geprüften Pfählen (P4 bis P8) kann von einem  $\xi_{0,5} = 1,5$  und  $\xi_{0,6} = 1,35$  werden. Für die Erstausswertung kann ein Streuungsfaktor von  $\Delta\xi = 0,40$  und ein Modellfaktor  $\eta_D = 0,85$  angesetzt werden. Damit ergäbe sich für das Baufeld folgende Tragfähigkeit:

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (3)$$

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{2879}{1,615}, \frac{2270}{1,4875} \right\} = 1526 \text{ kN}$$

Der Designwert läge damit bei 1387 kN.

Im günstigsten Fall kann mit Berücksichtigung der statischen Pfahlprobelastungen zur Kalibrierung der Faktor  $\Delta\xi = 0$  angenommen werden. Somit wäre

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{2879}{1,275}, \frac{2270}{1,1475} \right\} = 1978 \text{ kN} \quad (4)$$

und der Designwert läge bei 1798 kN.

Die Einordnung, welches  $\Delta\xi$  anzusetzen ist, hat durch den Geotechnischen Sachverständigen zu erfolgen.

Beispielhaft wurden hier die Ergebnisse der fünf von verschiedenen Prüfern durchgeführten Erstprüfungen verwendet. Da wie beschrieben einzelne Prüfer tendenziell eher kleinere oder größere Werte bestimmt haben, kann der Designwert hier in beide Richtungen abweichen und im Extremfall nochmals deutlich kleiner ausfallen.

### **Bemessungswerte der Tragfähigkeit auf Grundlage der statischen Pfahlprobelastungen**

Für das untersuchte Baufeld mit zwei statischen Pfahlprobelastungen kann von einem  $\xi_1 = 1,25$  und  $\xi_2 = 1,15$  nach DIN 1054 ausgegangen werden. Damit ergibt sich folgende Tragfähigkeit:

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (5)$$

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{2900}{1,25}, \frac{2600}{1,15} \right\} = 2261 \text{ kN}$$

Als Designwert lassen sich daraus 2055 kN ableiten.

## 6 Zusammenfassung

Im Beitrag wurde ein Ringversuch zur Evaluierung von dynamischen Pfahlprobebelastungen an Bohrpfählen vorgestellt. Der Ringversuch war an schwierige Randbedingungen geknüpft, insbesondere durch den fehlenden Spitzendruck, bei denen der Pfahl in der oberen Hälfte über Mantelreibung gehalten wird. Infolge dessen wurden die meisten Pfähle durch die Reflexion einer Zugwelle am Pfahlfuß geschädigt (Herten et al., 2013). Mehrere Prüfer haben in der Folge von einer schwierigen Modellbildung berichtet.

Alle Prüfer haben nachgewiesen, dass die vorhandenen Tragfähigkeiten im niedrigen Erwartungsbereich liegen. Grobe Abweichungen von den Erfahrungswerten der EAP sind sowohl bei den statischen wie auch bei den dynamischen Pfahlprobebelastungen aufgetreten. Insofern belegt die durchgeführte Studie eindrucksvoll den generellen Wert bzw. die Notwendigkeit der Durchführung von Pfahlprobebelastungen.

Der Vergleich der von den 5 Prüfern durchgeführten Pfahlprobebelastungen ergab verhältnismäßig große Abweichungen zwischen der kleinsten und der größten angegebenen Tragfähigkeit. Der Grund ist im Wesentlichen darin zu sehen, dass tendenziell von den jeweiligen Prüfern eher kleinere oder eher größere Werte angegeben werden. Im direkten Vergleich hat dieser Unterschied für den gleichen Pfahl bis zu 30% betragen! Dieser Punkt bedarf noch einer weiteren Betrachtung. Bei den Prüfergebnissen der einzelnen Prüfer fallen die Abweichungen in den ermittelten Pfahltragfähigkeiten im Regelfall deutlich geringer aus. Unter Einbeziehung der lokalen Bedingungen des Pfahlstandorts sind einzelne standortabhängige Abweichungen dann plausibel.

Abschließend wurde eine Bewertung des Baufelds im Hinblick auf eine Bemessung durchgeführt. Für den gegebenen Fall zeigt sich, dass bei einer Bemessung mit den Erfahrungswerten nach EA Pfähle (2012) für das 10 % - Quantil die mit Abstand größten Bemessungstragfähigkeiten ermittelt werden, während aus den dynamischen Pfahlprobebelastungen nur ein etwas mehr als halb so großer Wert ermittelt werden kann. Die statischen Pfahlprobebelastungen liegen dazwischen. Dieses Ergebnis ist im vorliegenden Fall sicherlich überraschend, hängt aber mit den speziellen Randbedingungen zusammen.

Die Autoren möchten allen Beteiligten für die konstruktive und reibungslose Zusammenarbeit während der Projektlaufzeit danken. Am Ringversuch haben als dynamische Prüfer die DMT Gründungstechnik, GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode, GuD Geotechnik und Dynamik Consult, IGB Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig und IPM Impuls Pfahlmessung teilgenommen.

## 7 Literatur

- Baeßler, M., Niederleithinger, E., Georgi, S. & Herten, M. (2012)  
Evaluation of the dynamic load test on bored piles in sandy soil. In: Matsumoto, T.: IS Kanazawa 2012 - 9th International conference on testing and design methods for deep foundations, 155-162.
- Bergholz, K. (2012)  
Vertikale Grenztragfähigkeit von Spundwänden im Lockergestein, 32. Baugrundtagung, Tagungsband Forum für junge Geotechniker, 167-174.
- EA-Pfähle; 2. Auflage (2012)  
Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Ernst & Sohn.
- Herten, M., Baeßler, M., Niederleithinger, E. & Georgi, S. (2013)  
Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen, Pfahlsymposium Braunschweig, Tagungsband (angenommen).
- Niederleithinger, E., Baeßler, M., Georgi, S., Herten, M., Tronicke, J. & Rumpf, M. (2012)  
Geotechnical and geophysical characterisation of a pile test site in post-glacial soil. In: Coutinho, R., & P. Mayne: Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 4, crcpress.
- Viana de Fonseca, A. & Santos, J. A. (2008)  
International Prediction Event: Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. Experimental Site - ISC'2, Porto/Lisbon, Portugal: Universidade do Porto/Universidade Técnica de Lisboa.