

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Conference Paper, Published Version

**Henke, Sascha; Grabe, Jürgen**

## **Simulation der Herstellung einer Baugrube**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/105331>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Henke, Sascha; Grabe, Jürgen (2009): Simulation der Herstellung einer Baugrube. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Aktuelle Entwicklungen bei der Anwendung numerischer Verfahren in der Geotechnik. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 87-102.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





## **SIMULATION DER HERSTELLUNG EINER BAUGRUBE**

SASCHA HENKE & JÜRGEN GRABE

*Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Harburger  
Schloßstrasse 20, 21079 Hamburg, E-mail: sascha.henke@tu-harburg.de*

**Kurzfassung:** In der Regel werden bislang Bauteile im Rahmen der FEM „wished-in-place“ modelliert, d.h. Einflüsse aus der Bauteilherstellung werden vernachlässigt. Dies kann jedoch zu Fehlinterpretationen führen, wie an dem Beispiel einer tiefen Baugrube am Potsdamer Platz gezeigt werden kann. Der Bauablauf dieser tiefen Baugrube wird hinsichtlich des Auftretens von herstellbedingten Beeinflussungen und Zusatzbeanspruchungen untersucht, um hieraus eine Aussage über die Relevanz der Berücksichtigung in der numerischen Simulation zu treffen. Zudem wird gezeigt, in welchen Bereichen ein Forschungsbedarf besteht. Abschließend wird die Rammung der Rüttelinjektionspfähle vor der Baugrubenwand numerisch simuliert und es können hiermit die in situ aufgetretenen Effekte wiedergegeben werden.

### **1. Einleitung**

Die Finite-Elemente-Methode wird mittlerweile auch in der Baupraxis immer häufiger eingesetzt, um das Tragverhalten der geotechnischen Konstruktionen besser zu verstehen. Im Rahmen dieser Untersuchungen können die einzelnen Bauteile in der Regel lediglich als „wished-in-place“ modelliert werden, d.h. unter Vernachlässigung des eigentlichen Herstellungsprozesses und damit dessen Einfluss auf den umgebenden Boden und angrenzende Strukturen. Diese Vernachlässigung kann im Einzelfall erhebliche Relevanz haben:

Triantafyllidis (1998) berichtet über unerwartete Verformungen des Baugrubenverbaus bei einem Bauvorhaben am Potsdamer Platz. Die Messungen zeigen, dass die maßgebenden Verformungen der Baugrubenwand aus dem Einbringen von Rüttelinjektionspfählen vor der Wand resultieren.

Quast und Zander (2007) zeigen, dass nach der Herstellung einer Düsenstrahlsohle eine signifikante Reduktion des Sondierwiderstandes oberhalb der Sohle gemessen wurde. Sie interpretieren das als eine Bodenauflockerung, welche ihrer Ansicht nach durch die Herstellung der Düsenstrahlkörper mit eingedüster Luft verursacht sein soll.

Henke (2008) untersucht die im Hafenausbau bekannten herstellbedingten Zusatzbeanspruchungen von Schrägpfählen infolge der Rammung kreuzender Kaiplattenpfähle und weist den Herstellungseinfluss experimentell nach.

Sicherlich könnten noch zahlreiche weitere Beispiele genannt werden, bei denen der Herstellungsprozess einen wesentlichen Anteil an zusätzlichen Beanspruchungen bestehender Bauwerke oder des umgebenden Bodens hat.

In diesem Beitrag wird exemplarisch auf die von Triantafyllidis (1998, 2000) dokumentierten Messungen an der Baugrube Potsdamer Platz eingegangen. An diesem Beispiel soll aufgezeigt werden, welche Herstellungsvorgänge derzeit unter Verwendung von Finite Elemente Routinen simuliert werden können und wo derzeit die Grenzen sind.

## 2. Unerwartete herstellungsbedingte Verformungen des Baugrubenverbaus Potsdamer Platz

### 2.1. BESCHREIBUNG DER BAUMASSNAHME

Für viele der Bauvorhaben am Potsdamer Platz in Berlin Mitte werden tiefe Baugruben in der sogenannten Trogbauweise erstellt. Für eine dieser Baugruben mit einer hochliegenden, durch Sohlverankerungspfähle gesicherten Unterwasserbetonsohle (UWBS) wurden von Triantafyllidis (1998, 2000) die Ergebnisse baubegleitender Messungen veröffentlicht.

Das Bodenprofil entspricht den typischen, im Berliner Zentrum anzutreffenden geologischen Verhältnissen und ist zusammen mit dem Querschnitt der Baugrube in Abbildung 1 dargestellt. Das Grundwasser steht zwischen 3 und 4 m unterhalb der Geländeoberkante (GOK) an. Da aufgrund des Bodenprofils kein natürlicher Stauer für die untere Abdichtung der Baugrube zur Verfügung steht, wurde eine dichtende Baugrubensohle hergestellt, die dann zusammen mit den Verbauwänden einen wasserdichten Trog bildet. Die Erstellung einer solchen Baugrube umfasst die folgenden Bauphasen: Herstellung der Schlitzwand, Teilaushub und Rückverankerung der Schlitzwand, Unterwasseraushub bis zur Unterkante der späteren Unterwasserbetonsohle, Einvibrieren der Sohlverankerungspfähle zur Auftriebssicherung, Erstellen der Unterwasserbetonsohle und schließlich das Lenzen der Baugrube.

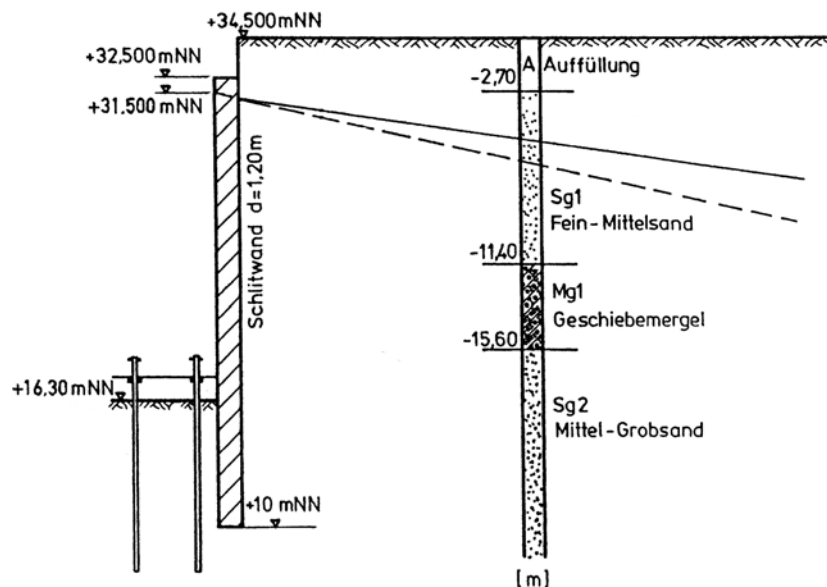


Abbildung 1: Baugrubenquerschnitt mit Bodenprofil (Triantafyllidis, 2000)

Bei der untersuchten Baugrube wurde die Verbauwand als Schlitzwand mit einer Schlitzbreite von 1,2 m und einer Einbindetiefe von 6,3 m ausgeführt, die 1,0 m unterhalb ihrer Oberkante einfach rückverankert ist. Die Anker wurden vor Beginn des Aushubs mit 1 MN vorgespannt. Die Aushubtiefe beträgt im untersuchten Bereich der Baugrube 18,2 m.

Während für den Unterwasseraushub und das Einbringen der RI-Pfähle das untere Auflager der Verbauwand vom Erdwiderstand im Einbindungsbereich des Wandfußes gebildet wurde, stellte während des Lenzens der Baugrube die Unterwasserbetonsohle das zweite Auflager dar.

Die 1,2 m dicke Unterwasserbetonsohle wurde aus Stahlfaserbeton hergestellt. Zur Auftriebssicherung wurden RI-Pfähle in einem Raster von  $3,0 \times 3,0$  m ausgeführt. Die äußere Pfahlreihe hat einen Abstand von ca. 1,5 m zur Schlitzwand. Als Verankerungspfähle wurden 19 bis 25 m lange HEM-200 Profile verwendet, die mit einer Rüttelfrequenz von  $f = 34$  Hz einvibriert wurden.

## 2.2. MESSUNGEN

Im Rahmen der Untersuchungen von Triantafyllidis (1998, 2000) wurden u.a. zwei Messquerschnitte (MV1 und MV2) eingerichtet, um die Verformung der Schlitzwand für die einzelnen Bauphasen zu ermitteln.

In Abbildung 3 sind die Ergebnisse der Wandverformungen in den beiden Messquerschnitten nach dem Spannen der Anker, dem Unterwasseraushub, dem Einbringen der RI-Pfähle und dem Lenzen der Baugrube dargestellt. Es wird deutlich, dass die während des Einbringens der RI-Pfähle auftretenden Verformungen der Schlitzwand größer sind, als die Verformungen durch den Unterwasseraushub und das Lenzen der Baugrube.

Zudem sind Differenzen zwischen den Verformungen der Schlitzwand in den beiden Messquerschnitten zu beobachten. Da die geologischen Verhältnisse im Bereich beider Querschnitte identisch sind, sind die Abweichungen vermutlich auf die unterschiedliche Reihenfolge bei der Pfahlherstellung vor der Wand zurückzuführen. Während im Bereich des Querschnitts MV1 parallel zur Wand gearbeitet wurde, verlief vor dem Querschnitt MV2 die Arbeitsrichtung vertikal zur Wand. Die Zusatzverformung durch das Einbringen der RI-Pfähle im Messquerschnitt MV1 beträgt 4,5 cm. Für den Querschnitt MV2 ergibt sich lediglich eine zusätzliche Horizontalverschiebung der Schlitzwand um 2,5 cm. Durch die unterschiedliche Reihenfolge bei der Pfahlherstellung kommt es also zu einer Differenz von 2,0 cm.

## 2.3. ERKLÄRUNG DER AUFTRETENDEN PHÄNOMENE NACH TRIANTAFYLLIDIS

Porenwasserdruckmessungen zeigten einen temporären Anstieg des Porenwasserdrucks während der Installation der Pfähle, was zu Kornumlagerungen und somit zu einer Reduktion der effektiven Spannungen führt.

Um dem vorgenannten Effekt bei der Bemessung der Verbauwand Rechnung zu tragen, schlägt Triantafyllidis (1998) eine Reduzierung des Bettungsmoduls auf der passiven Erddruckseite im Einbindungsbereich der Wand vor. Die Größenordnung der Abminderung soll sich dabei nach den zu erwartenden Porenwasserüberdrücken richten.

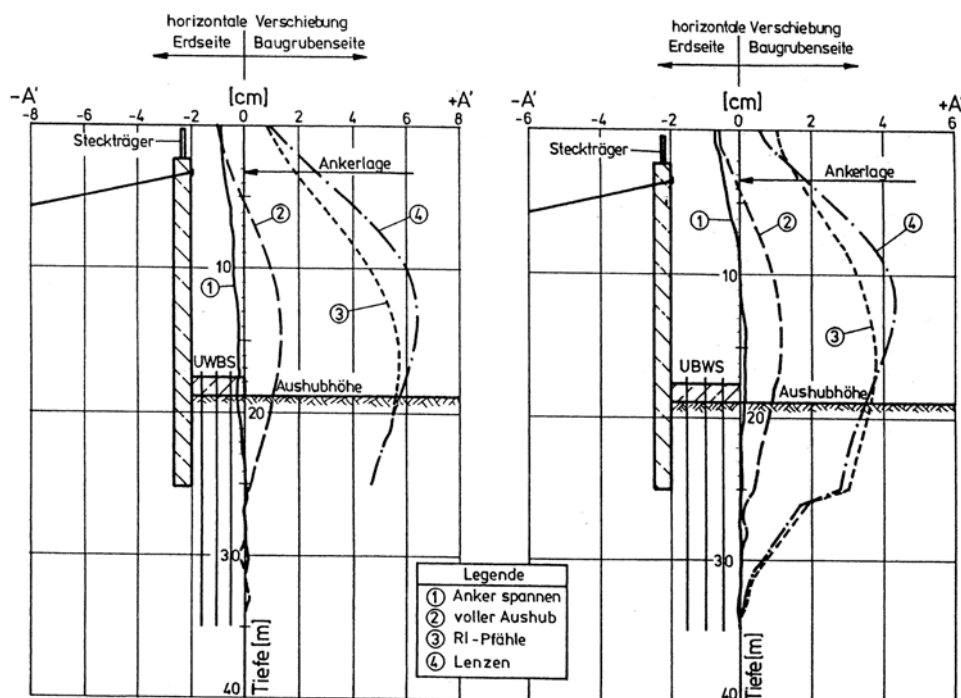


Abbildung 2: Gemessene Verformungen der Schlitzwand in den Messquerschnitten MV1 (links) und MV2 (rechts) während der einzelnen Bauphasen (Triantafyllidis, 2000)

### 3. Analyse des Bauprozesses

Nachfolgend werden die einzelnen Phasen des Bauprozesses der Baugrube am Potsdamer Platz dahingehend untersucht, inwieweit die auftretenden Effekte in der numerischen Simulation bislang berücksichtigt werden können. Hierbei wird sowohl die gesamte Herstellung der Baugrube, aber auch die vorhergehende Baugrunderkundung in die Betrachtung mit eingeschlossen.

#### 3.1. BAUGRUNDERKUNDUNG

##### 3.1.1. Drucksondierungen

Cudmani (2001) und Grabe und König (2004) untersuchen das Einbringen einer Drucksonde numerisch unter Verwendung eines impliziten Lösungsalgorithmus. Hierbei wird eine „Reißverschlusstechnik“ verwendet, die das Eindringen der Drucksonde in das Bodenkontinuum ermöglicht. Der Boden wird mit einem hypoplastischen Stoffgesetz modelliert.

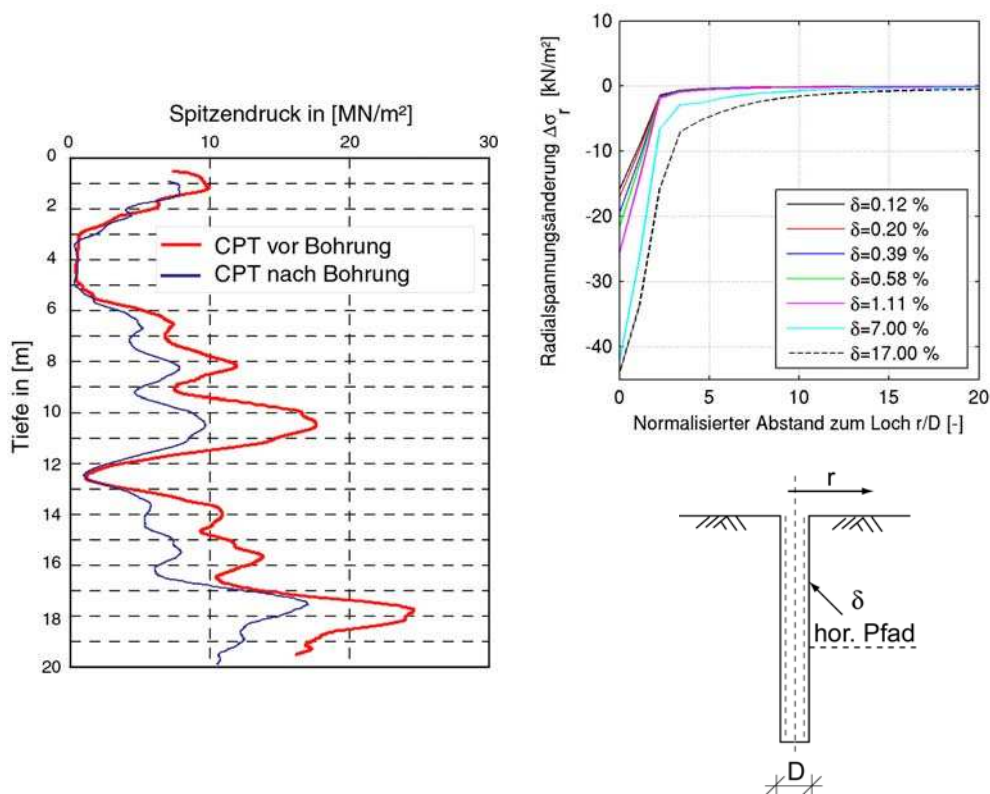


Abbildung 3: Vergleich einer Drucksondierung vor und nach der Durchführung eines Bohraufschlusses in einem Abstand von dreimal dem Bohrlochdurchmesser (links) und numerisch ermittelte Radialspannungsänderung entlang eines horizontalen Pfades um ein Loch im Boden, dessen Durchmesser um das Maß  $\delta$  verkleinert wird (rechts)

Bei Grabe und König (2004) konnte anhand einer Parameterstudie eine Beziehung zwischen Sondierspitzenwiderstand  $q_c$ , Lagerungsdichte  $I_D$  und Spannungszustand  $\sigma_v$  bei einem Referenzdruck  $p_a = 1$  kPa für Ticino Sand gefunden werden, siehe Gleichung (1).

$$q_c = 660 \cdot p_a \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,42} \cdot e^{(1,40 \cdot I_D)} \quad (1)$$



### 3.1.2. Bohrungen

Für die Entnahme von Bohrkernen zum Bodenaufschluss werden verschiedene Bohrverfahren angewendet. Diese reichen von Trockenbohrverfahren über Seilkernbohrungen bis hin zu Schlagkernbohrungen. Alle haben gemein, dass Boden entnommen wird. Dies führt dazu, dass sich der Spannungszustand im Nahfeld um das Bohrloch verändert.

In Abbildung 3 (links) ist für ein im Hamburger Hafen auf der Hohen Schaar vom Institut für Geotechnik der TUHH durchgeführtes Testfeld, der Vergleich des Drucksondierwiderstandes vor und nach einer Bohrung in einem Abstand von dreimal dem Bohrlochdurchmesser dargestellt. Es zeigt sich, dass der Spitzendruck sich um bis zu  $8 \text{ MN/m}^2$  infolge der Bohrung reduziert hat.

Dieser Effekt lässt sich auch numerisch belegen. Es wird ein Loch im Kontinuum simuliert, das anschließend um das Maß  $\delta$  verkleinert wird. In Abbildung 3 (rechts) ist die Radialspannung entlang eines horizontalen Pfades in 10 m Tiefe dargestellt. Die Berechnung ergibt, dass die Radialspannungen um das Loch abfallen, was die gemessene Reduktion des Sondierwiderstands erklärt. Die Größe des Spannungsabfalls ist hierbei wesentlich von  $\delta$  abhängig.

Somit werden die Bodenzustandsgrößen durch Bohrungen bereits in der Erkundungsphase verändert. In der FE-Simulation wird dagegen der Bodenkörper üblicherweise zu Beginn der Berechnung als homogen und ungestört angenommen und der Erdruchdruckzustand vorausgesetzt.

## 3.2. BAUTEILE UND BAUVERFAHREN

Nach der Baugrunderkundung erfolgt die Herstellung der Baugrube mit den Phasen: Schlitzwandherstellung, Bodenaushub bis zur 1. Ankerlage, Einbau der Verpressanker, Bodenaushub bis zur Sohle, Rammung der RI-Pfähle zur Auftriebssicherung der Unterwasserbetonsohle, Einbau der Unterwasserbetonsohle und abschließendes Lenzen der Baugrube. Auf diese einzelnen Phasen wird hinsichtlich der Möglichkeit ihrer Berücksichtigung in der numerischen Simulation nachfolgend eingegangen.

### 3.2.1. Schlitzwand

Bereits aus dem Schlitzaushub und der anschließenden lamellenweisen Herstellung der Schlitzwand resultieren Bodenverformungen. Hierzu werden bei Mayer (2001) und Schäfer (2004) verschiedene Berechnungen durchgeführt, die zeigen, dass sowohl die Anzahl der Aushubschritte als auch die Modellierung der Schlitzwand (lamellenweise oder in einem Schritt also quasi wished-in-place) einen wesentlichen Einfluss auf die Boden- und Schlitzwandverformungen haben. Es konnte gezeigt werden, dass es wesentliche Unterschiede in den Verformungen der Wand je nach Wahl der Herstellreihenfolge (Pilgerschritt-, Sprung- oder Läuferverfahren) gibt, da sich unterschiedliche Verformungspfade im Boden einstellen. Dies wird in der numerischen Berechnung im allgemeinen nicht berücksichtigt.

Was jedoch in der numerischen Berechnung bis dato nicht berücksichtigt werden kann, ist die Belastung, die der Boden durch den Schlitzwandgreifer an sich erfährt. Auch hierdurch werden die Bodenzustandsparameter wesentlich verändert, sogar Entmischungen und damit Veränderungen des Bodens können eintreten.

### 3.2.2. Bodenaushub bis 1. Ankerlage

Die Berücksichtigung des Bodenaushubs in der numerischen Berechnungen ist je nach verwendetem Programmpaket in der Finiten-Elemente-Berechnung auf unterschiedliche Weise zu berücksichtigen.

Zum einen ist es möglich, zunächst den gesamten Bereich um die Schlitzwand mit finiten Elementen zu vernetzen und diese Elemente sukzessive entsprechend dem Bauablauf zu deaktivieren.

Zum anderen ist es ebenfalls möglich, den Geländesprung von vornherein abzubilden und den eigentlich dort befindlichen Boden durch Ersatzlasten auf die Schlitzwand und die Baugrubensohle zu beschreiben. Diese Ersatzlasten müssen dem Bauablauf entsprechend für die jeweils gewünschte Aushubtiefe in der Berechnung sukzessive reduziert werden.

Zu beiden Varianten kann gesagt werden, dass diese dem Stand der Technik entsprechen und in der Finite-Elemente-Simulation regelmäßige Anwendung finden.



### 3.2.3. *Verpressanker*

Bei Verpressankern werden in unverrohrten oder verrohrten Bohrungen Zugglieder (Stahlstäbe oder -litzen) mit Abstandshalter eingesetzt und das Bohrloch teilweise oder komplett mit Zementsuspension aufgefüllt und mit einem Druck von ca. 5 bis 15 bar verpresst. Danach wird die Freispiellänge des Ankers mit Wasser freigespült. Bei Bedarf kann der Anker nachverpresst werden. Zuletzt werden die Anker vorgespannt und festgelegt.

Die bei der Verpressankerherstellung typischen Bauverfahren wie Bohren, Verfüllen und Verpressen werden im Rahmen der FEM üblicherweise nicht modelliert. Stattdessen wird der Anker in seiner endgültigen Lage im FE-Modell reaktiviert und ggfs. vorgespannt.

Der Verpressanker wird dabei unterschiedlich diskretisiert. Vorschläge hierfür sind z.B. bei Meißner (2002) zu finden. Dies reicht von der Annahme unendlich dehnsteifer Anker durch Vorgabe eines Lagers am Ankerkopf bis hin zur differenzierten Diskretisierung von Freispiellänge, Verpresskörper und Kontaktfläche Verpresskörper/Boden wie in Abbildung 4 dargestellt.

Die Simulation der Ankerherstellung erfordert die Berücksichtigung von Einwirkungen infolge Bohren, Rammen, Verpressen und Vorspannen. Die Simulation von Bohrvorgängen kann je nach Bohrverfahren trivial bis äußerst komplex sein. Um Verpressvorgänge zu simulieren, muss zunächst bedacht werden, ob das Verpressen gegen eine Art „Filterkuchen“ oder das zeitabhängige Eindringen des Verpressguts in den Boden gemeint ist. Im ersten Fall kann eine Expansion des Verpresskörpers simuliert werden (Rebstock, 2004, 2005; Su, 2007). Der zweite Fall ist wesentlich schwieriger und im Rahmen der FEM so gut wie nicht untersucht. Hierfür wäre ein Drei- oder Vierphasenmodell (Feststoffphase, Porenwasser, Verpressmörtel und ggfs. Porenluft) für den Boden erforderlich. Für die Simulation der Penetration von Bauteilen durch Eindrücken, Einvibrieren oder Einrammen liegen die meisten Erfahrungen vor.

### 3.2.4. *Bodenaushub bis Sohle*

Für die Berücksichtigung des Bodenaushubs bis zur Sohle wird auf die in Abschnitt 3.2.2. dargestellten Modellierungsmethoden zurückgegriffen.

### 3.2.5. *RI-Pfahlrammung*

In der Baupraxis werden Pfähle in der numerischen Simulation in der Regel wished-in-place simuliert. Insbesondere in der jüngeren Forschung sind jedoch zahlreiche Arbeiten zu finden, in denen die Installation von Pfählen in den Untergrund numerisch simuliert wird.

Die ersten Arbeiten sind von To und Smith (1988) durchgeführt worden, wobei lediglich ein diskreter Rammschlag auf einen Pfahl im axialsymmetrischen elastischen Medium simuliert wurde. Arbeiten, die auch größere Eindringtiefen ermöglichen, sind zum Beispiel von Mabsout und Tassoulas (1994), Mabsout et al (1995), Fakhimi und Kianfar (2000) oder Liyanapathirana et al. (2000) angefertigt worden. Diese Arbeiten befassen sich jedoch lediglich mit der Schlagrammung am axialsymmetrischen Modell.

Eine Erweiterung, die auch die numerische Simulation anderer Rammverfahren, wie die Vibrationsrammung ermöglicht, ist bei Mahutka et al. (2006) zu finden. Dort werden die gängigen Rammverfahren Eindrücken, Schlag- und Vibrationsrammung simuliert und deren Einfluss auf den umgebenden Boden ermittelt. Es zeigt sich, dass die Vibrationsrammung zu einer starken Verdichtung um den Pfahl in Kombination mit einer Abnahme der radialen Spannungen führt. Dies wird offensichtlich auch einen maßgebenden Einfluss auf die Verformung der Schlitzwand haben, vor der die RI-Pfähle installiert werden. Hierauf wird in Abschnitt 4 noch genauer eingegangen.

Weitere Effekte, die bislang in der FE-Simulation ebenfalls nicht berücksichtigt werden können, sind zum Beispiel der Einfluss der nachträglichen Injektion auf den umgebenden Boden und die benachbarte Baugrube oder der Einfluss einer Spülhilfe auf den Kontakt zwischen Boden und Pfahl.

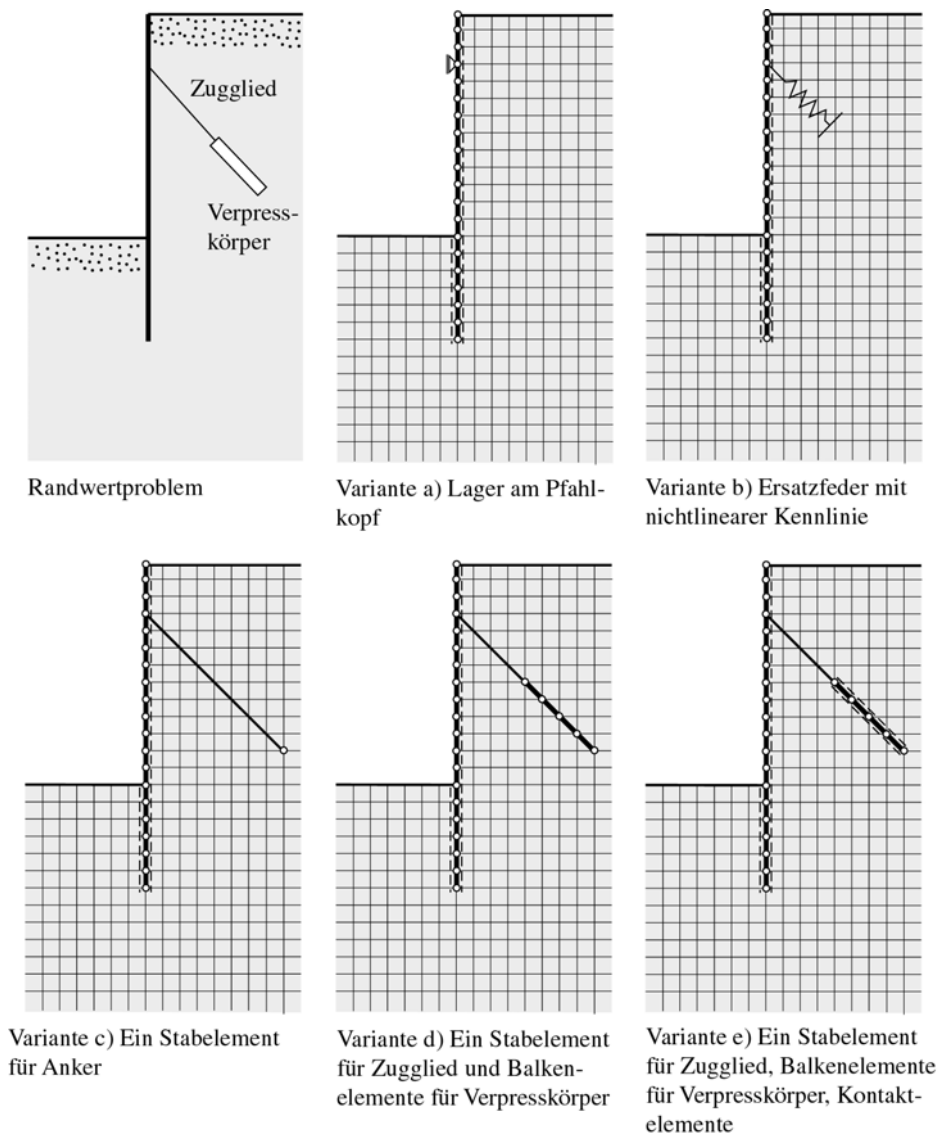


Abbildung 4: Beispiel für die „wished-in-place“ Modellierung eines Verpressankers einer Stützwandkonstruktion in 2D-Ersatzmodellen für den ebenen Verformungszustand (Hügel, 2007)

### 3.2.6. Unterwasserbetoneinbau

Der Einbau der Unterwasserbetonsohle erfolgt in der Regel „wished-in-place“. Die Effekte aus Hydratation des Betons und ähnliches werden in der numerischen Baugrubensimulation meist vernachlässigt.

### 3.2.7. Wasserhaltung

Ein kontinuierlicher Pumpenbetrieb, der einen realistischen Absenktrichter und Strömungskräfte simuliert, kann beispielsweise dadurch in der Berechnung betrachtet werden, dass genau in der Lage der Pumpe punktuell kontinuierlich Wasser entsprechend der Pumprate aus dem Modell entfernt wird. Dies konnte von den Autoren im Rahmen einer numerischen Fallstudie im Rahmen des Container-Terminals CT IIIa in Bremerhaven bereits erfolgreich angewendet werden, siehe Vollstedt et al. (2008).



#### **4. Numerische Modellierung der Baugrube am Potsdamer Platz nach heutigem Stand der Forschung**

In diesem Abschnitt wird die Baugrube am Potsdamer Platz unter Berücksichtigung der Rammung der RI-Pfähle simuliert, siehe Schümann (2007). Die Ergebnisse werden den Messdaten aus Triantafyllidis (1998, 2000) gegenübergestellt.

##### 4.1. MODELLBILDUNG

Die Berechnungen erfolgen mit dem Finite-Elemente-Programm Abaqus an einem zweidimensionalen Modell und unter Annahme eines ebenen Verformungszustands. Für die Modellierung der RI-Pfähle wird nur die äußerste Pfahlreihe vor der Schlitzwand berücksichtigt.

Der Geländesprung wird von vornherein abgebildet, der später ausgehobene Bereich der Baugrube wird nicht vernetzt. Der beim Aushub der Baugrube entnommene Boden wird durch entsprechende Flächenlasten auf die Verbauwand und die Baugrubensohle ersetzt, die im Laufe der Berechnung nach und nach reduziert werden und schließlich komplett entfallen. Die Auffüllung wird durch eine Oberflächenlast berücksichtigt und der Grundwasserspiegel wird vereinfachend auf Höhe der Oberkante der Schlitzwand angenommen. Der Einfluss des Grundwassers wird durch die Erzeugung eines effektiven Spannungszustands auf Basis der Auftriebswichte des Bodens berücksichtigt. Die Rückverankerung der Schlitzwand wird vereinfachend als horizontales Festlager abgebildet.

Der RI-Pfahl wird als Starrkörper modelliert. Der Bodenkörper wird als verformbares und homogenes Kontinuum definiert. Auf die Berücksichtigung der Schichtung des Bodens wird aus Gründen der Vereinfachung verzichtet. Da die Eigenschaften des Bodens unterhalb der Baugrubensohle für das dynamische Einbringen der Pfähle maßgebend sind, werden diese dem gesamten Berechnungsausschnitt zugewiesen. Dabei wird von einer mitteldichten Lagerung ausgegangen.

Durch die Reduzierung des Problems auf ein 2D-Modell entspricht der Pfahl praktisch einer Wand, die vor der Schlitzwand in den Boden eingebracht wird. Für das Einbringen des Pfahls in den Boden wird die in Grabe und Mahutka (2005), Mahutka et al. (2006), Henke und Grabe (2006) und Henke und Grabe (2007) für den rotationssymmetrischen und den dreidimensionalen Fall ausführlich beschriebene Modellierungstechnik auf den 2D-Fall übertragen. Dabei wird durch einen weiteren Starrkörper ein Schlitz in der Baugrubensohle angeordnet, der es dem Pfahl beim Eindringen ermöglicht, den Boden zur Seite zu verdrängen und diesen nach dem Prinzip eines Reißverschlusses zu öffnen.

Nach der Generierung eines  $K_0$ -Anfangsspannungszustandes wird in einem ersten Schritt vereinfachend die Herstellung der Schlitzwand (inklusive des Ankers) modelliert. Die lamellenweise Nachrechnung einer Schlitzwandherstellung, wie von Mayer (2001) und Schäfer (2004) durchgeführt, ist für die vorliegende Fragestellung nicht erforderlich. Danach wird durch Anpassung der Ersatzlasten der phasenweise Unterwasseraushub der Baugrube simuliert.

Während alle bisher beschriebenen Schritte mit einem impliziten Lösungsalgorithmus berechnet werden, wird das anschließende dynamische Einbringen des Pfahls durch eine dynamische Analyse mit expliziter Zeitintegration gelöst. Die Rüttelfrequenz der RI-Pfähle beträgt in der Simulation  $f = 34$  Hz.

Neben dem Gewicht des Pfahls von ca. 20 kN wird auch die statische Last des Vibrators mit  $F_{St} = 29$  kN/m berücksichtigt. Die Zentrifugalkraft wird zu 150 kN/m abgeschätzt.

Das Materialverhalten des Schlitzwandbetons wird linear-elastisch modelliert. Für den Boden wird das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff (1996) mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle (1997) verwendet. Dieses Stoffgesetz beschreibt das Verhalten granularer Materialien druck- und dichteabhängig, also in Abhängigkeit des Spannungs- und Lagerungszustandes. Die Stoffparameter für den *Berliner Sand* werden aus Mayer (2001) entnommen.

Der Kontakt zwischen dem eindringenden Pfahl und dem Boden wird durch die Verwendung einer kinematischen Kontaktformulierung berücksichtigt, die sich auch für große Relativbewegungen eignet. Es wird das Coulombsche Reibungsgesetz verwendet.

Sowohl der Boden als auch die Schlitzwand werden mit Kontinuumselementen vernetzt und um den seitlichen bzw. unteren Rand des Modells werden infinite Elemente angeordnet. Um zu großen Elementverzerrungen beim Eindringen des reibungsbehafteten Pfahls in den Boden vorzubeugen, wird für

den Bereich um den Pfahl auf die Technik der adaptiven Vernetzung zurückgegriffen. Ein Ausschnitt des FE-Modells ist in Abbildung 5 dargestellt.

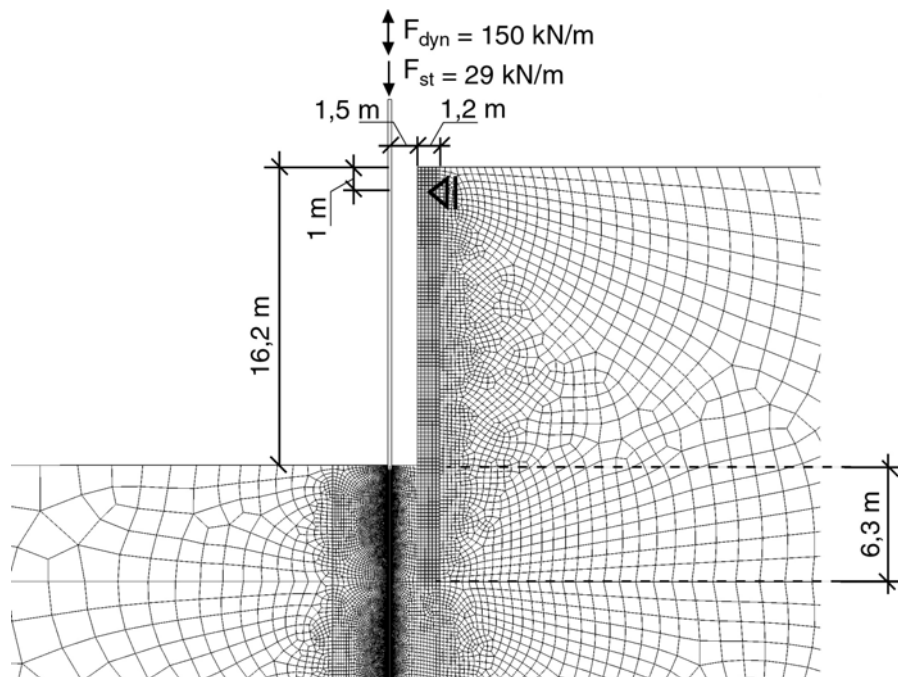


Abbildung 5: Ausschnitt des ebenen FE-Modells für vereinfachte Randbedingungen mit Angabe der maßgebenden Größen

## 4.2. ERGEBNISSE

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen vorgestellt. Die maximal erreichte Einbringtiefe des RI-Pfahls beträgt dabei 8,0 m unterhalb der Baugrubensohle.

### 4.2.1. Porenzahlverteilung

Abbildung 6 zeigt die Verteilung der Porenzahlen um den Pfahl für eine Eindringtiefe von ca. 3,0 m. Die Verdichtung des Bodens in der Umgebung des Pfahls und die damit verbundenen Sackungen der Baugrubensohle resultieren aus der seitlichen Verdrängung des Bodens durch den eindringenden Pfahl in Verbindung mit einer zyklischen Scherung. Oberflächennah wird der Boden auch in einem größeren Abstand vom Pfahl durch Oberflächenwellen verdichtet (Grabe und Mahutka, 2005).

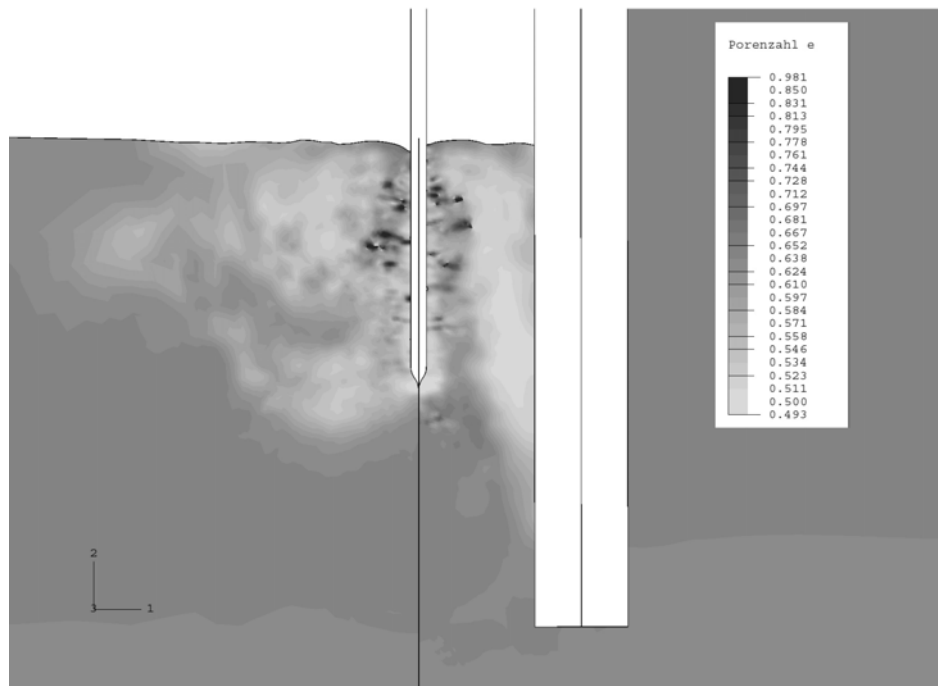


Abbildung 6: Berechnete Verteilung der Porenzahl  $e$  für eine Einbringtiefe des Pfahls von ca. 3,0 m

Im Einbindungsbereich vor der Wand ist die Verdichtungswirkung besonders groß und reicht in Tiefen bis unterhalb der aktuellen Position des Pfahlfußes. Der Grund hierfür sind vermutlich Reflexionen der Wellen an der Schlitzwand.

#### 4.2.2. Erddruck auf die Baugrubenwand

In Abbildung 7 sind die berechneten Erdrücke auf die Schlitzwand vor und nach dem Einbringen der RI-Pfähle dargestellt und den Verläufen des aktiven Erddrucks  $e_{ah}$  und des passiven Erddrucks  $e_{ph}$  sowie des Erdruhedrucks  $e_0$  gegenübergestellt.

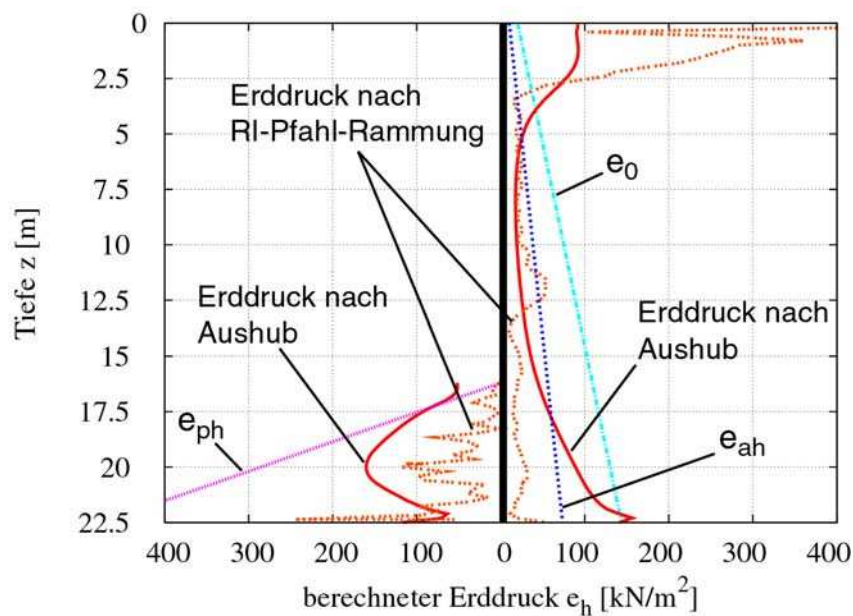


Abbildung 7: Verteilungen des berechneten Erddrucks und Erdwiderstands nach dem Aushub und nach Einbringen des Pfahls sowie zum Vergleich der Erdruhedruck  $e_0$  und der Erddruck  $e_{ah}$  bzw.  $e_{ph}$  nach Coulomb



Im Aushubzustand ist eine Erddruckumlagerung zum Angriffspunkt der Stützung und ein Abfall des Erddrucks im Feldbereich auf Werte kleiner als der aktive Erddruck  $e_{ah}$  zu erkennen. Weiterhin wird deutlich, dass der Erdwiderstand im Einbindungsbereich der Wand nur teilweise mobilisiert ist.

Auf der Grundlage des Simulationsmodells ist festzustellen, dass der Erdwiderstand im Einbindungsbereich des Wandfußes durch das Einvibrieren des Pfahls reduziert wird. Auch der Erddruck auf die Wand nimmt ab.

Besonders groß ist die Abnahme, die im Einbindungsbereich der Wand zu verzeichnen ist. Während der Erddruck nach dem Aushub der Baugrube in diesem Bereich Werte zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruchdruck annimmt, fällt er durch das Einbringen der Pfähle und die Verschiebung der Verbauwand unter den aktiven Erddruck.

Weiterhin ist eine deutliche Zunahme des Erddrucks im Bereich der Verankerungslage zu erkennen.

#### 4.2.3. *Verformung der Schlitzwand*

Abbildung 8 zeigt die gemessenen Wandverformungen vor und nach dem Einbringen der Pfähle in den Querschnitten MV1 und MV2 sowie das Ergebnis der Berechnung für eine Pfahleindringtiefe von 8,0 m. Die berechneten Wanddurchbiegungen nach dem Aushub liegen in vergleichbarer Größenordnung wie bei der Messung.

Gemäß den Messdaten gibt die obere Verankerung durch das Einvibrieren der RI-Pfähle deutlich im Messquerschnitt 1 um 1,7 cm und im Messquerschnitt 2 um 2,0 cm nach. In der Simulation ist bedingt durch die gewählte Lagerung der Wand der Verankerungspunkt unverschieblich.

Die Durchbiegung der Wand in Feldmitte wächst, reduziert um das Maß der Ankerkopfverschiebung, näherungsweise um den Faktor 0,7 im Querschnitt 1 und 1,7 im Querschnitt 2 an. In der Simulation beträgt dieser Faktor etwa 1,2. Die gemessenen zusätzlichen Fußverschiebungen infolge RI-Pfahlrammung reduziert um das Maß der Ankerkopfverschiebung liegen mit ca. 1 cm im Messquerschnitt 1 und 2,5 cm im Messquerschnitt 2 in der Größenordnung der berechneten Fußpunktverschiebung von ca. 0,9 cm.

Der Unterschied zwischen den Messungen und den Berechnungen ergibt sich auch aus der vereinfachten Berücksichtigung der Verankerung. Während sich die Modellierung der Verankerung als Festlager für die Aushubberechnung als hinreichend genau erwies, stellen sich bei der Modellierung des Einbringvorgangs vor allem im Bereich der Verankerung erhebliche Unterschiede zwischen den gemessenen und den errechneten Verschiebungsverläufen ein. Dies ließe sich jedoch leicht verbessern.

Die von Triantafyllidis (1998) gemessenen Porenwasserüberdrücke lassen sich mit der vorgenannten Simulation allerdings bisher nicht berücksichtigen, vielleicht sind diese aber auch gar nicht so entscheidend.

#### 4.3. VERGLEICH MIT EINER SCHLITZWAND GRÖßERER EINBINDETIEFE

Mit dieser Untersuchung soll untersucht werden, ob das überraschende Phänomen der zusätzlichen Wandverformung infolge RI-Pfahl-Rammung auch für eine Wand mit höherem Einspanngrad beobachtet worden wäre.

Hierzu wird das in Abbildung 5 dargestellte Modell dahingehend verändert, dass die Wand um zwei Meter tiefer einbindet. Somit wird der Einspanngrad  $\tau_{10}$  von 20 % auf 100 % erhöht. Die restlichen Parameter und Abmessungen bleiben gleich.

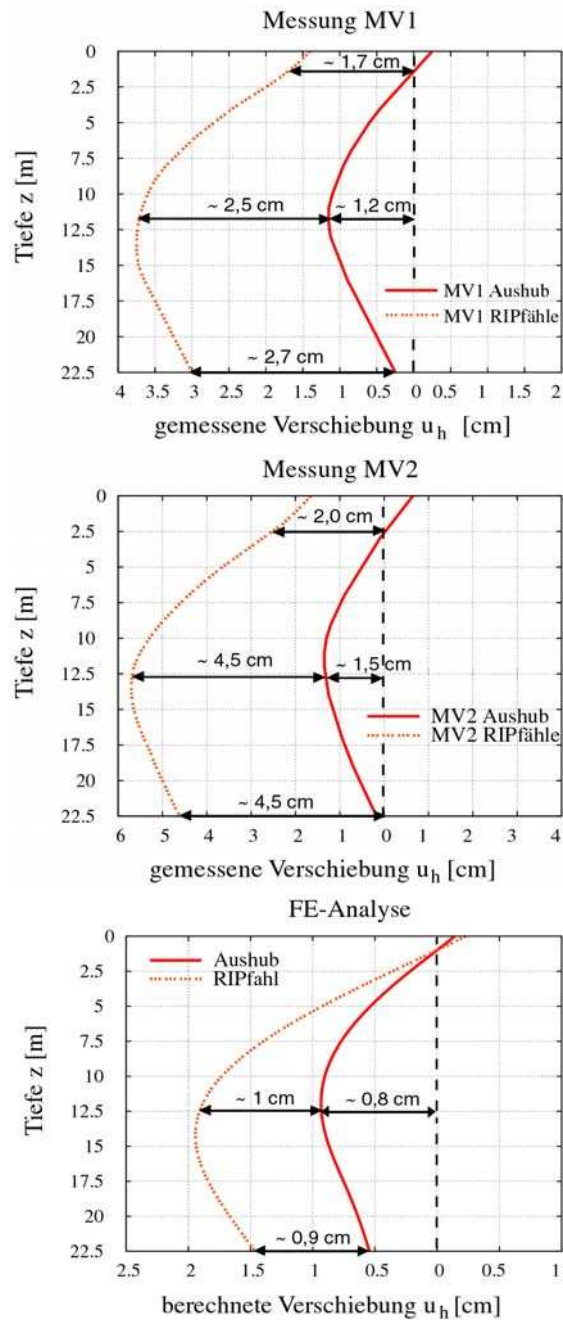


Abbildung 8: Gemessene Wandverformungen vor und nach Einbringen der Pfähle in den Querschnitten MV1 (oben) und MV2 (Mitte) und Ergebnis der Berechnung für eine Pfahleindringtiefe von 8 m (unten)

Als Resultat ist in Abbildung 9 die Verformung der Schlitzwand nach 6,5 m Eindringen des RI-Pfahles für die beiden betrachteten Konfigurationen gegenübergestellt. Hierbei werden die gesamten Verformungen aus Bodenaushub und RI-Pfahlrammung dargestellt, wobei zu sagen ist, dass die Verformung nach Bodenaushub nur geringfügig differiert.

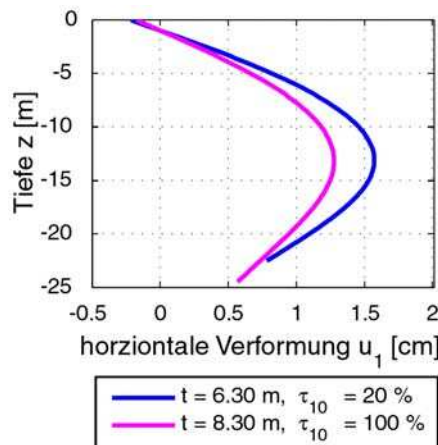


Abbildung 9: Vergleich der Wandverformungen nach 6,50 m Rammung der RI-Pfähle bei unterschiedlichem Einspanngrad der Schlitzwand

Es zeigt sich, dass die Verformung der Schlitzwand durch den höheren Einspanngrad reduziert wird. Dies unterstützt die zuvor gewonnenen Erkenntnisse, dass infolge der Vibrationsrammung die Spannungen auf der passiven Seite reduziert werden, sodass eine Verringerung des passiven Bodenwiderlagers resultiert. Da die Wand mit höherem Einspanngrad tiefer in den Boden hineinreicht, ist die Baugrube in dieser Konfiguration weniger anfällig für die Schwächung des passiven Auflagers, sodass auch die zusätzlichen Horizontalverschiebungen deutlich geringer ausfallen. Wäre bereits während der Planung eine numerischen Simulation wie beschrieben erfolgt, hätten die bei dieser Bauweise auftretenden Verformungen der Schlitzwand vorab erkannt werden können.

## 5. Folgerungen und Forschungsbedarf

Die bei dem Fallbeispiel der RI-Pfahlrammung beobachteten unerwarteten Schlitzwandverformungen infolge der benachbarten RI-Pfahlrammung lassen sich anhand der numerischen Simulationsergebnisse erklären. Demnach bewirkt die RI-Pfahlrammung eine Reduktion des passiven Bodenaufagers infolge Verdichtung und Spannungsumlagerungen. Erstaunlich ist, dass bereits die Ergebnisse der vorgestellten Simulationen mit all ihren Vereinfachungen die gemessenen komplexen Phänomene erklären können.

Dennoch bleibt noch sehr viel Forschungs- und Entwicklungsbedarf, um die folgenden Kritikpunkte bzw. Restriktionen bei der Simulation der geotechnischen Herstellungsvorgänge zu beseitigen:

- Der Ansatz der Coulombschen Reibung zwischen RI-Pfahl und Boden ist auf ca. 30% des Reibungswinkels beschränkt. Größere Wandreibungswinkel führen zu erheblichen Netzverzerrungen und anschließend zum Abbruch der Berechnungen. Hier sind verbesserte Kontaktformulierungen zu entwickeln, die auch mögliche Verflüssigungs- und Schmiereffekte insbesondere bei der Herstellung von RI-Pfählen berücksichtigen. Dabei ist natürlich auch zu klären, ob die vorgenannte Restriktion überhaupt relevant ist.
- Beim Eindringen der RI-Pfähle in den Boden wird Kornbruch zumindest unterhalb des Pfahlfußes eintreten. Die Bedeutung der Kornbrucherscheinungen ist zu untersuchen.
- In der Penetrationsachse wurde eine starre Röhre verwendet, über die der einzubringende Pfahl gleitet. Diese Röhre stellt eine wesentliche Störung in dem System dar. Auch bei räumlicher statt ebener Modellierung ist der störende Einfluss der starren Röhre, wie unsere Vergleichsberechnungen zeigen, vorhanden (Henke, 2008). Es wird daher angestrebt auf diese Röhre durch Verwendung anderer Formulierungen, wie z.B. Euler Lagrange (Aubram, 2006), Particle-in-Cell-Methoden nach Coetzee (2003), netzfreie Methoden wie zum Beispiel bei Bui et al. (2006) oder Coupled-Eulerian-Lagrangian Methoden (Qui et al, 2009; Grabe et al, 2009) zu verzichten.



- Der Boden wurde lediglich als Ein-Phasen-Medium diskretisiert, eine Berücksichtigung des Porenwassers erfolgt in der vorgestellten Simulation nicht. Dynamische Analysen für Zwei- und Drei-Phasenmodelle sind bereits von Biot (1956), Lewis und Schrefler (1998), Holler (2006), Ehlers und Bluhm (2002) und vielen anderen vorgestellt worden. Ziel zukünftiger Forschungsarbeiten ist es daher, diese Theorien zukünftig in der Simulation zu berücksichtigen.
- Die Modellierung der Verpressankerherstellung ist eine weitere zukünftige Herausforderung, um den Herstellungsvorgang von Baugruben umfassend zu modellieren.
- Die Stabilität expliziter Zeitintegration für dynamische, nicht lineare Berechnungen ist weiterhin Gegenstand der Forschung.

## 6. Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Beitrages wurde anhand eines Fallbeispiels, dem Bau einer tiefen Baugrube am Potsdamer Platz in Berlin, aufgezeigt, was mit der Finite-Elemente-Methode simuliert werden kann:

1. Bodenerkundung,
2. Einbau der Schlitzwand,
3. Aushub bis zur ersten Ankerlage,
4. Einbau der Verpressanker,
5. Aushub bis Baugrubensohle,
6. Rammung der Rüttelinjektionspfähle,
7. Einbau der Unterwasserbetonsohle und
8. Lenzen der Baugrube.

Die Simulation des Aushubs kann als Stand der Technik angesehen werden. Die Bauprozesse können dagegen bislang nur unzureichend simuliert werden. Das Beispiel der Baugrube Potsdamer Platz zeigt, dass die Herstellungsprozesse von maßgebender Bedeutung sein können.

Die Ursachen der bei der Baugrube Potsdamer Platz gemessenen Verformungen lassen sich aufgrund der Simulationsergebnisse durch eine Reduktion des passiven Erdwiderlagers infolge Spannungsumlagerungen und Verdichtung erklären.

Es besteht weiterhin Forschungsbedarf, die komplexen Herstellungs-vorgänge in der Geotechnik zu simulieren, da viele Effekte, wie die ganzheitliche Simulation der Bauprozesse inklusive Baugrunderkundung oder aber eine Berücksichtigung von Mehrphasendynamik bisher nur unzureichend berücksichtigt werden kann.

## Literatur

- Aubram, D., 2006, Arbitrary Lagrangian-Eulerian Finite Elemente Formulierung für Eindringvorgänge in Sandböden. 29. Baugrundtagung, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure“, 10-13.
- Bathe, K.-J., 2002, Finite-Elemente-Methoden, aus dem englischen übersetzt von Peter Zimmermann. 2. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg.
- Bui, H.H., Fukagawa, R., Sato, K., 2006, Smoothed particle hydrodynamics for soil mechanics. In proceedings of Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz, 275-281.
- Biot, M.A., 1956, Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous soil. Journal of Acoustical Society of America **28**(4):168-191.
- Coetzee, C.J., 2003, The Modelling of Granular Flow Using the Particle-in-Cell Method. Dissertation an der Universität Stellenbosch, Department of Mechanical Engineering.
- Cudmani R.O., 2001, Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 152.
- Ehlers W. und Bluhm, J. (Eds.), 2002, Porous Media -- Theory, Experiments and Numerical Applications. Springer-Verlag.



- Fakhimi, A. A. und Kianfar, K., 2000, Numerical modelling of pile driving. *Iranian Journal of Science and Technology*, **24**(1), 35-47.
- Gattermann, J., Fritsch, M., Stahlmann, J., 2005, Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse. *Pfahl-Symposium 2005*, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 80, pp. 21-44.
- Grabe, J. und König, F., 2004, Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes. *Bautechnik* **81**(7):569-577
- Grabe, J. und Mahutka, K.-P., 2005, Finite Elemente Analyse zur Vibrationsrammung von Pfählen. *Bautechnik* **82**(9):632-640.
- Grabe, J., Henke, S., Schümann, B., 2007, Numerische Simulation von Rammarbeiten im Erdwiderstandsbereich von Baugrubenwänden. *Bautechnik* **84**(8):519-524.
- Grabe, J., Henke, S., Kalle, H.-U., 2009, Wiederverwendung von Spundwänden, *Geotechnik-Tag der TU München – Nachhaltigkeit in der Geotechnik*, zur Veröffentlichung akzeptiert.
- Gudehus, G., 1996, A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundation*, Japanese Society of Soil Mechanics, **36**(1):1-12.
- Henke, S. und Grabe, J., 2006, Simulation of pile driving by 3-dimensional Finite-Element analysis. *Proceedings of 17th European Young Geotechnical Engineers' Conference*, Zagreb, Croatia, ed. by V.Szavits-Nossan, Croatian Geotechnical Society, pp. 215-233.
- Henke, S. und Grabe, J., 2007, Simulation of pile installation by three-dimensional Finite Element analyses. *Darmstadt Geotechnics*, No. 15, Ed.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach. pp. 179-192
- Henke, S., 2008, Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau. *Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg*, Heft 18.
- Holler, S., 2006, Dynamisches Mehrphasenmodell mit hypoplastischer Materialformulierung für die Feststoffphase. *Veröffentlichungen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen*, Heft 06/2, Wissenschaftsverlag, Aachen
- Herle, I., 1997, Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft 142.
- Lewis, R.W., und Schrefler, B.A., 1998, *Finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media*. Wiley-VCH.
- Liyanapathirana, D. S., Deeks, A. J., Randolph, M. F., 2000, Numerical modelling of large deformations associated with driving of open-ended piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **24**, 1079,1101.
- Lysmer, J. und Kuhlemeyer R.L., 1969, Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE*, 859-877.
- Mabsout, M. E. und Tassoulas, J. L., 1994, A finite element model for the simulation of pile driving. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **37**, 257-278.
- Mabsout, M. E., Reese, L. C. und Tassoulas, J. L., 1995, Study of pile driving by finite-element method. *Journal of Geotechnical Engineering*, **121**(7), 535-543.
- Mahutka, K.-P., König, F., Grabe, J., 2006, Numerical modelling of pile jacking, driving and vibratory driving. *Proceedings of International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment (NSC06)*, Bochum, ed. T. Triantafyllidis, Balkema, Rotterdam, 235-246.
- Mahutka, K.-P., 2007, Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler. *Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg*, Heft 15.
- Mayer, P.-M., 2001. Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe*, Heft 151
- Meißner, H., 2002, Empfehlungen des Arbeitskreises AK 1.6 'Numerik in der Geotechnik' der DGGT – Teil 3: Baugruben. *Geotechnik*, **25**(1):44–56
- Niemunis, A. und Herle, I., 1997, Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of cohesive-frictional materials*. **2**:279-299.
- Quast, P. und Zander, M., 2007, Auflockerungen von rolligen Böden durch den Lufteinsatz beim Düsenstrahlverfahren. *Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München – aus Schäden lernen. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München*, 117-124.
- Qui, G., Henke, S., Grabe, J., 2009, Applications of Coupled Eulerian-Lagrangian Method to Geotechnical Problems with Large Deformations. *2009 Simulia Customer Conference (2009SCC)*, London, UK. Zur Veröffentlichung akzeptiert
- Rebstock, D., 2004, Hypoplastic Simulation of Piles and Column Foundations. *Proc. of 16<sup>th</sup> European Young Geotechnical Engineers Conference EYGEC*, Vienna (Austria), pp. 303–312, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Wien
- Rebstock, D., 2005, Kleinbohrpfähle unter statischer und zyklischer Belastung – hypoplastische Simulationen. *Tagungsband zum Pfahlsymposium 2005 in Braunschweig*, S. 349–365, Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 80
- Schäfer, R., 2004, Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen Böden. *Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum*, Heft 36
- Schümann, B., 2007, Ableitung von Kriterien zur Wahl des Mindestabstandes von einvibrierten Pfählen im Bereich des Bodenaufslagers von teileingespannten Baugrubenwänden auf Basis der FEM, *Diplomarbeit, Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg*
- Su, L., Yin, J.U., Wang, S. und Liao, H., 2007, Numerical Simulation of Pressure Grouting in Soil Nail Pull-out Tests. *Key Engineering Materials*, Vols. **353–358**, pp. 1037–1040





- To, P. und Smith, I. M., 1988, A note on finite element simulations on pile driving. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, **12**(2), 213-219.
- Triantafyllidis, T., 1998, Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin. Bautechnik. **75**(3):133-154.
- Triantafyllidis, Th. 2000. Ein einfaches Modell zur Abschätzung von Setzungen bei der Herstellung von Rüttelinfektionspfählen. Bautechnik **77**(3):161–168.
- Vollstedt, H.-W., Grabe, J., Ma, X., Henke, S. und Möller, O., 2008, Untersuchungen zur Grundwasserentlastung Containerkaje Bremerhaven. HANSA - International Maritime Journal, **145**(6):104--111
- Von Wolffersdorff, P.-A., 1996, A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of cohesive-frictional materials. **1**:251-271.