

Lehrstuhl und Prüfamnt  
für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

---

Heft 52

**Beiträge zum  
11. Geotechnik-Tag in München  
Geotechnik und Energie**

09.03.2012

---

München 2012

ISBN: 978-3-943683-13-4

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik  
Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von N. Vogt

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort des Herausgebers</b>	1
<b>Grußworte des Vorsitzenden der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)</b>	3
<b>Neubau der A44 auf einer frischen Tagebaukippe</b> <i>Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Dr.-Ing. D. Heyer, Dr.-Ing. E. Birle, Dipl.-Ing. S. Vogt, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München</i> <i>Dr.-Ing. D. Dahmen, Dr.-Ing. C. Karcher, Dr.-Ing. G. Vinzelberg, RWE Power AG, Köln</i>	5
<b>Bodenverflüssigungsprobleme bei Bergbaukippen in der Lausitz</b> <i>Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla, Dipl.-Ing. Jörg Weißbach, Dipl.-Ing. Dipl.-Geol. Sebastian Szczyrba, TU Bergakademie Freiberg</i>	19
<b>Unterflur-Pumpspeicherwerke in Anlagen des Steinkohlebergbaus</b> <i>Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau, Prof. Dr. rer. nat. Ulrich Schreiber, Prof. Dr.-Ing. André Niemann, Universität Duisburg–Essen, Essen Prof. Dr.-Ing. Marco K. Koch, Ruhr-Universität Bochum</i>	27
<b>Geothermie Tiefenkraftwerk™ (GTKW)</b> <i>Hubert Hämmerle, Ehoch10 Projektentwicklungs GmbH, Wien Thomas Pilgerstorfer, Nedim Radončić, Wulf Schubert, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz</i>	39
<b>Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein - Prognose, Messung und Beeinflussung</b> <i>Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck, Zentrum Geotechnik, TU München</i>	51
<b>Ringwallspeicher - ein essentieller Beitrag der Geotechnik zur Energiespeicherung</b> <i>Dr.-Ing. Matthias Popp, Ingenieurbüro Popp, Wunsiedel</i>	67
<b>Speicherbecken und ihre geotechnischen Herausforderungen</b> <i>Dr. sc., Dipl. Ing. Sophie Messerklinger, Pöyry Energy AG, Zürich</i>	85
<b>Energie aus den Anden: Die Wasserkraftanlage La Confluencia in Chile</b> <i>Dr.-Ing. Mathias Müller, Hochschule Regensburg</i>	95

<b>Besonderes bei den geotechnischen Nachweisen für Flachgründungen von Offshore-Windenergieanlagen</b>	109
<i>Dr.-Ing. Udo Hartwig, Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Stuttgart</i>	
<b>Bemessung von Pfählen für die Gründung von Offshore- Windenergieanlagen</b>	131
<i>Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus, Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover</i>	
<b>Offshore Windkraft Fundamente</b>	145
<b>Praxiserfahrung aus den Projekten London Array und DanTysk</b>	
<i>Dipl. Ing. Moritz Horn, Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH</i>	
<b>Installation eines Monopfahls als Gründungsstruktur für eine Gezeitenturbine</b>	153
<i>Dr.-Ing. Stefan Schmitz, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Prof. Thomas Bauer, BAUER AG, Schrobenhausen</i>	
<b>Carbon footprint – Internationaler Vergleich von Abschätzungsansätzen bei Spezialtiefbauverfahren</b>	165
<i>Dr. Alexander Zöhner, Keller Holding GmbH Dr. Wolfgang Sondermann, Keller Holding GmbH</i>	
<b>Geotechnical Assessments of Upgrading Power Transmission Lines</b>	177
<i>Andrew Smith, Coffey Geotechnics Ltd.</i>	
<b>Verzeichnis der Autoren</b>	187
<b>Verzeichnis der Schriftenreihe</b>	189

## Vorwort des Herausgebers

Geotechnik und Energie ist das Thema dieses Heftes unserer Mitteilungsreihe, welches die Fachbeiträge zum Geotechniktag am 9. März 2012 enthält. Die Tagung war mit ca. 450 Teilnehmern wieder gut besucht. Für viele geotechnisch Interessierte ist sie zu einem festen Ereignis im Jahreslauf für Begegnungen, Gedankenaustausch und offener Diskussion mit Kollegen geworden.

Der beschlossene Ausstieg aus der Kernenergie und unsere Verpflichtung, CO<sub>2</sub> produzierende fossile Brennstoffe zugunsten regenerativer Quellen zurückzufahren, stellt das Thema Energie mit in den Vordergrund unserer Volkswirtschaft. Die Geotechnik hat vielfältig mit der Energiewirtschaft zu tun und kann erheblich beitragen, die Herausforderungen bei der bedarfsgerechten Bereitstellung von Energie nachhaltig zu lösen. Die Veranstaltung konnte uns dies bewusst und unsere Beiträge sichtbar machen.

Der Abbau fossiler Energieträger in der Steinkohle und Braunkohle hat mit tiefen Gruben, Wasserhaltung, Böschungen von Tagebauten und Halden, Schächten und Stollen stets die Geotechnik in Anspruch genommen. Kippenflächen müssen sinnvoll und frei von Gefahren wiederverwendet werden, die Sicherheit von Böschungen hat hohe öffentliche Relevanz. Können wir die ausgebeuteten Gruben der Steinkohle für die Energiespeicherung nutzen? Wie kann in tiefem Bergbau die Erdwärme genutzt werden? Welche Impulse kann die Geotechnik der Geothermie geben, wo steckt hier Optimierungspotential?

Staudämme und die Nutzung von Wasserkraft sind die ältesten Quellen nachhaltig erzeugter Energie und stets geotechnisch herausfordernd. Hier könnte in ganz anderer Dimension als bisher das Energiespeicher-Problem gelöst werden, vor das uns die Volatilität von Solarstrom und Windenergie stellt. Erweiterte Verteilernetze können Tunnelbau erforderlich machen. Aber nachhaltiger ist es, alte Strommaste auch mit größeren Einwirkungen weiterhin in Anspruch zu nehmen und alte Systeme zu evaluieren und zu ertüchtigen.

Die Nutzung der Windkraft, vor allem offshore, führt zu einer neuen Klasse von Gründungen, die beherrscht werden müssen und bei der Flach- und Tiefgründungen in Konkurrenz zueinander stehen. Das Herstellen von Pfählen in tiefem Wasser, welches gezeitenbedingt außerdem stark strömt, stellt auch die best erfahrenen Pfahlhersteller vor ganz neu zu lösende Probleme.

Nicht zuletzt hinterlassen wir mit jeder Baumaßnahme einen carbon footprint und dessen Bewertung wird zunehmend zu einem Element des Wettbewerbs zwischen verschiedenen Lösungen geotechnischer Aufgaben, das wir zu berücksichtigen haben.

München, im Juli 2012, Norbert Vogt



## **Grußworte zum Geotechnik-Tag TUM am 9. März 2012**

Grüß Gott zum 11. Geotechnik-Tag der TUM!

Beim Münchener Geotechnik-Tag sind Entwicklungen im Zusammenhang mit der Energiewende von Offshore bis hoch in die Berge das prägende Thema. Ich danke allen, die zur Vorbereitung und Durchführung des Geotechnik-Tages tätig waren:

Prof. Vogt und sein Team, dem Catering-Service der Landshuter Bäuerinnen, die uns nun schon traditionell in den Pausen und am Abend verwöhnen, den Referenten und natürlich Ihnen - erst Sie als Zuhörer und fleißige Diskussionsredner machen eine Tagung zum Erfolg - danke, dass Sie alle hier sind!

Zur Energiewende und den hier behandelten Themen passen noch zwei kurze Ausführungen:

a) Wir brauchen Nachwuchs.

b) Wir müssen anders mit der Gesellschaft kommunizieren.

Zum Thema Nachwuchs hörte ich kürzlich, man solle mit Technikinformation schon in der Grundschule beginnen - ich meine schon im Kindergarten! Bauen als frühkindliche Erfahrung im Sandkasten oder mit Bauklötzen kennen wir alle! Aber wann und wodurch kommt unseren Kindern das Bauen abhanden? Unsere Gesellschaft muss Technik und Technikausbildung nicht nur dulden, sondern auch fordern und fördern! Denn ohne Technik können 7, 8 oder gar 9 Milliarden Menschen auf der Erde nicht überleben und wir können unseren Lebensstandard nicht halten. Investitionen in Bildung, in technische Bildung sind Zukunftssicherung!

Wie kommt es, dass die nunmehr an vielen Universitäten angebotenen Studiengänge "Umweltingenieurwesen" so stark nachgefragt werden, ja geradezu überlaufen werden? Vor allem, wenn bei Nachfrage nach den erwarteten Studieninhalten klassische Bauingenieurthemen genannt werden?

Wir Bauingenieure waren schon immer Landschafts- und Umweltgestalter im gesellschaftspolitischen Auftrag im Spannungsfeld zwischen Erneuern und Bewahren. Die gesellschaftspolitischen Vorgaben haben sich geändert und wir uns mit ihnen. Dabei müssen wir zunehmend mit ansehen, wie die Technik unserer Projekte unter Kosten- und Akzeptanzdruck gerät, aber das ökologische Begleitprogramm nach dem Motto "Koste es was es wolle" abgewickelt wird!

Doch wie steht es mit der Wertigkeit von geschützten Juchtenkäfern einerseits und 40 Millionen direkt nach dem Schlüpfen geschredderten Hahnenküken in der Tierproduktion andererseits? Wie passt die Aufgabe wertvoller landwirtschaftlicher Nutzflächen für naturschutzfachliche Ausgleichsmaßnahmen bei uns in Deutschland mit Millionen hungernder Menschen auf der Welt zusammen? Oder wenn auf der Titelseite einer Regionalzeitung steht: „Wir haben leider kein Geld für die gesetzlich geforderten Kitaplätze.“ Und daneben steht, dass Feuchtwiesen von Bauern als Nahrungsgebiet für Weißstörche gekauft werden. Ich weiß, dass man mit entsprechenden Aussagen an die "Sagbarkeitsgrenzen" unserer Gesellschaft stößt - aber die Zustände sind Realität, absurde Realität!

Schon vor fast 30 Jahren bauten wir Ingenieure Flusslandschaften, die "Stern"-Reporter für die zu schützende Altmühl hielten, aber es war eine schon im Zuge der Main-Donau-Wasserstraße ausgebaute, sehr natürlich wirkende Strecke! Heute BAUEN wir Ausgleichsmaßnahmen und diese Bautätigkeit bedarf auch keines Ausgleichs mehr, denn wir bauen an "höherwertigen" ökologischen Zuständen! Allerdings ohne Rücksicht auf die Kreaturen, die den höherwertigen ökologischen Zuständen weichen müssen.

Es ist toll, dass wir uns in Deutschland all das leisten können. All dies ist aus unserer volkswirtschaftlichen, exportorientierten Wertschöpfung zu finanzieren! Zu einer prosperierenden Volkswirtschaft gehört aber eine gute Infrastruktur. Und wie der Hauptverband der Deutschen Bauindustrie ermittelt hat, werden bei einer Milliarde Euro Investitionen in öffentliche Infrastruktur bereits 25% (250 Millionen €) als Steuern in die Staatskasse zurückgespült, 22.000 Menschen finden Beschäftigung und das Bruttoinlandsprodukt erhöht sich um ca. 2,5 Milliarden €

Als Indienreisender habe ich vor zwei Wochen wieder mit Nachdruck erfahren, wie bedeutsam eine gute Infrastruktur für die Entwicklung einer Gesellschaft ist und welches Glück es bedeutet, in Deutschland geboren worden zu sein. Dies gilt es auch für unsere Kinder und Enkel zu erhalten! Hierzu müssen wir Zukunft wagen, denn wer die Gegenwart konservieren möchte, kann die Zukunft nicht gewinnen! Auch wir Ingenieure müssen mehr wagen, wagen und SAGEN bei der öffentlichen Diskussion über unsere die Zukunft sichernden Projekte! Mit Glaubwürdigkeit und Verlässlichkeit sollte das erreichbar sein!

Wie Prof. Frank Brettschneider, Universität Hohenheim, auf unserem DGGT/VDI-Symposium für Felsmechanik und Tunnelbau vorgestern in Stuttgart in seinem Vortrag "Großprojekte zwischen Protest und Akzeptanz" ausführte, müssen wir besser mit der Gesellschaft kommunizieren. Hierbei sollten wir berücksichtigen, dass der Begriff "Großes Bauprojekt" bei 54 % der deutschen Bevölkerung ab 16 Jahre als unsympathisch gilt, während Begriffe wie Fortschritt, Forschung, Modernisierung oder Innovation von 70 bis 85 % als sympathisch empfunden werden. Also nicht "Infrastrukturgroßprojekt" sondern z.B. "Fortschrittsorientierte Modernisierung der Infrastruktur"! Wir müssen früh, offen und ehrlich die Bevölkerung / die Betroffenen mitnehmen und einbinden! Hierzu veranstalten die großen Ingenieurverbände und technisch-wissenschaftlichen Gesellschaften, wie die DGGT, unter Führung des VDI einen Zukunftskongress 2012 mit einer ganztägigen Vortragsveranstaltung am 16. Oktober 2012 im Palais in Frankfurt am Main mit den Schwerpunktthemen Bürgerbeteiligung, Kommunikation, Planungsrecht, Ingenieur und Gesellschaft und Best-Practice-Beispiele.

Zum Schluss noch ein paar Worte in eigener Sache für die DGGT:

Ich möchte hinweisen auf und einladen zur 12. Baltic Sea Geotechnical Conference vom 30. Mai bis 2. Juni in Rostock und 32. Baugrundtagung vom 26. bis 29. September 2012 in Mainz!

Nun wünsche ich uns eine spannende, diskussionsreiche Tagung und hoffe, Sie in Rostock und/oder Mainz wiederzusehen!

Vielen Dank!

Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten  
(Vorsitzender der DGGT)

# Neubau der A 44 auf einer frischen Tagebaukippe

Prof. Dr.-Ing. N. Vogt

Dr.-Ing. D. Heyer

Dr.-Ing. E. Birle

Dipl.-Ing. S. Vogt

Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

Dr.-Ing. D. Dahmen

Dr.-Ing. C. Karcher

Dr.-Ing. G. Vinzelberg

RWE Power AG, Köln

## 1 Projektbeschreibung

Das Rheinische Braunkohlenrevier befindet sich im Städtedreieck Aachen, Köln und Mönchengladbach. Die in den Tagebauen Hambach, Inden und Garzweiler gewonnene Braunkohle wird vorwiegend zur Verstromung in Großkraftwerken genutzt. Eine Übersicht der Lage der drei Großtagebaue ist in der Abbildung 1 links gegeben.

Das heutige System der Förderung in den Rheinischen Braunkohletagebauen zeichnet sich durch einen kontinuierlichen Massenstrom aus. Dabei wird der Abraum bzw. die Braunkohle mittels Schaufelradbagger gewonnen und über Förderbandsysteme abgeführt. Der Abraum wird in bereits ausgekohlten Bereichen innerhalb des Tagebaus (Innenkippe) mittels Absetzer abgelagert.

Infolge der umfangreichen Massenbewegung wandert der Tagebau Garzweiler kontinuierlich von Osten kommend nach Westen (vgl. Abbildung 1 rechts). Dabei wurde ab dem Jahr 2006 der Bereich der ursprünglichen Trasse der A 44 zwischen dem Autobahnkreuz (AK) Holz und AK Jackerath in den Tagebau einbezogen. Das Teilstück zwischen den Autobahnkreuzen Jackerath und Holz wurde dazu ab Anfang November 2005 für den Verkehr gesperrt. Um die in Nord-Süd Richtung verlaufenden Verkehrsströme umleiten zu können, wurde die A 61 zwischen dem AK Jackerath im Süden und dem AK Wanlo im Norden vorlaufend auf 3 Streifen je Fahrtrichtung ausgebaut. Im Jahr 2017 wird den Planungen entsprechend die Abbaukante die östliche Seite der A 61 erreichen. Bevor der Abbau in westlicher Richtung vorschreitet und damit der Trassenbereich der A 61 zwischen AK Jackerath und AK Wanlo für den Verkehr nicht mehr nutzbar sein wird, ist die A 44 als 6-streifige Autobahn wiederherzustellen. Damit verbunden ist der Neu- bzw. Umbau der Autobahnkreuze Jackerath und Holz. Die Trasse der A 44 neu kreuzt dabei im neu zu errichtenden Autobahnkreuz Jackerath die A 61 nahezu rechtwinklig und verläuft in einer nach Norden verlaufenden weiten Linkskurve etwa über eine Strecke von 7 km im derzeitigen Arbeitsbereich des Tagebaus Garzweiler.

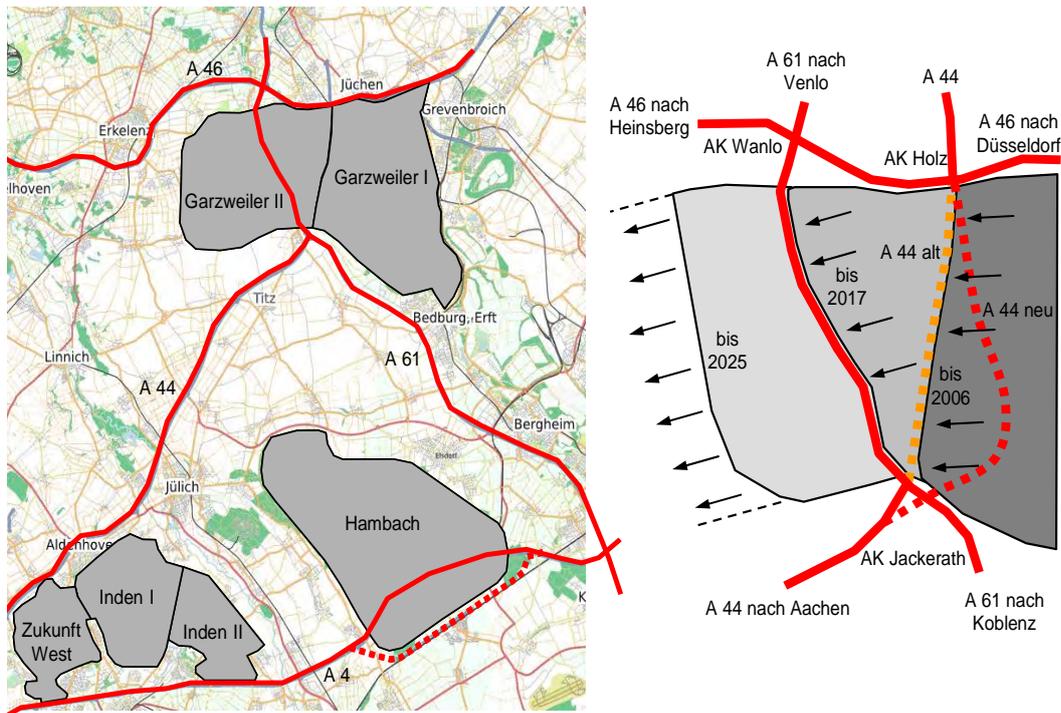


Abbildung 1: Lage des Tagebaus Garzweiler im Rheinischen Braunkohlenrevier (links), Abbaugbiet und Neutrassierung der Autobahn A 44

Im Bereich des Trassenverlaufes der A 44 neu werden Lockergesteine verkippt, um den Tagebau bis zur ursprünglichen Geländeoberkante wieder aufzufüllen. Dieser Verkipppungsprozess ist im südlichen Bereich bereits weitgehend vollzogen, wobei die neben der Trasse liegenden Flächen landwirtschaftlich genutzt werden (siehe Abbildung 2). Der nördliche Abschnitt bis etwa 2 km vor der nördlichen Kippenböschung wird erst ab dem Jahr 2013 verfüllt.

Die Mächtigkeit des hergestellten Kippenkörpers schwankt abgesehen von den Böschungsbereichen zwischen etwa 120 m und 180 m. Die Mächtigkeit sowie die Erstreckung der einzelnen Kippscheiben sind in Abhängigkeit vom fortschreitenden Tagebauprozess unterschiedlich.

Mit dem Verkipppungsprozess verbunden ist eine vergleichsweise geringe Dichte des abgelagerten Bodens. Die Dichte nimmt zur Tiefe des Kippenkörpers hin kaum zu, was durch die Interpretation von Ergebnissen aus Drucksondierungen in Tiefen von bis zu 70 m im bereits fertig verkippten südlichen Bereich des Trassenverlaufes der A 44 neu bestätigt werden konnte. Verbunden mit der überwiegend lockeren bis mitteldichten Lagerung der Lockergesteine des Kippenuntergrundes ist eine vergleichsweise hohe Kompressibilität und geringe Scherfestigkeit. Dadurch, dass sich durch verschiedene Prozesse bedingt zeitabhängig Umlagerungen der Einzelkörner einstellen, kommt es zu Setzungen der Kippenoberfläche. Da die für Bauwerke üblichen Wartezeiten für diese Setzungen im Fall der A44 neu nicht eingehalten werden können, war zu prüfen, inwieweit die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt sein kann. Um einer möglichen Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit entgegen zu wirken, wurde ein im Folgenden erläutertes spezielles Verkipppungskonzept

entwickelt, dessen Wirksamkeit durch ein umfangreiches geotechnisches Untersuchungsprogramm fortlaufend überprüft wird.



*Abbildung 2: Rekultivierte Fläche sowie freigehaltene Trasse der A 44 im Tagebau Garzweiler*

## **2 Verkippungskonzept**

Von der RWE Power wurde ein Konzept entwickelt, das für die Kippenbereiche unterhalb der Autobahntrasse Anforderungen hinsichtlich des maximalen Feinkornanteils der verkippten Lockergesteine stellt (siehe Abbildung 3). Demnach sollen in einer sog. „Kiesschwarte“ die oberen 10 m aus Kies und Sand verkippt werden. Bis zu einer Tiefe von 90 m unterhalb der Kippenoberfläche werden nur grob- und gemischtkörnige Böden mit einem Feinkornanteil < 20 M.-% verkippt werden. Darunter ist auch die Verkipfung von Böden mit einem Feinkornanteil von maximal 30 M.-% (Mischboden 1) möglich.

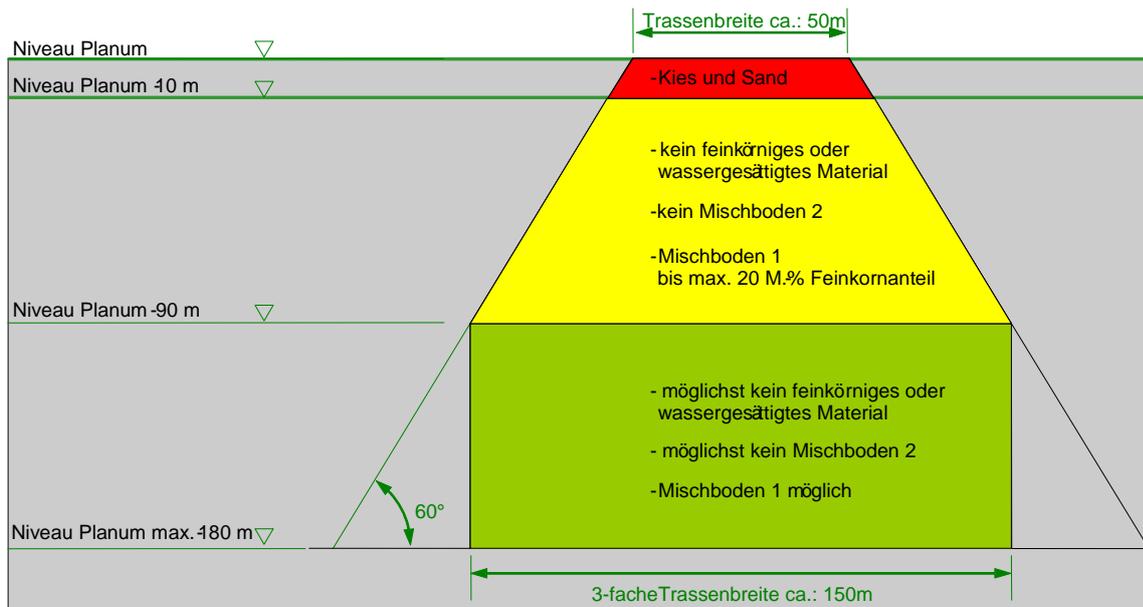


Abbildung 3: Verkipfungskonzept mit vergütetem Bereich

Zur Dokumentation der im vergüteten Bereich verkippten Böden wurden seit Mitte Dezember 2008 Proben entnommen. Diese wurden je nach Fortschritt der Verkipfung in unterschiedlicher Teufe und Entfernung von der Trassenachse entnommen. Bis Mitte Mai 2011 konnten so insgesamt 716 Proben untersucht werden. Im Hinblick auf die nötigen Bodenmassen zur Verfüllung des Trassenbereiches der A 44 neu und Einzelgeräteleistungen von bis zu 240.000 m<sup>3</sup> pro Tag sind die Probennahmen als stichpunktartiges Aufschlussverfahren zu sehen. Dennoch können aus den gewonnenen Daten wertvolle Erkenntnisse zur Beurteilung der Verformungen des Kippenkörpers gewonnen sowie die Einhaltung der Vorgaben zur Erstellung des vergüteten Bereiches überprüft werden.

Die Beurteilung der Einzelproben erfolgt in einem makroskopischen Verfahren mittels visueller Ansprache. Dabei wurde ein Klassifikationsschema verwendet, das im Wesentlichen die Hauptfraktionen Kies, Sand und Feinkorn trennt. Dies ermöglicht die rasche Einordnung der in situ angetroffenen Böden, ohne auf eine zeitaufwändige Siebanalyse zurückgreifen zu müssen. Zur Überprüfung der makroskopischen Ansprache wurden bisher insgesamt 106 Siebanalysen durchgeführt, deren Ergebnisse in der Abbildung 4 dargestellt sind.

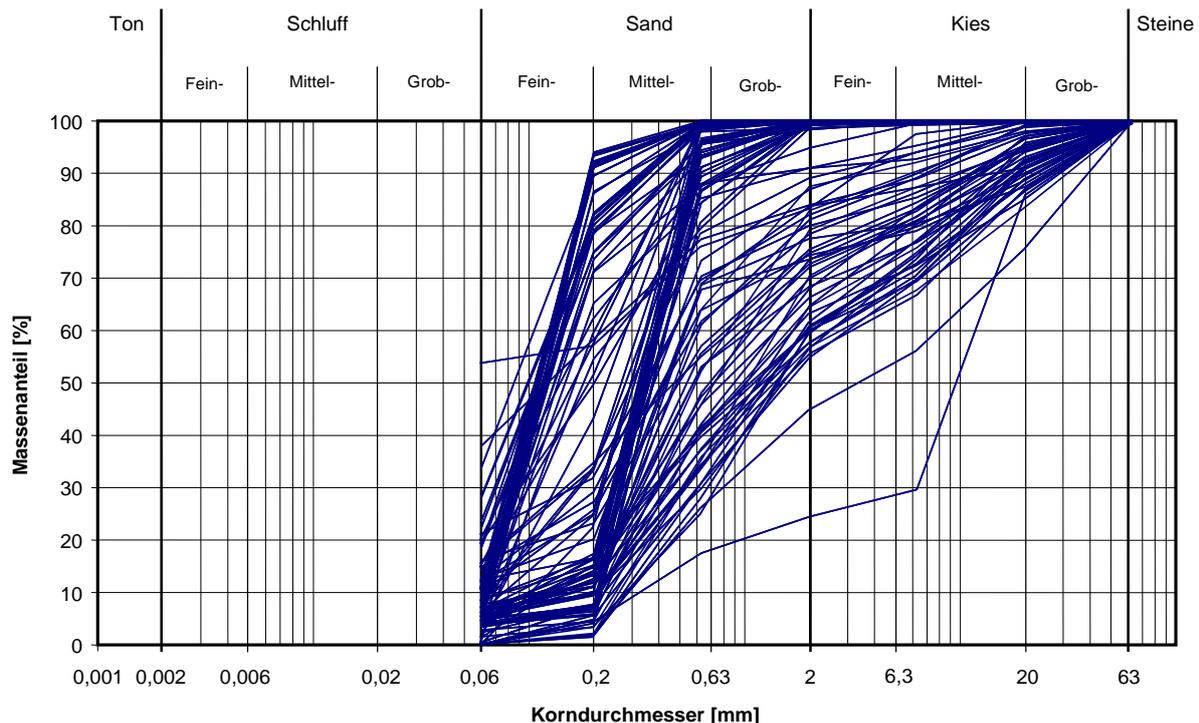


Abbildung 4: Korngrößenverteilung an 106 Proben entnommen im vergüteten Bereich

Die Ergebnisse einer Häufigkeitsanalyse zur Bewertung der Auftretenswahrscheinlichkeit verschiedener Kornfraktionen ergaben über die räumliche Verteilung der Entnahmepunkte hinweg eine ausgeprägte Homogenität. Demnach lag bei 92 % der Proben der Feinkornanteil unter 15 M.-% und nur bei 2,5 % der Proben über 40 M.-%.

### 3 Verformungseigenschaften des Kippenkörpers

Um Rückschlüsse auf das zeitabhängige Verformungsverhalten der Tagebaukippe im Nahbereich der Trasse der A 44 neu ziehen zu können, wurde eine Reihe an Verformungsmessungen durchgeführt und analysiert. Bei den im Folgenden dargestellten Messdaten handelt es sich um Verformungsmessungen der Kippenoberfläche, die von der Tagebauvermessung ermittelt wurden. Zur Überprüfung der Verformungen der Kippenoberfläche im Trassenbereich werden nach der Erstellung der oberen Kippscheibe in der Trassenachse sowie am rechten und linken Fahrbahnrand Festpunkte installiert, die in regelmäßigen zeitlichen Abständen durch die Markscheider geodätisch vermessen werden. In zwei 200 m langen Bereichen (bei Station 4900 m und Station 5900 m) wurde der Abstand zwischen den Messpunkten in der Trassenachse von 50 m auf 10 m reduziert, so dass dort mit einer höheren Auflösung genauere Informationen bezüglich der Kippensetzung in Trassenlängsrichtung gewonnen werden können.

Die für diese Bereiche aus den Messungen abgeleiteten Stauchungen<sup>1</sup> des Kippenkörpers sind in der Abbildung 5 dargestellt. Für den Zeitraum zwischen dem Ende der Verkipfung

<sup>1</sup> Als Stauchung wird die Setzung des Kippenkörpers im Verhältnis zu seiner Mächtigkeit bezeichnet

der Schwarte bis etwa 30 bis 100 Tage nach dem Ende der Verkippung weisen die Zeit-Stauchungs-Beziehungen zunächst eine etwas geringere Neigung auf und erst ab ca. 30 bis 100 Tagen ist eine konstante Neigung feststellbar. Die Form der Zeit-Stauchungs-Beziehung wird dabei durch die Auswertemethodik und im Besonderen durch die Definition des Zeitpunktes, ab dem zeitabhängige Verformungen betrachtet werden, beeinflusst. So wurden die Daten unter der Annahme ausgewertet, dass die zeitabhängigen Verformungen ab Ende der Verkippung der Schwarte beginnen. In Wirklichkeit treten zeitabhängige Verformungen allerdings bereits während der Verkippung der Böden in den darunter befindlichen Kippscheiben auf. Dieser Zeitpunkt ist für jede Kippscheibe entsprechend der Dauer und dem Ablauf des Verkippungsprozesses variabel und daher für eine Auswertung nicht genügend genau festzulegen. Da der Oberbau der Autobahn frühestens nach einer Liegezeit von ca. 6 Monaten begonnen werden soll und der zu betrachtende relevante Zeitraum für die Verformungsprognose damit ausreichend weit vom Ende der Verkippung entfernt liegt, musste die Problemstellung zur genauen Festlegung des Beginns der zeitabhängigen Verformungen aber im Rahmen der Untersuchungen nicht weiter gelöst werden. Vielmehr zeigen die Messdaten, dass sich für längere Liegezeiten eine vergleichsweise homogene Verformungscharakteristik einstellt, welche in sehr guter Näherung durch eine Kriechanalogie und der Verwendung einer entsprechenden Modellgleichung beschrieben werden kann.

Die Neigung der in der Abbildung 5 dargestellten Zeit-Stauchungs-Beziehungen wurde für die einzelnen Messpunkte für den Zeitraum ab ca. 30 bis 100 Tagen bestimmt und wird im Folgenden als Kriechbeiwert  $C_k$  bezeichnet.

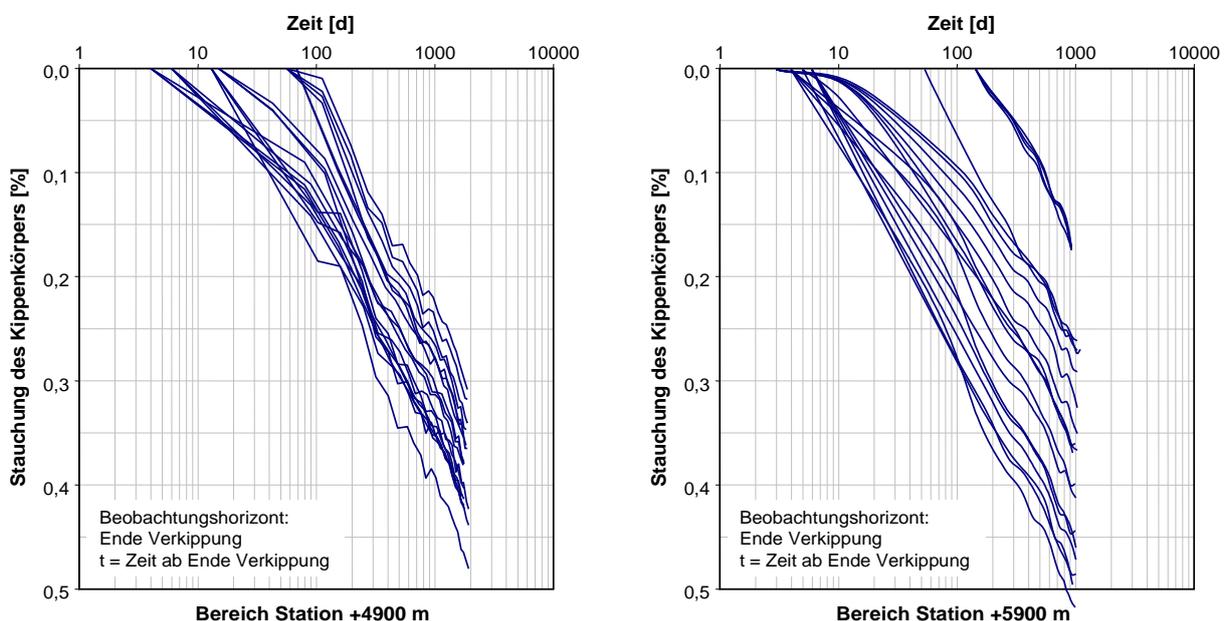


Abbildung 5: Zeitabhängige Stauchung des Kippenkörpers

Die Abbildung 6 die stellt die aus den markscheiderischen Messpunkten ermittelten Kriechbeiwerte  $C_k$  für den bereits fertig verkipperten südlichen Trassenbereich (Stationen +4400 m bis +7000 m) dar.

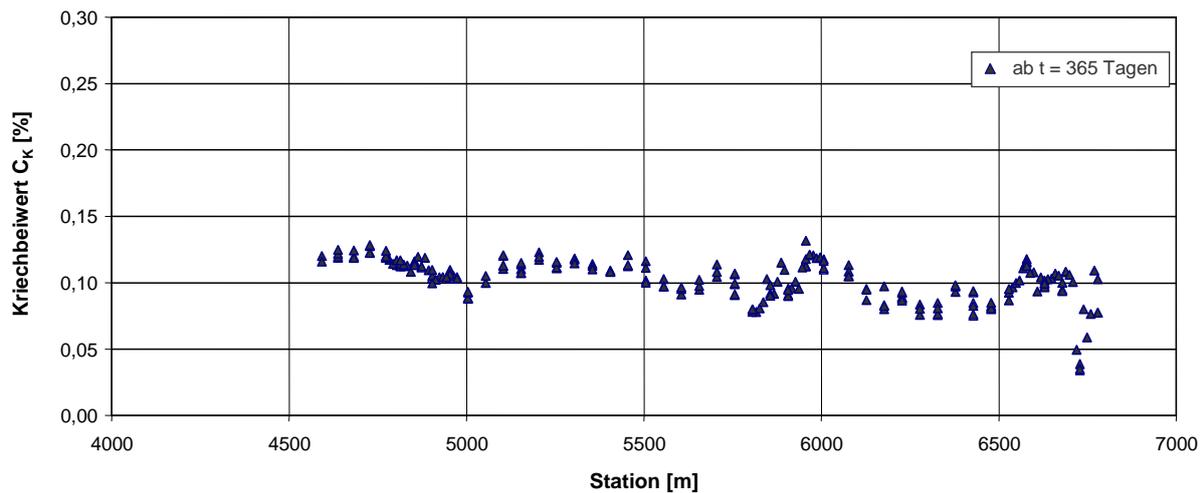


Abbildung 6: Ausgewertete Kriechbeiwerte  $C_K$  entlang der Trasse der A 44 neu

Es ist erkennbar, dass die Werte über einen weiten Bereich bei etwa  $C_K = 0,10$  % liegen. Die Beiwerte  $C_K$  fallen nach Norden hin etwas ab. Dies ist auf die deutlich geringere Liegezeit der Böden in diesem Bereich zurückzuführen. So betrug die Liegezeit zum Auswertzeitpunkt dort unter 100 Tagen, wodurch die Zeit-Stauchungs-Beziehungen noch geringere Neigungen im Vergleich zu den südlichen Bereichen mit längeren Liegezeiten aufweisen.

Die Abbildung 7 stellt Informationen zur möglichen Abhängigkeit des Beiwertes  $C_K$  von der Kippenmächtigkeit (linkes Diagramm) und der Liegezeit (rechtes Diagramm) dar. Die Ergebnisse zeigen, dass für die im betrachteten Kippenbereich vorliegende Schwankungsbreite der Kippenmächtigkeit von 135 m bis 160 m keine systematische Abhängigkeit des Kriechbeiwertes von der Kippenmächtigkeit feststellbar ist. Die Liegezeit hat ebenso keinen systematischen Einfluss auf den Kriechbeiwert, sofern der bereits beschriebene Anfangszeitraum von ca. 30 bis 100 Tagen aus den Betrachtungen ausgenommen wird.

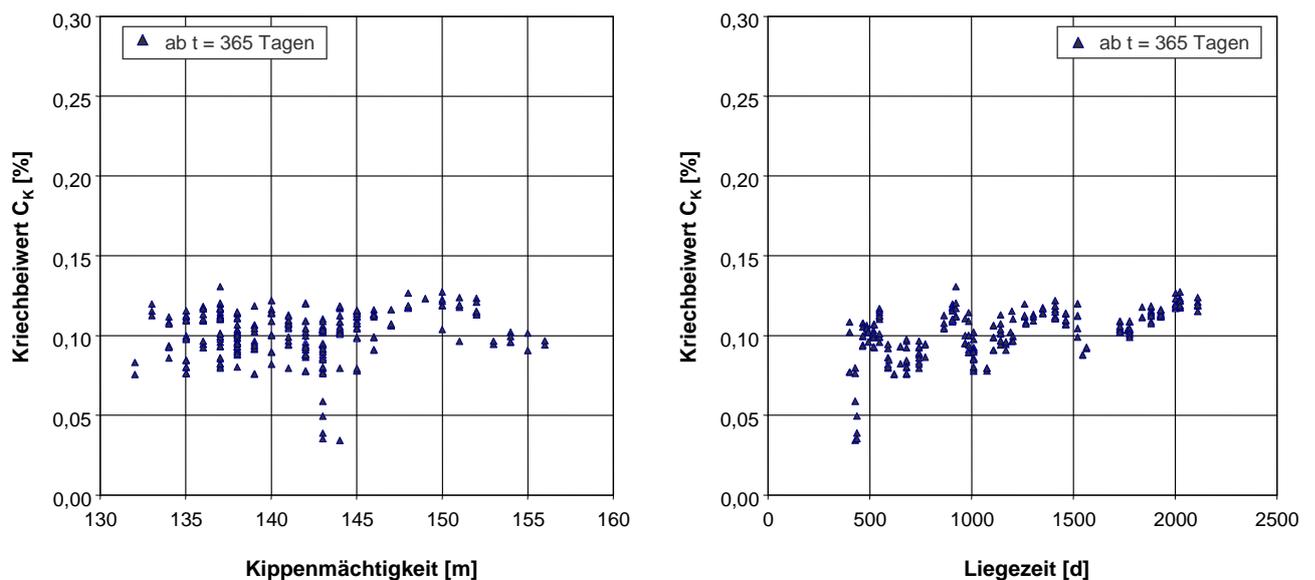


Abbildung 7: Kriechbeiwerte  $C_K$  in Abhängigkeit von der Kippenmächtigkeit (links) und Liegezeit (rechts)

## 4 Laborversuche

Anhand von Laborversuchen wurden das spannungs- und zeitabhängige Verformungsverhalten sowie durch Aufsättigungsprozesse bedingte Verformungen untersucht. Die Untersuchungen wurden in eindimensionalen Kompressionsversuchen für die in der Abbildung 8 dargestellten vier Böden durchgeführt. Mit Hilfe der Kompressionsversuche wurde ermittelt, wie sich unterschiedliche Parameter (Feinkornanteil, Einbauwassergehalt, Einbaudichte, Lastinkrement) auf das Verformungsverhalten der Böden auswirken. In den eindimensionalen Kompressionsversuchen wurden vertikale Verformungen einer zylindrischen Bodenprobe, welche unter konstanten Spannungen gemessen wurden, ausgewertet. Zur Beschreibung der Analyse der zeitabhängigen Verformungen dient die Abbildung 9.

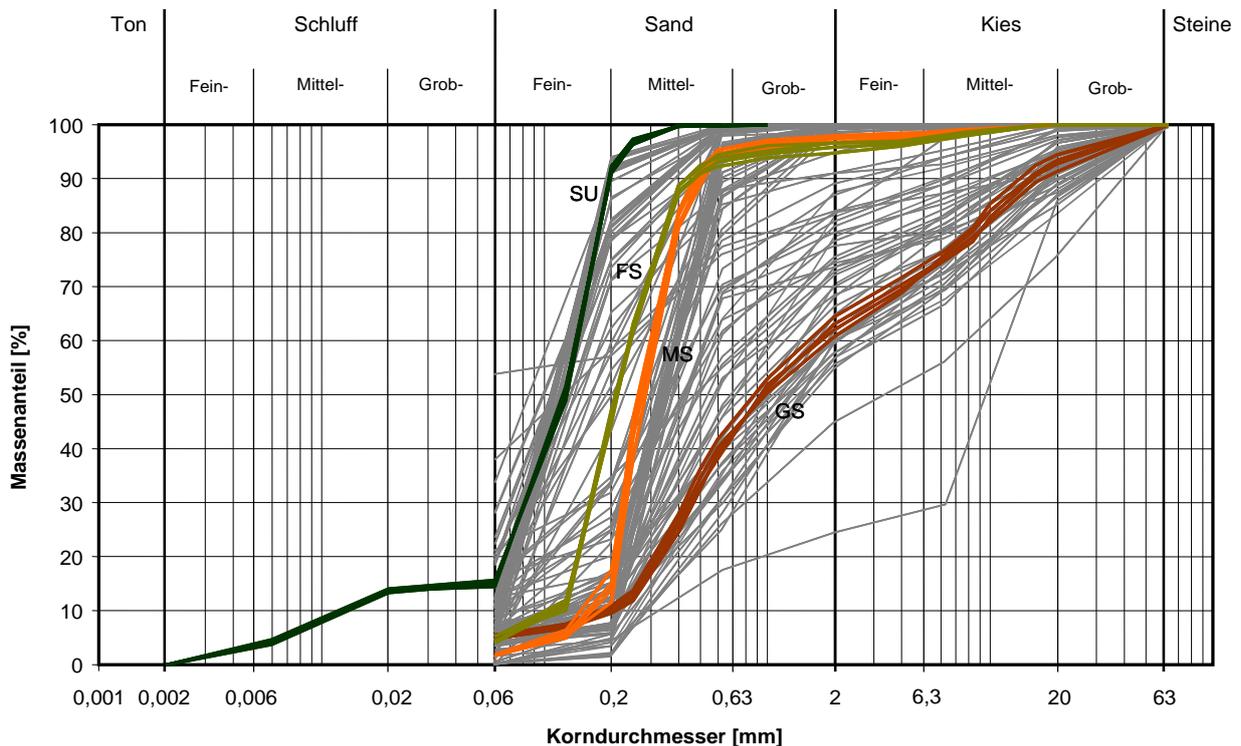


Abbildung 8 Korngößenverteilungen der Versuchsböden SU, FS, MS und GS

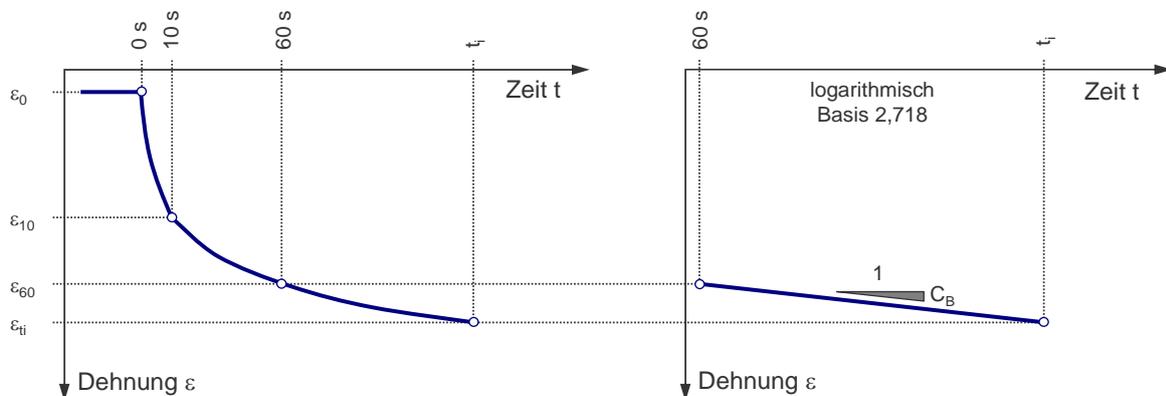


Abbildung 9: Beschreibung der zeitabhängigen Verformung mit der Hilfe des Kriechbeiwertes  $C_B$

In den überwiegenden Fällen trat nach zunächst vergleichsweise großen Setzungsgeschwindigkeiten eine kontinuierliche Abnahme der Verformungsgeschwindigkeiten ein. So sind etwa infolge Spannungsänderungen die Verformungen innerhalb der ersten 10 Sekunden maximal. Danach nehmen zeitabhängige Verformungsanteile rasch ab. Die eigentliche Bestimmung des Kriechbeiwertes  $C_B$  erfolgte innerhalb eines Zeitinkrementes von 60 s und 3 Stunden nach Beginn der Zeitmessung. Dabei zeigt sich, dass sich die Größe des Kriechbeiwertes unwesentlich ändert, wenn man für die Auswertung größere Zeitintervalle zwischen 60 Sekunden und 24 Stunden wählt.

In der Abbildung 10 ist die Spannungs- und Dichteabhängigkeit des Kriechbeiwertes  $C_B$  exemplarisch für einen schluffigen Feinsand mit 15 M.-% Feinkornanteil dargestellt. Die Versuche wurden sowohl in Standardödometern mit einer anfänglichen Probenhöhe von 2 cm sowie in Großödometern mit einer Anfangshöhe von 10 cm durchgeführt. Der Einbauwassergehalt lag bei allen Versuchen konstant bei 10,2 %. Die Lagerungsdichte wurde zwischen  $D_{ini} = 0$  und  $D_{ini} = 0,8$  variiert. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit wurden stets zwei Versuche mit gleichen Randbedingungen durchgeführt.

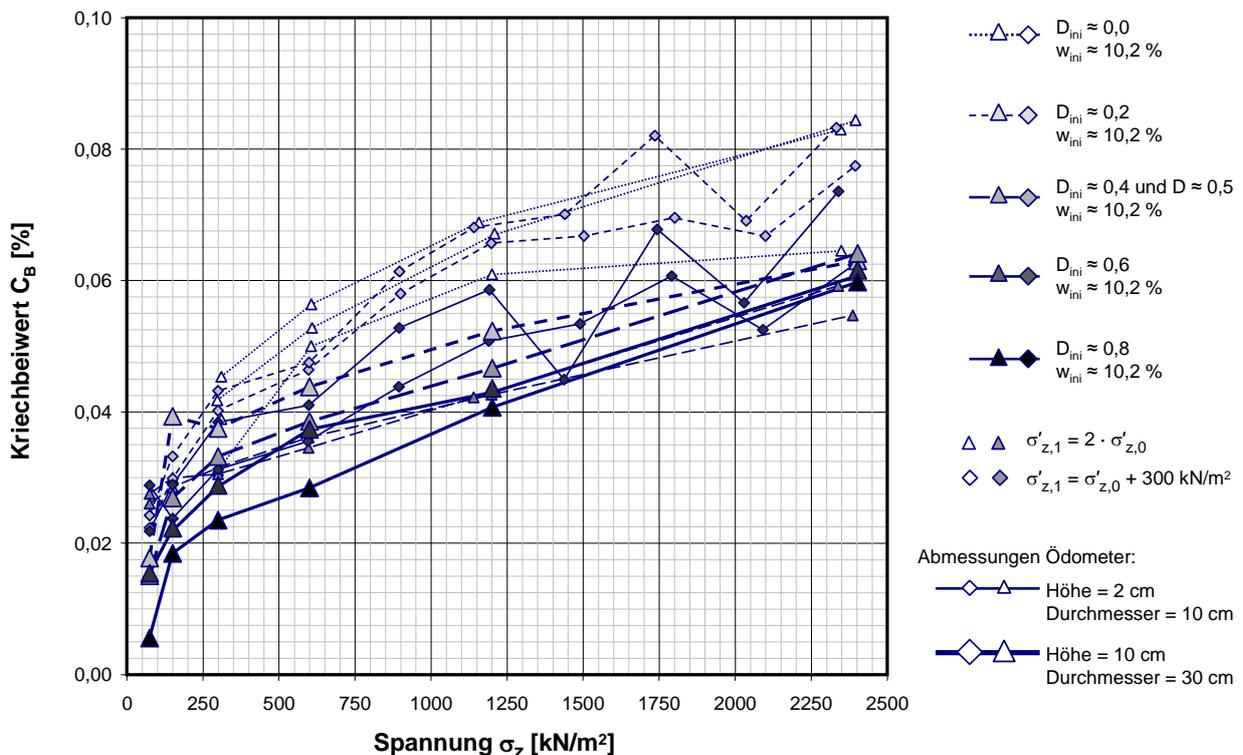


Abbildung 10: Spannungs- und Dichteabhängigkeit der Werte  $C_B$  (Versuchsboden Feinsand)

Die Ergebnisse der durchgeführten Kompressionsversuche zeigen sowohl für den in der Abbildung 10 dargestellten schluffigen Feinsand als auch für die anderen drei Böden eine Abhängigkeit des Kriechbeiwertes sowohl von der aufgebrachten Spannung als auch von der Einbaulagerungsdichte. Dabei ist festzustellen, dass der Kriechbeiwert mit zunehmender Spannung zu- und mit zunehmender Einbaudichte abnimmt. Bezogen auf die Bandbreite der 4 untersuchten Versuchsböden konnte ein maßgebender Einfluss der Bodenart auf den Kriechbeiwert anhand der durchgeführten Kompressionsversuche im Labor nicht erkannt werden. Es sind allenfalls höhere Kriechbeiwerte für den Boden schluffiger Feinsand (SU) im

Vergleich zu den übrigen Böden zu erkennen, was auf den etwas höheren Feinkornanteil des Bodens SU zurückzuführen ist. Es ist allerdings zu beachten, dass die anderen untersuchten Böden nur einen Feinkornanteil von etwa 4 M.-% bis 6 M.-% aufwiesen und nur der Boden SU einen deutlich höheren Feinkornanteil von 15 M.-% zeigt. Für Böden mit noch höheren Feinkornanteilen, die entsprechend den durchgeführten Untersuchungen zur Materialklassifikation im Trassenbereich der A 44 neu aber nur sehr vereinzelt verkippt wurden, sind größere Kriechbeiwerte zu erwarten, die jedoch aufgrund des geringen Anteils dieser Böden nicht relevant sind.

## **5 Prognose zeitabhängiger Verformungen**

Um Prognosen zur zeitabhängigen Verformung der Kippe insbesondere für die noch nicht fertig verkippten Bereiche geben zu können, war die Validierung und Anwendung eines geeigneten bodenmechanischen Modells ein wesentliches Ziel der Untersuchungen. Es wurden Berechnungsverfahren unterschiedlicher Komplexität herangezogen, mit denen Prognoserechnungen zu unterschiedlichen Fragestellungen durchgeführt wurden.

Die in Abbildung 11 gezeigten Ergebnisse basieren auf einem Berechnungsverfahren, das mit der Hilfe zweier einfacher Gleichungen zeit- und spannungsabhängige Verformungsanteile unabhängig voneinander berechnet. Diese Modellbildung erlaubt nur die Prognose eindimensionaler Verformungen und führt daher zu einer vergleichsweise einfachen mathematischen Formulierung. Die Beschreibung der zeitabhängigen Verformungen erfordert als Eingangsparameter nur die Definition des Kriechbeiwertes und der Zeit, ab der Kriechverformungen beginnen. Beide Größen wurden unter Berücksichtigung der markscheiderischen Messungen in der Kippe bei den Stationen 4900 und 5900 im südlichen bereits fertig verkippten Trassenbereich ermittelt. Eine gute Übereinstimmung der gemessenen Oberflächenverformungen mit den berechneten Verformungen lässt sich erhalten, wenn der Kriechbeiwert über die Höhe des gesamten Kippenkörpers konstant mit  $C_K = 0,1 \%$  angesetzt wird und die vereinfachte Annahme gilt, dass die zeitabhängigen Verformungen für alle Kippscheiben erst mit Ende der Verkipfung der Schwarte beginnen.

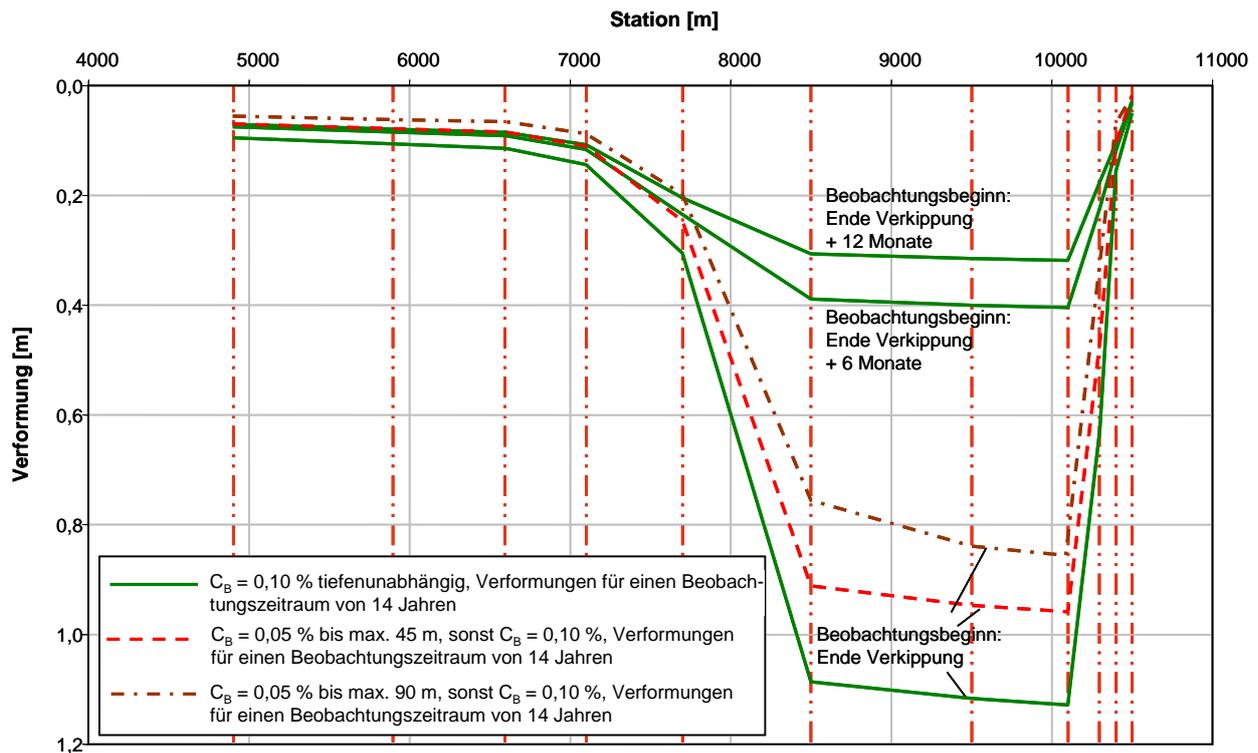


Abbildung 11: Prognose der Verformung in Abhängigkeit von der Wahl des Beobachtungsbeginns und von Bodenverdichtungsmaßnahmen

Zunächst zeigen die durchgezogenen Linien im Diagramm der Abbildung 11 Verformungsprognosen unter Ansatz eines Kriechbeiwertes  $C_K = 0,1\%$ . Die Berechnungen wurden an 11 Querschnitten zwischen den Stationen 4800 m und 10500 m durchgeführt. Die einzelnen Stationen wurden dabei jeweils als eindimensionale Bodensäule betrachtet. Da den Kipp-scheiben tiefenunabhängig konstante Modellparameter zugeordnet wurden, unterscheiden sich die einzelnen Stationen nur hinsichtlich der Kippenmächtigkeit und dem Ende der Verkippung. Die Setzungen der Kippenoberfläche wurden für einen Zeitraum von 14 Jahren nach dem Ende der Verkippung ausgewertet, da etwa zu diesem Zeitpunkt die Verformungsgeschwindigkeit Werte unterhalb von 1 cm/a annimmt, was als Restsetzung bezeichnet wird.

Die für einen Zeitraum von 14 Jahren beginnend ab der Fertigstellung der Verkippung prognostizierten Verformungen betragen entsprechend den Rechenergebnissen bis zu 1,1 m bei der Station 10100 m sowie im sich südlich anschließenden Bereich. Die Ergebnisse decken sich somit weitgehend mit marscheiderischen Prognosen. Betrachtet man die Verformungen erst ab einem späteren Zeitpunkt, ergeben sich für den betrachteten Zeitraum von 14 Jahren geringere Verformungsanteile. Insbesondere für den südlichen Bereich zwischen den Stationen 7700 m und 10100 m zeigt sich, dass die Verformungen des Autobahnbauwerks bei einer Erstellung erst nach einer 6-monatigen bzw. 12-monatigen Liegezeit sehr deutlich abnehmen. Dies liegt daran, dass gemäß dem Kriechmodell die Verformungsgeschwindigkeiten in der Zeit, die sich unmittelbar an das Ende der Verkippung anschließt, sehr hoch sind und der Bereich zwischen 7700 m und 10100 m als letztes verkippt wird.

Ferner wurde die Auswirkung einer Verdichtung oberflächennaher Kippenbereiche auf das zeitabhängige Verformungsverhalten untersucht. Die Ergebnisse zweier Variationsrechnungen (gestrichelte Linien) sind in der Abbildung 11 vergleichend zum Fall ohne Bodenverbesserungsmaßnahmen (durchgezogene Linien) dargestellt. Auf Grundlage der aus den Laborversuchen gewonnenen Erkenntnisse konnte festgestellt werden, dass die Verformungsgeschwindigkeiten des verdichteten Kippenbodens mit der Zeit deutlich stärker abnehmen als die des unverdichteten Kippenbodens. Dementsprechend wurde der Kriechbeiwert des verdichteten Bodens in den Berechnungen mit  $C_k = 0,05$  % halb so groß wie der des unverdichteten Kippenbodens angesetzt. Hinsichtlich des Umfangs der Verdichtung wurden Berechnungen für den Fall, dass die obersten 45 m und für den Fall, dass die obersten 90 m verdichtet werden, durchgeführt.

Entsprechend den Berechnungsergebnissen stellen sich für den Fall einer 45 m tief reichenden Verdichtung jedoch immer noch Setzungen der Kippenoberfläche von bis zu 0,95 m und für eine 90 m tief reichende Verdichtung von bis zu 0,85 m ein. Es ist damit grundsätzlich festzuhalten, dass eine Verlängerung der Liegezeit nach dem Ende der Verkippung bis zur Fertigstellung der Fahrbahnen deutlich effizienter als eine tief reichende Verdichtung ist. Der hohen Bedeutung der Liegezeit für die Setzungen wird in der Praxis dadurch Rechnung getragen, dass eine mindestens sechsmonatige Liegezeit der Kippe vor Beginn des Autobahnbaus eingehalten wird. Die anschließend noch zu erwartenden geringfügigen Verformungen bis zur Restsetzung werden durch eine sog. Vorsorgegradienten kompensiert, indem das Trassenprofil leicht überhöht verkippert wird.

## **6 Zusammenfassung**

Das Abbaugelände des Tagebaus Garzweiler wird sich in den kommenden Jahren planmäßig nach Westen verlagern. Bereits beansprucht werden seit November 2005 die Flächen der ehemaligen Autobahn A 44 über eine Länge von etwa 6 km. Seit dieser Zeit nimmt die nahezu parallel in Nord – Süd Richtung laufende, auf 6 Fahrstreifen erweiterte A 61 den Verkehr der A 44 auf. Den Planungen entsprechend werden mit der Tagebauentwicklung auch die Flächen der A 61 bergbaulich in Anspruch genommen. Vor der Sperrung der A 61 muss jedoch der unterbrochene Teil der A 44 im Jahr 2017 für den Verkehr wieder freigegeben werden. Der Hauptteil der neu zu bauenden 6-streifigen Autobahn A 44 wird auf dem bis zu 185 m mächtigen Kippenkörper des Tagebaus Garzweiler zu errichten sein.

Im Beitrag werden die wichtigsten projektbezogenen Randbedingungen einschließlich des Verkippungsprozesses und der maßgebenden Eigenschaften der Kippenböden im Bereich der zukünftigen Autobahn A 44 vorgestellt. Im Weiteren werden die durch die großräumige Vermessung der Kippenoberfläche erfassten zeitabhängigen Verformungseigenschaften vorgestellt. Dazu wurden parallel Laborversuche durchgeführt, um bodenspezifische Einflussgrößen bewerten zu können, welche das zeitabhängige Verformungsverhalten beeinflussen. In einem größeren Laborversuchsprogramm wurden Ödometerversuche durchgeführt, wobei grobkörniges Material bis zur Kieskorngöße in eindimensionalen Großkompressionsversuchen eingebaut und belastet wurde. Es wurden im Wesentlichen Einflussgrößen aus der Belastungsrate, der Kriechzeit, der Bodenart sowie dem Dichte- und Spannungsniveau untersucht.

Desweiteren wurde im Beitrag die Effektivität einer tief reichenden Bodenverdichtung im Hinblick auf eine Reduzierung der zeitabhängigen Verformungen beschrieben. Die Kalibrierung der Modellparameter erfolgte dabei anhand der Daten aus den markscheiderischen Feldmessungen sowie den Ergebnissen der Laboruntersuchungen im eindimensionalen Kompressionsapparat. Die Modellprognosen erstrecken sich auf den Zeithorizont ab Fertigstellung der Verkippung, wobei unterschiedliche Liegezeiten des Kippenkörpers in Betracht gezogen werden, bevor die für die Gebrauchstauglichkeit der Autobahn relevanten Baumaßnahmen beginnen.

Aus den bisher gewonnenen Untersuchungsergebnissen kann geschlossen werden, dass das Konzept, welches die Verkippung von überwiegend grobkörnigen Böden vorsieht, geeignet ist, um lang anhaltende zeitabhängige Verformungen deutlich zu reduzieren. Die Prognoserechnungen zeigen auch, dass die Setzungen der Kippenoberfläche stark zeitabhängig sind und durch Bodenverbesserungsmaßnahmen nur begrenzt beeinflusst werden können, da wesentliche Verformungsanteile in tief liegenden Bereichen des Kippenkörpers entstehen. Kleinräumige Differenzverformungen können konstruktiv durch eine vergleichsweise steife mindestens 10 m starke Schwarte aus weit gestuftem Kies minimiert werden, die sich direkt dem Autobahnunterbau zur Tiefe hin anschließt. Es ist geplant, unterschiedliche Techniken zur Verdichtung der Schwarte im Rahmen von Feldversuchen zu prüfen.

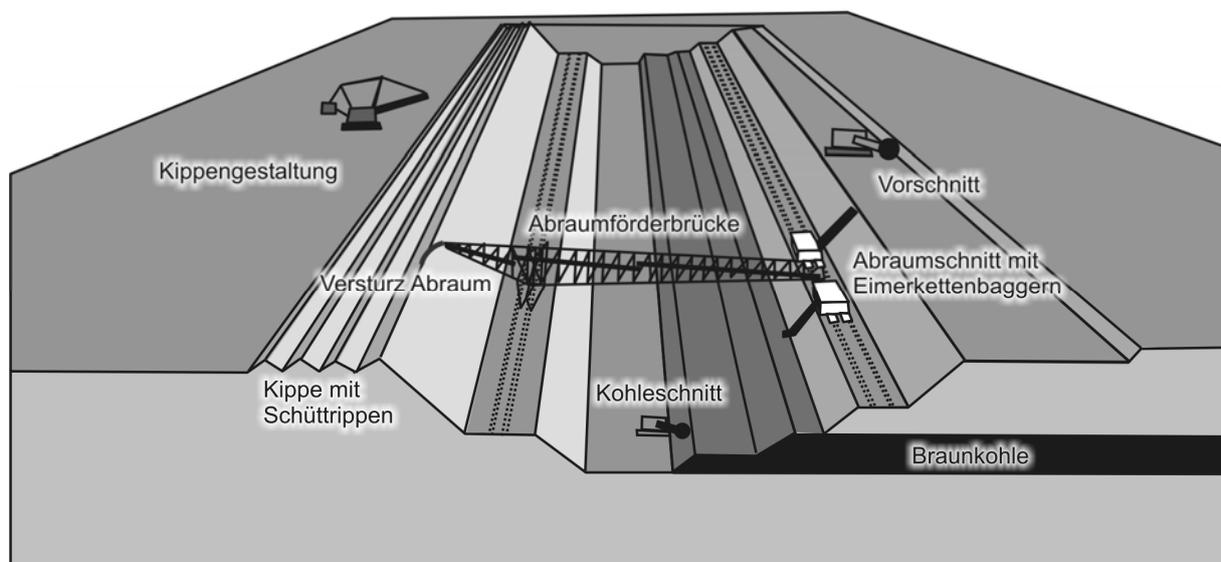


# Bodenverflüssigungsprobleme bei Bergbaukippen in der Lausitz

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla, Dipl.-Ing. Jörg Weißbach,  
Dipl.-Ing. Dipl.-Geol. Sebastian Szczyrba  
TU Bergakademie Freiberg

## 1 Allgemeines

Seit mehr als 100 Jahren wird in der Lausitz Braunkohle im Tagebau abgebaut. In dieser Zeit wurden mehrere 100 km<sup>2</sup> Flächen durch den Bergbau in Anspruch genommen und als Kippe oder Tagebaurestsee hinterlassen. Die zum Zeitpunkt der politischen Wende 1990 unter Bergaufsicht stehenden Flächen werden von der Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbauverwaltungsgesellschaft mbH (LMBV) saniert. Die fünf derzeit aktiven Tagebaue werden von der Vattenfall Europe Mining AG betrieben.



*Bild 1: Schematische Darstellung eines Braunkohletagebaus*

Eine Besonderheit des Lausitzer Braunkohlereviers ist der Einsatz von Abraumförderbrücken. Mit ihnen kann der bis zu 60 m mächtige und mit Eimerkettenbaggern (oder auch Schaufelradbaggern) gewonnene Abraum über der Kohle transportiert werden (siehe Bild 1). Auf der Kippenseite werden die Massen im erdfeuchten Zustand verstürzt. Die in Bild 1 dargestellte Struktur mit sogenannten Schüttrippen entsteht, da die Abraumförderbrücke mit den Baggern auf Schienen längs der momentanen Tagebauachse – genannt Strosse – entlang fährt. In regelmäßigen Abständen werden die Schienen versetzt und der Tagebau rückt voran.

Der Abraum in der Lausitz besteht meist aus relativ eng gestuften Fein- und Mittelsanden. Diese werden durch die Verkippung in einer lockeren bis sehr lockeren Lagerungsdichte abgelagert.

## 2 Sanierung zur Verhinderung von Setzungsfließen seit 1990

Mit der Stilllegung vieler Tagebaue zu Beginn der 1990er Jahre musste eine Nachnutzung und damit verbunden eine Sanierung erfolgen. In vielen Tagebauen verblieben Tagebaurestseen, die aus dem letzten Tagebaustand hervorgingen und deren Uferbereich rekultiviert wurde. Bei gewachsenen Böschungen bei Tagebaurestseen kann die zulässige Böschungneigung „klassisch“ durch Standsicherheitsuntersuchungen nach DIN 4084 und DIN 1054 berechnet werden. Grenzt jedoch eine Kippe aus locker gelagertem Sand an einen Tagebaurestsee, dann besteht die Gefahr des Setzungsfließens. Es handelt sich dabei um einen Bruchvorgang mit Bodenverflüssigung, der vor allem durch die sehr locker gelagerten Sande in Verbindung mit sehr kleinen anthropogenen Initialen verursacht wird.

Um der Gefahr des Setzungsfließens zu begegnen, wurden und werden in der Lausitz in großem Umfang im Auftrag der LMBV versteckte Dämme angelegt (siehe Bild 2). Die Herstellung erfolgt mittels Sprengverdichtung unter dem Grundwasserspiegel und mittels Rütteldruckverdichtung über dem Grundwasserspiegel. Die versteckten Dämme sind auf Trassen gelegt, die der prognostizierten Uferlinie entsprechen. Zum Zeitpunkt der Herstellung der versteckten Dämme liegt der Grundwasserspiegel noch mehrere Meter unterhalb des vorhergesagten Endwasserstandes. Dadurch wird die Gefahr eines Setzungsfließens während der Dammerstellung erheblich verringert. Hinter den „versteckten Dämmen“ liegen die locker gelagerten, meist 30 bis 60 m mächtigen Innenkippen. Die Breite der versteckten Dämme wird erdstatisch so bemessen, dass die Gleitsicherheit bei vollständiger Verflüssigung der dahinterliegenden Innenkippe gegeben ist. Gleichwohl ging man aber davon aus, dass es auf den Innenkippenflächen, die nur kleine Neigungen aufweisen, nach dem Grundwasseranstieg nicht bzw. oder nur unter sehr ungünstigen Umständen zu Bodenverflüssigungen kommt.

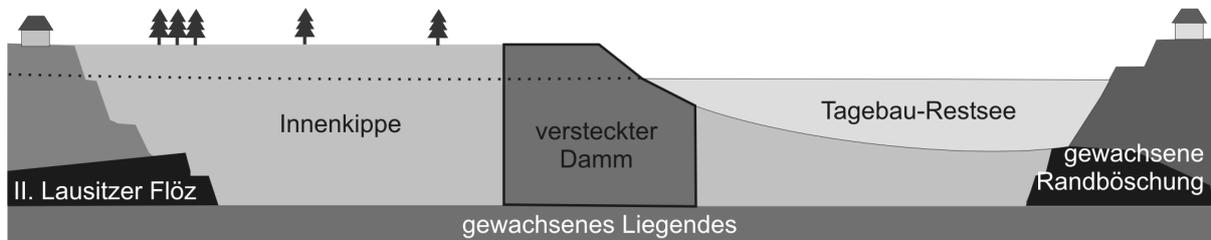


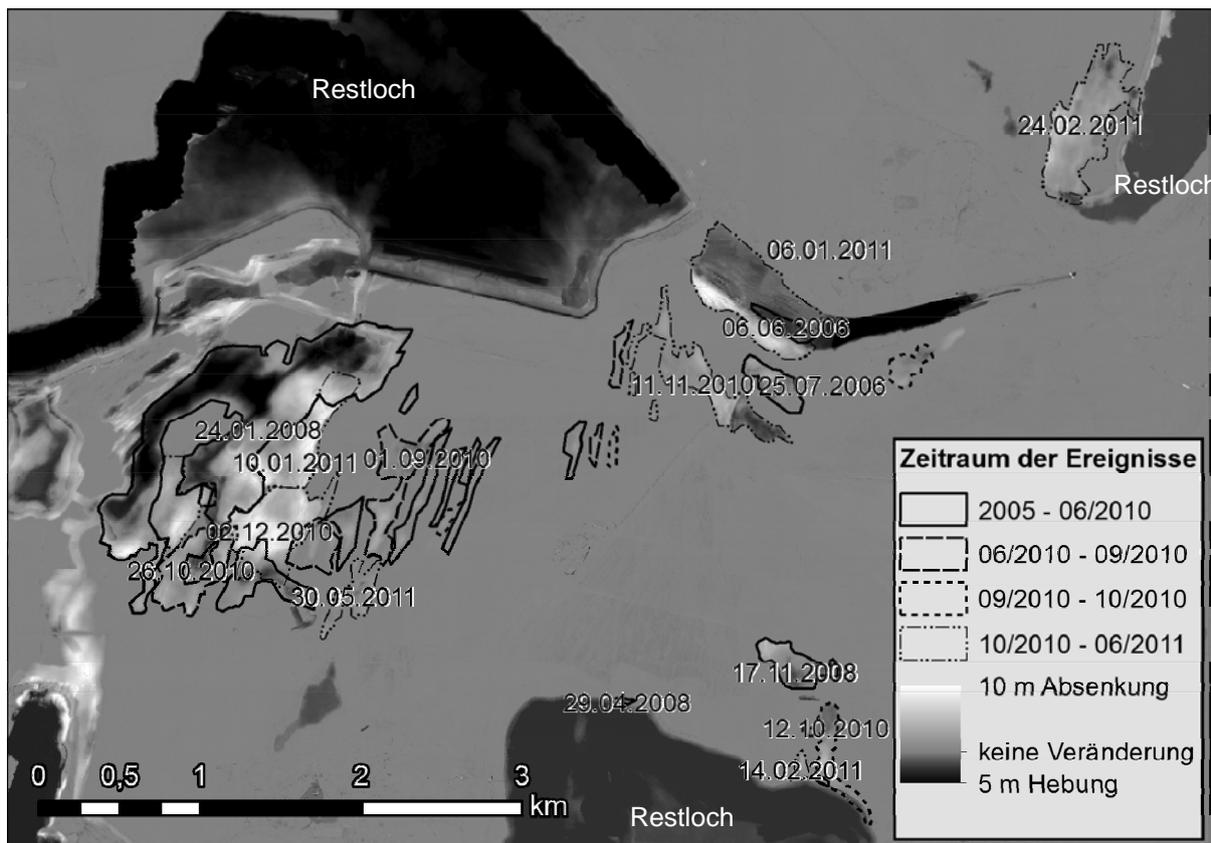
Bild 2: Sanierungskonzept für Tagebaue [nach LMBV 1998]

## 3 Bodenverflüssigungen auf Innenkippen in der Lausitz

Seit etwa 2007 registriert die LMBV auf den bereits rekultivierten Innenkippenflächen Bodenverflüssigungen, deren Häufigkeit und deren Ausmaß nicht erwartet worden sind. Zum einen traten die Ereignisse teilweise in Bereichen auf, die durch sehr geringe Oberflächenneigungen und keine ausgeprägten Böschungen gekennzeichnet sind. Zum anderen ging man bisher davon aus, dass bei Grundwasserflurabständen größer 3 m kein lokaler Verflüssigungsgrundbruch eintreten wird. Tatsächlich waren bei den Verflüssigungsereignissen jedoch Bereiche betroffen, die minimale Grundwasserflurabstände von bis zu 8 m und

Generalneigungen vor der Verflüssigung von kleiner 1° aufwiesen. Von der TU Bergakademie Freiberg werden derzeit ca. 50 Schadensfälle ausgewertet.

Zu einer Häufung kam es im Tagebau Schlabendorf Süd (siehe Bild 3). In der Abbildung ist die Differenz der flächendeckend aufgemessenen Höhen von zwei Airborne-Laserscan-Befliegungen dargestellt. Weiß sind Einsenkungen von 10 m skaliert. Neben den Bodenverflüssigungsereignissen werden aber auch Erdbaumaßnahmen, wie im Westen des Ausschnitts, bei dieser Darstellung sichtbar. Hebungen von 5 m sind schwarz dargestellt. Als Hebung zeigt sich allerdings auch das Ansteigen von freien Wasserflächen, wie im Nordwesten des Ausschnitts.



*Bild 3: Verflüssigungsereignisse in den Tagebauen Schlabendorf Süd und Schlabendorf Nord von 2005 bis 06/2011 (das Ereignis 24.02.2011 liegt im Tagebau Schlabendorf Nord, alle weiteren Ereignisse in Schlabendorf Süd)*

Die einzelnen Ereignisse sind teilweise von Mitarbeitern der LMBV registriert worden, in diesen Fällen ist das Datum der Meldung angegeben. Teilweise erfolgte auch keine Meldung, wenn die Fläche in einem wenig zugänglichen Gebiet liegt.

Während der Bodenverflüssigung in der Kippe kommt es zu einem Zerteilen der erdfuchten Überdeckung in Schollen, zu Abrisskanten und Suspensionsaustritten (siehe Bild 4 bis Bild 6). Teilbereiche senken sich über 10 m ein, Hebungen können ebenfalls mehrere Meter betragen. Einzelne Schollen wurden bis über 100 m horizontal versetzt werden. Teilweise beschränkt sich jedoch das äußere Erscheinungsbild der Ereignisse auf bloße Einsenkungen.



*Bild 4: Von Verflüssigung betroffene Kippenstraße in Schlabendorf Süd*

Zu einer Häufung von Ereignissen kam es Ende 2010, Anfang 2011. In dieser Zeit wurden auch noch Bodenverflüssigungen außerhalb des Raums Schlabendorf/Seese registriert. Im ehemaligen Tagebau Spreetal (Lage siehe Bild 7) kam es am 12.10.2010 zum bisher größten Bodenverflüssigungsereignis. Es wurden ca. 170 ha Kippe zerstört, mehrere LKW-Fahrer konnten flüchten. Als Ursache wurden Transportarbeiten und Aufschüttungen bei sehr geringem Grundwasserflurabstand festgestellt, die neben einem Hügel auf der Innenkippe bei geringem Grundwasserflurabstand stattfanden und zu hohen Porenwasserüberdrücken führten, infolge derer die effektiven Spannungen auf Null absanken.

Gründe für die Häufung der Ereignisse 2010/2011 sind der hohe Grundwasserstand nach dem weitgehend abgeschlossenen Grundwasserwiederanstieg und der starke Niederschlag im zweiten Halbjahr 2010.



*Bild 5: Abbruchkante in Schlabendorf Nord, im Vordergrund verflüssigter Bereich, im Hintergrund nicht beeinträchtigte Kippe*



*Bild 6: Austrittsstelle von Suspension*

Im Zuge dieser Häufung der Ereignisse wurden im Jahr 2011 42.000 ha Kippe vorsorglich gesperrt bzw. deren Betretung nur unter strengen Auflagen erlaubt.

Die LMBV hat einen Geotechnischen Beirat gebildet, der Kriterien für die geotechnische Sicherheit, die Sanierung und Wiedernutzung der Kippenflächen erarbeitet. An der TU Bergakademie Freiberg laufen Forschungen zur Charakterisierung der Ereignisse. Weiterhin werden in Testfeldern und Modellversuchen Theorien zum Mechanismus der Ereignisse und zur Sanierung der Flächen überprüft.

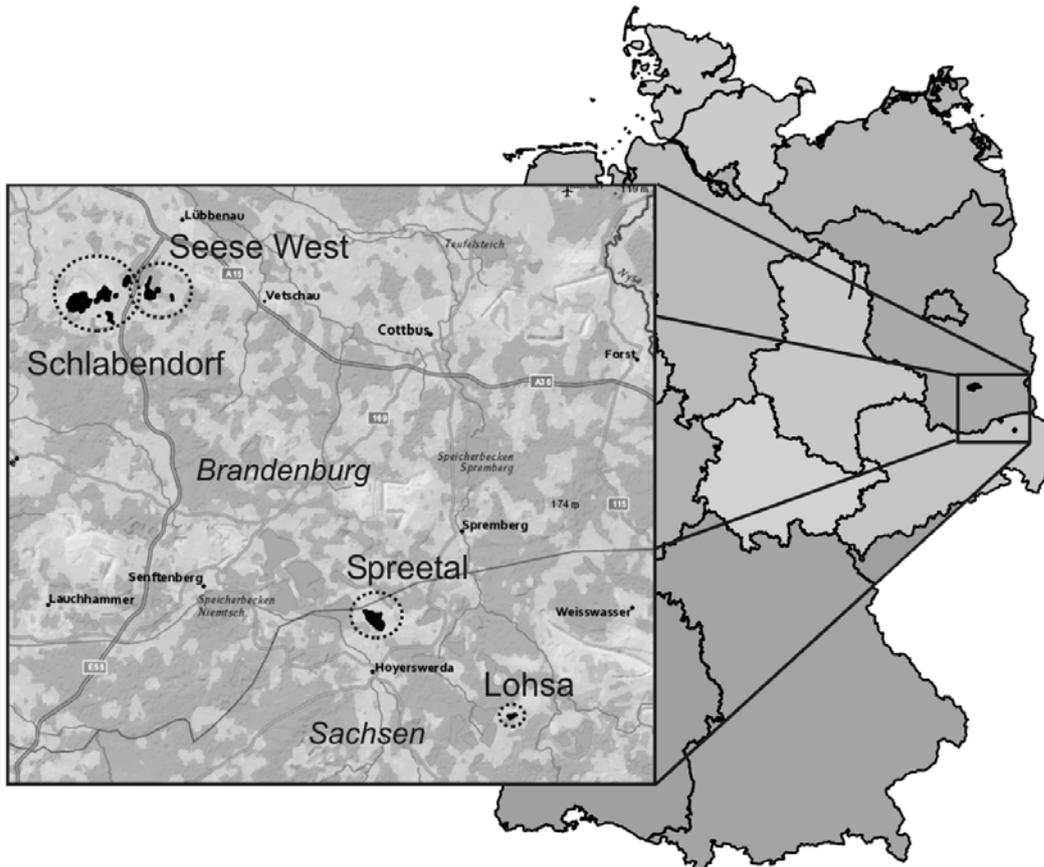


Bild 7: Lage der verflüssigten Flächen in der Lausitz

#### 4 Ursachen und Randbedingungen

Im Rahmen der Forschungen an der TU Bergakademie Freiberg werden die Daten von Verflüssigungsereignissen auf lagebezogene und zeitbezogene Einflussfaktoren untersucht, die ein Eintreten von Verflüssigungen aufgrund natürlicher Initiale begünstigen.

Die Ursache für den Porenwasserdruckanstieg im Boden – das Initial – kann anthropogenen oder natürlichen Ursprunges sein. Als anthropogene Initiale kommen Verdichtungsmaßnahmen, Erdbautätigkeit, Sprengungen und sonstige Belastungen oder Erschütterungen des Bodens in Betracht. Bisher sind zwei Verflüssigungsereignisse sicher (durch Rütteldruckverdichtung und Erdbautätigkeit mit weit entfernter Sprengung) und ein Verflüssigungsereignis

wahrscheinlich auf anthropogene Initiale zurückzuführen. Natürliche Initiale als Auslöser bzw. verflüssigungsfördernde Randbedingungen können

- „hängengebliebene Sackungen“,
- Wind (Sturm Kyrill im Jahr 2007) vor allem auch in Verbindung mit einer durchgehenden Forstdecke,
- lang anhaltende Niederschläge (und damit die Grundwasserneubildung),
- und eventuell Luftdruckänderungen

sein. Die natürlichen Initiale sind Gegenstand aktueller Forschungen.

Des Weiteren sind wesentliche Randbedingungen für eine Verflüssigung:

- Höhendifferenzen und Böschungsneigungen der Innenkippe,
- Grundwasserflurabstand und Grundwassergefälle,
- Lagerungsdichte, Kornverteilung, Sättigungsgrad, Rundungskoeffizient.

Gegenstand weiterer Untersuchungen sind derzeit

- „hängengebliebene Sackungen“;
- der Spannungszustand in Kippen auf Grund der Kippengese mit Kippscheiben beim Abwurf von der Förderbrücke.

## 5 Literatur

LMBV (HRSG.): Beurteilung der Setzungsfließgefahr und Schutz von Kippen gegen Setzungsfließen. ("Grünes Heft"). Senftenberg, Dezember 1998

FÖRSTER, Wolfgang ; GOCKEL, Gert: Sanierung in den Bergbaugebieten Ostdeutschlands : dargestellt am Beispiel der Niederlausitz. In: Zeitschrift für Freunde und Förderer der Technischen Universität Bergakademie Freiberg 15 (2008), S. 14–22

GEHRISCH, Manfred u.a.: *Bodenmechanik und Tagebausicherheit im Braunkohlenbergbau der Lausitz*. 2. Auflage. Cottbus : Förderverein Kulturlandschaft Niederlausitz e.V., 2005 (Beiträge zur Geschichte des Bergbaus in der Niederlausitz). – ISBN 3-9808035-3-8

RAJU, Vegesna R.: *Spontane Verflüssigung lockerer granularer Körper - Phänomene, Ursachen, Vermeidung*. Universität Fridericiana in Karlsruhe. Dissertation. 1994.

STOLL, Rolf Dieter (Hrsg.); NIEMANN-DELIUS, Christian (Hrsg.); DREBENSTEDT, Carsten (Hrsg.): *Der Braunkohlentagebau : Bedeutung, Planung, Betrieb, Technik, Umwelt*. 1. Aufl. Berlin ; Heidelberg : Springer, 2009. – ISBN 978-3-540-78400-5

DENNHARDT, Michael: Grundbruch an der Düne Süd in Spreetal-Bluno vom 12.10.2010: Untersuchungen zur Ursachenermittlung. Endbericht. Berlin, 14.03.2011. unveröffentlicht



# Unterflur-Pumpspeicherwerke in Anlagen des Steinkohlebergbaus

Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau, Prof. Dr. rer. nat. Ulrich Schreiber, Prof. Dr.-Ing. André Niemann  
Universität Duisburg–Essen, Essen  
Prof. Dr.-Ing. Marco K. Koch  
Ruhr-Universität Bochum

## 1 Einführung

Die inzwischen in Deutschland eingeleitete Energiewende bringt für Ingenieure und Naturwissenschaftler eine Vielzahl von Fragestellungen mit, die zu einem gewissen Teil zwar nicht gänzlich neu sind, jedoch nun in den Fokus rücken und zeitlich teilweise dringlich werden.

Vor der Energiewende und bis heute fortdauernd dominiert die Erzeugung von Energie durch konventionelle Kraftwerke, die die Energie aus Atomkraft und fossilen Brennstoffen wie Kohle, Öl oder Gas gewinnen. Regenerative Energie dient bisher im Wesentlichen zur Ergänzung des aus konventionellen Kraftwerken stammenden Energieangebots. Da auch derzeit bei Verbrauchern aus Industrie und Privathaushalten der Wunsch nach einem allzeitig verfügbaren ausreichenden Energieangebot besteht, ist zum Ausgleich der damit verbundenen Schwankungen der Energieabnahme die Speicherung von Energie notwendig.

Mit dem auf Dauer gewollten Verzicht auf Atomstrom und dem Zurückfahren der Energiegewinnung aus fossilen Brennstoffen im Zuge der Energiewende wird ein verstärkter Einsatz regenerativer Energien aus Wind, Sonne, Wasserkraft, Bioenergie sowie Geothermie notwendig. Die deutliche Steigerung des Anteils aus verschiedenen regenerativen Energieformen führt vor allem bei Wind und Sonne zu einer verstärkten Abhängigkeit der Stromproduktion vom Wetter. Damit stehen dem Wunsch nach einer flexiblen Abnahme von Strom, zusätzliche Schwankungen beim Stromangebot gegenüber. Starke, nicht korrelierende Schwankungen in Angebot und Abnahme von Strom führen zu gesteigerten temporären Energiedefiziten und -überschüssen. Hinzu kommt, dass die wichtigsten Standorte von Energieerzeugung und -bedarf zukünftig räumlich weiter auseinanderliegen.

Die Energiewende erfordert daher neben Maßnahmen zur Netzstabilität (konstante Spannungen, Frequenzen) vor allem zusätzliche Stromleitungen zwischen Erzeuger- und Verbraucherregionen sowie erhebliche Speichermöglichkeiten für Energie.

## 2 Pumpspeicherwerke

Pumpspeicherwerke sind sichere, effiziente und seit vielen Jahrzehnten etablierte Energiespeicher; mit deren Hilfe die potenzielle Energie des Wassers in einem Oberbecken ausgenutzt wird. Sie kommen vor allem als Kurzzeitspeicher zum Ausgleich von Tagesschwankungen in Produktion und Abnahme von Strom zum Einsatz. Ihre Gesamtkapazität in Deutschland beträgt derzeit knapp 40 GWh (Faulstich u.a., 2011). Ihr zukünftiger Bedarf kann derzeit nur überschlägig geschätzt werden, dürfte jedoch um etwa einen Faktor 3

größer sein als die derzeit in Betrieb befindlichen Pumpspeicherwerke. Nach dena (2010) wird für das Jahr 2025 ein Speicherbedarf von 129 GWh prognostiziert.

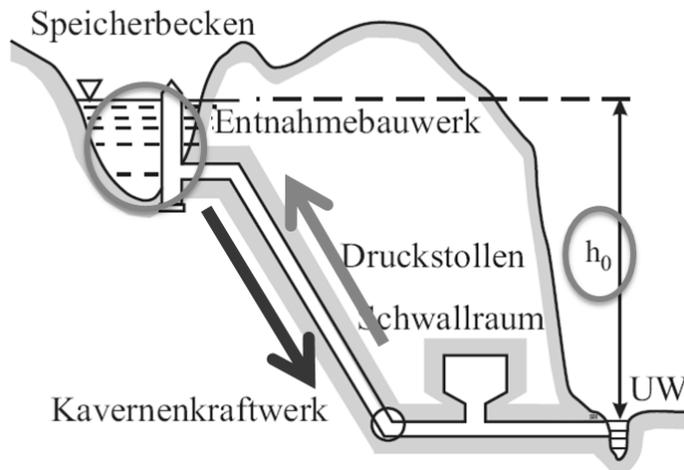


Bild 1: Prinzipsskizze eines Pumpspeicherwerks (nach Giesecke, 2009)

Wie in Bild 1 dargestellt, besteht die grundsätzliche Funktionsweise eines Pumpspeicherwerks darin, das Speicherwasser zu Zeiten überschüssigen Stromangebots vom Unterbecken in das obere Speicherbecken zu pumpen, um in Zeiten erhöhten Strombedarfs das Wasser vom Oberbecken über Turbinen unter Stromgewinnung wieder ins Unterbecken laufen zu lassen. Die dabei rückgewonnene Energie, die etwa 70-80% der eingesetzten Energie beträgt (Faulstich u.a., 2011), kann dann dem Stromnetz wieder zur Verfügung gestellt werden. Im Vergleich zu anderen Stromspeichern haben Pumpspeicherwerke daher einen relativ hohen Wirkungsgrad.

### 3 Unterflur-Pumpspeicherwerke (UPW)

Am Beginn der Forschung an der Universität Duisburg–Essen zum Thema Unterflur-Pumpspeicherwerke im März 2010 – also bereits ein Jahr vor dem Beschluss der Bundesregierung zur Energiewende – stand die Idee von Prof. U. Schreiber (Geologie), stillgelegte Steinkohle-Bergwerke im Ruhrgebiet einer sinnvollen Nachnutzung zuzuführen. Die für die geographische Lage des Ruhrgebiets außerordentlich großen Höhenunterschiede sowie die verbliebenen unterirdischen Hohlräume ließen stillgelegte Bergwerke als prädestiniert zur Aufnahme von Unterflur-Pumpspeicherwerken erscheinen.

Recherchen ergaben demnach auch, dass auch bereits an anderer Stelle an vergleichbaren Fragestellungen geforscht wurde (Apel & Dombrowski, 2006). Inzwischen liegt dazu eine Studie des Energie-Forschungszentrums Niedersachsen (efzn) zum Bau von UPW in stillgelegten Stollen des Erzbergbaus vor (Beck & Schmidt, 2011). Die Steinkohle-Bergwerke im Ruhrgebiet wurden in dieser Studie jedoch nicht detailliert untersucht. Weitere Forschungen zu dem Thema sind in Niemann u. a. (2012) enthalten.

Die Frage nach der technischen Realisierbarkeit von Unterflur-Pumpspeicherwerken in stillgelegten Anlagen des Steinkohle-Bergbaus lag ebenso auf der Hand wie die Frage, ob sich Bau und Betrieb solcher Anlagen ausreichend wirtschaftlich gestalten lassen.

### 3.1 Potenzielle Standorttypen UPW

Bild 2 zeigt als Prinzipskizze ein Unterflur-Pumpspeicherwerk in einem stillgelegten Steinkohlebergwerk. Das Unterbecken wird vorwiegend durch den Ausbau von Strecken realisiert. Das Oberbecken ist in klassischer Weise als See an der Geländeoberfläche angeordnet.

Bei der Suche nach weiteren potenziellen Standorten für Unterflur-Pumpspeicherwerke ergaben sich andere Möglichkeiten, die bisher gar nicht oder kaum in Betracht gezogen wurden. Vor allem die Rheinischen Braunkohle-Tagebaue konnten hier als weiterer potenzieller Raum zur Aufnahme eines Unterflur-Pumpspeicherwerks identifiziert werden. Hierzu wäre ein Unterbecken auf der Sohle des Tagebaus zu errichten, das dann entweder sukzessive mit Abraummaterial überschüttet oder durch den Wiederanstieg des Grundwassers überflutet wird (vgl. Bild 3).

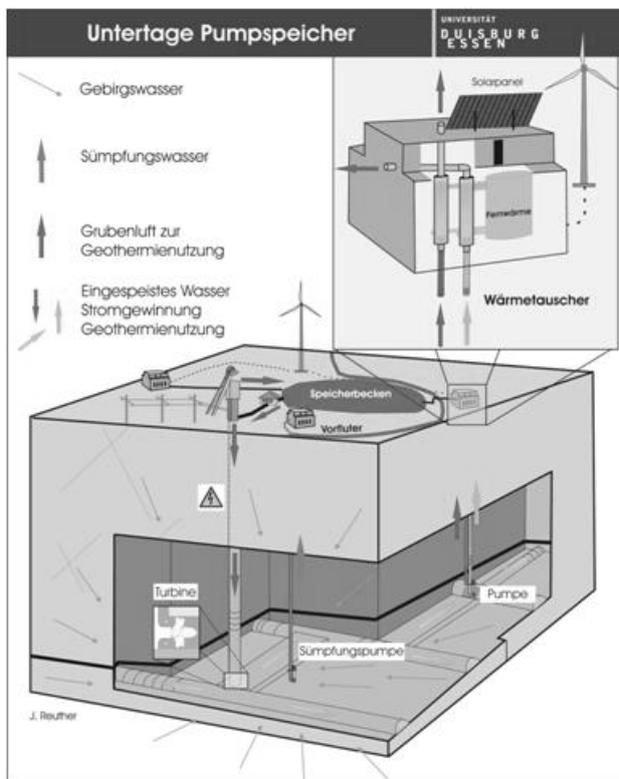


Bild 2: UPW im Steinkohle-Bergbau

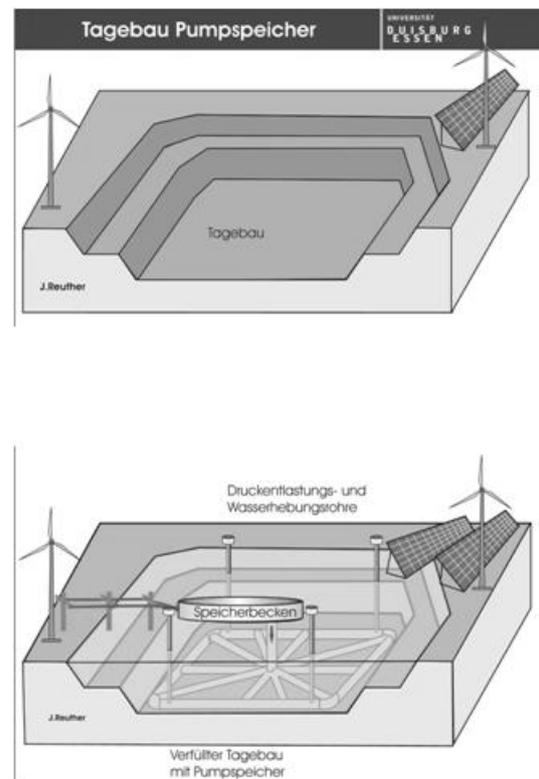


Bild 3: UPW im Braunkohle-Tagebau

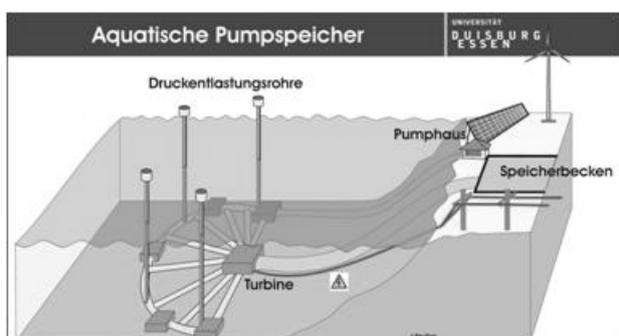


Bild 4: Subaquatische Speicher an Küsten

Als eine weitere Variante käme der Bau von subaquatischen Speichern an Steilküsten (Bild 4) infrage, an welchen es jedoch in hiesigen Breiten mangelt, sodass diesem Typ in den Untersuchungen derzeit nur eine nachrangige Bedeutung zukommt.

### 3.2 Startprojekt

Im Zuge einer ersten Bearbeitungsphase wurden die Fragen nach einer technischen Realisierbarkeit von UPWs im Steinkohle- und Braunkohletagebau angegangen. Dazu wurde eine Förderung der Initiative Mercator-Research-Center-Ruhr (MRCR) eingeworben, welche kooperative Projekte zwischen den Universitäten Duisburg-Essen, Bochum und Dortmund fördert. Das Arbeitsprogramm ist als Übersichtsgrafik in Bild 5 wiedergegeben.

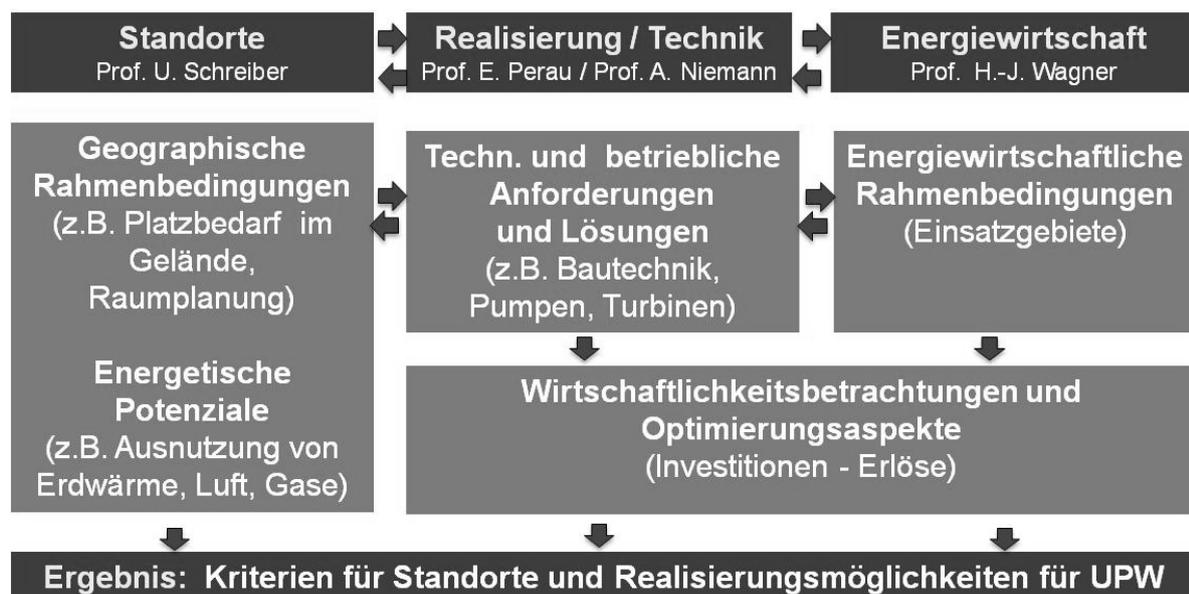


Bild 5: Arbeitsprogramm für Startprojekt UPW (gefördert durch MRCR)

Eine der wesentlichen Erkenntnisse in Bezug auf UPWs in Anlagen des Steinkohle-Bergbaus war, dass die Möglichkeiten und Grenzen von Bau und Betrieb eines UPWs wesentlich von den konkreten Gegebenheiten vor Ort, also vom jeweilig betrachteten Bergwerk abhängen und kaum verallgemeinert formuliert werden können. Von daher wurde frühzeitig der Kontakt zum Betreiber der Steinkohle-Bergwerke im Ruhrgebiet, der RAG gesucht. Finanziert von der Stiftung Mercator wurde zu den energiewirtschaftlichen Rahmenbedingungen und den bis dato aus dem Projekt vorliegenden Ergebnissen eine Tagung im Sanaa-Gebäude auf der Zeche Zollverein abgehalten. Die Tagungsbeiträge und weitere Informationen zur Tagung sind online verfügbar (Niemann, 2011).

Eine für die weiteren Untersuchungen wichtige Erkenntnis für UPWs in Anlagen des Braunkohle-Tagebaus war, dass für die Baukosten einer Anlage die Konstruktion des Unterbeckens, eines hoch überfluteten und eventuell auch überschütteten Hohlraums mit beträchtlichen Abmessungen bestimmend sein würde. Zur detaillierteren Untersuchung der damit verbundenen Fragestellungen wurden seitens der Bearbeiter zusammen mit dem Institut für Konstruktiven Ingenieurbau/Massivbau der Ruhr-Universität Bochum (Prof. Dr.-Ing. P. Mark) weitere Mittel bei der Stiftung Mercator eingeworben. An dieser Fragestellung wird derzeit geforscht. Über die Erkenntnisse wird zu gegebener Zeit an anderer Stelle berichtet.



Da die teilweise zahlreich vorhandenen Schächte noch intakte Zuwegungen zu den verschiedenen Sohlen bilden, können sie für den Bau des UPW und dessen Einrichtung mit Maschinen genutzt werden. Somit kann die vorhandene Infrastruktur der Schächte inklusive ihrer Hebeanlagen für die Bautätigkeit herangezogen werden.

Außer dem Unterbecken ist zur Speicherung des Wassers ein Oberbecken erforderlich, welches zur Minimierung von Baukosten nicht unterirdisch sondern in Geländehöhe angeordnet werden sollte. Die dazu notwendigen Freiflächen in unmittelbarer Nähe der Schächte stehen spätestens nach Stilllegung der Bergwerke größtenteils zur Verfügung. Ob das Oberbecken eher in das Gelände eingelassen wird oder eher mit einer Dammschüttung oberhalb des Geländes realisiert wird, hängt vom Baugrund, insbesondere von der jeweiligen Höhe des Grundwasserspiegels in der quartären Deckschicht des Gebirges und den möglichen Nutzungen des Geländes im Nachbarbereich des Beckens ab.

Die durch den Bau von UPWs bereitgestellten Energiespeicher in großer Nähe zum Verbraucher – sowohl der Industriebetriebe als auch zahlreicher Privathaushalte – führt zur Verringerung des Bedarfs an Stromleitungen sowie einer Stärkung des jeweiligen Industriestandorts. Ähnlich wirkt sich auch die Nutzung des Know-Hows aus dem Bergbau nach Wegfall der Kohleförderung aus. Auf diese Weise werden auch Arbeitsplätze in der Zulieferindustrie sowie in beratenden Ingenieurbüros gesichert, für die sich möglicherweise auch Exportpotenzial entwickeln lässt.

Da die Pumpspeicherwerke zum wesentlichen Anteil unsichtbar und im Vergleich zu manch anderen Energiebetrieben sauber und ungefährlich sind, sollte von Seiten der Bevölkerung in der Umgebung eine breite Akzeptanz zum Bau von UPW grundsätzlich zu erwarten sein.

#### **4.2 Energiepotenzial bei UPWs im Steinkohle-Bergbau**

Das Energiepotenzial eines UPWs im Steinkohle-Bergbau ergibt sich im Wesentlichen aus der Fallhöhe des Wassers (Höhendifferenz zwischen Ober- und Unterbecken) sowie dem minimalen Volumen der beiden Becken.

Vorausgesetzt das Oberbecken wird in Geländehöhe gebaut, ergeben sich in den Bergwerken des nördlichen Ruhrgebiets mögliche Fallhöhen beginnend bei etwa 400 m bis hin zu 1.000 oder 1.200 m. Da die Fördersohlen in unterschiedlichen Höhen innerhalb dieser Tiefenbereiche liegen, ist hier grundsätzlich eine flexible Gestaltung möglich. Hinsichtlich der Ergiebigkeit zur Speicherung von Energie sind große Fallhöhen günstig. Dieses Kriterium spricht für die Nutzung einer tiefliegenden Sohle zur Aufnahme des Unterbeckens.

Da der Bau eines Oberbeckens in Geländehöhe im Gegensatz zum Auffahren und Ausbau von unterirdischen Hohlräumen zu einem Unterbecken vergleichsweise kostengünstig ist, werden die bereits verfügbaren untertägigen Hohlräume aus Schächten, Bunkern/Kavernen und Strecken mit ihrer Lage vermutlich den Entwurf eines Unterflur-Pumpspeicherwerks dominieren. Es werden zur Aufnahme eines Unterbeckens also Sohlen tendenziell zu bevorzugen sein, die eine große Länge an bereits aufgefahrenen Strecken liefern.

Falls beabsichtigt wird, zugleich mit der Speicherung von potenzieller Energie im Sinne eines klassischen Pumpspeicherwerks die Erdwärme zu nutzen – die Temperatur in 1.000 m Tiefe beträgt im ungestörten und unbewetterten Zustand immerhin etwa 40° C – so muss beachtet werden, dass eine lange Verweildauer des Speicherwassers im Unterbecken der Nutzung

des Pumpspeicherwerks als Kurzzeitspeicher entgegenwirkt. Es wären dann weitere Hohlräume für Aufwärmbecken oder Maßnahmen für einen schnellen Wärmeübergang notwendig.

## 5 Anstehende Untersuchungen

Während der Bearbeitung des zuvor skizzierten Startprojekts hat sich rasch ergeben, dass eine zielgerichtete Untersuchung sowohl der Frage nach der technischen Realisierbarkeit als auch der Frage nach der Wirtschaftlichkeit des Baus von Unterflur-Pumpspeicherwerken in stillgelegten Anlagen des Steinkohlebergbaus eine Konkretisierung hinsichtlich möglicher Standorte erfordert. Dabei gilt es, die standortspezifischen Vor- und Nachteile hinsichtlich ihrer Kenndaten (Geologie, Geographie, Geometrie von Schächten und Strecken, Bunkern/Kavernen, ...) gegeneinander abzuwägen.

Mit der RAG Aktiengesellschaft konnte inzwischen der Betreiber des aktiven Steinkohlebergbaus im Ruhrgebiet und im Saarland als Partner für zukünftige Forschungsaktivitäten auf dem Feld der Unterflur-Pumpspeicherwerke gewonnen werden.

### 5.1 Aktive Bergwerke der RAG in Nordrhein-Westfalen

In Nordrhein-Westfalen (siehe Bild 7) sind die folgenden Steinkohle-Bergwerke noch in Betrieb: a) Auguste-Victoria in Marl, b) Prosper-Haniel in Bottrop, c) West in Kamp-Lintfort sowie d) Anthrazit in Ibbenbüren. Ihre Lage in Bezug zum Ruhrgebiet ist in Bild 7 wiedergegeben.

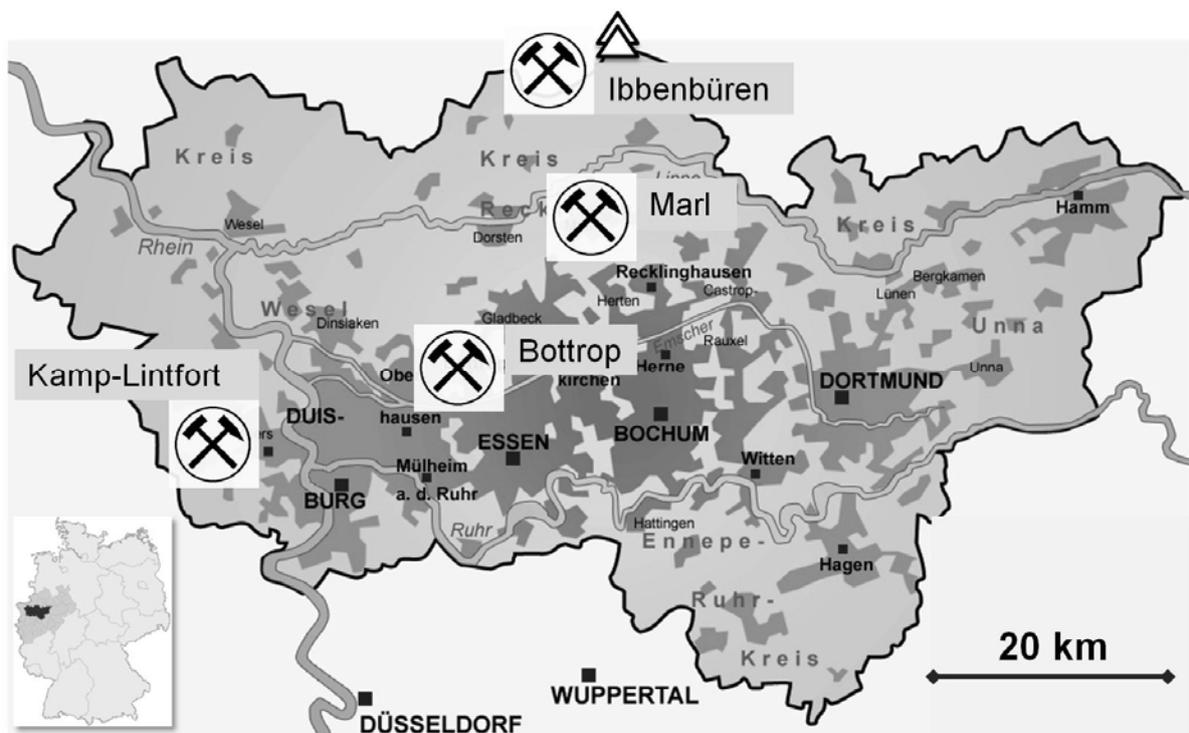


Bild 7: Übersicht Ruhrgebiet und Zechen (nach: <http://de.wikipedia.org/wiki/Ruhrgebiet>)

## 5.2 Geologie des Ruhrgebiets und Grubenwasserhaltung

In Bild 8 ist der geologische Aufbau des Gebirges im Ruhrgebiet in einem Nord-Süd-Schnitt schematisch wiedergegeben. Die Basis der Stratigraphie bildet das Karbongestein, das die abbaubaren Steinkohleflöze von bis zu mehreren Metern Dicke enthält. Das Karbon ist durchzogen von Faltungen und Störungen und reicht im Süden von Essen zum Teil bis an die Oberfläche. Sein Deckgebirge fällt von Süd nach Nord stark ein und wird zunächst lediglich von kreidezeitlichen Mergelschichten mit einer Dicke von 100ten Metern sowie zuoberst von einer Quartärschicht von wenigen Metern Dicke überlagert. Weiter im Norden beginnt das Deckgebirge mit Schichten des Zechsteins sowie Buntsandsteins.

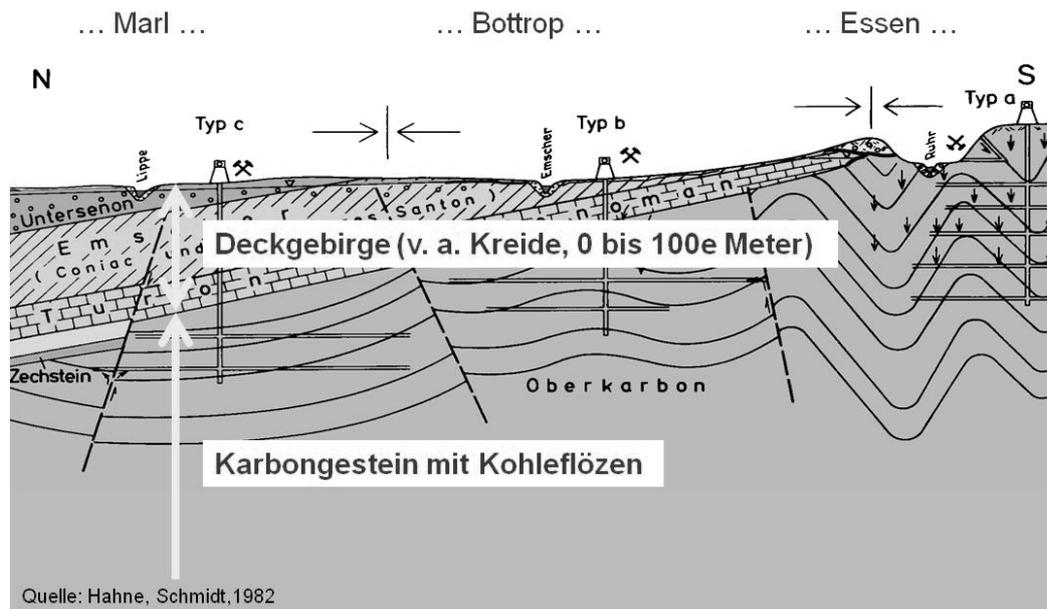


Bild 8: Geologie des Ruhrgebiets – Schnitt N - S (nach Hahne, Schmidt, 1982)

Die Fallrichtung der Karbonoberfläche von Nord nach Süd führte dazu, dass sich der Bergbau mit der Zeit von Süd nach Nord verlagerte und dabei nennenswert an Teufe zulegte. Mit Zunahme der Abbautiefen der Kohle nimmt auch die Absenktiefe der Grubenwasserhaltung zu (Bild 9a). Nach Beendigung des Bergbaus ist ein teilweiser Wiederanstieg des Grubenwassers geplant – wobei eine Vermengung des stark mineralhaltigen Grubenwassers aus dem Karbon mit dem Grundwasser des Deckgebirges vermieden werden soll. In jedem Falle wird jedoch auch nach dem völligen Auslaufen des Bergbaus eine Wasserhaltung betrieben werden müssen.

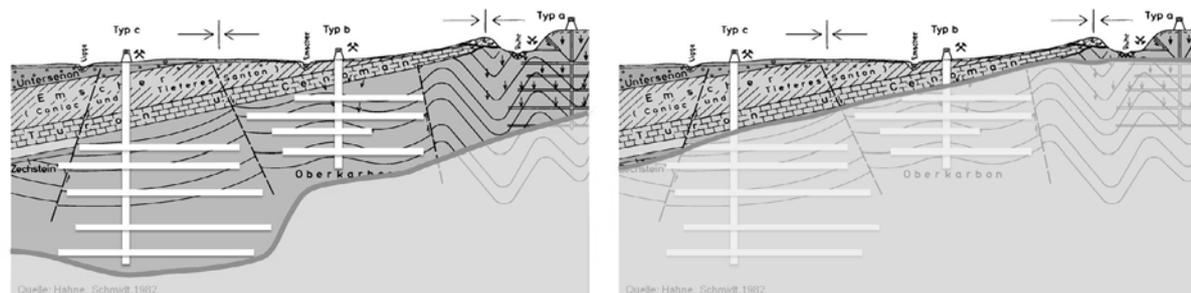


Bild 9: Grubenwasserhaltung a) links: während der Phase des aktiven Bergbaus; b) rechts: nach Auslaufen des Bergbaus

### 5.3 Offene und geschlossene Systeme für ein UPW

Während die bisherigen Untersuchungen auf geschlossene Systeme fokussiert waren, sollen in weiteren Forschungsarbeiten auch offene Systeme betrachtet werden. Ein geschlossenes System (Bild 10a) liegt dann vor, wenn durch bauliche Maßnahmen eine stoffliche Trennung von Speicherwasser und Grubenwasser gesichert ist, sodass durch die Speicherzyklen kein Wasser und damit keine Mineralien aus dem Gebirge entnommen werden. Ein offenes System (Bild 10b) ist dann gegeben, wenn Oberflächen- und Grubenwasser für die Speicherung der Energie verwendet werden. Letztendlich bedeutet ein offenes System die offensive Einbeziehung der verbleibenden Grubenwasserhaltung (Sümpfung) in die Energiespeicherung. Beide Systemvarianten besitzen ihre Vorzüge und Nachteile, die es genau zu untersuchen und bewerten gilt. Da ein offenes System zum Beispiel eine dauerhafte Wassereinspeisung erfordert, muss hier die Einbindung in ein gesamtwasserwirtschaftliches Konzept untersucht werden (Niemann u.a., 2012).

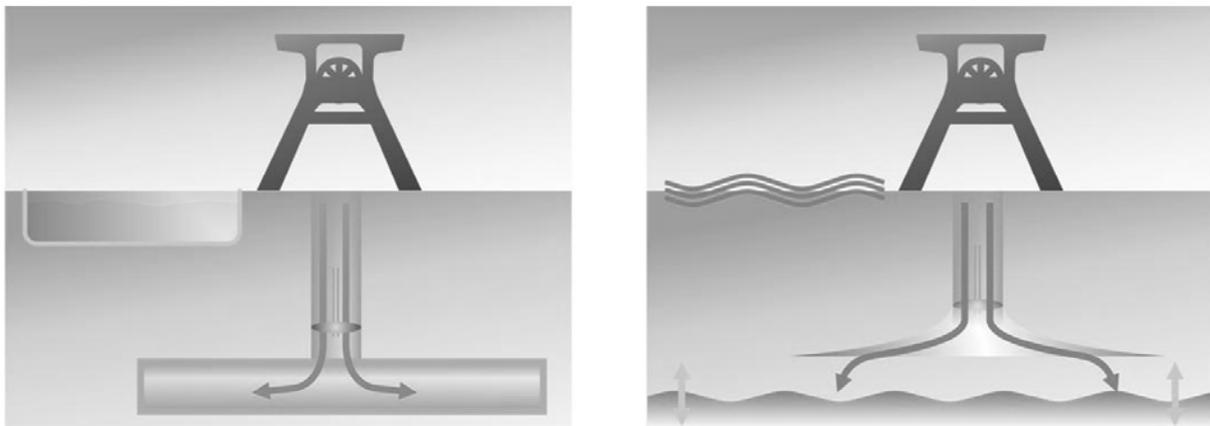


Bild 10: a) links: Schema für geschlossenes System UPW; b) rechts: Offenes System UPW

### 5.4 Technische Fragen beim Bau von UPW

Für einen Bau von UPWs in Anlagen des Steinkohle-Bergbaus wird eine große Anzahl von technischen, umweltwissenschaftlichen sowie wirtschaftlichen und juristischen Fragestellungen zu behandeln sein. Im Folgenden sollen einige wichtige technische Fragestellungen aufgelistet werden, die es vor Beginn konkreter Planungen grundsätzlich in einem Forschungsprojekt zu untersuchen und zu beantworten gilt.

A) Geologisch/geotechnische Aspekte zur Nutzung vorhandener Strecken:

- Minimierung von Kosten für das Auffahren von Hohlräumen
- Einbeziehung des vorhandenen temporären Ausbaus zur Standsicherheit während der Bauphase
- Minimierung von Restkonvergenzen des Gebirges nach Ausbau der Strecken durch Nutzung bereits langfristig aufgefahrener Strecken
- Fokussierung auf Bereiche ohne geologische Störungen soweit wie möglich
- Keine Berücksichtigung von Kohle-Abbaubereichen

- B) Hydraulische Aspekte zur Nutzung vorhandener Strecken:
- Wahl möglichst tiefliegender Sohlen (hohes Energiepotenzial)
  - Wahl von Strecken mit größtmöglichen Volumina
  - Wahl von Strecken mit günstigen Fließwegen (Höhenlage, Gefällerrichtung, Geradlinigkeit)
- C) Ertüchtigung des temporären Ausbaus von Strecken für dauerhaft ausreichende Standsicherheit und Kontrollierbarkeit:
- C1) Anforderungen an geschlossene Systeme:
- Aufnahme von Gebirgsdruck und Wasserdruck
  - Ggf. Maßnahmen zur Minderung von Gebirgsdruck durch Polsterschichten
  - Ggf. Maßnahmen zur Minderung von Wasserdruck durch Dränung
- C2) Anforderungen an offene Systeme:
- Sicherstellung der Standsicherheit von Hauptleitungen
  - Bestimmung und Begrenzung des Erosionspotenzials
- D) Untersuchung, ob vorhandene Schachtanlagen für Wasser- und Lufttransport, Stromleitungen sowie Transporte von Baumaterialien und Maschinen ausreichen
- Geometrische Kriterien (Anzahl und Durchmesser der Schächte)
  - Lasten aus der Einbringung von Maschinen (z.B. Turbine, Generator)
  - Abtragung von statischen Lasten über Wandungen und Sohle
  - Aufnahme von dynamischen Lasten (z.B. Schwingungen bei Druckstößen)
- E) Schaffung zusätzlicher unterirdischer Hohlräume und Aufweitung von Querschnitten
- Kavernen zur Aufnahme von Maschinen (z.B. Turbine, Generator)
  - Wege für den Transport von Baumaschinen und Material
  - Wege für den Transport von Maschinen des UPW-Betriebs
  - Kavernen und Strecken als Speicherraum für Wasser
  - Strecken und Kavernen zur Optimierung von Fließwegen

### 5.5 Beispiel für die Nutzung vorhandener Infrastruktur

Teil der Zeche Prosper-Haniel ist ein 3,6 km langer sogenannter „Gesteinsberg“; dies ist ein Schrägschacht, der von der Geländeoberfläche unter konstanter Neigung von etwa 20° bis in fast 800 Tiefe führt. Der Gesteinsberg ist mit einem Förderband ausgestattet und wird derzeit zur Förderung von Kohle genutzt. Am tiefliegenden Ende des Schachts befindet sich ein Bunker.

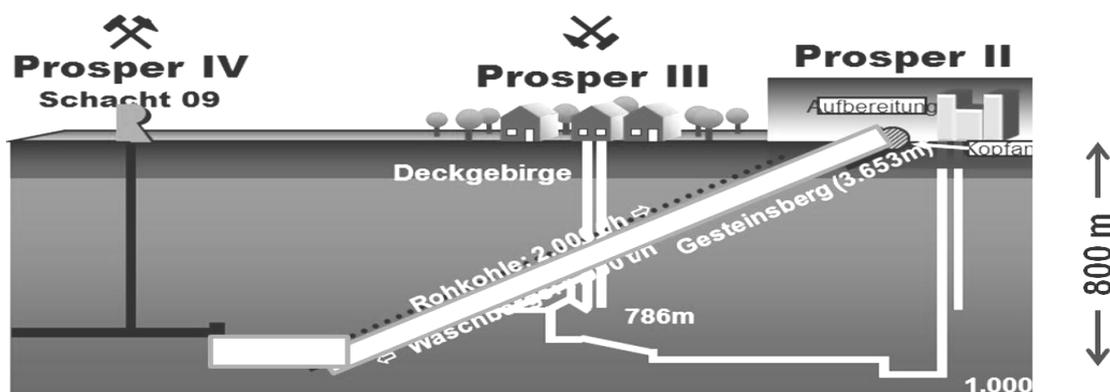


Bild 11: Systemskizze Gesteinsberg des Bergwerks Prosper-Haniel in Bottrop (nach RAG)

Der Gesteinsberg auf Prosper-Haniel zeigt, dass in Bergwerken diverse Elemente an Infrastruktur vorliegen, die hervorragend für den Bau und den Betrieb von Unterflur-Pumpspeicherwerken geeignet sein könnten. Derartige existierende Elemente gilt es in der zukünftigen Phase näher auf ihre Verwertbarkeit für ein UPW zu untersuchen, um die Kosten für den Bau eines UPWs möglichst zu minimieren.

## **6 Zusammenfassung und Ausblick**

Der Abbau von Steinkohle in den Bergwerken des Ruhrgebiets wird absehbar innerhalb des nächsten Jahrzehnts eingestellt, sodass der Hauptteil der untertägigen Strecken ab dann ungenutzt sein wird und nach und nach dem Verfall preisgegeben würde. Bevor es zum Rückbau der Infrastruktur und zum ansonsten unvermeidlichen Verfall der untertägigen Hohlräume kommen wird, sollten nach Möglichkeit Unterflur-Pumpspeicherwerke (UPW) gebaut werden und die stillgelegten Bergwerke und ihre Geländeoberfläche einer Folgenutzung zugeführt werden.

Die Forschergruppe Unterflur-Pumpspeicherwerke der Universität Duisburg-Essen, bestehend aus den Arbeitsgruppen Prof. Dr.-Ing. E. Perau, Geotechnik; Prof. Dr. rer. nat. Ulrich Schreiber, Geologie; Prof. Dr.-Ing. A. Niemann, Wasserbau und Wasserwirtschaft sowie Prof. Dr.-Ing. H.-J. Wagner, Energiesysteme und Energiewirtschaft an der Ruhr-Universität Bochum hat sich im Jahres 2010 konstituiert und arbeitet seitdem an entsprechenden Fragestellungen. Mit der RAG Aktiengesellschaft wurde der maßgebliche Betreiber von Steinkohle-Bergwerken in Deutschland als Partner gewonnen.

Die bisherigen Forschungsarbeiten haben ergeben, dass der Bau und der Betrieb von UPWs in Anlagen des Steinkohle-Bergbaus grundsätzlich machbar sind. Bis zu einer konkreten Projektierung sind jedoch noch eine Reihe von technischen und wirtschaftlichen Fragen zu beantworten. Da das Ende des Steinkohlebergbaus im Ruhrgebiet in absehbarer Zeit ansteht, sind weitere Untersuchungen für konkrete Standorte dringlich.

## **7 Danksagung**

Die Autoren der Forschergruppe Unterflur-Pumpspeicherwerke möchten sich besonders bei der Initiative Mercator Research Center Ruhr (MRCR) sowie der Stiftung Mercator für die Förderung ihrer Forschungsarbeiten bedanken.

## 8 Literatur

- Apel, G.; Dombrowski, B. (2006): Untertage Pumpspeicherkraftwerk, Neue Technik zur Speicherung von Regelenergie mitten in NRW. Vortrag Deutsche Montan Technologie GmbH (DMT)
- Beck, H.-P.; Schmidt, M. (2011): Pumpspeicherwerke unter Tage – Nachnutzung stillgelegter Bergwerke, efzn – Energie-Forschungszentrum Niedersachsen, Clausthal
- dena (2010): Analyse der Notwendigkeit des Ausbaus von Pumpspeicherwerken und anderen Stromspeichern zur Integration der erneuerbaren Energien (PSW – Integration EE), Abschlussbericht, Deutsche Energie-Agentur GmbH, Berlin
- Gesamtverband Steinkohle e. V. (Hrsg.) (2011): Steinkohle, Rohstoff und Energie für Deutschland, Prospekt, [www.gvst.de/site/bildungsmedien/Steinkohle-Rohstoff%20und\\_Energie\\_fuer\\_Deutschland.pdf](http://www.gvst.de/site/bildungsmedien/Steinkohle-Rohstoff%20und_Energie_fuer_Deutschland.pdf)
- Giesecke, J.; Mosonyi, E. (2009): Wasserkraftanlagen, Planung, Bau und Betrieb, 5. Auflage, Springer Verlag
- Faulstich, M.; Foth, H.; Calliess, C.; Hohmeyer, O.; Holm-Müller, K.; Niekisch, M.; Schreurs, M. (2011): Wege zur 100% erneuerbaren Stromversorgung, Sondergutachten, SRU Sachverständigenrat für Umweltfragen, Berlin
- Hahne, C.; Schmidt, R. (1982): Die Geologie des Niederrheinisch-Westfälischen Steinkohlengebietes, Verlag Glückauf
- Niemann, A (2011): Berichte und Links zu den Beiträgen zur Tagung „Pumpspeicherwerke unter Tage: Chance für das Ruhrgebiet?“ am 30.11.2011 in Essen, <http://www.uni-due.de/wasserbau/veranstaltung-upw.php>
- Niemann, A.; Perau, E.; Schreiber, U.; Koch, M. (2012): Pumpspeicherkraftwerke in den heute noch aktiven Steinkohlebergwerken – Herausforderung für die Wasserwirtschaft im Ruhrgebiet?, in: 45. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft „Wasserwirtschaft und Energiewende“, 14.-16. März 2012 in Essen, in: Gewässerschutz – Wasser - Abwasser, GWA 230, Hrsg. J. Pinnekamp, Aachen, S. 63-3-63/13

# Geothermie Tiefenkraftwerk™ (GTKW)

Hubert Hämmerle<sup>1</sup>, Thomas Pilgerstorfer<sup>2</sup>, Nedim Radončić, Wulf Schubert<sup>2</sup>

<sup>1</sup>) Ehoch10 Projektentwicklungs GmbH, Wien

<sup>2</sup>) Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz

## 1 Zusammenfassung

In diesem Artikel stellen wir ein neues Konzept zur Nutzung geothermischer Energie vor, daß sich durch die Größe des nutzbaren Reservoirs, seiner Leistung im Bereich konventioneller kalorischer Kraftwerke und durch seine hohe Verfügbarkeit als Grundlastersatz für Kernkraftwerke bzw. konventionelle Gas- und Kohlekraftwerken anbietet.

Eine prinzipielle Machbarkeitsstudie wurde positiv abgeschlossen. Neben Grundlagenforschungen sind vielfältige Entwicklungsarbeiten notwendig.

### Zielsetzungen GTKW

- Direkter Zugang zu geothermischen Reservoirs durch eine tiefe Bergwerksinfrastruktur, Wärmegewinnung mit Bohrlochwärmeaustauschern
- Reservoir-Charakteristik
  - Temperatur über 230°C
  - Enthalpie 10 Exajoule
- Elektrische Leistung
  - 1.000 MW
  - Stromerzeugung 440 TWh
  - Fernwärmeerzeugung 650 TWh
- Gestehungskosten
  - Strom 2,5 bis 3,5 ct/kWh
  - Wärme 0,7 bis 1,2 ct/kWh
- Standortunabhängig
- Eliminierung bekannter Probleme und Risiken

## 2 Einführung

99 % der Erde sind heißer als 1.000 °C, 0,9 % heißer als 100 °C. Geothermie ist die Nutzung des wirtschaftlich verwertbaren Anteils von Wärme, der in der oberen Erdkruste in Gesteinen und Grundwässern gespeichert ist. Seit Jahrzehnten wird Geothermie aus Lagerstätten mit überwiegend konvektivem Wärmetransport in Form von heißem Grundwasser oder als Dampf zur Stromerzeugung genutzt.

Derzeit sind in 24 Ländern Anlagen mit einer elektrischen Leistung von 10.700 MW in Betrieb, die 67,25 TWh liefern.

Dies entspricht in etwa dem Strombedarf Österreichs von 64,32 TWh (2010, inkl. Pumpspeicher).

In weiten Teilen der kontinentalen Erdkruste beträgt der geothermische Gradient 2,5 K bis 3,5 K / 100 m Tiefenstufe, woraus sich durchschnittliche Temperaturen von 250 °C für Lagerstätten in Tiefen von 6 bis 9 km unter Geländeoberkante ableiten.

Bisherige Konzepte zur Nutzung tiefer geothermischer Lagerstätten, die die künstliche Ausbildung von großen Kluftoberflächen durch hydraulisches Sprengen des Gebirges für den Wärmeaustausch vorsehen, konnten bisher die Wirtschaftlichkeit nicht demonstrieren.

### 3 Geothermie Tiefenkraftwerk

Das GTKW Konzept sieht eine direkte Wärmegewinnung durch geschlossene Wärmeträgerkreisläufe vor, wie in Abbildung 1 schematisch dargestellt.

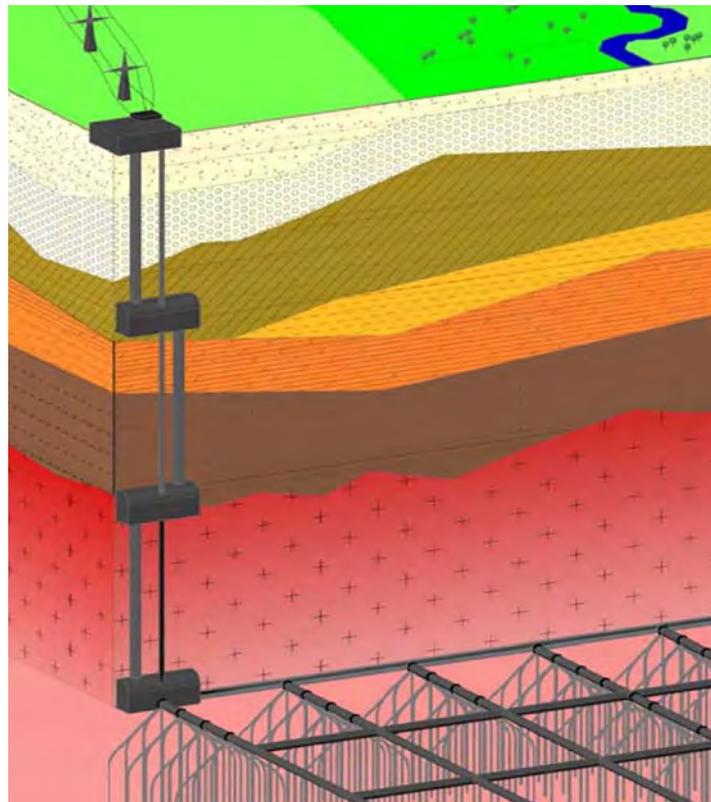


Abbildung 1: Schematische Darstellung GTKW

Tiefe Bergwerksinfrastruktur mit Haupt- und Nebenschächten, Maschinenkavernen. Stollensystem für die direkte Errichtung von Bohrungen.

Eine tiefe Bergwerksinfrastruktur ermöglicht den direkten Zugang zum Reservoir.

Ein ausgedehntes Sondenfeld besteht aus einer großen Anzahl Bohrungen, die *in-situ* in das Reservoir abgeteuft werden. Die Wärmegewinnung erfolgt mit in die Bohrungen eingebauter Bohrlochwärmeaustauscher, eine Technik, die in der oberflächennahen Geothermie weltweit eingesetzt wird. Das Wärmeträgermedium steht in keinem direkten Kontakt mit dem Grundwasser, hydrogeologisch bedingte Probleme die Setzungen und seismische Ereignisse zur Folge haben sind daher ausgeschlossen.

## 4 Reservoircharakteristik

Aus wirtschaftlichen Gründen ist eine durchschnittliche Reservoirtemperatur von 230 °C oder mehr anzustreben. Vorausgesetzt der geothermische Gradient beträgt 3 K / 100 m Tiefenstufe und die einzelnen Bohrungen sind 2,5 km lang, ergibt sich die Reservoiroberkante in ca. 6.000 Meter Tiefe. Geologische, felsmechanische und thermodynamische Untersuchungen belegen eine Eignung vor allem grobkristalliner Gesteine – Granit oder Gneis – die Teil des kristallinen Grundgebirges sind – für das GTKW.

Mit einem nutzbaren **Wärmeinhalt** von **10 Exajoule** eines Reservoirs von **75 km<sup>3</sup>** können **440 TWh Strom** und **650 TWh Wärme** erzeugt werden.

*Zum Vergleich:*

*Die größten deutschen **Atomkraftwerke** werden bis zu ihrer geplanten Stilllegung jeweils rund 350 TWh Strom erzeugen.*

*Die **Fernwärme Wien** generiert 6 TWh Wärme für ein Versorgungsgebiet von 1,8 Millionen Einwohnern bei einer Reichweite von 34 %.*

## 5 Felsmechanik und Geotechnik

Am Institut für Felsmechanik und Tunnelbau der TU Graz wurde eine qualitative Bestimmung des Gebirgsverhaltens Gemäß ÖGG Richtlinie durchgeführt.

Gebirgsverhalten nach ÖGG Richtlinie ist die Reaktion des Gebirges auf den sofortigen Ausbruch des Bauwerkes, ohne Berücksichtigung der Stützmittel oder der Vortriebssequenz.

Die möglichen Gebirgsverhaltenstypen (Abbildung 2) sind:

- GVT 1: stabiler, ungestützter Hohlraum
- GVT 3: seichte Überbeanspruchung des Gebirges
- GVT 4: tiefe Überbeanspruchung des Gebirges
- GVT 5: Bergschlag

Schlagartige Ablösungen von Gesteinsplatten, verursacht durch Sprödbruch. Die elastische potentielle Energie wird größtenteils in kinetische Energie umgewandelt.

- GVT 6: Schichtknicken

Knicken von schlanken Schichtpaketen, häufig in Kombination mit Scherversagen

*Welche Kriterien zur Vorhersage des Gebirgsverhalten können angewendet werden?*

Wang & Park (2001): **Zerlegung (RQD > 90)**

aufnehmbare elastische Arbeit (einaxial), Sprödigkeitsindex (Druckfestigkeit zu Zugfestigkeit), Spannungsniveau (Verhältnis zw. Druckfestigkeit und tangentialer Sekundärspannung)  
*Klingt sehr plausibel, „springt“ aber erfahrungsgemäß zu oft an!*

Singh (1988): **Burst Proneness Index**

Verhältnis zwischen dissipierter und zurückgewonnener Arbeit > 15

*Ebenfalls sehr plausibel, eine Angabe zur Zerlegung und „kritischer Spannung“ fehlt allerdings!*

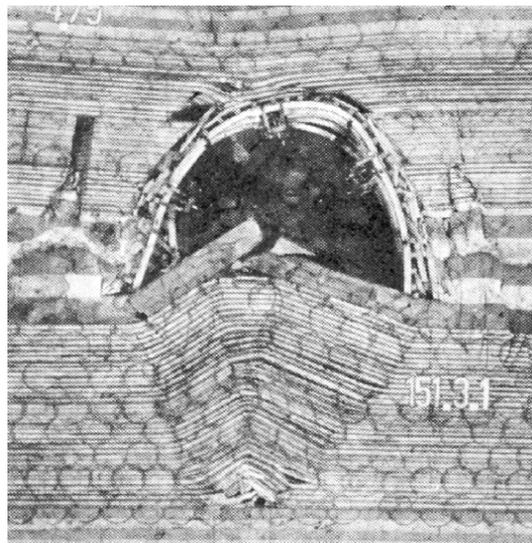
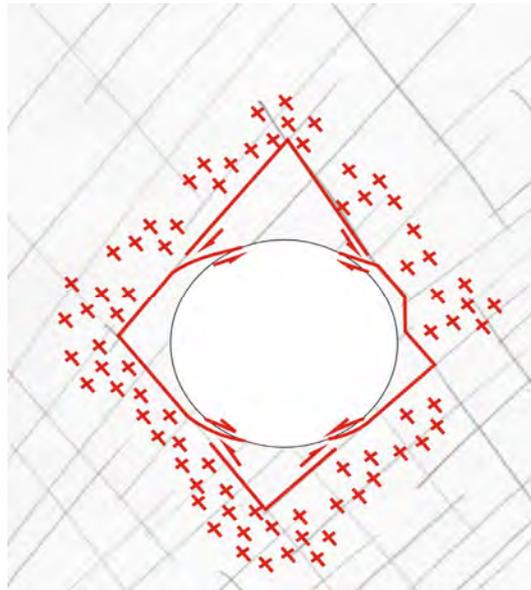
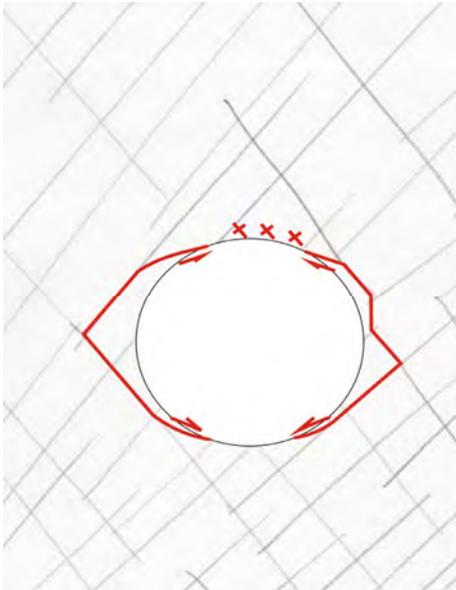


Abbildung 2: Gebirgsverhaltenstypen nach ÖGG Richtlinie  
GVT 3 und GVT 4 (oben und Mitte); GVT 5 und GVT 6 (unten).

*Welches Gebirge ist wünschenswert?*

Alle mineralogisch heterogenen, aber hochfesten Gesteine! Gneis, Granit, Schiefer usw.  
Die Korngrößen- und Steifigkeitsunterschiede bewirken eine vorzeitige Mikrorissentwicklung: die Arbeit wird dadurch aus dem System „entfernt“ und steht nicht für das explosionsartige Versagen zur Verfügung.

*Zu vermeiden sind:*

Amphibolit, Dolomit, Diabas, Grandiorit, Gabbro (gemäß Singh, 1988)

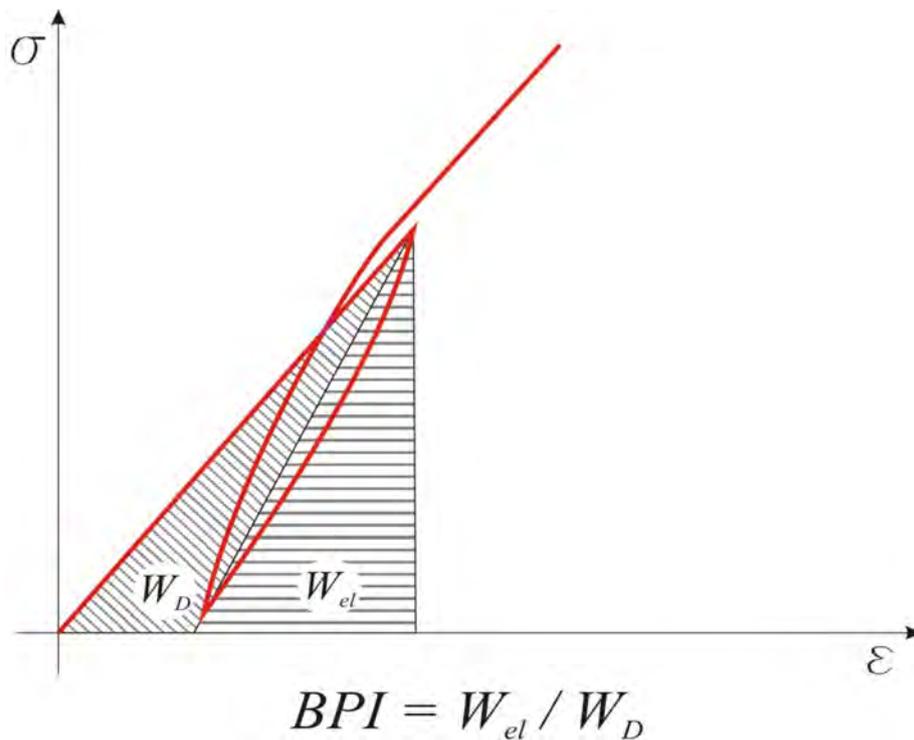


Abbildung 3: Burst Proneness Index (gemäß Singh, 1988).

### *Überlegungen zur Überbeanspruchung*

Schachtbau nur möglich im Gestein mit hoher Festigkeit – spröde Entfestigung damit verbunden!

Kein ideal-plastisches Stoffgesetz!

*Wie hoch ist der Grad der Entfestigung?*

Konzept der Entfestigungsbestimmung

Martin et al. (1999) und Cai et al. (2006):

Überbeanspruchung im blockigen Gebirge bewirkt eine Zerkleinerung der Blöcke und Abscheren der Unebenheiten auf den Trennflächen → Abminderung des GSI

Massiges Gebirge zeigt Überbeanspruchungssymptome bei 1/3 UCS → Maßstabseffekt.

ALLE Publikationen weisen darauf hin, dass keine Reibung im überbeanspruchten Bereich mobilisiert wird, jedoch ist der Tunnel in der Regel ungestützt → Reines Abplatzen des überbeanspruchten Keils.

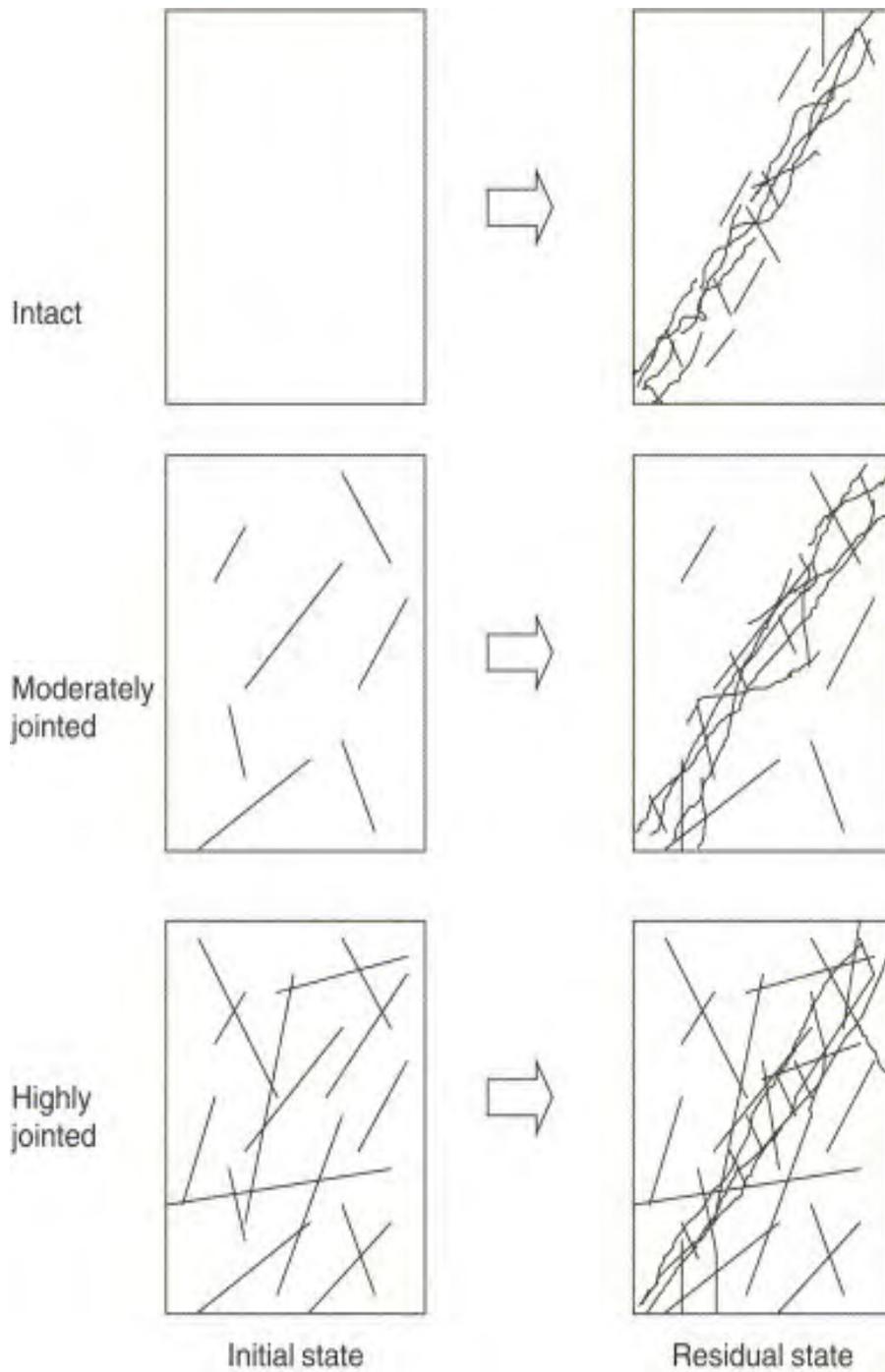


Abbildung 4: Konzept der Entfestigungsbestimmung (gemäß Cai et al., 2006).

# GSI

## Joint or Block Wall Condition

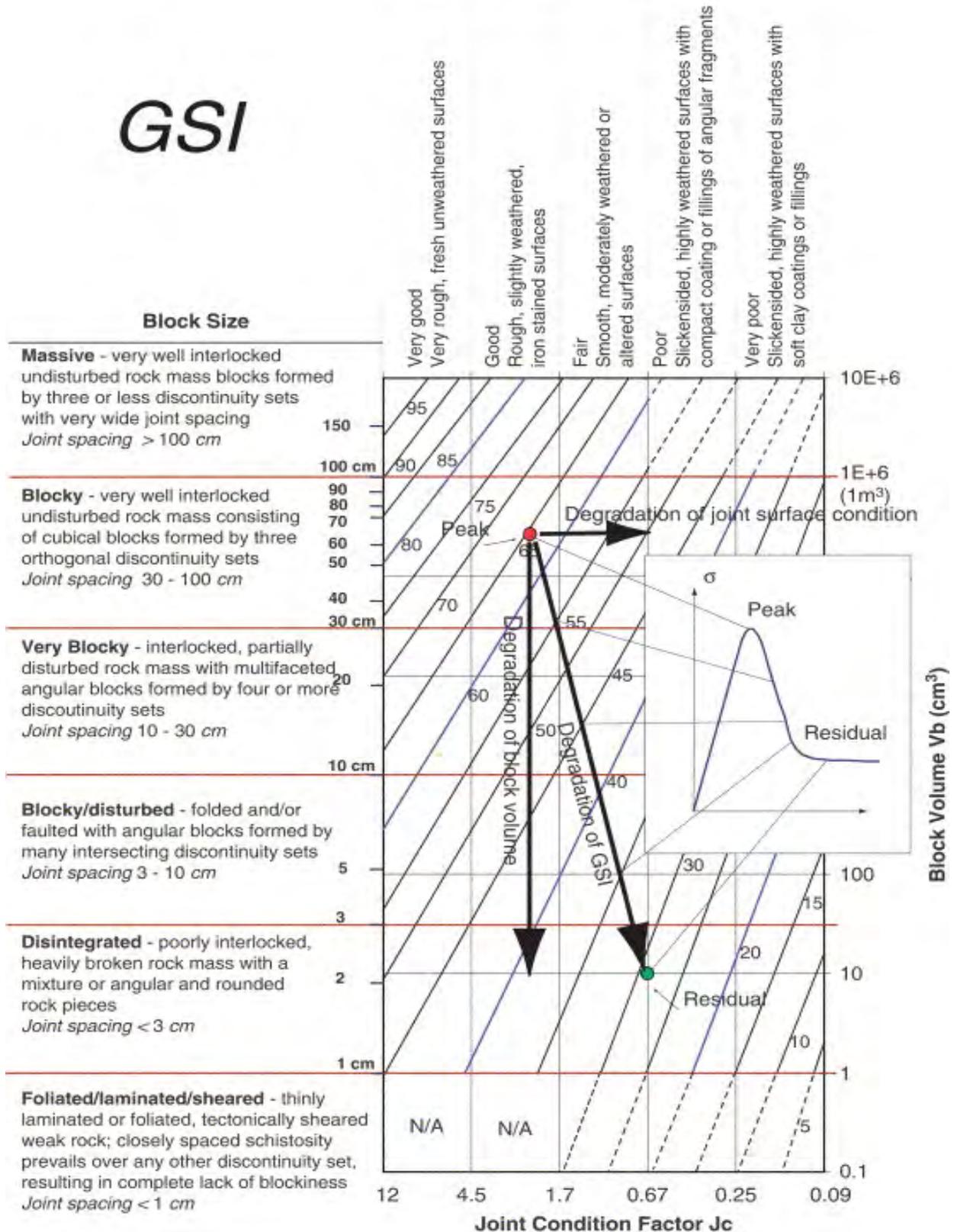


Abbildung 5: Konzept der Entfestigungsbestimmung – GSI (gemäß Cai et al., 2006).

## Grundlagen zur Ausbaubestimmung im kompetenten, überbeanspruchten Gebirge

Die Erzeugung eines stabilen Hohlrums in stark überbeanspruchten Bereichen kann vereinfacht als ein simples Zwängungsproblem betrachtet werden.

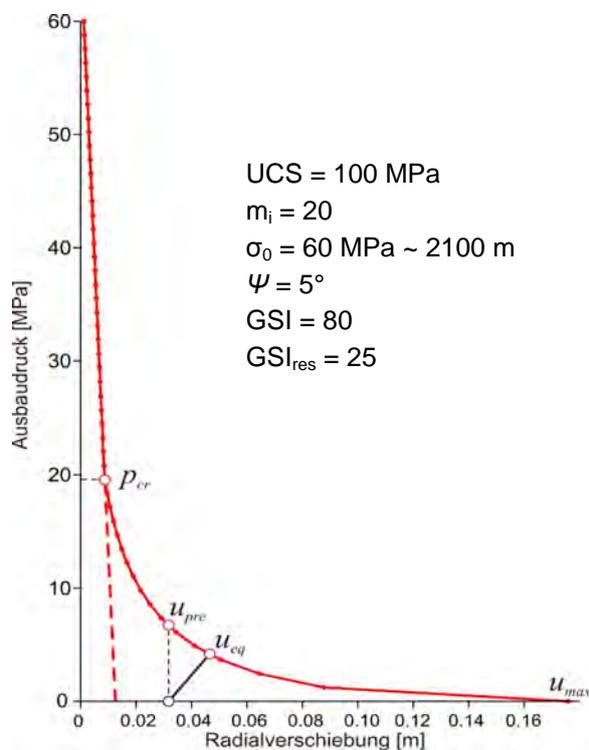


Abbildung 6: Grundlagen zur Ausbaubestimmung in kompetentem, überbeanspruchtem Gebirge.

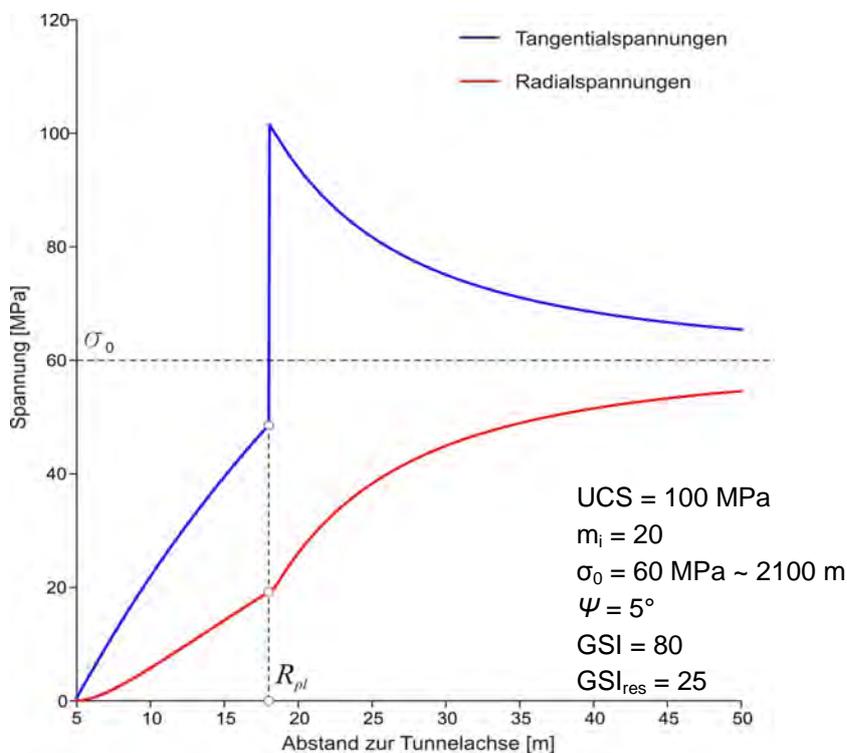


Abbildung 7: Grundlagen zur Ausbaubestimmung in kompetentem, überbeanspruchtem Gebirge.

*Ergebnisse einer Monte-Carlo Simulation zur Frage: Was erwartet uns beim Schachtbau?*

Folgende Eingangsparameter wurden gewählt:

Gesteinsfestigkeit: 100 – 300 MPa

Hoek-Brown Konstante: 10 – 35

Trennflächenrauigkeit (small scale): Rauh (3) bis glatt (2)

Trennflächenrauigkeit (large scale): Rauh bis wellig (3 bis 1,5)

Trennflächenzustand: verheilt (0,75) bis geschlossen (1)

Trennflächennormalabstand:

20 cm – 60 cm (schlecht)

60 cm – 100 cm (mäßig)

> 100 cm (gut)

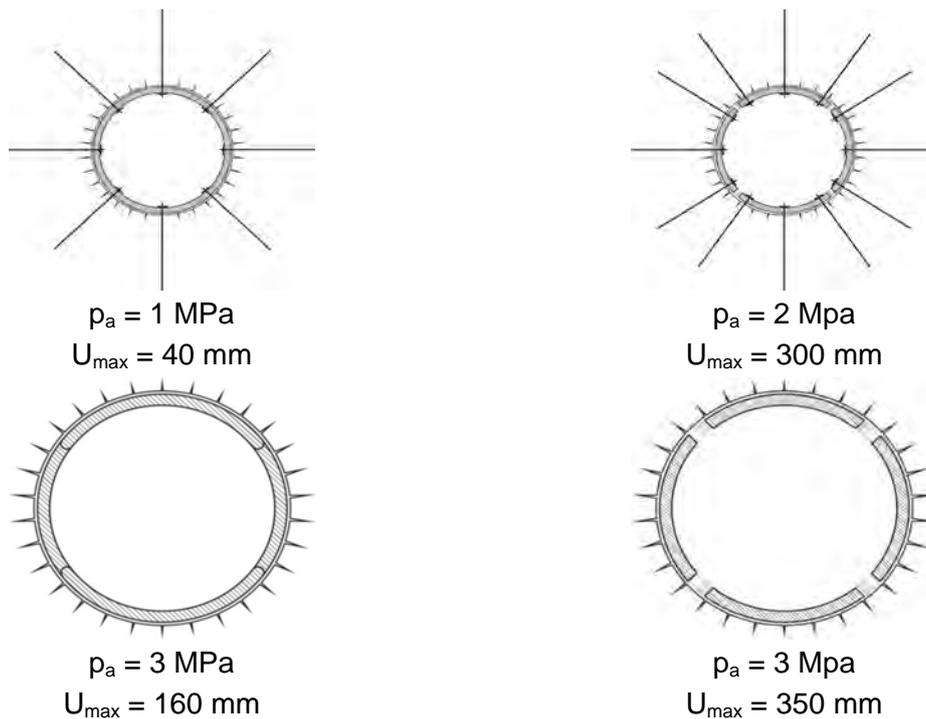


Abbildung 8: Untersuchte Ausbaukonzepte.

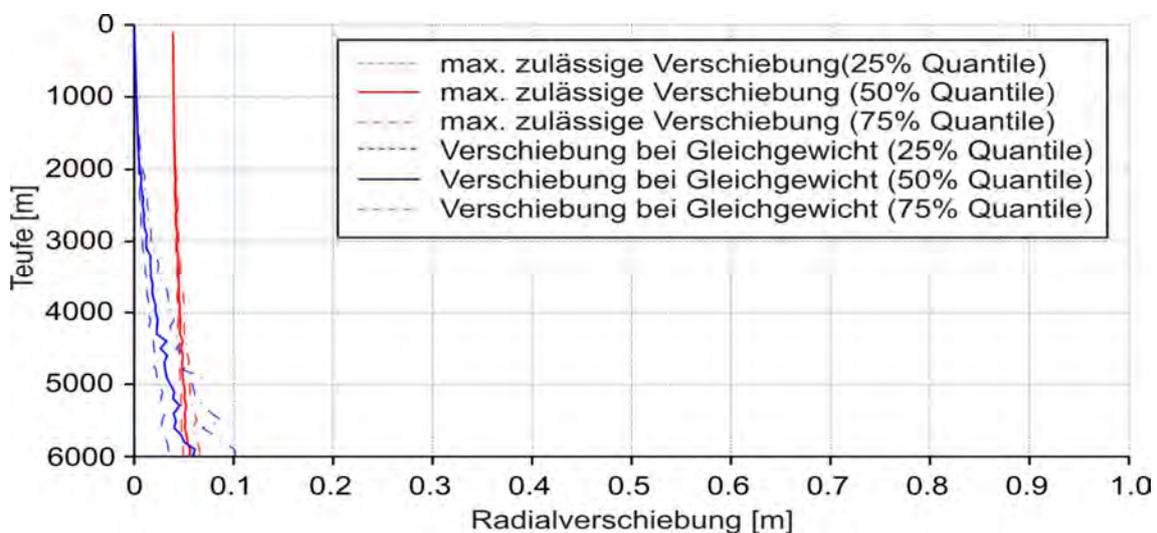


Abbildung 9 a: Ergebnisse Monte-Carlo Simulation  
- Konventioneller Ausbau, gute Gebirgsverhältnisse.

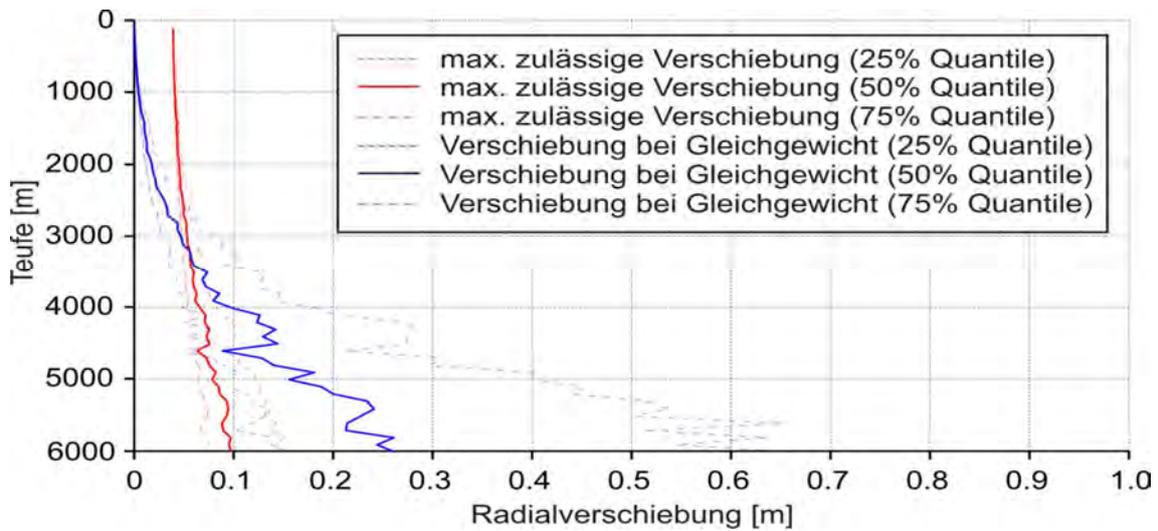


Abbildung 9 b: Ergebnisse Monte-Carlo Simulation  
 - Konventioneller Ausbau, mäßige Gebirgsverhältnisse.

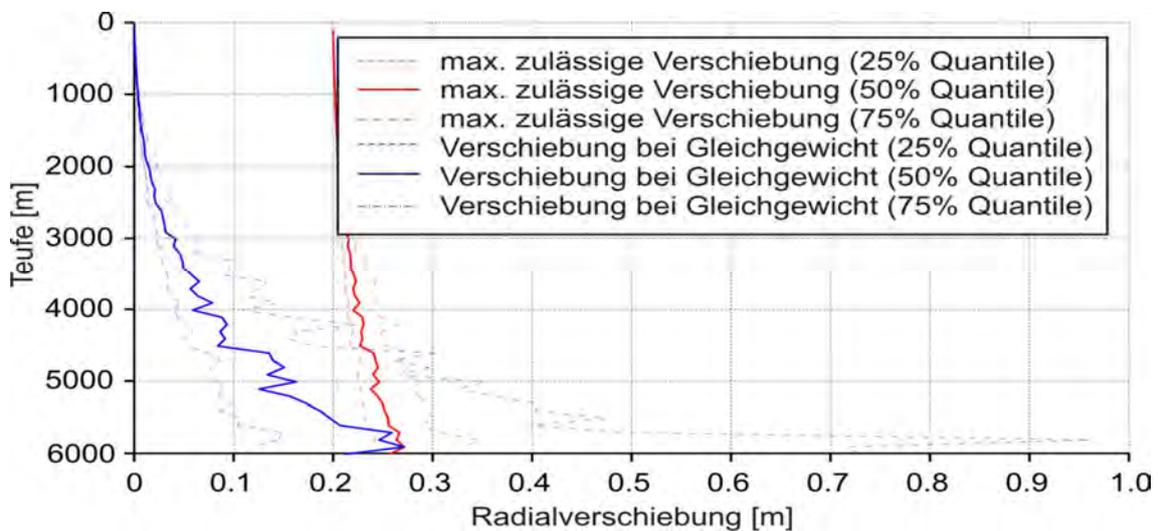


Abbildung 9 c: Ergebnisse Monte-Carlo Simulation  
 - Duktiler konventioneller Ausbau, mäßige Verhältnisse.

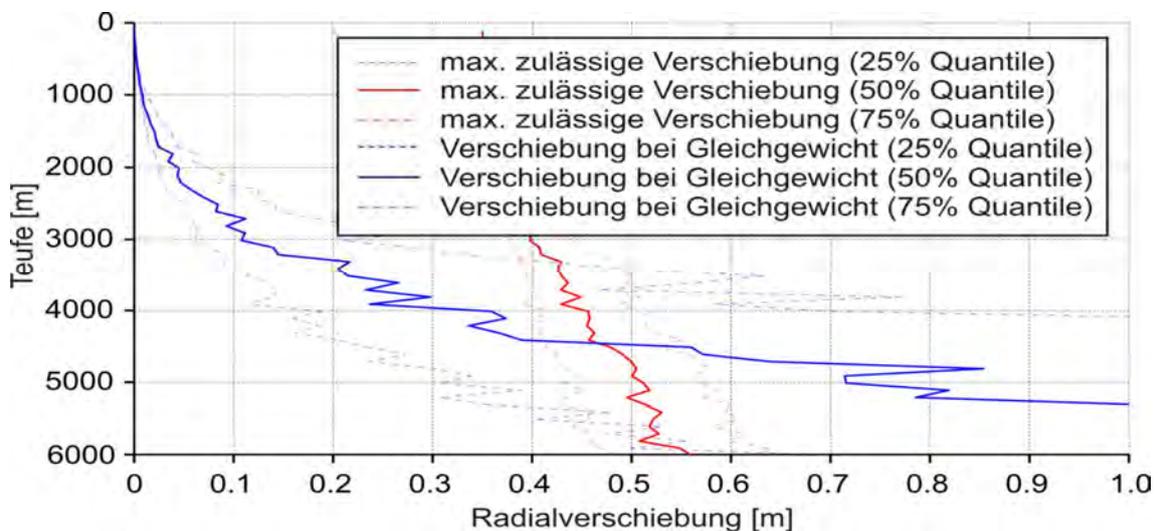


Abbildung 9 d: Ergebnisse Monte-Carlo Simulation  
 - Tübbing + Stauchelemente, Schlechtes Gebirge

## **6 Schlussfolgerungen**

Wünschenswertes Gestein: Gneis, Granit, Schiefer.

Ab einem Trennflächenabstand von 60 cm erscheint das Bauwerk aus geotechnischer Sicht mit heutigen Mitteln baubar!

Die Herstellung des Raise-Boring Schachtes ist in großen Teufen mit großem Überprofil verbunden!

## **7 Forschungsbedarf**

Vorhersage des Bergschlags.

Möglichkeit und Einfluss einer vorausseilenden Sprengung zur Entspannung des Gebirges.

Das Bergwasser hat aufgrund hoher Teufe und Temperatur auch einen sehr hohen Mineraliengehalt – Wasserhaltung / Versinterung?

Wechselwirkungen zw. sekundären Spannungen, Gebirgskühlung und Gebirgsfestigkeit?



# Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein

-

## Prognose, Messung und Beeinflussung

Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck

Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, Deutschland

### 1 Einführung

Die realistische Vorhersage von Setzungen beim innerstädtischen Tunnelbau ist heutzutage ganz wesentlich um die Akzeptanz der Baumaßnahme in der Bevölkerung zu sichern. Neben numerischen Berechnungen eignen sich hierbei insbesondere empirische Verfahren, deren Eingangsgrößen sich aus früheren Erfahrungen ableiten. Empirische Verfahren verwenden in der Regel die Gauß-Funktion zur Beschreibung der durch den Tunnelbau an der Oberfläche entstehenden Setzungsmulde. Deren Eingangsgrößen sind der Wendepunktabstand  $i$  und das Volumen der Setzungsmulde je  $m$  Vortrieb dividiert durch den Ausbruchsquerschnitt, der so genannte Volume loss  $VL_s$ .

Nachfolgend wird das empirische Verfahren nach Fillibeck vorgestellt, mit dem  $i$  und  $VL_s$  für Spritzbeton- und Schildvortriebe bestimmt werden kann. Es wurde aus einer großen Anzahl sorgfältig ausgewählter und überprüfter Messquerschnitte abgeleitet.

Für Spritzbetonvortriebe konnten mehr als 200 Messquerschnitte aus dem Münchner U-Bahn-Bau sowie 50 weitere Messquerschnitte aus anderen geologischen Bereichen und für Schildvortriebe über 100 Messquerschnitte berücksichtigt werden. Mit Hilfe dieser Messergebnisse sowie von 2D- und 3D- FE-Berechnungen konnte der Einfluss folgender Größen auf die Setzungsmulde bestimmt werden:

- Art des Vortriebs
- Geologische Gegebenheiten
- Tunneltiefe
- Querschnittsfläche
- Steifigkeit des Baugrunds

Aufgrund der großen Anzahl vergleichbarer Messquerschnitte war es möglich, der Größe der Setzungsmulde eine Auftretenswahrscheinlichkeit zuzuordnen. Es lassen sich damit Aussagen über die Überschreitungswahrscheinlichkeit der Tangentenneigung bzw. der maximalen Setzung der prognostizierten Setzungsmulde treffen. Die dargestellten Auswertungen sind das Ergebnis von Forschungen, welche im Rahmen einer Habilitation am Zentrum Geotechnik der TU München zusammengestellt wurden (Fillibeck, 2010). Dort sind die Auswertungen auch im Detail beschrieben und erläutert sowie die Vorgehensweisen dargestellt und begründet.

## 2 Definitionen

### 2.1 Mathematische Beschreibung der Quersetzungsmulde

Betrachtet wird die Setzungsmulde senkrecht zum Vortrieb. Wie Vergleiche gezeigt haben, kann die Setzungsmulde geeignet durch die Normalverteilungsfunktion nach Gauß beschrieben werden (Schmidt, 1969; Peck, 1969). Die Setzung  $s(x)$  an der Stelle  $x$  wie auch das Volumen der Setzungsmulde  $V_s$  an der Geländeoberfläche je m Vortrieb sind durch 2 Parameter, die maximale Setzung  $s_{\max}$  sowie den Abstand des Wendepunkts der Gaußfunktion von der Tunnelachse  $i$  bestimmt (Gl. 1 und Bild 1).

$$s(x) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}} \quad (1)$$

Der Wendepunkt Abstand  $i$  entspricht nach Gauß der Standardabweichung.

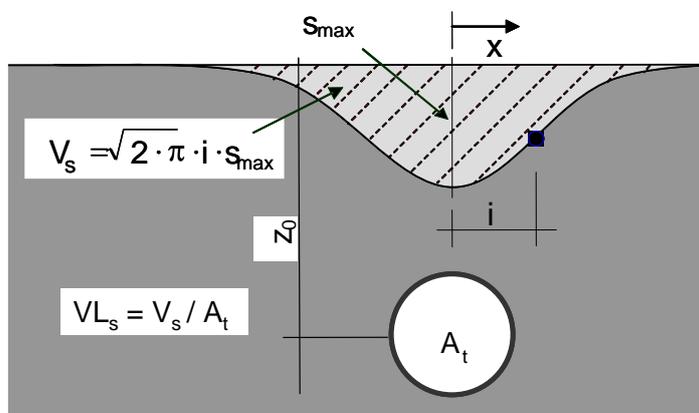


Bild 1: Definitionen zur Beschreibung der Setzungsmulde

Die Querschnittsfläche der Setzungsmulde  $V_s$  kann als Volumen je m Vortrieb verstanden werden und wird gemäß Bild 1 bestimmt. Definiert man den Volumenverlust  $VL_s$  als das Verhältnis zwischen der Querschnittsfläche der Setzungsmulde  $V_s$  und der des Tunnels  $A_t$ , so kann die Unbekannte  $s_{\max}$  alternativ auch durch  $VL_s$  ausgedrückt werden (Gl. 2).  $VL_s$  wird nachfolgend, wie in der Literatur üblich, als Volume loss bezeichnet und an Stelle von  $s_{\max}$  neben  $i$  als zweiter Parameter zur Beschreibung der Setzungsmulde verwendet.

$$s_{\max} = VL_s \cdot \frac{A_t}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i}} \quad (2)$$

### 2.2 Ermittlung der Parameter $VL_s$ und $i$ aus den Messergebnissen

Bei Parallelvortrieben ergibt sich die Gesamtsetzungsmulde aus der Summe der beiden Einzelsetzungsmulden der Tunnelröhren. Sie wird demnach durch die 4 Parameter  $VL_{s,1}$ ,  $VL_{s,2}$ ,  $i_1$  und  $i_2$  beschrieben. In Bild 2 ist beispielhaft die Auswertung zweier Spritzbetonvortriebe beim U-Bahn-Vortrieb U8, Los 14 in München mit den Einzelsetzungsmulden, der Gesamtsetzungsmulde (Addition der Einzelsetzungsmulden) und den Messwerten (Kreuze) dargestellt. Durch mathematische Variation der 4 zunächst unbekannt Parameter wurde nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate die Gesamtsetzungsmulde ermittelt, die sich

am besten an die Messwerte anschmiegt (mathematische Optimierung). Daraus ergaben sich die Parameter  $VL_{s,1}$ ,  $VL_{s,2}$ ,  $i_1$  und  $i_2$ .

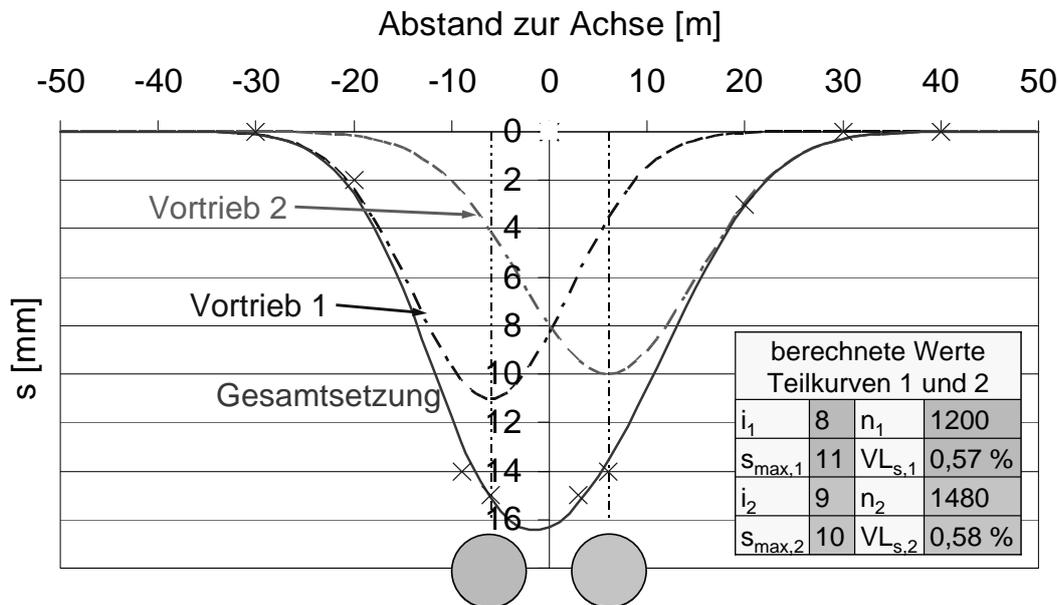


Bild 2: Auswertung einer Gesamtsetzungsmulde

### 3 Allgemeine Angaben zur Auswertung der Spritzbetonvortrieb

Die Auswertungen zu den Spritzbetonvortrieben basieren mehrheitlich auf Messungen in München. Gemäß den Vortriebsmethoden im Münchner Baugrund wird zwischen Vortrieben im quartären Kies und in dem überwiegend feinkörnigen Tertiär unterschieden.

Bild 3 zeigt beispielhaft einen Quartärvortrieb oberhalb des Grundwassers. Bei einer Gesamtquerschnittsfläche der Streckentunnel von ca. 35 m<sup>2</sup> bis 42 m<sup>2</sup> wird im Quartär zunächst die Kalotte aufgeföhrt. Markant sind der große Stützkern zur Ortsbrustsicherung sowie das Einschlagen von Pfändblechen im Firstbereich. Falls erforderlich werden vorhandene Rollkieslagen im Kalottenfußbereich vorab injiziert.

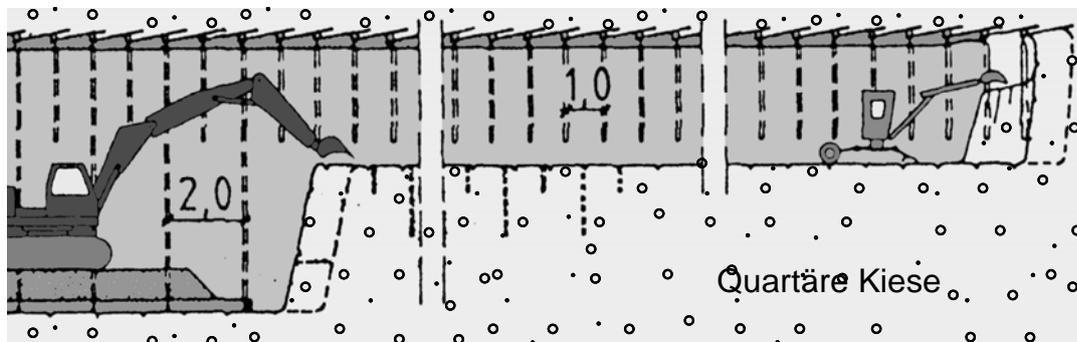


Bild 3: Kalottenvortrieb im quartären Kies

Der Tertiärvortrieb ist durch den anstehenden Wasserdruck in den tertiären Sandzwischenlagen innerhalb der tertiären Tone und Schluffe geprägt. Können die tertiären Sande

entwässert werden, so ist ein atmosphärischer Vortrieb möglich. Überwiegend wurden in München Vortriebe mit kurz vorausseilender Kalotte (abgestufter Vollausbuch) aufgeföhren (Bild 4). Können die Sande nicht entwässert werden, besteht die Möglichkeit eines Vortriebs mit Druckluftstützung, wobei der Luftüberdruck im Vortrieb an jeder Stelle des Querschnitts größer sein muss als der maximale Wasserdruck. Damit der erforderliche Luftüberdruck nicht zu groß wird, kann es zweckmäßig sein, den Wasserdruck in den relevanten Sandschichten durch Bepumpen zu vermindern.

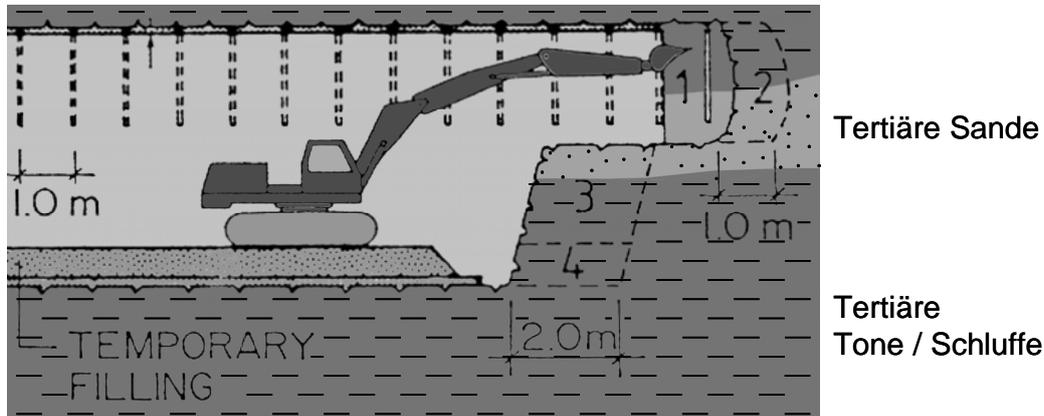


Bild 4: Abgestufter Vollaub im Tertiär

Die ausgewerteten Tunnelvortriebe umfassten in der Regel zwei parallel liegende Tunnelröhren, wobei zwischen synchronem und versetzt synchronem Vortrieb zu unterscheiden ist. Beim versetzt synchronen Vortrieb besitzt der vorlaufende Tunnel einen Mindestabstand von 25 m zum nachfolgenden Tunnel. Hinsichtlich der Setzungen ist bei Parallelvortrieben weiterhin der Abstand zwischen beiden Tunnelröhren (Bodenpfeiler) von Bedeutung. Das Verhältnis zwischen Breite des Bodenpfeilers  $a$  und Tunneldurchmesser  $d$  wird als Pfeilverhältnis ( $a / d$ ) bezeichnet. Bei der Auswertung der Spritzbetonvortriebe hat sich gezeigt, dass sich beim

- versetzt synchronen und synchronen Vortrieb bei  $a/d < 0,3$  sowie beim
  - Synchronvortrieb bei  $1 < a/d < 0,3$  und einer Tunneltiefe  $z_0 > 12$  m
- die Tunnelröhren gegenseitig beeinflussen und die Setzungsmulden größer werden. Derartige Vortriebe wurden daher bei der nachfolgenden Auswertung nicht berücksichtigt.

Außerdem wurden bei der Auswertung der Münchner Spritzbetonvortriebe die Setzungen aus der Wasserhaltung nicht berücksichtigt, da die Wasserhaltung dort sehr große Setzungsmulden mit Breiten größer 200 m verursacht. Damit ergibt sich aus der Wasserhaltung im Hinblick auf Setzungsdifferenzen kein Schadenspotenzial (Fillibeck & Zaunseder, 2008).

## 4 Formeln zur Ermittlung des Volume loss

### 4.1 Volume loss beim Spritzbetonvortrieb

Bei den nachfolgenden Auswertungen wurde unterschieden zwischen:

- atmosphärische Spritzbetonvortriebe in bindigem Baugrund
- atmosphärische Spritzbetonvortriebe in nichtbindigem Baugrund

- Spritzbetonvortriebe mit Druckluftstützung

Zunächst wurden hierzu die vielfältigen Messergebnisse für U-Bahn-Querschnitte in München ausgewertet. Demnach lässt sich der Volume loss in Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen bzw. der Vortriebsart, der Tunneltiefe  $z_0$  und dem gewählten Vertrauensbereich ermitteln. Bild 5 zeigt beispielhaft für atmosphärische Spritzbetonvortriebe im nichtbindigen Baugrund, dass der Volume loss mit  $z_0$  zunimmt.

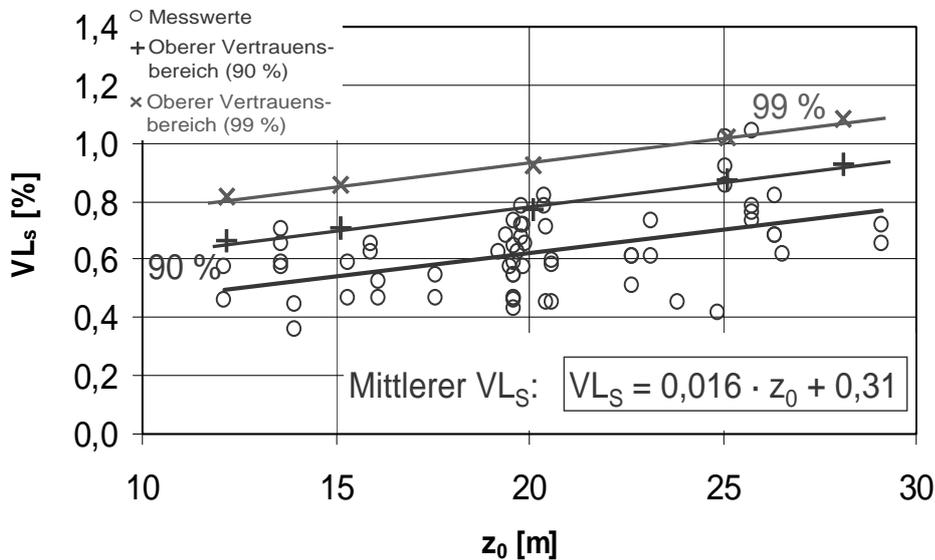


Bild 5:  $VL_s$  in Abhängigkeit von der Tiefe  $z_0$  und dem Vertrauensbereich beim Vortrieb im feinkörnigen Tertiär

Der mittlere Volume loss kann gut durch die in Bild 5 angegebene Regressionsgerade bestimmt werden. In der Praxis ist es jedoch auch von Interesse, die Setzungsmulde für höhere Vertrauensbereiche (geringere Auftretenswahrscheinlichkeiten) zu ermitteln. Hierzu ist für die angegebenen Messwerte das Konfidenzintervall zu bestimmen. In Bild 5 sind die Ergebnisse für die oberen Vertrauensbereiche von 90 % und 99 % dargestellt. Sie können ebenfalls wieder in guter Näherung durch jeweils eine Regressionsgerade beschrieben werden. Ein Vertrauensbereich von 99 % bedeutet beispielsweise, dass mit einer 1%-igen Auftretenswahrscheinlichkeit der Volume loss über der Regressionsgeraden liegt. Es lässt sich also in Abhängigkeit von dem gewählten Vertrauensbereich der gesuchte Volume loss angeben.

In Bild 6 sind die ermittelten Volume loss-Werte und Regressionsgeraden (Mittelwerte) der 3 untersuchten Spritzbeton-Vortriebsweisen gegenübergestellt.

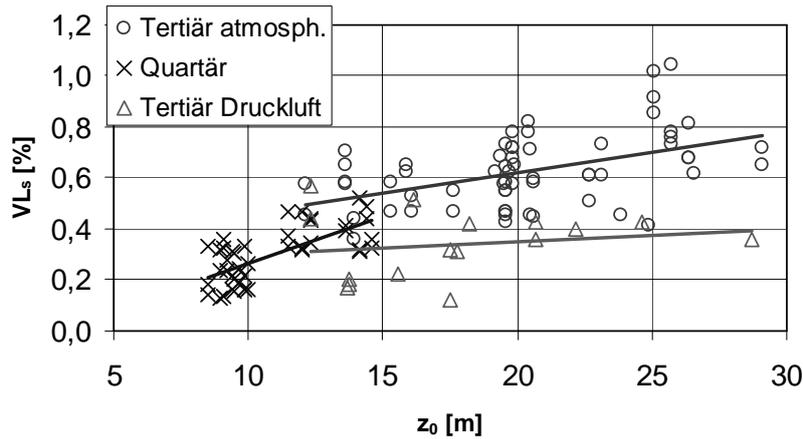


Bild 6: Regressionsgeraden für mittleren  $VL_s$ -Wert

Der Vergleich der Tertiärvortriebe zeigt, dass der Volume loss beim atmosphärischen Vortrieb etwa doppelt so groß ist, wie beim Druckluftvortrieb. Beim Druckluftvortrieb wirkt der Überdruck auf die Tunnelwandung und die Ortsbrust stützend, so dass insgesamt kleinere Setzungen auftreten.

Anschließend wurden die Auswertungen durch 50 Spritzbetonvortriebe bei anderen Baugrundverhältnissen ergänzt. Wie sich anhand der Auswertungen und auch durch Vergleichsberechnungen mit der FE-Methode zeigte, kann in guter Näherung angenommen werden, dass die Größe der Setzungsmulde umgekehrt proportional zur Baugrundsteifigkeit ist. Dies wurde bei den Formeln zur Ermittlung des Volume loss berücksichtigt. Sie sind in Tab. 1 für einen Vertrauensbereich von 50 % (Mittelwert) und 99 % zusammengestellt. Dabei entspricht  $E_{100,ref}$  dem Steifemodul des vorhandenen Baugrunds in MN/m<sup>2</sup> bei einer Referenznormalspannung von 100 kN/m<sup>2</sup>.

Atmosphärischer Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Boden:	
$VL_{s, 50\%}$	$VL_{s, 99\%}$
$(0,037 \cdot z_0 - 0,10) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,037 \cdot z_0 + 0,09) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$
Atmosphärischer Spritzbetonvortrieb im feinkörnigen Boden:	
$VL_{s, 50\%}$	$VL_{s, 99\%}$
$(0,016 \cdot z_0 + 0,31) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,61) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung:	
$VL_{s, 50\%}$	$VL_{s, 99\%}$
$(0,005 \cdot z_0 + 0,26) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,57) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$

Tab. 1:  $VL_s$  bei einem Vertrauensbereich von 50 % und 99 %

#### 4.2 Volume loss von in Teilquerschnitten aufgefahrenen Großquerschnitten

Große Ausbruchquerschnitte können nicht mehr in einem Vortrieb aufgefahren werden, da die Ortsbrust nachbrechen würde. Sie werden daher in mehrere Teilausbrüche unterteilt. Somit stellt sich die Frage, ob zur Bestimmung des Volume loss die oben angegebenen Gleichungen verwendet werden können. Hierzu wurden exemplarisch 4 große Spritzbetonquerschnitte untersucht, zu denen umfangreiche Messergebnisse vorlagen.

Nachfolgend werden die Ergebnisse am Beispiel des Bahnhofs Theresienwiese (Bild 7) der U-Bahnlinien U5/9 in München dargestellt. Dieser 1979 in Spritzbetonbauweise unter atmosphärischen Bedingungen im Tertiär erstellte Bahnhof wurde in 10 Teilausbrüchen aufgefahren. Bei der empirischen Berechnung der Setzungsmulde wurden die übereinander liegenden Kalotten- und Strossenvortriebe jeweils zusammengefasst.

Zunächst wurden die Setzungsmulden der Teilvertriebe nach Gleichung (1) und (2) unter Berücksichtigung des Volume loss mit 50 %-iger Auftretenswahrscheinlichkeit nach Tab. 1 und des Wendepunktabstands  $i$  (siehe Abschnitt 5) ermittelt. Diese wurden dann auf die jeweilige Vortriebsmitte bezogen und superponiert. Daraus ergibt sich die schwarz dargestellte Gesamtsetzungsmulde in Bild 8.

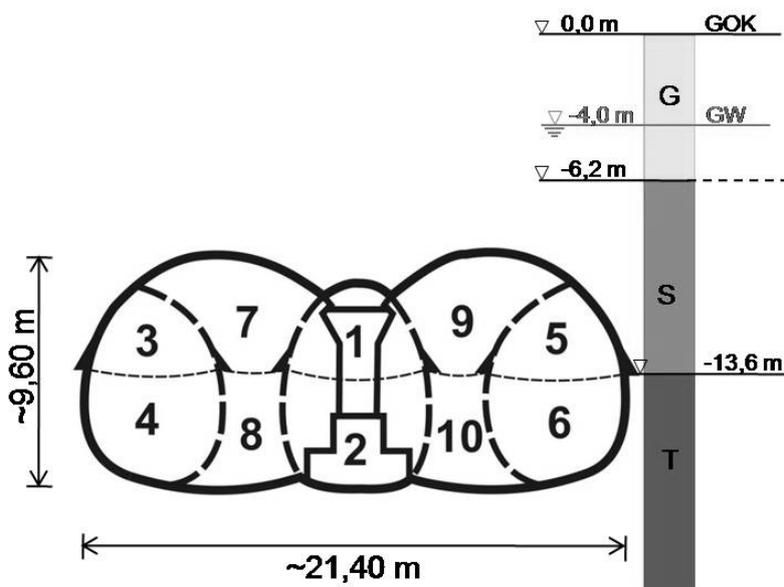


Bild 7: Reihenfolge beim Auffahren des Bahnhofs Theresienwiese der U5/9 in München

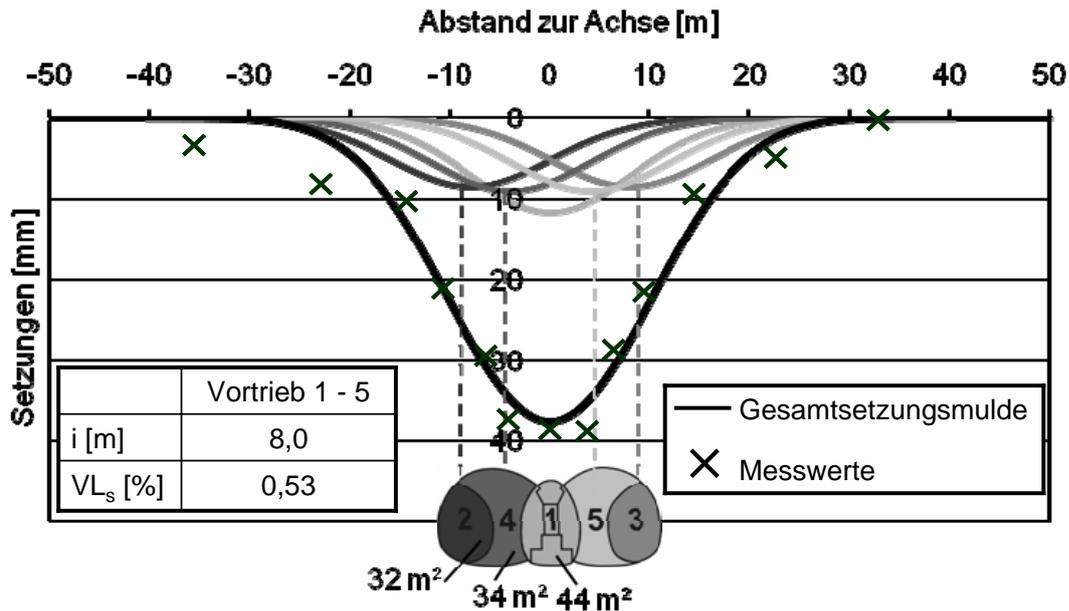


Bild 8: Vergleich zwischen Messung und empirischer Berechnung.  
Bahnhof Theresienwiese in München

Die Messergebnisse stimmen sehr gut mit der durch das empirische Verfahren ermittelten Setzungsmulde überein. Dies war auch bei den 3 anderen untersuchten Querschnitten der Fall. Es kann also die Gesamtsetzungsmulde eines Querschnitts, der in mehreren Teilausbrüchen aufgefahren wird, durch Superposition der Einzelsetzungsmulden der Teilausbrüche unter Verwendung des Volume loss für die Einzelquerschnitte ermittelt werden. Wie die Auswertung von parallel aufgefahrenen Spritzbetonvortrieben zeigte, gilt dies allerdings nicht, wenn sich die Teilquerschnitte beim Vortrieb gegenseitig stark beeinflussen, also z.B. bei zeitgleich aufgefahrenen Synchronvortrieben oder wenn der zwischen den Vortrieben verbleibende Bodenpfeiler zu klein wird (z.B.  $a / d < 0,3$ , siehe Abschnitt 3).

#### 4.3 Volume loss beim Schildvortrieb

Nachfolgend wurden ausschließlich Schildvortriebe mit druckhafter Ortsbruststützung (Hydro-, Erddruck- und Druckluftschildvortriebe) berücksichtigt, da diese in setzungsrelevanten Bereichen im Lockergestein maßgeblich sind.

Für die Untersuchungen zum Volume loss beim Schildvortrieb konnten über 100 Messquerschnitte von aktuellen Baumaßnahmen ausgewertet werden. Vortriebe vor 1995 wurden nicht berücksichtigt, da sich in den letzten Jahren die Maschinenteknik wesentlich verbessert hat und sich damit in den letzten Jahren auch geringere Setzungen einstellen (siehe unten).

Die nachfolgenden Ergebnisse gelten im Lockergestein, jedoch nicht in Böden mit geringerer als weicher Konsistenz und nicht in sehr locker gelagerten oder strukturempfindlichen Böden. Diese Abgrenzung ist erforderlich, da beispielsweise die dynamische Beanspruchung durch die Vortriebsmaschine zu relevanten zusätzlichen Setzungen führen kann. Dies kann mit dem hier beschriebenen Verfahren nicht erfasst werden.

Nach den Auswertungen ist beim Hydroschildvortrieb der Volume loss tendenziell am kleinsten, allerdings ist der Unterschied nur gering. Auch zeigten sich keine eindeutigen Unterschiede bei verschiedenen Untergrundverhältnissen und Stützdrücken. Es wurden daher nachfolgend alle Vortriebe unabhängig von den geologischen Gegebenheiten und der Art der Ortsbruststützung zusammen betrachtet.

In Bild 9 ist der ermittelte Volume loss in Abhängigkeit von  $A_t / z_0$  dargestellt. Wie die Regressionsfunktion (Potenzansatz) zeigt, nimmt der Volume loss mit dem Verhältnis  $A_t / z_0$  ab. Um den Volume loss wieder in Abhängigkeit vom Vertrauensbereich angeben zu können, wurde der untersuchte Bereich in 3 Abschnitte unterteilt, für jeden Abschnitt das Konfidenzintervall ermittelt und dann mit einer Ausgleichsfunktion (Potenzansatz) für den Gesamtbereich angenähert. In Bild 9 sind die Gleichungen zu Ermittlung des Volume loss für einen Vertrauensbereich von 50% und 99% wiedergegeben.

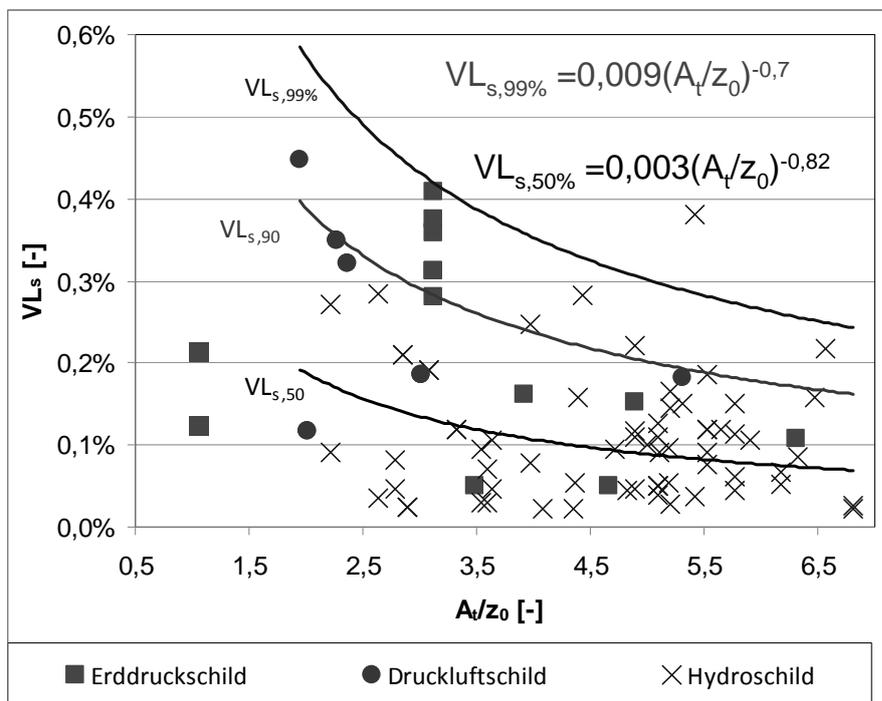


Bild 9: Volume loss beim Schildvortrieb

Für die Praxis ist es ganz wesentlich, dass bei den hier untersuchten Querschnitten aus der jüngsten Vergangenheit der Volume loss immer unter 0,5 % lag und damit deutlich unter dem Wert  $VL_S = 2,0 \%$ , der in der Literatur häufig immer noch für Schildvortriebe angegeben wird. In der jüngsten Vergangenheit hat sich die Maschinenteknik in wichtigen setzungsrelevanten Bereichen wie z.B. der Ringspaltverpressung und der Stützdruckeinstellung wesentlich weiter entwickelt. Daher entstehen bei neueren Vortrieben kleinere Setzungen und so kann hierfür ein kleinerer maximaler Volume loss-Wert angegeben werden. Aufgrund der vorhandenen Schwankungen wird jedoch vorgeschlagen, bei der Prognose von Setzungen keinen Volume loss kleiner 0,25 % zu berücksichtigen, wie er sich bei sehr großen  $A_t / z_0$ -Werten ergeben würde.

## 5 Ermittlung des Wendepunktabstands

Nachfolgend werden zunächst wieder die Ergebnisse der Münchner Vortriebe dargestellt. Wie bereits aus der Literatur bekannt, ist der Wendepunktabstand  $i$  insbesondere von den geologischen Verhältnissen (Kornzusammensetzung, Lagerungsdichte, Konsistenz) und von der Tunneltiefe abhängig. Es werden daher die quartären und tertiären Schichten des Münchner Baugrunds getrennt voneinander in Abhängigkeit von der Tunneltiefe betrachtet.

In Bild 10 ist der Wendepunktabstand im quartären Kies  $i_G$  in Abhängigkeit von der Tunneltiefe  $z_0$  dargestellt. Mit  $z_0$  nimmt, wie zu erwarten, der Wendepunktabstand  $i_G$  zu. Er kann durch eine Regressionsgerade gemäß Gl. 3 beschrieben werden.

$$i_G = 0,57 \cdot z_0 \quad (3)$$

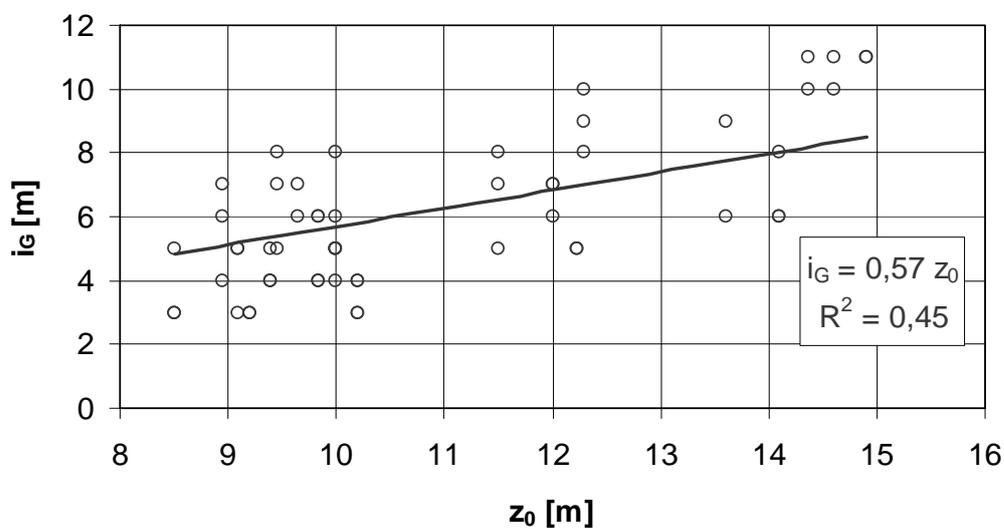


Bild 10: Wendepunktabstand  $i_G$  im Kies

Die Ermittlung des Wendepunktabstands im Tertiär unter quartären Kiesen ist, da es sich hier um ein Mehrschichtsystem handelt, etwas komplizierter (siehe auch New & O'Reilly, 1991). Der Wendepunktabstand der Gesamtschicht  $i_{ges}$  setzt sich aus Anteilen der einzelnen Schichten zusammen (Bild 11).

Dabei bedeuten  $i_G$ ,  $i_{T/U}$  und  $i_S$  die Wendepunktabstände der jeweiligen Schichten und  $z_0 - d_{T/U}$  die Dicke der Sand- und Kiesschicht.

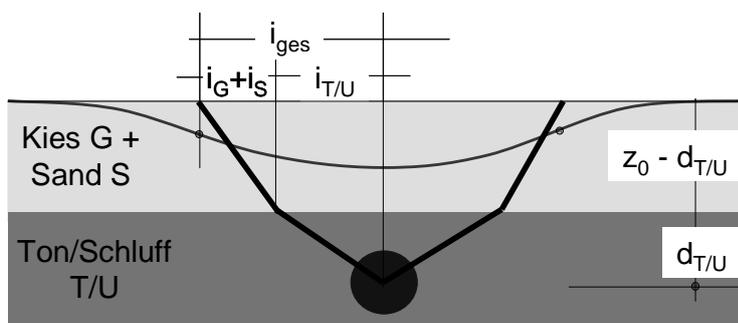


Bild 11: Wendepunktabstand  $i_{ges}$

Unter der Annahme, dass  $i_G$  und  $i_S$  in den quartären Kiesen und den tertiären Sanden bei gleicher Schichtdicke etwa gleich sind (sie besitzen ähnliche Steifigkeit und Scherfestigkeit) und nach Gleichung 3 ermittelt werden können, lässt sich aus den Messergebnissen der Anteil des Wendepunktabstands in den tertiären Tonen und Schluffen  $i_{CL}$  errechnen. Er ist in Bild 12 in Abhängigkeit von der Schichtdicke  $d_{CL}$  dargestellt.

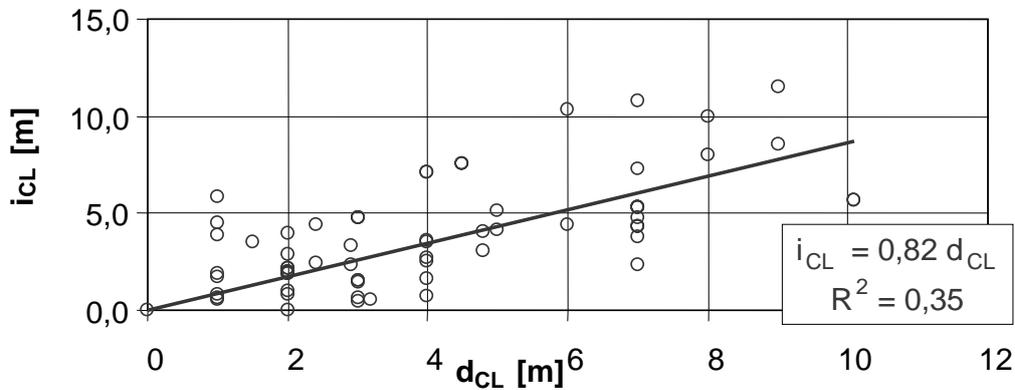


Bild 12: Wendepunktabstand in den Tertiären Tonen und Schluffen  $i_{CL}$

Auch hier zeigt sich die erwartete lineare Abhängigkeit von  $z_0$ . Der Wendepunktabstand der Setzungsmulde im Mehrschichtsystem  $i_{ges}$  ergibt sich nach Gleichung 4:

$$i_{ges} = 0,82 \cdot d_{T/U} + 0,57 \cdot (z_0 - d_{T/U}) \quad (4)$$

Die Gleichungen 3 und 4 gelten für Untergrundverhältnisse, die mit denen in München vergleichbar sind. Es sind dies Kiese und Sande in mitteldichter bis dichter Lagerung bzw. Tone und Schluffe in halbfester bis fester Konsistenz. Die Auswertungen von Vortrieben in anderen Untergrundverhältnissen zeigen, dass auch die Konsistenz bzw. Lagerungsdichte einen gewissen Einfluss ausübt. In Böden mit größerer Lagerungsdichte bzw. Konsistenz nimmt auch der Wendepunktabstand zu.

Unter Berücksichtigung dieser Auswertungen sowie von Literaturangaben, (z.B. (Mair & Taylor, 1997 und Tan & Ranjith, 2003), die wiederum auf verschiedenen Vortriebsauswertungen basieren, werden zur Ermittlung von Setzungsmulden folgende Bandbreiten möglicher Wendepunktabstände vorgeschlagen.

Baugrund		$i$ [m]
nichtbindig	locker bis mitteldicht	0,25 bis $0,5 \cdot z_0$
	mitteldicht bis dicht	0,4 bis $0,6 \cdot z_0$
bindig	weich bis steif	0,3 bis $0,6 \cdot z_0$
	steif bis halbfest / fest	0,5 bis $0,9 \cdot z_0$

Tab 2: Ermittlung des Wendepunktabstands  $i$

Da die Ergebnisse der Auswertungen und der Literaturangaben streuen, sind für Bandbreiten der Lagerungsdichte / Konsistenz auch Bandbreiten der Wendepunktabstände angegeben. Dabei kann der geringeren Konsistenz / Lagerungsdichte ein geringer Wendepunktabstand und der höheren Konsistenz / Lagerungsdichte ein höherer Wendepunktabstand zugeordnet werden.

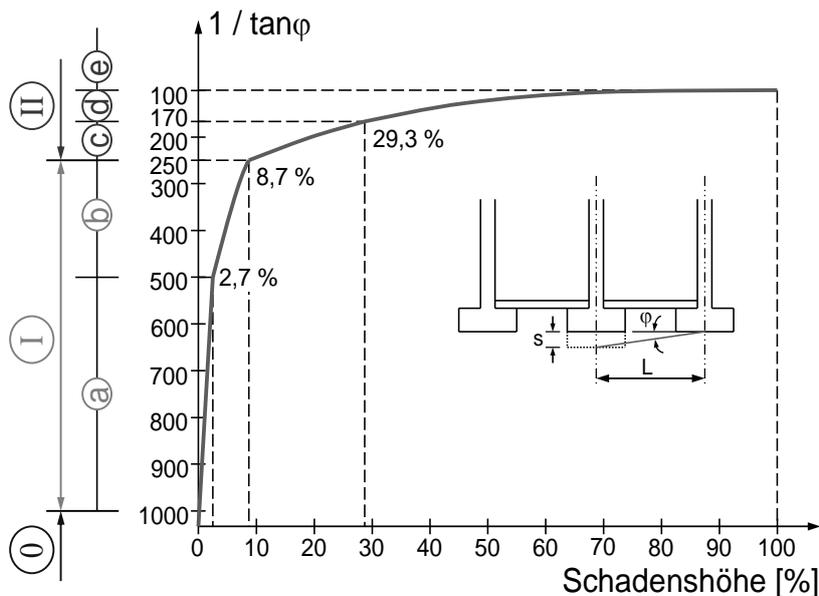
Bei der Wahl eines geeigneten Wendepunktabstands  $i$  muss berücksichtigt werden, dass mit abnehmendem  $i$  die maximalen Tangentenneigungen, Dehnungen und Krümmungen größer werden, also je nach Lage des Gebäudes zum Tunnel das Schadenspotenzial steigt. Allerdings steigt das Schadenspotenzial auch mit dem Volume loss. Um nicht ein unrealistisch hohes Schadenspotenzial zu errechnen, werden 2 Grenzbetrachtungen vorgeschlagen: Fall 1 berücksichtigt einen Volume loss mit hohem Vertrauensbereich ( $VL_{s,99\%}$ ) bei einem mittleren Wendepunktabstand  $i$  und Fall 2 einen Volume loss mit mittlerem Vertrauensbereich ( $VL_{s,50\%}$ ) bei kleinem  $i$  (geringe Konsistenz bzw. Lagerungsdichte).

## **6 Das Kriterium von Kramer zur Beurteilung des Schadenspotenzials von Setzungsmulden**

Nachfolgend wird das Verfahren nach Kramer zur Beurteilung des Schadenspotenzials von Setzungsmulden vorgestellt. Dieses vergleichsweise einfache Verfahren gilt nur für nicht vorgeschädigte, setzungsunempfindliche, herkömmliche Gebäude (z.B. Mauerwerksbauten), die allerdings häufig im innerstädtischen Bereich angetroffen werden. Falls setzungsempfindliche oder bereits vorgeschädigte Gebäude unterfahren werden, sind entsprechend strengere Kriterien anzuwenden, die im Einzelfall festzulegen sind. In der Praxis hat sich jedoch gezeigt, dass es auch für derartige Gebäude sinnvoll ist, zunächst eine Beurteilung entsprechend der nachgenannten Vorgehensweise durchzuführen, da man hierbei einen ersten Eindruck vom Schadenspotenzial und von der Anfälligkeit des Bauwerks erhält.

Maßgebend beim Kriterium von Kramer ist die sich einstellende maximale Tangentenneigung  $1/n = s/L = \tan \varphi$  zwischen 2 Fundamenten (s. Bild 13).

Ein weiteres, häufig verwendetes Verfahren zur Beurteilung des Schadenspotenzials ist das von Burland (z.B. Burland, 1995 bzw. Erläuterungen hierzu in Fillibeck, 2010), bei welchem neben der Tangentenneigung auch noch die Krümmung und die Horizontaldehnung berücksichtigt werden. Auf dieses Verfahren kann aus Platzgründen nicht eingegangen werden, es wird auf die Literatur verwiesen.



Bereich 0: keine Schäden

Bereich I: architektonische Schäden

- a) leichte architektonische Schäden: Putzrisse beseitigen, Decken streichen, Wände tapezieren
- b) mittlere bis starke architektonische Schäden: wie unter a), zusätzliche Risse auskeilen und verfugen, Schreinerarbeiten an Türen und Fenstern, Fliesenarbeiten, Außenfassade Risse aufstemmen und verfugen

Bereich II: konstruktive Schäden

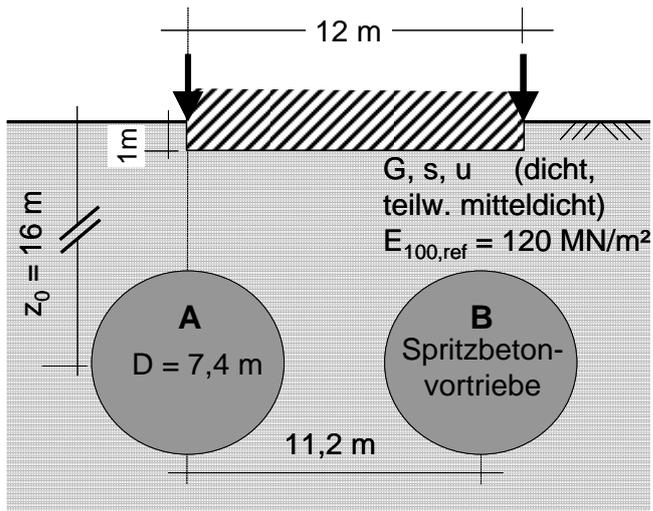
- c) leichte bis mittlere konstruktive Schäden: wie unter b), jedoch zusätzlich Aufnahmen und Erneuern der Fußböden, Unterzüge einbauen, Innenputzarbeiten, Mehraufwand für Fassade, Wertminderung
- d) starke konstruktive Schäden: noch reparabel
- e) Einsturz bzw. Abbruch: Abbruch und Wiederaufbau ohne Berücksichtigung des Nutzungsausfalls

Bild 13: Gebäudeschäden nach Kramer, 1978

## 7 Anwendungsbeispiel

Folgendes Beispiel soll die Vorgehensweise zur Prognose von Setzungsmulden beim Tunnelvortrieb sowie des daraus resultierenden Schadenspotenzials veranschaulichen: Es seien zwei vereinfachend als kreisrund betrachtete Spritzbetonvortriebe A und B im überwiegend dicht gelagerten Kies über dem Grundwasser unter einem Gebäude geplant. Sie werden als Kalottenvortriebe mit Stützkern, Pfändblechen im Firstbereich und temporärer Kalottensohle ausgeführt. Standsicherheit und freie Standzeit der Ortsbrust sind mit denen der Münchner Vortriebe vergleichbar. Es soll das Schadenspotenzial nach dem Vortrieb des Tunnels A wie auch nach beiden Vortrieben beurteilt werden.

Der Vortriebsquerschnitt wird vereinfachend als kreisrund betrachtet. Das Gebäude ist setzungsunempfindlich und nicht vorgeschädigt. Zur Ermittlung der Setzungsmulde aus dem Wendepunktabstand  $i$  und dem Volume loss  $VL_s$  werden die in Abschnitt 5 beschriebenen Fälle 1 und 2 berücksichtigt (mittleres  $i$  mit  $VL_{s,99\%}$  und kleines  $i$  mit  $VL_{s,50\%}$ ). In Abb. 14 und Tab. 3 sind die Eingangsgrößen für die Berechnung der Setzungsmulden zusammengestellt.



Fall 1:

$$i_{G,d} = 9,0$$

$$VL_{s,99\%} = 0,68$$

Fall 2:

$$i_{G,md} = 6,0$$

$$VL_{s,50\%} = 0,49$$

Bild 14: Eingangsgrößen für das Anwendungsbeispiel

Für beide Fälle lassen sich mit Gl. 1 und 2 einfach die Setzungsmulden berechnen. Bei einem Pfeilverhältnis  $a / d = 0,5$  kann bei einem versetzt synchronen Vortrieb davon ausgegangen werden, dass sich beide Vortriebe bezüglich der auftretenden Setzungsmulde nicht gegenseitig beeinflussen, die Setzungsmulden der Einzelvortriebe können damit zur Gesamtsetzungsmulde superponiert werden. In Bild 15 ist beispielhaft für den Fall 2 die ermittelte Einzel- und Gesamtsetzungsmulde schematisch dargestellt.

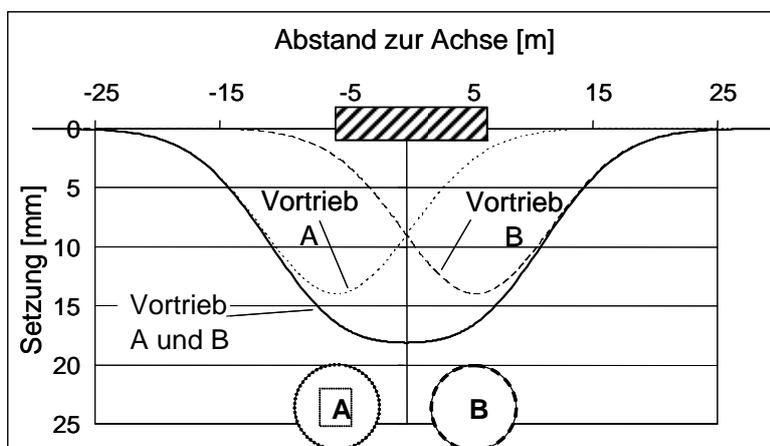
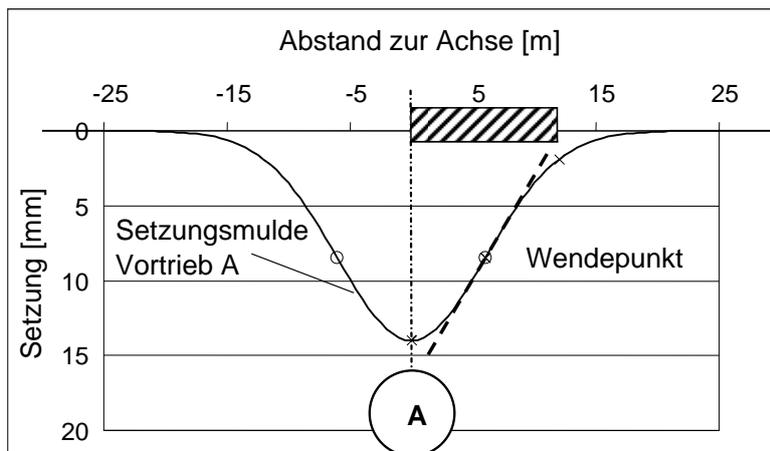


Bild 15 a und b: Setzungsmulden nach Vortrieb A bzw. A und B

Anhand der Setzungsmulden können die Eingangsgrößen zur Beurteilung des Schadenspotenzials nach Kramer ermittelt werden. Dabei ist es zweckmäßig, die Setzungsmulden z.B. mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogramms o.ä. zu errechnen. Die Setzungen  $s_a$  und  $s_b$  an den Ecken a und b des Gebäudes ergeben sich durch Einsetzen des Abstands  $x$  in die jeweilige Gleichung der Setzungsmulde. Die maximale Tangentensteigung  $1/n_{\max}$  zwischen den Gebäudeecken ergibt sich direkt aus deren Setzungen. Damit lässt sich die Schadens-kategorie SK nach Kramer aus den Diagrammen bestimmen.

Vortrieb	Fall	$s_a$ [mm]	$s_b$ [mm]	$1/n_{\max}$ [-]	Schadenskategorie nach Kramer
A	1 ( $VL_{s,99}$ )	13,0	5,33	1/1570	0
	2 ( $VL_{s,50}$ )	14,0	1,9	1/ 990	1a
A u. B	1 ( $VL_{s,99}$ )	18,9	18,3	1/17140	0
	2 ( $VL_{s,50}$ )	16,5	15,8	1/17390	0

Tab. 6: Ergebnisse des Anwendungsbeispiels

Der Unterschied des Einflusses der Einzelsetzungsmulde (Vortrieb A) sowie der Gesamtsetzungsmulde (Vortrieb A und B) zeigt anschaulich, dass es entscheidend ist, wo sich das Gebäude bezüglich der Setzungsmulde befindet. Beim Vortrieb A liegt das Gebäude unmittelbar neben der Setzungsmulde, berücksichtigt man beide Vortriebe, liegt es etwa symmetrisch zur Gesamtsetzungsmulde. Dementsprechend entstehen nach dem Vortrieb A größere Tangentensteigungen und nach beiden Vortrieben etwas größere Gesamtsetzungen. Insgesamt wird SK 1 nach Kramer nicht überschritten. Somit lässt sich zusammenfassen, dass für den Regelvortrieb lediglich mit leichten ästhetischen Schäden (z.B. leichte Putzrisse) und keinen konstruktiven Schäden zu rechnen ist.

## 8 Zusammenfassung

Mit dem vorgestellten empirischen Verfahren nach Fillibeck lassen sich maximale Setzungsmulden beim Spritzbetonvortrieb bzw. beim Schildvortrieb mit druckhaltender Ortsbruststützung prognostizieren. Die Eingangsgrößen zur Bestimmung der Quersetzungsmulde mit der hier verwendeten Gauß-Funktion sind der Wendepunktastand  $i$  sowie der Volume loss  $VL_s$ .

Der Wendepunktastand  $i$  ist ein Maß für die Breite der Setzungsmulde. Der Volume loss  $VL_s$  der als Verhältnis zwischen dem Volumen der Setzungsmulde je  $m$  Vortrieb und dem Ausbruchquerschnitt definiert ist, steht somit für die Größe der Setzungsmulde. Anhand der Messergebnisse und unter Berücksichtigung von Literaturangaben konnten in Abhängigkeit von der Vortriebstiefe, der anstehenden Geologie und deren Steifigkeit detaillierte Vorschläge zur Wahl von  $VL_s$  und  $i$  unterbreitet werden. Weiterhin war es aufgrund der Vielzahl der Messergebnisse möglich, den Volume loss in Abhängigkeit von einer Auftretenswahrscheinlichkeit anzugeben.

Es ist klar, dass nicht alle möglichen Eingangsgrößen mit dem hier vorgestellten empirischen Verfahren berücksichtigt werden können. Aber selbst wenn dies gelänge, liegt es in der Natur der Dinge, dass die Setzungen gewissen Streuungen unterliegen. Es ist also nicht möglich, vorab eine „wahre“ Setzungsmulde zu errechnen, sondern es kann im besten Fall

nur eine Prognose in Abhängigkeit von einer Auftretenswahrscheinlichkeit angegeben werden. Hierzu bietet das beschriebene Verfahren, welches auf einer sehr großen Anzahl von vergleichbaren Messungen und Erfahrungen beruht, eine gute Hilfe und Lösungsmöglichkeit. Alternative Berechnungen, die in der Regel mit der Finiten-Element-Methode ausgeführt werden, erfordern - wenn keine örtlichen Erfahrungen aus Tunnelvortrieben in den relevanten Böden vorliegen - ebenfalls die Abschätzung bzw. Variation verschiedener Eingangsgrößen. Dies führt erfahrungsgemäß zu einer meist größeren und oft nicht realistischen Bandbreite verschieden großer Setzungsmulden, die nur schwer zu bewerten ist. Für diesen Fall besitzt also die Ermittlung der Setzungsmulde mit der FE -Methode keine Vorteile gegenüber dem hier vorgestellten empirischen Verfahren.

## 9 Literaturverweis

- Burland, J. B.: Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited Special Lecture. In: 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering (1995). IS Tokyo '95
- Fillibeck, J. & Zaunseder, M. 2008. Risiko von Setzungsschäden beim U-Bahn-Bau – Auswertung und Prognose von Setzungen. In: 7. Geotechnik-Tag in München, Titel: Risiko und Sicherheit in der Geotechnik
- Fillibeck, J. 2010. Prognose von Setzungen beim Lockergesteinsvortrieb - Empirische und numerische Verfahren. Habilitationsschrift am Zentrum Geotechnik der TU München. Eingereicht 09/2010.
- Franzius, J. N. 2003. Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. PhD thesis, Imperial College, University of London.
- Kramer, J.: Senkungsschäden an Hochbauten durch Fremdeinflüsse. Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Essen – GHS, Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Bauwesen, Nr. 4 (1978).
- Mair, R.J. & Taylor, R.N. 1997. Theme lecture: Bored tunneling in the urban environment. 14th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, S. 2353 – 2384.
- New, B.M. & O'Reilly, M.P. 1991. Tunnelling induced ground movements: Predicting their magnitudes and effects. Ground Movement and Structures, ed. J.D. Geddes, S. 671-697.
- Peck, R. B. 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City (1969). State of the Art Volume, S. 225-290.
- Schmidt, B. 1969. Settlements and ground movements associated with tunnelling in soils, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana.
- Tan, W. L. & Ranjith, P. G. 2003. Parameters and Considerations in Soft Ground Tunneling. <http://www.ejge.com/2003/Ppr0344/Abs0344.htm>.

# **Ringwandspeicher**

## **ein essentieller Beitrag der Geotechnik zur Energiespeicherung**

Dr.-Ing. Matthias Popp  
Ingenieurbüro Popp, Wunsiedel

### **1 Erneuerbare Energien und Speicherbedarf**

Die Transformation des Energiesystems,

- weg von fossilen und nuklearen Energieträgern,
- hin zu erneuerbaren Energien,
- die aus nachhaltig stattfindenden natürlichen Energiekreisläufen abgegriffen werden,
- ohne dabei nachteilige Einflüsse auf die Umwelt zu entfalten,

ist eine große Aufgabe, der sich unsere Gesellschaft mit großem Engagement stellt.

#### **1.1 Dargebot erneuerbarer Energien**

Das Dargebot erneuerbarer Energien ist im Vergleich zum Energiebedarf der Menschheit unerschöpflich groß und im Überfluss vorhanden.

- Allein die Sonne strahlt in einer Stunde so viel Energie zur Erde, wie die Menschheit in einem Jahr verbraucht.
- In den bewegten Luftmassen der davon angefachten Winde steckt immer noch der ca. 700-fache Energiebedarf der Menschheit.

Weitere Quellen erneuerbarer Energien als Folge der Sonneneinstrahlung sind

- das Pflanzenwachstum,
- das Laufwasser der Flüsse und
- die Wellenbewegungen der Meere.

Unabhängig von der Sonne stehen die

- Erdwärme und
- die Gezeitenenergie

zur Verfügung.

Die großen Energiepotentiale von Wind und Sonne stellen selbst in einem dicht besiedelten Industrieland wie Deutschland überreichlich Energie bereit, um damit eine Versorgung aufbauen zu können.

Alle anderen erneuerbaren Energiedarangebote können einen zusätzlichen Beitrag leisten, sind aber in den meisten Industrieländern kaum in der Lage, einen wirklich bedeutsamen Anteil zu übernehmen.

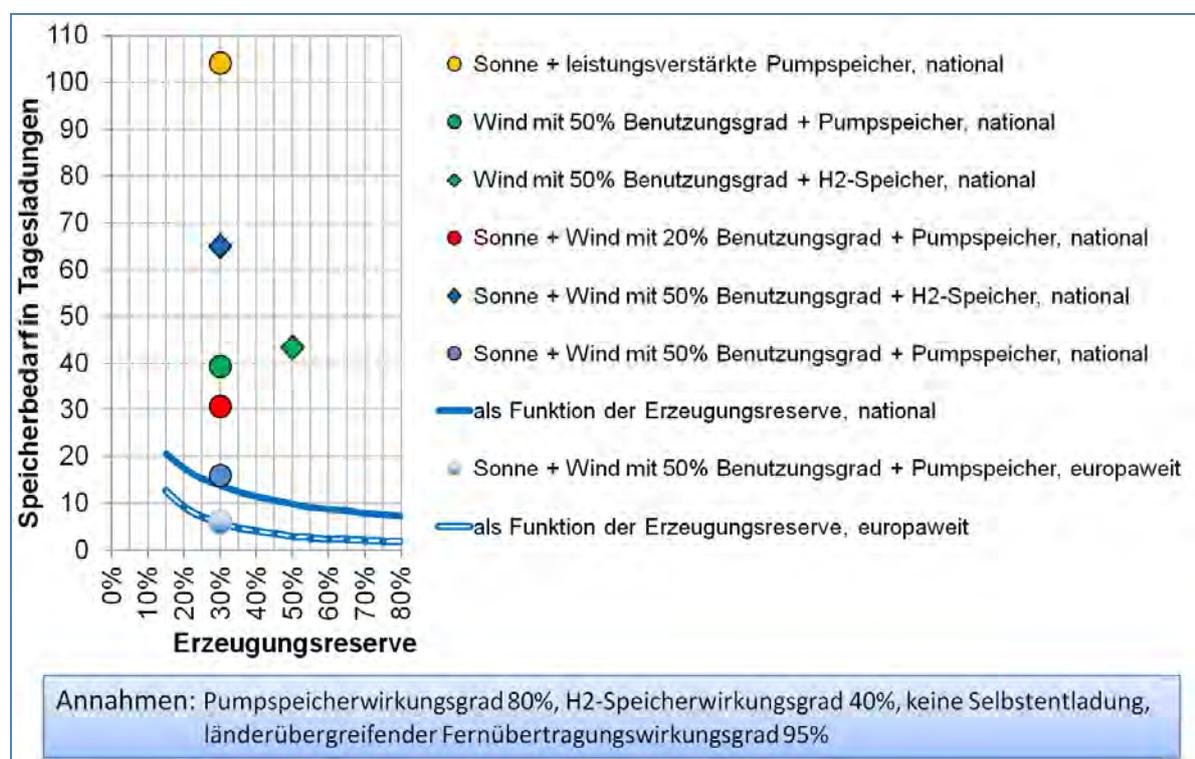
Die Wetterlaunigkeit von Wind und Sonne bringen es allerdings mit sich, dass es einerseits Zeitphasen gibt, in denen viel mehr Energie aus den natürlichen Kreisläufen abgegriffen

werden könnte, als notwendig und andererseits Flaute- und Nachzeiten, in denen das natürliche Dargebot nicht ausreicht.

## 1.2 Speicherbedarf zum Ausgleich der Volatilität von Strom aus Wind und Sonne

Möchte man mit diesem volatilen Energiedargebot trotzdem eine sichere Versorgung gewährleisten, dann kann mit Energiespeichern dafür gesorgt werden, dass Überschüsse in Defizitphasen übertragen werden.

Wie groß die Speicher sein müssten, um mit Wind und Sonne eine jederzeit sichere und bedarfsgerechte Versorgung gewährleisten zu können, war Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen des Autors, mit denen er im Jahr 2010 promovierte. Dabei wurden die Wetterdaten Europas über einen fast 40-jährigen Zeitraum systematisch analysiert und ausgewertet.



**Bild 1:** Speicherbedarf einer sicheren Stromversorgung aus Wind und Sonne

Eine Reihe der dabei untersuchten Szenarien sind in Bild 1 dargestellt. Der Speicherbedarf ist in Tagesladungen angegeben. Eine Tagesladung ist die Energie, die in einem Versorgungsgebiet im Langzeitdurchschnitt an einem Tag verbraucht wird. Die an der Abszisse aufgetragene Erzeugungsreserve besagt, um welchen Prozentsatz das Erzeugungspotential aller Energiegewinnungsanlagen den Verbrauch übersteigt. Diese Erzeugungsreserven sind erforderlich, um Übertragungs- und Speicherverluste auszugleichen und um windschwache und nachfragestarke Jahre sicher überbrücken zu können.

Jeder Eintrag in Bild 1 repräsentiert eine regenerative Stromversorgung, welche die Nachfrage bedarfsgerecht decken könnte.

Der notwendige Speicherbedarf variiert von mehr als 100 Tagesladungen bei reinen

Solarenergieszenarien, bis herunter auf einige Tagesladungen, mit einem optimierten Erzeugungsmix aus Wind- und Solarenergie in Verbindung mit Speichersystemen hohen Wirkungsgrads.

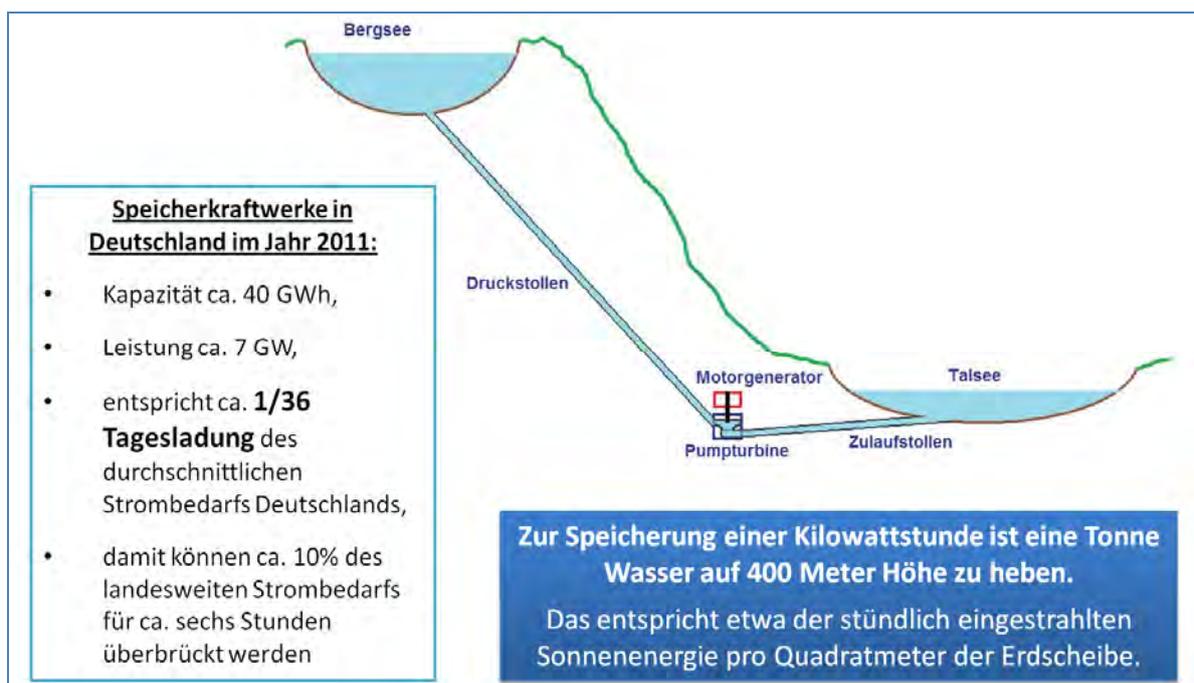
- Je besser die Abstimmung und die grenzüberschreitende Kooperation der Länder gelingt, je höher die Erzeugungsreserve und je höher der Speicherwirkungsgrad, desto niedriger wird die erforderliche Speicherkapazität – und umgekehrt.
- Dabei sind nationale Lösungen mit einer Speicherbedarf von 14 Tagesladungen und darunter, und länderübergreifende Lösungen mit 6 Tagesladungen und weniger erreichbar.
- Versorgungssysteme mit Gasspeichern, auf der Basis von Wasserstoff oder Methan würden ebenfalls funktionieren. Wegen der größeren Verluste aufgrund niedrigerer Wirkungsgrade würden sie jedoch höhere Erzeugungsreserven und Speicherkapazitäten erfordern.

Das Diagramm in Bild 1 zeigt, dass mit einer geschickten Erzeugungsstruktur eine sichere regenerative Stromversorgung bereits mit einer Speicherkapazität von wenigen Tagesladungen möglich wird.

## 2 Speichertechniken für energiewirtschaftliche Anforderungen

### 2.1 Pumpspeicher

Pumpspeicher, wie in Bild 2 skizziert, kommen dazu heute als klassische Systeme in der Stromwirtschaft zum Einsatz.



**Bild 2:** Funktionsprinzip eines Pumpspeicherkraftwerks und Angaben zu den damit umgesetzten Energien und Leistungen.

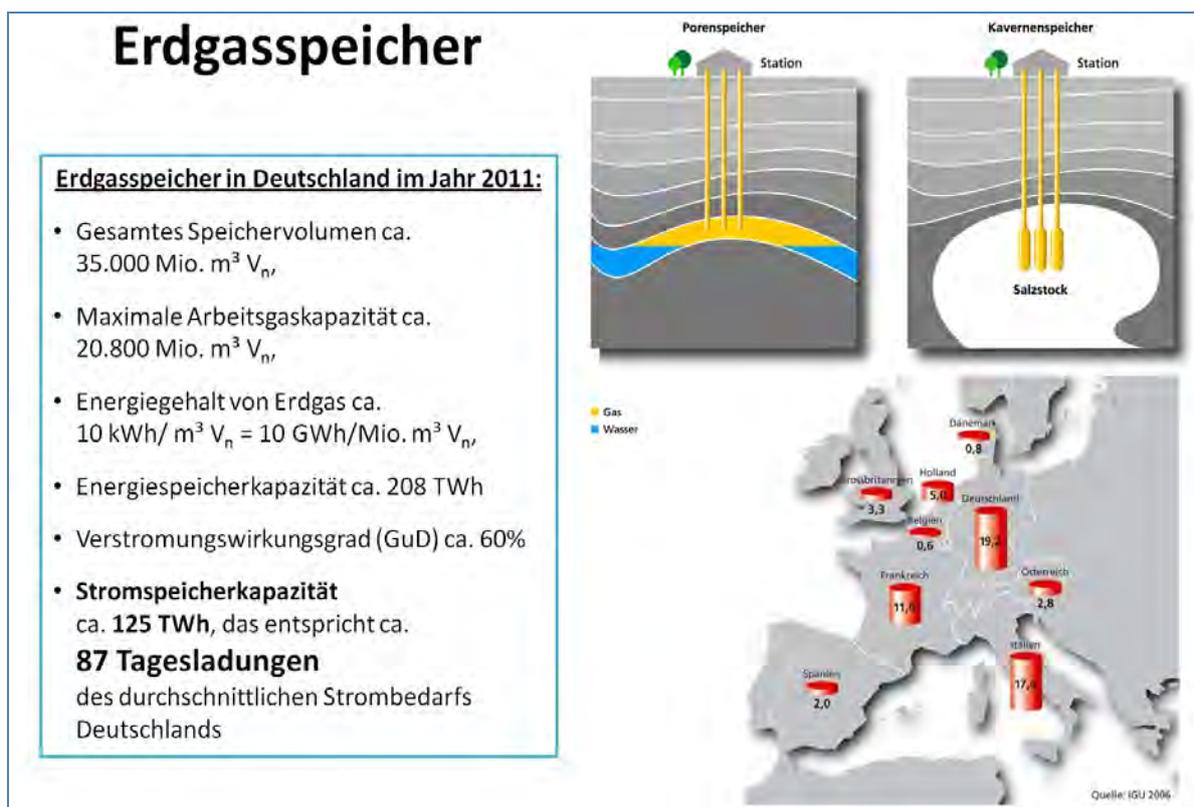
Die in Deutschland verfügbare Pumpspeicherkapazität entspricht ca. einer 36-stel Tagesladung der durchschnittlichen Stromnachfrage.

Für eine regenerative Stromversorgung Deutschlands auf der Basis von Wind und Sonne und ohne weitere Rückgriffmöglichkeit auf fossile und nukleare Energieträger würde das bedeuten, dass im nationalen Alleingang die derzeit vorhandene Speicherkapazität in etwa zu ver-500-fachen wäre.

Bei einer sich aus heutiger Perspektive leider nicht abzeichnenden optimalen europaweiten Kooperation würde sich immer noch ein ca. 200-facher Speicherbedarf ergeben.

## 2.2 Chemische Speicher

Wegen des immensen Speicherbedarfs, der mit dem weiteren Ausbau der Erneuerbaren Stromversorgung auf uns zukommt, wird auch über alternative Speichertechnologien nachgedacht, mit z.B. Wasserstoff oder Erdgas als Energieträger.



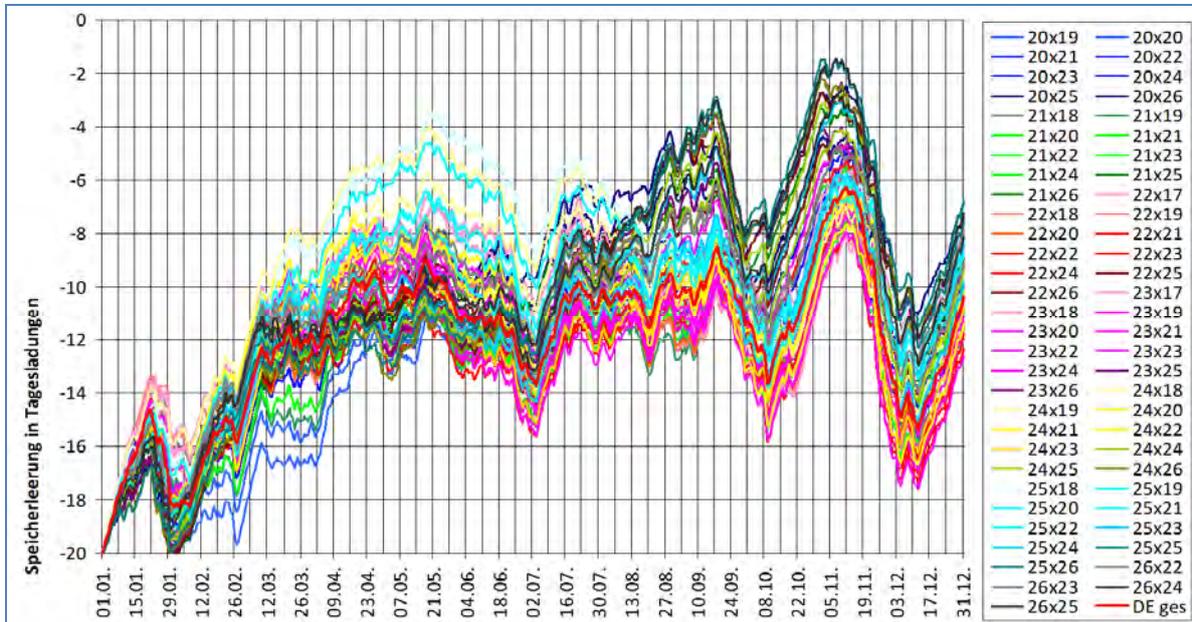
**Bild 3:** Erdgasspeicher

Wie in Bild 3 gezeigt wird, würde die im Erdgasnetz vorhandene Speicherkapazität ohne Weiteres ausreichen, um Stromdefizite auch über die längsten Flauten hinweg ausgleichen zu können.

Im Gegensatz zur bewährten Pumpspeichertechnik entstehen dabei aber erheblich höhere Verluste und die technische Entwicklung der dazu erforderlichen Systeme steckt noch in den Kinderschuhen.

## 2.3 Vergleich der Speichertechnologien

Zum Vergleich der Speichertechnik-Alternativen folgen einige Diagramme.



**Bild 4:** *Speicherbewirtschaftung auf Methanbasis. 38% Speicherwirkungsgrad | bezogen auf den Verbrauch 100% Erzeugung aus bedarfsgerecht über das Land verteilter Windenergie mit 50% Benutzungsgrad, kombiniert mit 20% Solarenergie und 10% regenerativer Grundleistung z.B. aus Laufwasser, Biomasse, Geothermik | Stromnetz bei dem 50% des landesweiten Verbrauchs fernübertragen werden kann.*

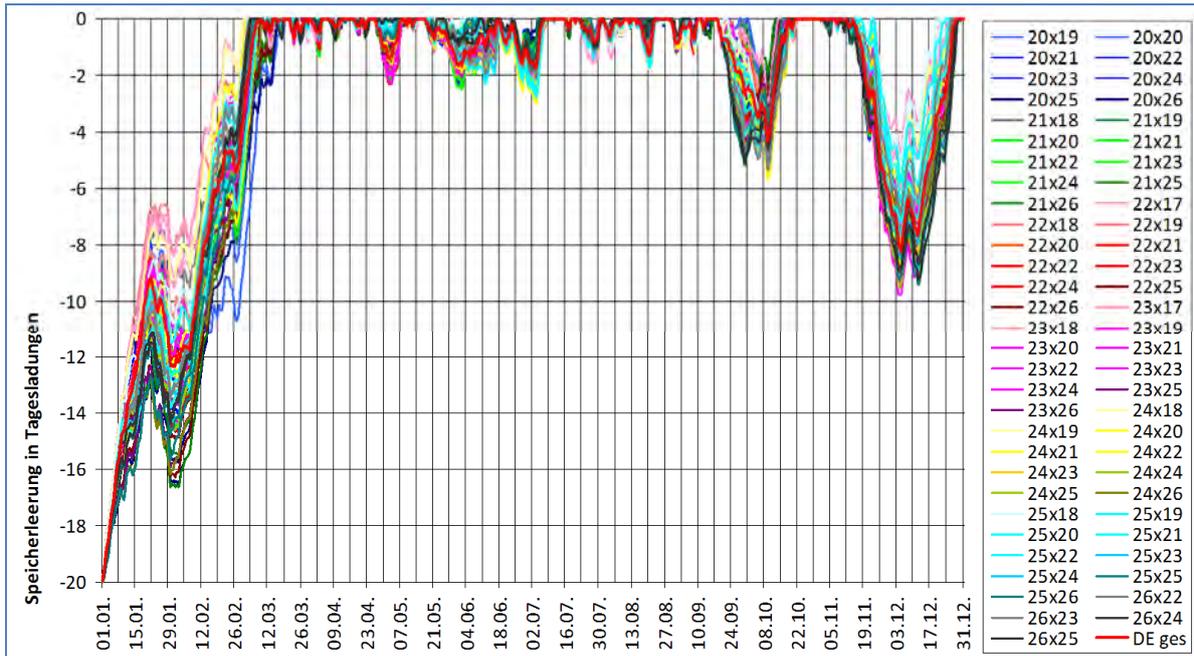
In Bild 4 sind die Auf- und Entladungen von Speichern eines ideal über Deutschland verteilten regenerativen Erzeugungssystems, für Rastergebiete mit jeweils 90x90 Kilometern Kantenlänge dargestellt. Die als Speicherleerungskurven bezeichneten Verläufe verdeutlichen, welche Anforderungen die Volatilität der erneuerbaren Energien aus Wind und Sonne an zukünftige Speichersysteme stellen.

Nicht mehr, der Ausgleich zwischen Tag und Nacht und zwischen Arbeitstagen und Wochenenden definiert die Herausforderung an Speichersysteme, sondern längere windschwache Perioden, die großräumig auftreten und insbesondere im Winterhalbjahr nicht ausreichend durch Solarstromeinspeisung ausgeglichen werden können.

Diesen aus langanhaltenden, großräumigen Wetterlagen resultierenden Situationen kann weder mit einem leistungsstarken Ausbau der Stromnetze, noch mit Smart-Grid Lösungen abgeholfen werden.

Da können nur noch konventionell betriebene, bedarfsgerecht abrufbare Kraftwerke einspringen, oder Speichersysteme, die mit den notwendigen Reserven ausgelegt sind.

Das Diagramm in Bild 4 zeigt eine Speicherbewirtschaftung, die sich unter idealen Erzeugungsbedingungen einstellen würde, wenn zur Speicherung Wasserstoff- oder Methanspeichertechniken eingesetzt würden.



**Bild 5:** *Speicherbewirtschaftung mit Pumpspeichern. 76% Speicherwirkungsgrad | bezogen auf den Verbrauch 100% Erzeugung aus bedarfsgerecht über das Land verteilter Windenergie mit 50% Benutzungsgrad, kombiniert mit 20% Solarenergie und 10% regenerativer Grundleistung z.B. aus Laufwasser, Biomasse, Geothermik | Stromnetz bei dem 50% des landesweiten Verbrauchs fernübertragen werden kann.*

Würde der gleiche regenerative Erzeugungspark nicht über die vorher gezeigten wirkungsgradschwächeren Methanspeichersysteme, sondern über wirkungsgradstarke Pumpspeichersysteme gemäß Bild 5 ausgeglichen, dann würden sich die Speicher wegen der geringeren Wirkungsgradverluste deutlich schneller aufladen.

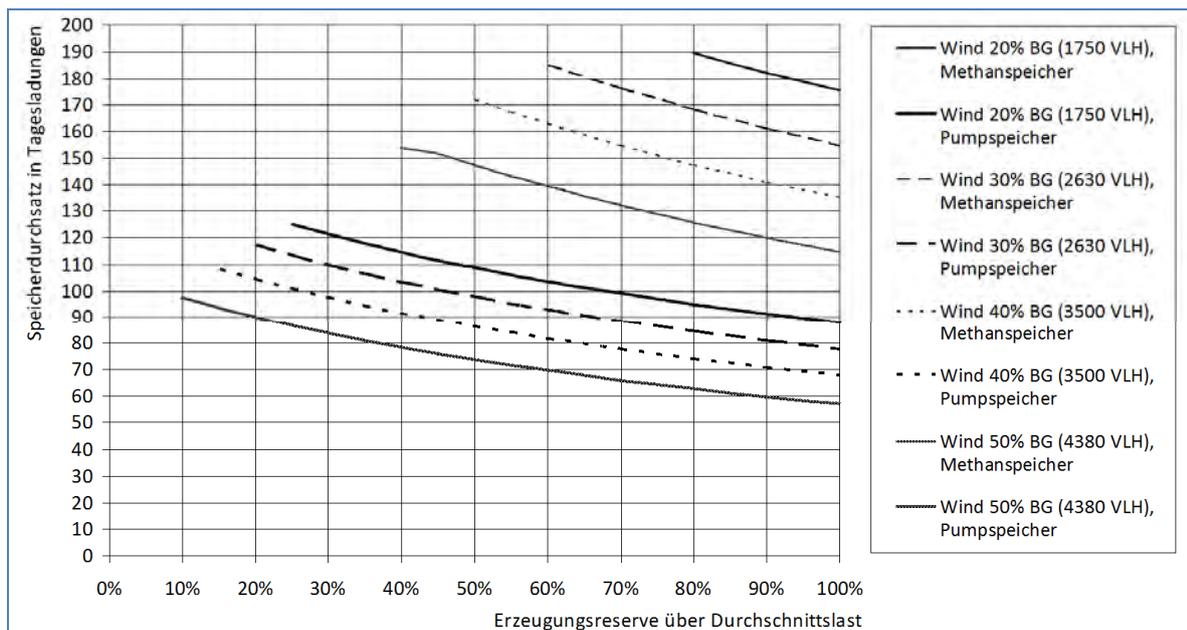
Die Speicherleerungen zur Überbrückung der Flauten würden aber in der gleichen Größenordnung anfallen.

Der Vorteil von Pumpspeichern liegt darin, dass weniger Erzeugungsleistung, also weniger Windenergie- und Solarenergieanlagen ausreichen würden, um die Speicher füllen zu können.

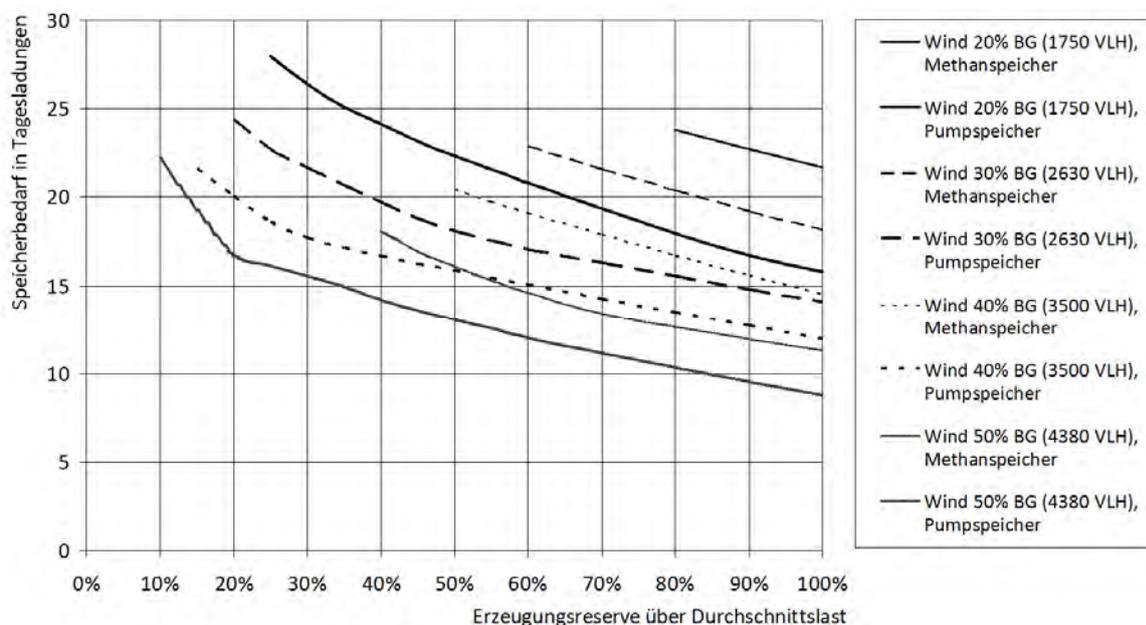
Die Begründung liefert Bild 6 mit dem jeweils anfallenden Speicherdurchsatz. Energie für Verluste, die bei einem Speicherprozess mit schlechtem Wirkungsgrad verloren geht, braucht bei wirkungsgradstarken Speichern nicht erzeugt werden.

Neben der Akzeptanzgewinnung handelt es sich bei den zur Wahl stehenden Speichertechnologien auch um eine wirtschaftliche Frage, welche Systemlösung bei ganzheitlicher Betrachtung die attraktiveren Entwicklungskorridore eröffnet. Dabei sieht der Autor im Bereich der Geotechnik erhebliche Potentiale.

Sowohl die Auslegung des Erzeugungssystems als auch der Speicherwirkungsgrad haben erheblichen Einfluss auf die vorzuhaltende Speicherkapazität. Wie Bild 7 zeigt, nimmt diese grundsätzlich ab, je höher die Erzeugungsreserven vorgesehen werden.



**Bild 6:** Systemauslegung und Speicherdurchsatz. Beispielhaft dargestellt ist der jährliche Speicherdurchsatz bei autarker Versorgung im südlichen Oberfranken und in der nördlichen Oberpfalz (Rastergebiet 24x20) bei optimaler regionaler Abstimmung von Wind- und Solarenergienutzung in Abhängigkeit von der Systemauslegung mit 10% regenerativer Grundleistung. Abkürzungen, BG: Benutzungsgrad, VLH: jährlich anfallende Volllaststunden.



**Bild 7:** Systemauslegung und Speicherbedarf. Minimaler Speicherbedarf bei autarker Versorgung im südlichen Oberfranken und in der nördlichen Oberpfalz (Rastergebiet 24x20) bei optimaler regionaler Abstimmung von Wind- und Solarenergienutzung in Abhängigkeit von der Systemauslegung mit 10% regenerativer Grundleistung.

Höhere Erzeugungsreserven erfordern zusätzliche Wind- und Solarenergieanlagen, die ein Energieumwandlungspotential erschließen, welches über den Stromverbrauch hinaus geht, um jederzeitige Versorgungssicherheit gewährleisten zu können.

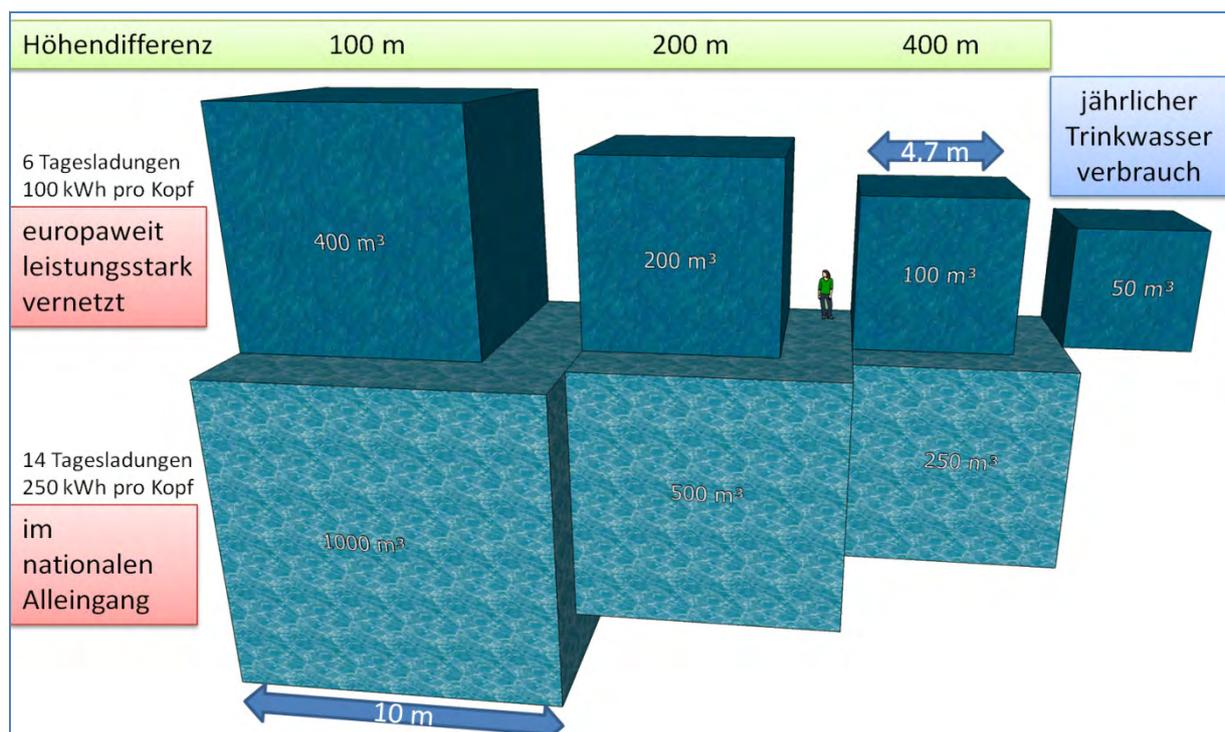
Beispielsweise würden für eine vollständige regenerative Stromversorgung Bayerns im günstigsten Auslegungsfall mit Pumpspeichern und hohen Benutzungsgraden der Windenergieanlagen bei 10% Erzeugungsreserve ca. 10.000 Windenergieanlagen in der heute verfügbaren größten Bauart ausreichen. Bei dem in Bild 6 mit 20% Benutzungsgrad der Windenergieanlagen und Methanspeicherung angenommenen ungünstigsten Fall mit 80% minimaler Erzeugungsreserve wären ca. 16.000 Anlagen erforderlich. (Natürlich kann der Ausbau des Energiesystems auch noch weit ungünstiger erfolgen.)

Die Kennlinien zeigen unter der Annahme eines jeweils optimal auf die regionalen Verhältnisse abgestimmten Energiemix, das Minimum an vorzuhaltender Erzeugungsreserve und die größten zu erwartenden Speicherleerungen.

Der Vorteil wirkungsgradstarker Speicher liegt darin, dass mit deutlich weniger Erzeugungsanlagen eine bedarfsgerechte Versorgung möglich wird.

### 3 Wasser- und Bodenflächenbedarf von Pumpspeichersystemen

Die im Falle von Pumpspeichersystemen erforderlichen Wasservolumina pro Kopf der Bevölkerung sind in Bild 8 maßstabsgetreu dargestellt.



**Bild 8:** Wasserbedarf zur Energiespeicherung pro Person

Je nach Höhenunterschied der Wasserflächen von Pumpspeichersystemen, läge das erforderliche Austauschvolumen pro Einwohner damit zwischen 100 m<sup>3</sup> und 1000 m<sup>3</sup>. Der für die einmalige Erstbefüllung von Energiespeichersystemen erforderliche Wasserbedarf pro Person würde sich damit nicht um Größenordnungen vom alljährlich erforderlichen Trinkwasserverbrauch unterscheiden.

Das Austauschvolumen eines Pumpspeicherkraftwerks muss im aufgeladenen Zustand im Oberbecken Platz finden, im entladenen Zustand im Unterbecken.

**Der Speicherraum muss deshalb zweimal vorgehalten werden.**

Auf einer gegebenen Fläche kann umso mehr Volumen gespeichert werden, je größer das Pegelspiel zwischen aufgeladenem und entlademem Zustand realisiert wird.

Wenn Pumpspeichersysteme mit einer gegebenen Kapazität möglichst flächensparend errichtet werden sollen, dann kommt es, wie der Tabelle 1 entnommen werden kann, neben der Realisierung möglichst großer Höhenunterschiede auch auf ein möglichst großes Pegelspiel in Ober- und Unterbecken zwischen aufgeladenem und entleertem Zustand an.

Tabelle 2 und 3 zeigen, dass die landesweit zu schaffenden Wasserflächen zur Energiespeicherung marginal wären, im Vergleich zu vielen anderen Landnutzungen.

Je nach Systemauslegung könnte der Speicherwasserflächenbedarf sogar geringer ausfallen, als beispielsweise der Flächenbedarf für den Anteil der Photovoltaik an der Stromerzeugung.

**Tabelle 1: Bodenflächenbedarf zur Energiespeicherung pro Kopf der Bevölkerung**

<b>Wasserflächenbedarf pro Kopf der Bevölkerung zur Schaffung von Speichervolumen</b>							
Speicherbedarf	Wasservolumen						Einheit
	100 kWh/Pers. (europäisch)			250 kWh/Pers. (national)			
Höhenunterschied	400	200	100	400	200	100	m
Pegelspiel	100	200	400	250	500	1000	m <sup>3</sup>
1 m	200	400	800	500	1000	2000	m <sup>2</sup>
5 m	40	80	160	100	200	400	m <sup>2</sup>
20 m	10	20	40	25	50	100	m <sup>2</sup>
50 m	4	8	16	10	20	40	m <sup>2</sup>

**Tabelle 2: Bodenflächenbedarf für Pumpspeichersysteme in absoluten Zahlen**

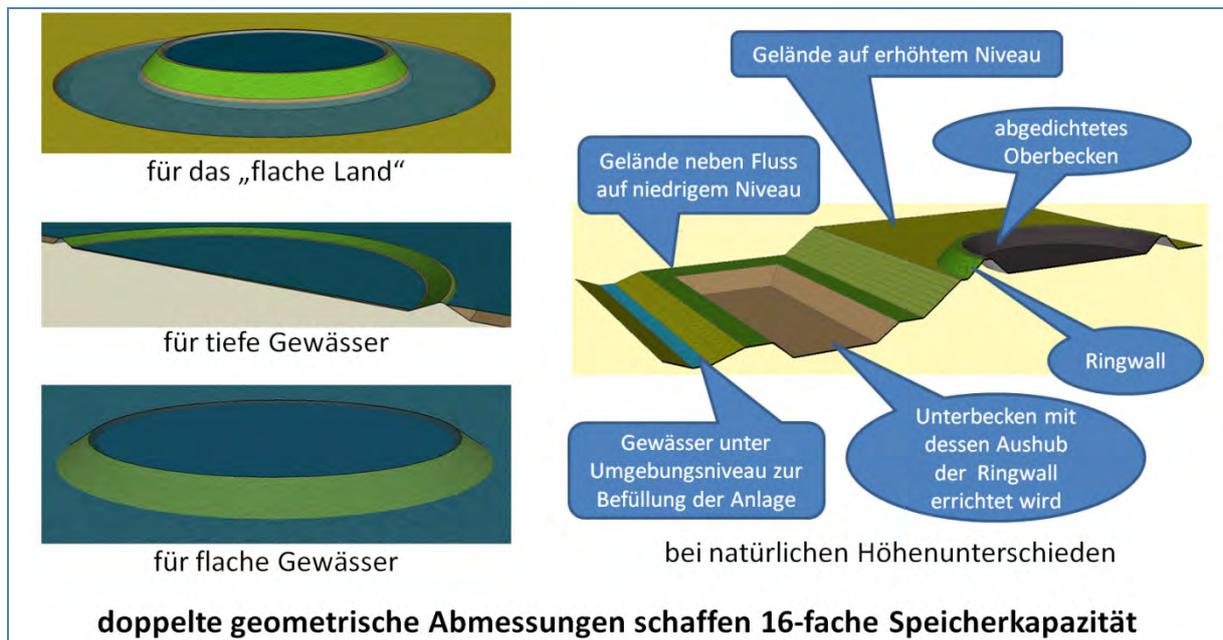
<b>Wasserflächenbedarf für Deutschland zur Schaffung von Speichervolumen (80 Mio. Einwohner)</b>							
Pegelspiel	Wasservolumen						Einheit
	8	16	32	20	40	80	
1 m	16000	32000	64000	40000	80000	160000	km <sup>2</sup>
5 m	3200	6400	12800	8000	16000	32000	km <sup>2</sup>
20 m	800	1600	3200	2000	4000	8000	km <sup>2</sup>
50 m	320	640	1280	800	1600	3200	km <sup>2</sup>

**Tabelle 3:** Bodenflächenbedarf bezogen auf die Landesfläche

Wasserflächenbedarf im Vergleich zur Landesfläche Deutschlands (Landesfläche 357.126 km <sup>2</sup> )							
Speicherkapazität	mittlere Höhendifferenz der Wasseroberflächen						Einheit
pro Kopf	(europäisch) 100			(national) 250			kWh
deutschlandweit	(europäisch) 8			(national) 20			TWh
<b>Pegelspiel</b>	<b>400</b>	<b>200</b>	<b>100</b>	<b>400</b>	<b>200</b>	<b>100</b>	<b>m</b>
<b>1 m</b>	4,48%	8,96%	17,92%	11,20%	22,40%	44,80%	
<b>5 m</b>	0,90%	1,79%	3,58%	2,24%	4,48%	8,96%	
<b>20 m</b>	0,22%	0,45%	0,90%	0,56%	1,12%	2,24%	
<b>50 m</b>	0,09%	0,18%	0,36%	0,22%	0,45%	0,90%	

All diese Überlegungen führen zum Vorschlag des Ringwallspeichers.

#### 4 Ringwallspeicher



**Bild 9:** Ringwallspeicher als geotechnische Option zur Schaffung großer Speicherkapazitäten

Mit Ringwallspeichern gemäß Bild 9 können auch in Gebieten, die für klassische Pumpspeichersysteme nicht in Frage kommen, große Speicherkapazitäten mit hohem Wirkungsgrad errichtet werden, weil dabei große Höhenunterschiede geschaffen oder natürlich vorhandene Höhenunterschiede vergrößert werden.

Auch für die maximal vorgesehenen Pegelspiele bestehen große Freiheiten bei der Auslegung.  
Schaufelradbagger würden das Unterbecken ausheben und damit den Damm für ein Oberbecken aufschütten, das innen abgedichtet wird.  
Die Anlage würde wie ein Pumpspeicherkraftwerk betrieben.

Die Geometrie dieser Speicher führt mit zunehmender Größe zu einem rasanten Anwachsen der Kapazität.

Dieser Vorschlag gefiel dem Chefredakteur von „Bild der Wissenschaft“, so dass er den Grafiker Stefan Schießl aus Dachau beauftragte, die Illustration von Bild 10 anzufertigen. Hierbei handelt es sich um eine sehr große und idealisierte Vorstellung, die in dieser Form sicher nicht gebaut würde.

Der Außendurchmesser läge bei ca. 11 km, der Walldurchmesser bei ca. 6 km, die Wallhöhe bei 215 m, das Pegelspiel im inneren Oberbecken bei 50 m und im äußeren Unterbecken bei 20 m.

Die Kapazität von ca. 700 GWh würde im Zusammenwirken mit ca. 2000 Windenergieanlagen in der größten, heute verfügbaren Bauart und der notwendigen Fotovoltaik in der Lage sein, bei einer Speicherreichweite von 14 Tagen, versorgungssicher zwei Kernkraftwerke zu ersetzen.



**„Ringwallspeicher as technical building and tourism paradise“**

Zitat von Prof. Dr. Carsten Ahrens von der Jade Hochschule in Oldenburg, der den Ringwallspeicher am 19. Oktober auf der Ingeniera 2010 in Buenos Aires vorstellte.

**Bild 10:** Ringwallspeicher-Hybridkraftwerk, Alternative zu zwei Kernkraftwerken mit 2 GW Durchschnitts und 3,2 GW Spitzenleistung

Natürlich geht das auch deutlich kleiner bei einer entsprechend größeren, dezentral über das Land verteilten Anzahl von Anlagen.

#### 4.1 Freizeitqualitäten von Ringwallspeichersystemen

Insbesondere das Unterbecken sollte sich auch für Wassersport eignen, weil die neben dem Kurzausgleich auf Langzeitausgleich ausgelegten Ringwallspeicher nur sehr selten die Kapazität in größerem Umfang in Anspruch nehmen.

Meistens wäre das Oberbecken gut gefüllt und das Unterbecken auf abgesenktem Niveau.

Derartige Wasserflächen gibt es.

Der in Bild 11 gezeigte Edersee liegt in Hessen und ist der größte künstliche Stausee Deutschlands. Er dient im Sommer zur Absicherung der Schiffbarkeit der Weser.

Dabei erfährt er in einer Saison im Sommerhalbjahr mitunter Absenkungen von über 30 Metern. In Zeitabschnitten mit Regenüberschuss geht der Wasserstand wieder nach oben.

Als im Jahr 2008 diese Bilder gemacht wurden, lag die Absenkung bei etwa 20 Metern.

An diesem Tag ging es noch einmal um über als einen Meter nach unten.

Auch mit diesen Pegelveränderungen findet auf dem See ein reger Freizeitbetrieb statt und er bildet das Zentrum einer beliebten Ferienregion.



**Bild 11:** Beispiel Edersee, Zentrum einer beliebten Ferienregion, errichtet unter Kaiser Wilhelm vor 100 Jahren

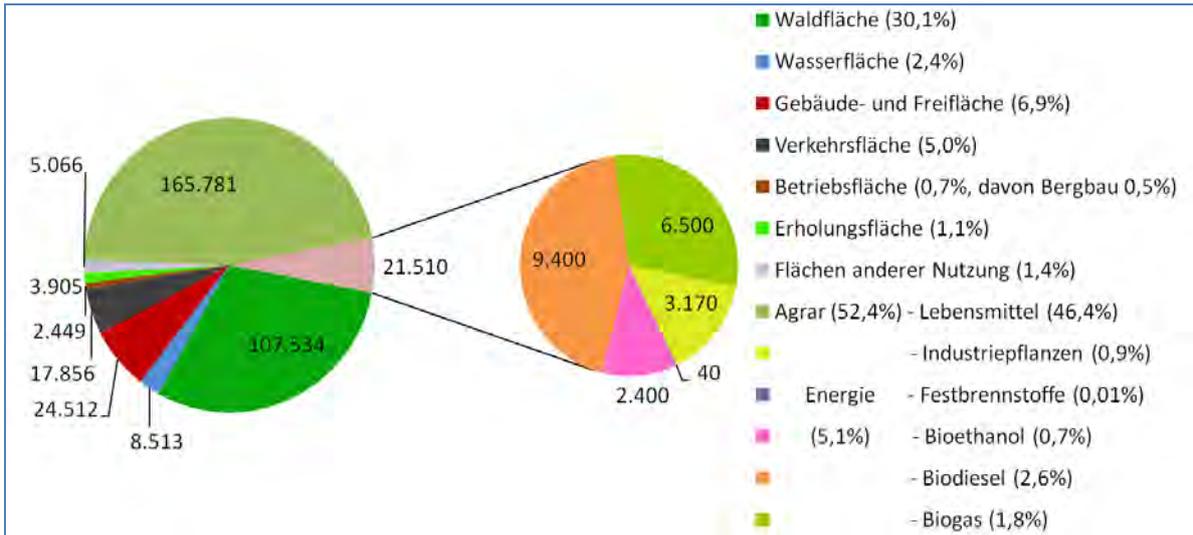
#### 4.2 Ringwallspeichersysteme und Biomasseverstromung

Der in Bild 10 idealisiert dargestellte Ringwallspeicher würde zusammen mit allen Wind- und Solarenergieanlagen eine Bodenfläche von ca. 100 km<sup>2</sup> erfordern.

30 derartige Hybridkraftwerke hätten eine durchschnittliche Erzeugungsleistung von 60 GW.

Die erforderliche Gesamtfläche läge bei ca. 3000 km<sup>2</sup>.

Sie wären in der Lage die vollständige Stromversorgung Deutschlands allein aus Wind und Sonne nachfragegerecht zu gewährleisten.



**Bild 12:** Bodennutzung in Deutschland in km<sup>2</sup> (Gesamtfläche 357.126 km<sup>2</sup>)

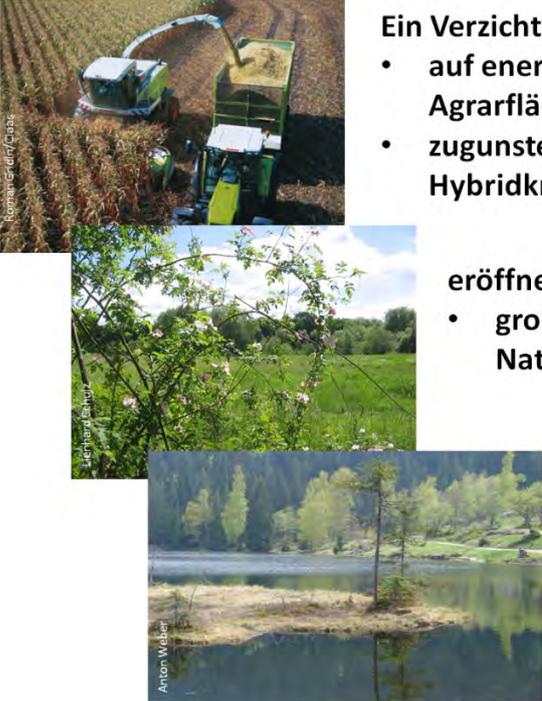
Das wäre weniger als 1 % der Landesfläche und weniger als die Hälfte der Fläche von 6500 km<sup>2</sup>, auf der bereits heute Biomasse zur Stromerzeugung mit Biogasanlagen angebaut wird, wie es dem Bild 12 entnommen werden kann.

**Etwa die Hälfte**  
**der heute in Deutschland bereits**  
**zur Biogasproduktion eingesetzten**  
**Bodenfläche würde ausreichen,**  
**um mit Ringwallaspeicher-**  
**Hybridkraftwerken die**  
**regenerative, nachhaltige und**  
**sichere Stromversorgung des**  
**gesamten Landes zu gewährleisten.**

Biogasanlagen lieferten im Jahr 2010 ca. 3% des deutschen Strombedarfs.

**Bild 13:** Vergleich Ringwallaspeicher-Hybridkraftwerk / Biomasse

Der Flächenertrag für elektrische Energie des vorgeschlagenen Hybridsystems zur Stromerzeugung liegt etwa 50 Mal höher, als wenn dort Biomasse angebaut würde. Wo ein Ringwallaspeicherhybridsystem 2000 MW Durchschnittsleistung ins Stromnetz einspeisen würde, könnte Biomasse ca. 40 MW leisten.



**Ein Verzicht**

- auf energetisch genutzte Agrarflächen
- zugunsten Ringwallspeicher-Hybridkraftwerken

eröffnet Freiräume für

- großräumig vernetzte Naturlandschaften.

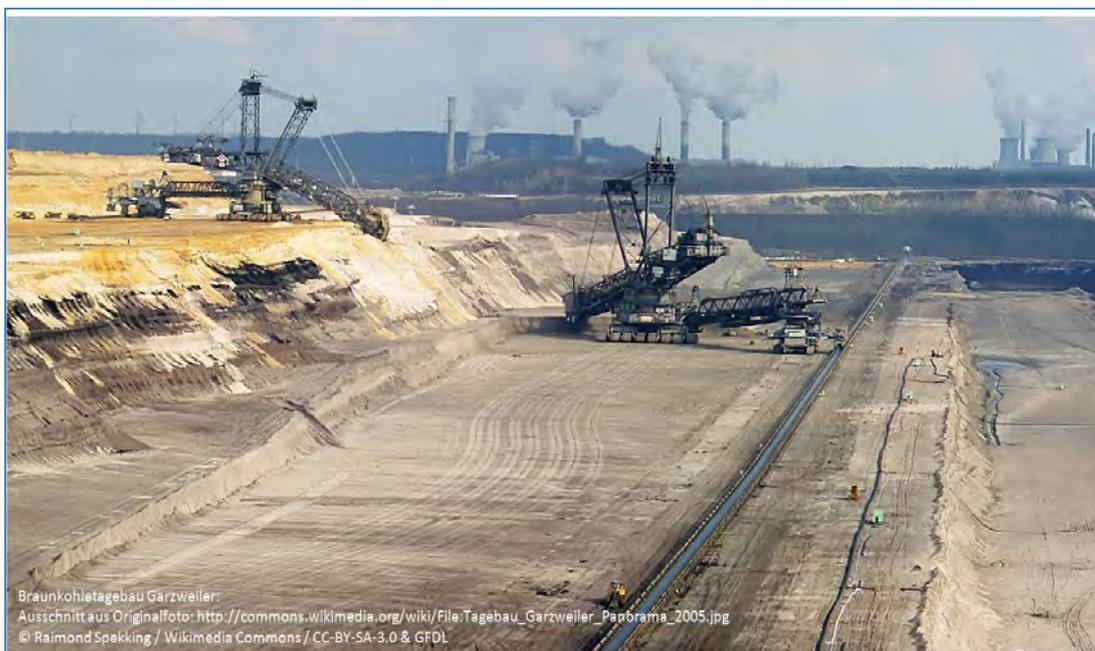
**Schwimmende Inseln**

- ermöglichen die Sicherung der Wasserqualität und die
- ökologische Aufwertung der entstehenden Wasserflächen

**Bild 14:** Die Chance einer auf Wind und Sonne basierenden erneuerbaren Stromversorgung

Ein Umdenken bei dieser Art der Landnutzung könnte Freiräume für naturnahe Flächen schaffen.

### 4.3 Ringwallspeichersysteme und Braunkohleverstromung



**Bild 15:** Braunkohletagebau. Landschaftseingriffe größeren Ausmaßes als für Ringwallspeicher sind in Deutschland Realität.

Braunkohletagebaue, wie der in Bild 15 gezeigte in Garzweiler, sind die einzigen Bauwerke, bei denen noch viel mehr Bodenmaterial bewegt wird, als es für die Errichtung großer Ringwallspeichersysteme erforderlich wäre. Mächtige Deckgebirge werden dabei abgetragen, um an den Energierohstoff zu gelangen.

Kohle trägt heute in einer Größenordnung von ca. 50% zur Stromversorgung Deutschlands bei. Erhebliche Mengen davon werden auch importiert.

Die Kompetenz der Betreiber von Tagebauen bei der Bewegung großer Erdmassen könnte eine Basis zur kostengünstigen Errichtung großer Ringwallspeicher werden.

Diese Speichersysteme werden gebraucht, wenn die fossilen Rohstoffe zur Neige gehen oder wenn deren Gewinnung immer kostspieliger wird und natürliche Energiekreisläufe die Elektrizitätsversorgung übernehmen sollen.

Der größte deutsche Tagebau Hambach erreicht im Endausbau eine Größe, die der Wasserfläche des illustrierten großen Ringwallspeichers entspricht. Das Grundwasser wird dafür großräumig auf ca. 500 Meter Tiefe abgesenkt.

Allein das auf die ca. 200 Meter hohe Halde gekippte Volumen des abzutragenden Deckgebirges würde ausreichen, um etwa sieben Ringwallspeicher in der gezeigten Größe zu errichten.

Die nachfolgende Aufstellung gibt einen Überblick zu den Dimensionen des größten deutschen Braunkohletagebaus Hambach und vergleicht diese mit dem idealisiert angenommenen Ringwallspeicher-Hybridsystem von Bild 10.

### **Braunkohletagebau Hambach**

- siehe z.B.: [http://de.wikipedia.org/wiki/Tagebau\\_Hambach](http://de.wikipedia.org/wiki/Tagebau_Hambach)
- Ausdehnung: ca. 85 km<sup>2</sup>
- Tiefe: bis zu 400 Meter
- Betriebszeit: ca. 45 Jahre
- elektrische Leistung: ca. 4 GW
- ca. 200 Meter überragt die Hochkippe Sophienhöhe die Bördenlandschaft
- das Abraumvolumen wird mehr als 10 Kubikkilometer erreichen

### **Allein diese bewegten Erdmassen entsprechen dem Erdbauvolumen von sieben Ringwallspeicher-Hybridkraftwerken mit**

- 215 Metern Wallhöhe,
- 14 Gigawatt Durchschnitts und
- 22,4 Gigawatt Spitzenleistung.

Die damit geschaffenen Hybridssysteme könnten ein Mehrfaches an elektrischer Leistung bereitstellen, als dieser Tagebau.



**Bild 16:** Vergleich Ringwallspeicher / Tagebau bei Sokolov in Tschechien im Süden des Erzgebirges

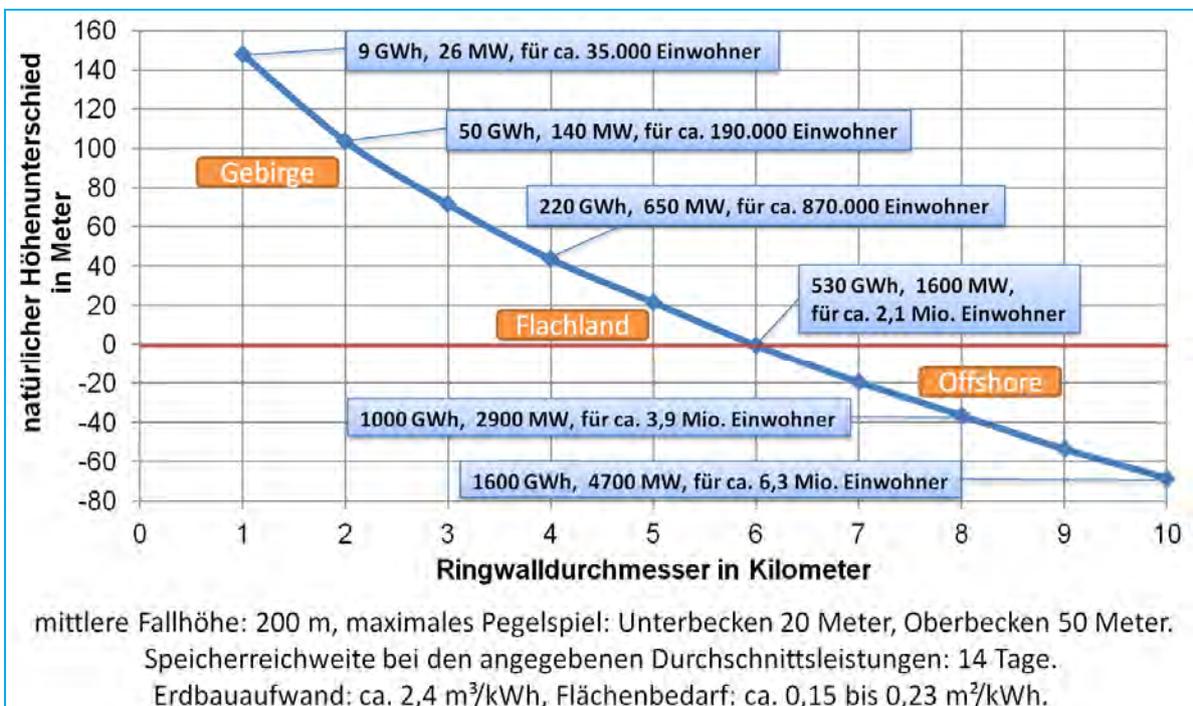
Kreisrunde Ringwallspeichersysteme sind eine Idealvorstellung, die es so kaum geben wird. In der Praxis orientieren sich Anlagengröße und Verlauf der Uferlinien an den Möglichkeiten und Gegebenheiten der Landschaft.

Im Gegensatz zu Tagebauprojekten können dabei bebaute Gebiete und sensible Zonen ausgespart und in das nachhaltige Natur-Energiesystem integriert werden.

#### 4.4 Größe von Ringwallspeichern

Unter Ausnutzung natürlicher Höhenunterschiede können Ringwallspeicher auch viel kleiner wirtschaftlich errichtet werden, als in den vorhergehenden Abschnitten aus Gründen der Veranschaulichung dargestellt.

Dämme verschlingen das größte Bauvolumen im Fußbereich.



**Bild 17:** Ringwallspeicher mit ähnlichem Bauaufwand bei natürlich vorhandenen Höhenunterschieden



Im Vergleich dazu würde eine 100%-ige Stromversorgung mit Biomasse pro Einwohner ca. 2200 m<sup>2</sup> oder nahezu die Hälfte der Landesfläche Deutschlands erfordern.

Eine sichere und bedarfsgerechte zu 100% regenerative Stromversorgung ist heute eine reale Option.

Für die Umsetzung gibt es sowohl erzeugungsseitig als auch bei den Speichertechnologien große Spielräume und Optimierungspotentiale.

Die Lernkurve dafür befindet sich noch ganz am Anfang.

Es geht dabei weniger um eine technische oder finanzielle Herausforderung, als vielmehr um eine gesellschaftliche Willensbildung sowie die Schaffung geeigneter rechtlicher und betriebswirtschaftlicher Rahmenbedingungen, welche die erforderlichen Investitionen in Gang bringen.

Entscheidend für wirtschaftlich attraktive geotechnisch geschaffene Speichersysteme sind kostengünstige Lösungen für:

- Aushub und Transport großer Bodenmassen,
- Schüttung und qualifizierte Stabilisierung großer Dammsysteme,
- Setzungs- und erdbebenunempfindliche, gut kontrollierbare großflächige Oberflächendichtsysteme .

Ein attraktives Angebot der Geotechnik kann damit einen substantiellen Beitrag für ein nachhaltiges Energiesystem der Zukunft leisten.

Die Geowissenschaften können damit zu einer Schlüsseltechnologie für eine nachhaltig sichere Stromversorgung aus natürlichen Energiekreisläufen werden.

Dieser Beitrag möge dazu motivieren, bei den energiewirtschaftlichen Weichen, die jetzt gestellt werden, die Möglichkeiten und Potentiale der Geotechnik offensiv zu vertreten

## **6 Literatur**

Matthias Popp: Speicherbedarf bei einer Stromversorgung mit erneuerbaren Energien, Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

[www.poppware.de](http://www.poppware.de)

[www.ringwallspeicher.de](http://www.ringwallspeicher.de)

# Speicherbecken und ihre geotechnischen Herausforderungen

Dr. sc., dipl. Ing. Sophie Messerklinger  
Pöyry Energy AG, Zürich

## 1 Allgemeines

Speicherbecken für die Trinkwasserspeicherung oder zur Bewässerung haben eine mehrere tausend Jahre alte Tradition und sind auf der ganzen Welt zu finden. Mit der Elektrifizierung zu Beginn des vergangenen Jahrhunderts werden Speicherbecken häufig als Wasserspeicher für die Stromproduktion verwendet. Heute erlebt der Bau von Speicherbecken mit dem Boom der Pumpspeicherkraftwerke eine Renaissance.

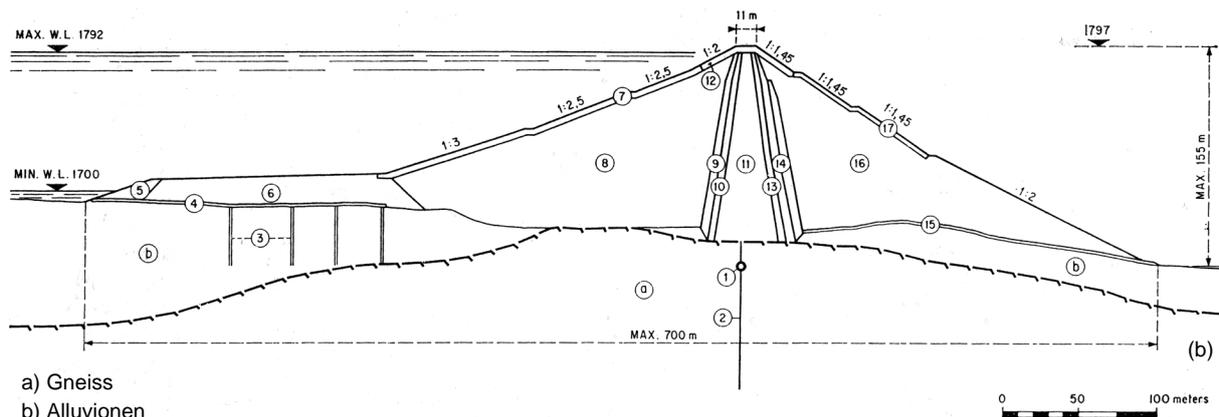
Dieser Beitrag fokussiert auf drei Themen die vor allem für Speicherbecken relevant sind, die von Schüttdämmen begrenzt werden: (i) Die Erdbebensicherheit und der Nachweis mittels Blockgleiten; (ii) Die Erosionssicherheit und das Dimensionieren von kritischen Filtermaterialien sowie (iii) die Stauraumdichtigkeit und mögliche Herangehensweisen anhand von zwei Konzepten. Um die Relevanz der Themen aufzuzeigen, werden jeweils Bemessungsbeispiele oder Schadensfälle aus der jüngeren Vergangenheit dargestellt.

## 2 Erdbebensicherheit

Der erste Nachweis der näher betrachtet wird ist die Erdbebensicherheit. Hierbei wird auf die plastischen Verformungen des Dammkörpers aufgrund von Blockgleiten vertieft eingegangen. Es wird ein Steinschüttdamm mit zentralem Erdkern betrachtet, wie zum Beispiel der Göschenalp Dam in der Schweiz (Abbildung 1a). Die Böschungsneigung der luftseitigen Böschung des Stützkörpers aus Steinschüttmaterial ist in diesem Fall 1V:1.45H (Abbildung 1b).

Vereinfacht kann die Böschungstabilität an einem eindimensionalen Modell mit einem Block auf einer böschungsparellen Ebene berechnet werden. Damit bekommt man das allgemein bekannte Ergebnis, dass die Böschung die globale Sicherheit von 1 hat wenn die Böschungsneigung und der effektive Reibungswinkel des Dammmaterials identisch sind. Bei einer geforderten globalen Sicherheit ohne Erdbebenbeschleunigung von  $F \geq 1.5$ , darf die Böschung aus Steinschüttmaterial mit einem maximalen Reibungswinkel von beispielsweise  $45^\circ$  eine maximale Böschungsneigung von 1V:1.5H (d.h.  $34^\circ$ ) haben (Abbildung 2a).

Wird der Erdbebennachweis für die Böschungstabilität geführt, zum Beispiel mit einer horizontalen pseudo-statischen Ersatzlast, so zeigt sich, dass die globale Sicherheit bereits bei kleinen Beschleunigungswerten von  $< 0.2 g$ , auf nahezu  $F=1$  reduziert wird (Abbildung 2b). Bei zusätzlicher Berücksichtigung eines vertikalen Anteils einer pseudo-statischen Ersatzlast, reduziert sich die mögliche Beschleunigung nochmals (Abbildung 2c) und eine Sicherheit von 1 kann mit den angenommenen Parametern ( $\alpha = 34^\circ$  und  $\varphi' = 45^\circ$ ) nicht mehr erreicht werden.



- a) Gneiss
- b) Alluvionen
- 1) Injektionsgalerie
- 2) Injektionsschirm
- 3) Vertikale Sanddrainagen
- 4) Oberwasserseitige Drainage
- 5) Blockwurf
- 6) Berm
- 7) Oberwasserseitiger Blockwurf
- 8) Oberwasserseitiger Stützkörper
- 9) Oberwasserseitige Übergangszone
- 10) Oberwasserseitige Filterzone
- 11) Erdkern
- 12) Schutzkappe
- 13) Unterwasserseitige Filterzone
- 14) Unterwasserseitige Übergangszone
- 15) Unterwasserseitiger Drainageteppich
- 16) Unterwasserseitiger Stützkörper
- 17) Unterwasserseitiger Blockwurf



Abbildung 1: Der Göschenalp Damm in der Schweiz (a) Luftaufnahme; (b) Typischer Dammquerschnitt. (Quelle: Messerklinger, 2011a).

Zusätzlich ist zu beachten, dass die Felsbeschleunigungen (PGA-Wert) im Dammkörper amplifiziert werden und die Beschleunigung an der Dammkrone um einen Faktor grösser sind (Abbildung 3a).

Betrachtet man allerdings typische Felsbeschleunigungen für Sicherheitserdbeben (MCE) so zeigt sich, dass die Werte teilweise deutlich über 0.2g liegen (Beispiele: Göschenalp Damm, Schweiz: 0.24g, Qyrmaq Damm, Albanien: 0.48g, etc.)

Deshalb ist es im Allgemeinen nicht möglich mit wirtschaftlich vertretbaren Böschungsneigungen, nachzuweisen, dass im Lastfall des Sicherheitserdbebens die globale Böschungssicherheit immer grösser  $F=1$  ist und keine plastischen Verformungen auftreten und es werden bleibende Verformungen am Dammkörper akzeptiert.

Betrachtet man die Einwirkung von Erdbeben genauer, so zeigt sich, dass die Beschleunigungen wechselnde Ausschläge von unterschiedlicher Grösse und Dauer haben und dass nur wenige dieser Ausschläge die maximalen Beschleunigungswerte erreichen. Die hohen Beschleunigungswerte sind jeweils nur von kurzer Dauer und ihnen folgt ein Gegenanschlag (Abbildung 2b und 2c).

Wird ein Gleitkörper an der Dammkrone betrachtet (Abbildung 3b), so zeigt sich einerseits, dass die maximalen Beschleunigungen für den gesamten Gleitkörper geringfügig kleiner sind als die Beschleunigungen an der Krone und andererseits zeigt sich, dass die Fliessbe-

schleunigung, dies ist jene Beschleunigung bei welcher die globale Sicherheit von  $F=1$  für den betrachteten Bruchkörper erreicht ist und bleibende Verschiebungen auftreten, nur von wenigen Beschleunigungsspitzen überschritten wird.

Anhand von diesen Betrachtungen, lassen sich die Blockverschiebungen durch zweimalige Integration der Beschleunigungsspitzen ermitteln (Abbildung 4).

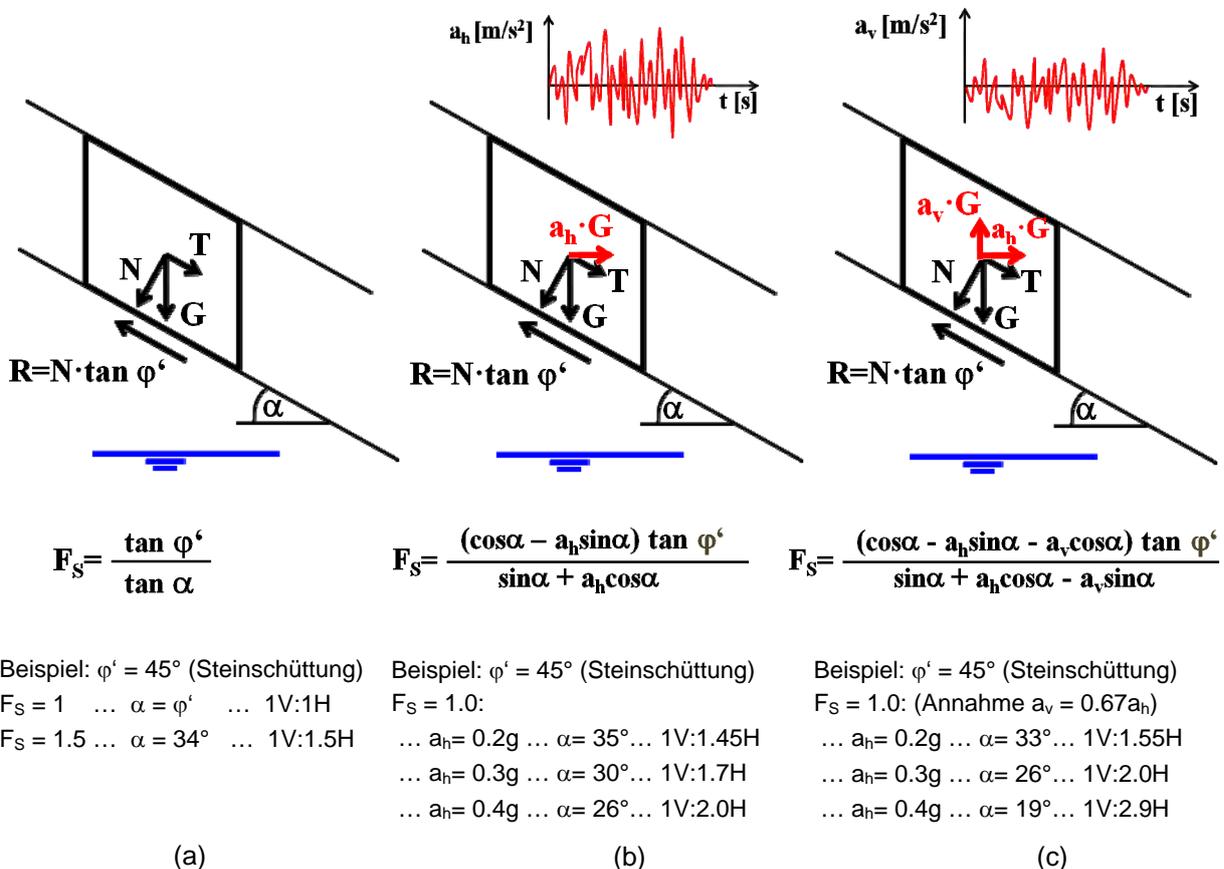


Abbildung 2: Böschungsstabilitätsbetrachtungen mittels eindimensionalem Modell (a) statische Blockstabilität; (b) pseudo-statische Blockstabilität mit horizontaler Ersatzlast; (c) pseudo-statische Blockstabilität mit horizontaler und vertikaler Ersatzlast.

Die Sicherheit verlangt es allerdings, dass die Größenordnung der Blockverschiebungen vorsichtig abgeschätzt wird, um ein Überströmen des Dammes, was einer unmittelbaren katastrophalen Zerstörung des Bauwerkes gleich kommen und oftmals Menschenleben gefährden würde, in jedem Fall ausschliessen zu können. Deshalb ist die umfassende Kenntnis des Damm- und Fundationsmaterialverhaltens während eines Erdbebens erforderlich, welches im Allgemeinen mit statischen und zyklischen Feld- und Laborversuchen wie zum Beispiel Grosstriaxialversuchen ermittelt wird. Unter anderem werden die folgenden Eigenschaften untersucht:

- Steifigkeitsverhalten als Funktion der aufgetragenen Dehnungen (Für das Beispiel Göscheneralp Damm siehe Messerklinger, 2011b).
- Scherfestigkeitsverhalten als Funktion der Materialdichte und der aufgetragenen Verschiebungen.
- Porenwasserüberdruckaufbau bei zyklischer Belastung als Funktion des Schubspannungsverhältnisses und der Anzahl der Amplituden.

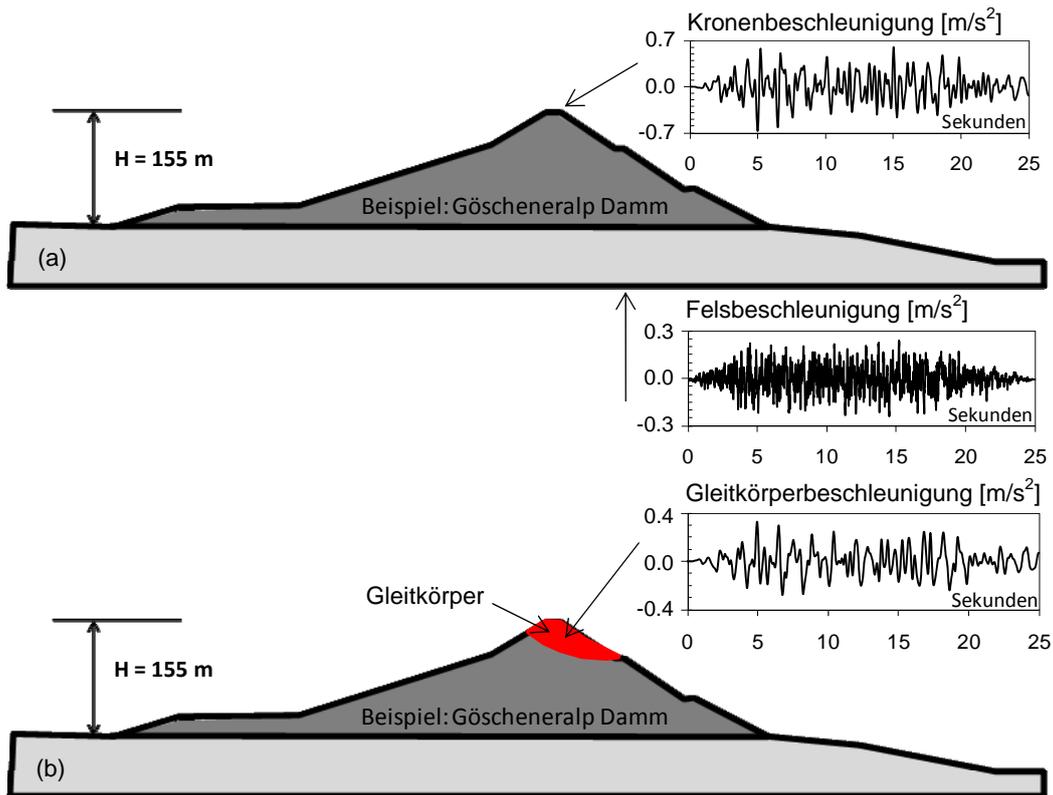


Abbildung 3: Beschleunigungsamplifikation im Dammkörper am Beispiel des Göscheneralpdammes (a) Kronenbeschleunigung; (b) Gleitkörperbeschleunigung.

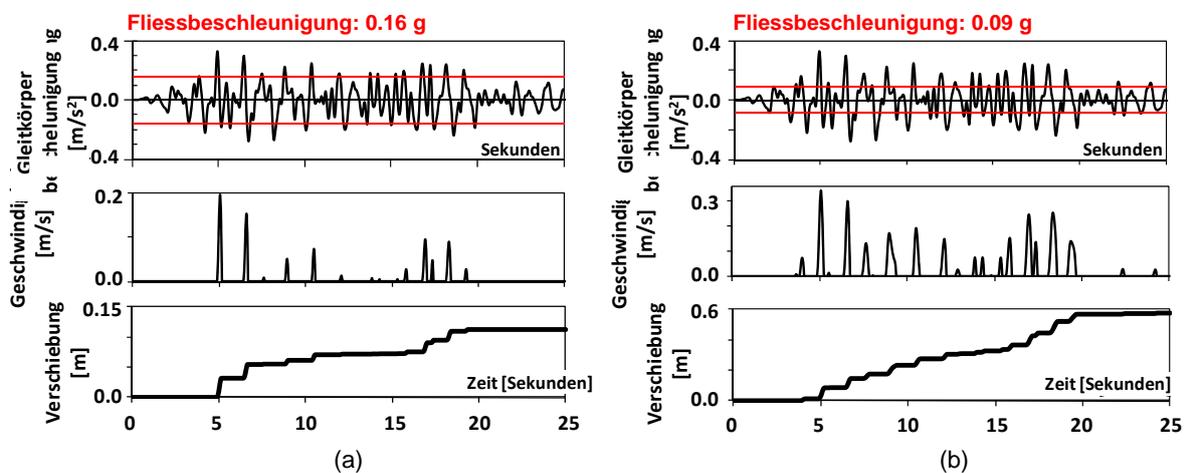


Abbildung 4: Blockverschiebungen am Beispiel des Göscheneralp Dammes für Fließbeschleunigungen eines kronennahen luftseitigen Blockes von (a) 0.16 g und (b) 0.09 g.

Der Nachweis der Erdbebensicherheit unter Berücksichtigung plastischen Verformungen des Dammkörpers ist erbracht, wenn gezeigt werden kann, dass ein Überströmen des Dammes sowie Instabilitäten ausgeschlossen werden können, das heisst u.a. wenn:

- das Freibord grösser als die vertikale Verschiebung ist
- die Dicke des Abdichtungs- und der sicherheitsrelevanten Filterelemente grösser als die horizontalen Verschiebungen ist und
- der verformte Dammkörper nach dem Erdbeben wieder stabil ist.

An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass der Nachweis der plastischen Verformungen des Dammkörpers während eines Erdbebens nur ein Teilbereich der Nachweise zur Erdbebensicherheit darstellt. Im Weiteren sind unter anderem zu untersuchen: (i) Verflüssigungspotential der Dammbau und Untergrundmaterialien; (ii) Verschiebungspotential aktiver Verwerfungen in der Dammaufstandsfläche; (iii) Mögliche Impulswellenhöhe durch Aufschiebung einer Verwerfung im Reservoir; (iv) Beschädigung der Anlage durch Stein-schlag von den Widerlagern; (v) Impulswellen durch Murgänge und Lawinen; (vi) etc.

### 3 Erosionssicherheit

Neben dem Speicherbeckenbau sind Schüttdämme auch häufig im Strassenbau zu finden (Abbildung 5) und häufig sind grössere Strassenbauarbeiten erforderlich bevor mit dem Schüttdammbau bzw. dessen Planung begonnen werden kann. Deshalb kann es vorkommen, dass nach dem erfolgreichen Bau der Erschliessungsstrassen in ähnlicher Bauweise an die Errichtung von kleineren Schüttdämmen zur Stauraumbegrenzung oder Wasserzuleitung herangegangen wird.

Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Anforderungen und Einwirkungen auf Strassendämme und Speicherdämme grundsätzlich unterschiedlich sind. Während auf Strassendämmen die Radlasten von Fahrzeugen bei den unterschiedlichen Klimabedingungen der verschiedenen Jahreszeiten wirken, sind es für Speicherdämme die Strömungskräfte des den Dammkörper durchströmenden Sickerwassers. In Dämmen von Speicherbecken wird die potentielle Energie durch die Reibungsverluste beim Durchströmen des Dammmaterials abgebaut. Diese Strömungskräfte stellen Einwirkungen auf dem Dammkörper dar, die dessen Stabilität und Erosionssicherheit beeinflussen. Deshalb werden grosse Schüttdämme zoniert und bei kleinen homogenen Dämmen werden Filter- und Drainagezonen als konstruktive Elemente vorgesehen um die Durchströmung zu kontrollieren und das Sickerwasser kontrolliert abzuleiten.

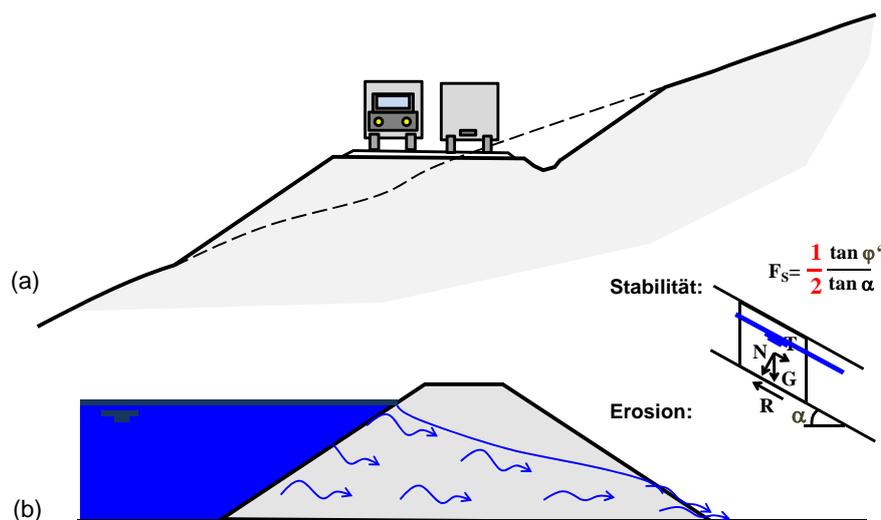


Abbildung 5: Typische Anwendungen von Dämmen: (a) im Strassenbau; (b) im Speicherbeckenbau.

Als Beispiele von konstruktiven Elementen sind in Abbildung 6 ein zentraler Filterkern (Abbildung 6a), ein Drainageteppich (Abbildung 6b) oder Fussfilter (Abbildung 6c) dargestellt, letzterer kann erforderlichenfalls auch nachträglich aufgebracht werden (Abbildung 6d). Wesentlich dabei ist, dass das Filtermaterial entsprechend dem angrenzenden Dammmaterial individuell passend ausgewählt wird. Für Schüttdämme erfolgt das u.a. anhand der folgenden Kriterien (siehe auch Messerklinger und Straubhaar, 2011):

- Filterkriterien nach Sherard & Dunnigan (1989)
- Segregationskriterium nach Milligan (2003)
- Selbstheilungskriterium zum Beispiel gemäss ICOLD Bulletin 141 (2011)
- Drainagekriterium nach Terzaghi und Peck (1948)
- Dauerhaftigkeit des Filtermaterials mittels Abrasionsversuchen und Beurteilungen der Dauerhaftigkeit anhand der mineralogischen Zusammensetzung
- Interne Stabilität zum Beispiel nach Sherard (1979) oder nach Kenney und Lau (1985) oder mittels Filterversuchen

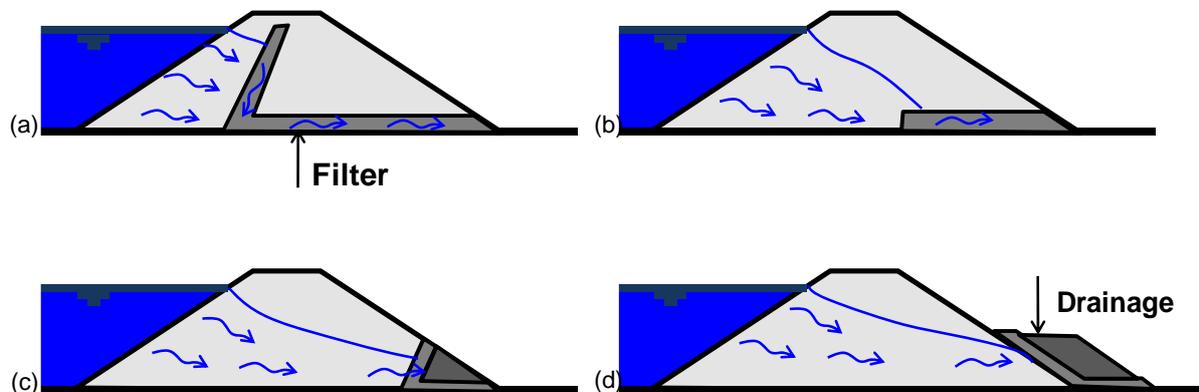


Abbildung 6: Homogene Schüttdämme mit Filter- und Drainagezonen (a) zentraler Filterkern, (b) Filterteppich; (c) Fussfilter (d) nachträglich aufgebracht Fussfilter.

Als Beispiel für die Bedeutung der kontrollierten Ableitung von Sickerwasser sei der rechte Schüttdamm des Einlaufbeckens der Kraftwerksanlage Prudencia in Panama genannt. Das Laufkraftwerk Prudencia mit 46.5 m Fallhöhe und einer installierten Leistung von 2 x 30 MW wurde im Sommer 2011 in Betrieb genommen. Das Kraftwerk befindet sich am Ende eines membran-gedichteten Zulaufkanal. Am Einlauf zur Druckleitung ist ein kleines Becken angeordnet, das mit homogenen Schüttdämmen und einer Betonwand umschlossen ist (Abbildung 7).

Am 14. Oktober, 2011, wenige Wochen nach dem Einstau, ist der rechte Schüttdamm an der Kontaktstelle zur Betonwand gebrochen. Der Kanalinhalt sowie der Reservoirinhalt des oberhalb liegenden El Corro Reservoirs haben sich unkontrolliert durch die Bresche entleert und schwere Schäden an der Druckleitung und am Krafthaus verursacht.

Typische Ursachen für Schüttdammversagen sind das Überströmen der Dammkrone und anschliessendes Böschungsversagen oder innere Erosion. Die Schadensanalyse dieses Dammversagens hat allerdings gezeigt, dass die konstruktive Durchbildung der Betonfugen und die Membrananbindung eine Schwächezone war.

Bereits wenige Tage nach Einstau wurden ca. 80 l/s Sickerwasser aus den Drainageleitungen der Betonwand am Einlaufbecken gemessen. Die Inspektion der Membrane mit Tau-

chern zeigte, dass es einen mehrere Meter grosse Depression am oberwasserseitigen Dammkörper neben der Betonwand gab. Es wurde daher davon ausgegangen, dass die Membrane ein Loch hatte und man wollte dieses mit Sandsäcken vorübergehend abdichten und später in der Trockenzeit bei abgesenktem Wasserspiegel reparieren. Deshalb wurden am 13. Oktober von Tauchern Sandsäcke platziert und am 14. Oktober versagte der Damm. Die genaueren Untersuchungen haben gezeigt, dass das Fugenband zwischen den Betonblöcken 20 cm innerhalb angeordnet war, während die Membrane an der Betonoberfläche befestigt war. Somit ergab sich ein 20 cm tiefer Schlitz, der nicht abgedichtet war und durch welchen Wasser in den Dammkörper einsickern konnte. Der Damm war aus hochplastischem Silt gebaut, der durch das Wasser erodiert wurde und gemeinsam mit dem Sickerwasser in die Kiesdrainage transportiert wurde. Mit dem Voranschreiten der Erosion und dem Aufreissen der Membrane wirkte der hydrostatische Reservoirdruck auf die homogene Schüttung was zu einer verstärkten Durchsickerung und einhergehender rückschreitender Erosion durch den homogenen Schüttdamm führte.



Abbildung 7: Flugaufnahmen des Kraftwerkes Prudencia vor dem Einstau. (Aufnahmen von Cesar Cornejo, Projektleiter GDF Suez).

#### 4 Stauraumdichtigkeit

Bei der Stauraumdichtigkeit geht es ebenfalls um die Interaktion von Wasser und Boden, jedoch in erster Linie nicht von künstlich hergestellten Erdbaustrukturen sondern vor allem von dem natürlich vorhandenen und weitgehend unbekanntem Untergrund.

Aufgrund der Anzahl von Gesichtspunkten und Randbedingungen, die bei der Vorbereitung und konzeptionellen Planung von grossen Wasserkraftwerken in Betracht gezogen werden müssen, kann es schon einmal vorkommen, dass der Reservoirstandort nicht die optimalen geologischen und bautechnischen Voraussetzungen hat.

Als erstes Beispiel sei hier der Hauptdamm des Kraftwerkes Plavinas in Lettland genannt (Abbildung 8a). Der gezonte Schüttdamm mit vergleichsweise breitem Erdkern und unterwasserseitiger Filterzone sowie sandig/kiesigen Stützkörpern mit Fussdrainage ist auf karstigen und stark geklüfteten Dolomit und Sandsteinlagen mit gespannten Grundwasser fundiert (Abbildung 8b). Der im Jahr 1966 kommissionierte Staudamm hat keine Abdichtungsmassnahmen im Untergrund. Die zu erwartenden grossen Sickerwassermengen wurden in Anbetracht des ausreichenden Wasserzuflusses akzeptiert und die Tragsicherheit des Bauwerkes wurde mittels den mächtigen unterwasserseitigen Filter- und Drainagezonen

sowie mit einem umfassenden Überwachungssystem der Porenwasserspannungen im Dammkörper und der Setzungen der Dammoberfläche sichergestellt.

Bei den jährlich stattfindenden Dammspektionen (Abbildung 8c und d) erscheinen diese grossen Sickerwassermengen aus dem Hauptdamm, welche teilweise zusätzlich von den artesisch gespannten Grundwasserträgern in den Sandsteinlagen gespeist werden, im Vergleich mit anderen Bauten ähnlicher Dimension besorgniserregend (Messerklinger et al., 2011c). Vor dem Hintergrund, dass die Stabilität durch die Filterschichten gegeben ist und ausreichend Wasser aus dem Zufluss des Daugava Flusses vorhanden ist, stellen die Wasserverluste aber kein wesentliches Problem dar.

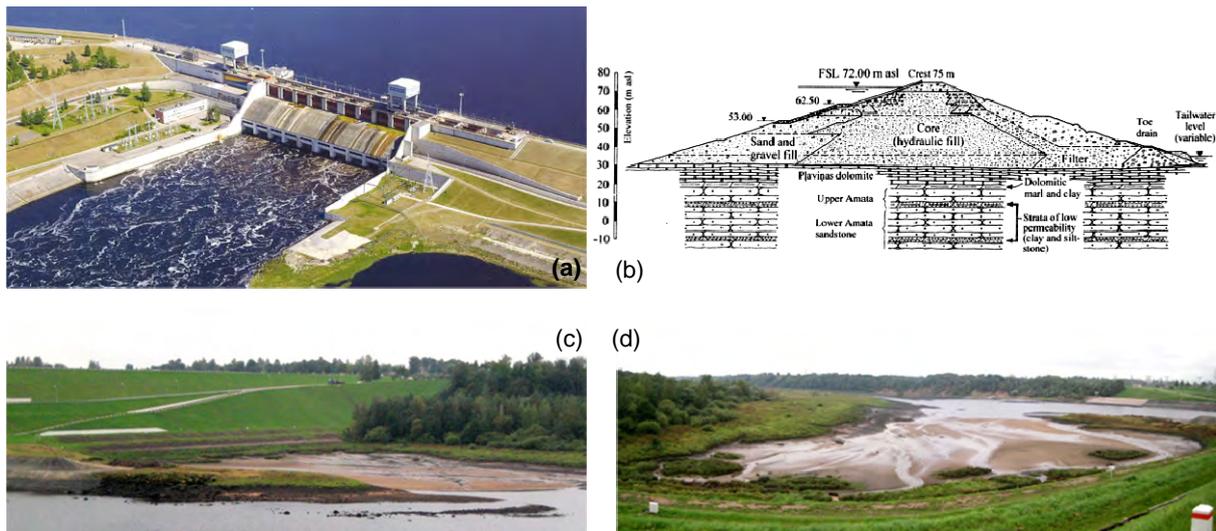


Abbildung 8: Das Kraftwerk Plavinas in Lettland: (a) Luftaufnahme; (b) Typischer Dammschnitt (Quelle: Messerklinger et al., 2011c); (c) und (d) Fotos des Dammfusses während der Dammspektion im Sommer 2010.

Ganz im Unterschied zu einem Speicher im Iran nahe dem 5671 m hohen Damavand Vulkan nordöstlich von Teheran (Abbildung 9a). Vom Foto des Reservoirs, aufgenommen vom oberwasserseitigen rechten Seeufer im August 2011, sieht man bereits die hoch über den Wasserspiegel hinausragende Dammkrone des Schüttdammes.

Dies ist nicht etwa weil der Speicher leerturbiniert wurde, sondern weil die Wasserverluste an den Reservoirgrenzen von mehreren Kubikmetern pro Sekunde so gross sind, dass sich der Speicher in den letzten 30 Jahren seit seinem Ersteinbau im Jahr 1981 niemals mehr als bis zu ca. 25% füllte.

Die Ursache dafür ist unter anderem die an die teils mehrere Hundert Meter dicken Sedimentschichten variabler Durchlässigkeit und die angrenzenden karstigen Felsformationen. Im Bereich des rechten Dammwiderlagers grenzt das Reservoir direkt, ohne Sedimentzwischenlagen, an die steil aufragenden karstigen Felsformationen. Das Einströmen des Reservoirwassers in die Felsklüfte kann an manche Stellen visuell beobachtet werden.

Derzeit sind Variantenstudien in Bearbeitung, in welchen unter anderem verschiedene Oberflächenabdichtungsalternativen sowie Ersatzdämme studiert werden, nachdem die zwischen 1983 und 1989 durchgeführten Injektionsarbeiten, bei denen 100'000 Tonnen Zement injiziert wurden, keine Wirkung gezeigt haben.

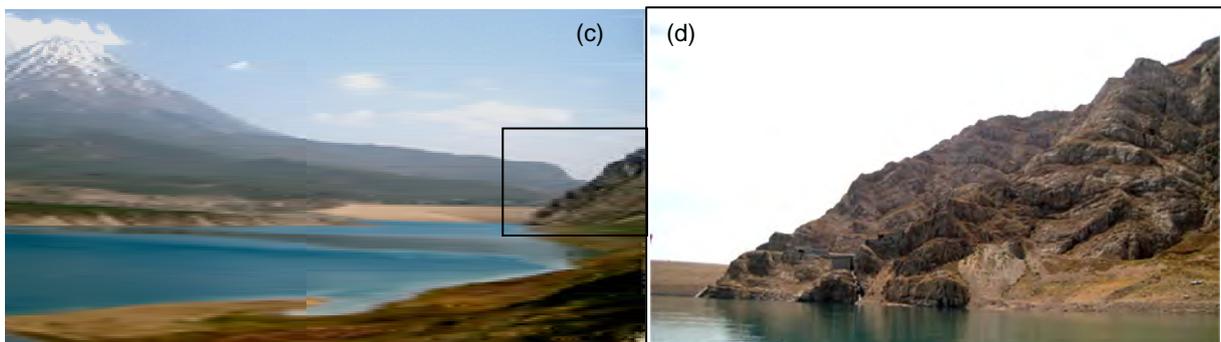
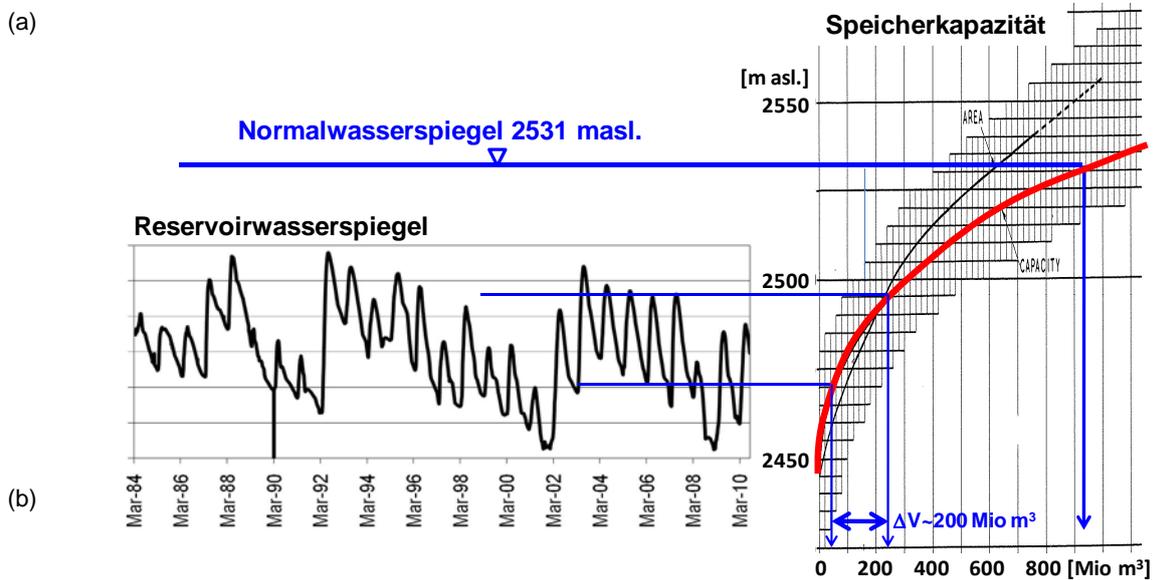
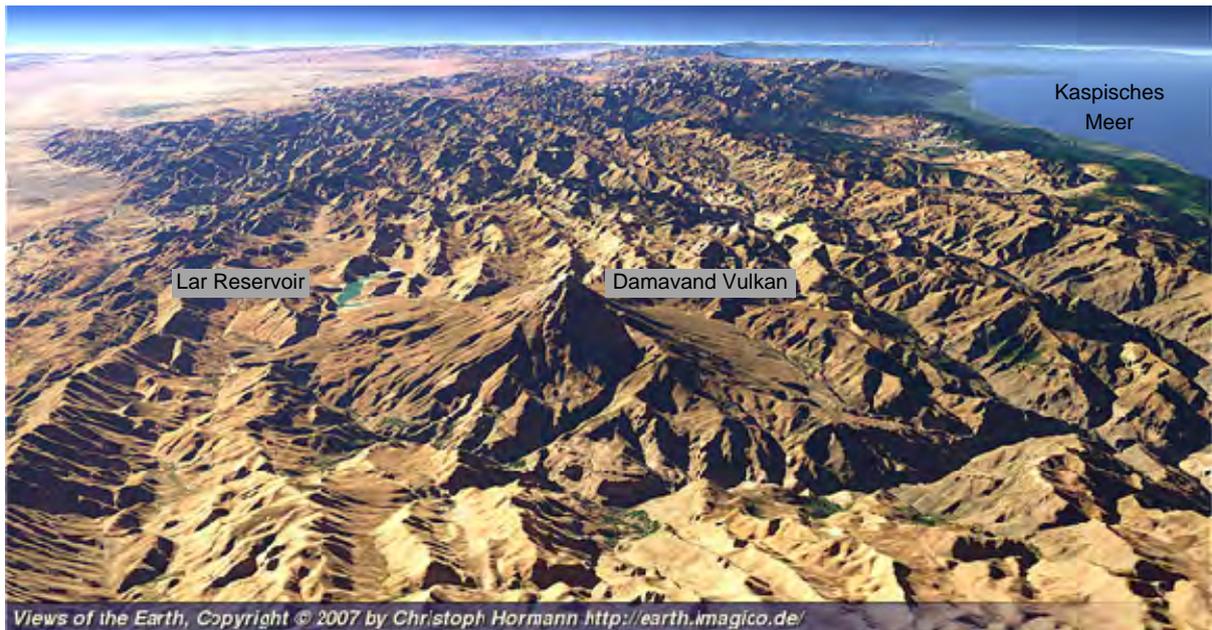


Abbildung 9: Das Lar Reservoir in Iran: (a) Luftaufnahme der Albroz Gebirgskette im Norden Irans; (b) Reservoirspiegel das Lar Reservoirs in den vergangenen Jahrzehnten im Vergleich zur Reservoirkapazität. (c) Foto des Lar Dammes vom rechten oberwasserseitigen Reservoirrufers, (d) Detailaufnahme der Felsflanken des rechten Dammwiderlagerbereiches (Inspektion, August 2011).

## 5 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden die folgenden Themen diskutiert:

- Die Erdbebensicherheit und der Nachweis mittels Blockgleiten
- Die Erosionssicherheit und das Dimensionieren von kritischen Filtermaterialien sowie
- Die Stauraumdichtigkeit und mögliche Herangehensweisen anhand von zwei Konzepten.

Bezüglich der Erdbebensicherheit wurde dargestellt, dass das Akzeptieren und rechnerische Abschätzen von Blockverschiebungen am Dammkörper für den Lastfall des Sicherheitserdbebens eine international anerkannte Methode für die wirtschaftliche Dimensionierung von Schüttdämmen ist. Für die Erosionssicherheit von Schüttdämmen wurde auf die Anordnung und das Dimensionieren von kritischen Filtern und deren Einfluss auf die Stabilität von Schüttdämmen eingegangen. Es wurde am Beispiel des Schadensfalles Prudencia gezeigt, dass schlechte konstruktive Durchbildung und schlechte Materialwahl nicht zu vernachlässigende Versagensursachen sind. Im Bezug auf die Stauraumdichtigkeit wurde dargestellt, dass ein Konzept für die Kontrolle des Sickerwassers wesentlich ist. Die Wasserverluste müssen nicht zwingend minimiert jedoch kontrolliert werden.

Diese Themen zeigen, dass es die Planung von Speicherbecken, trotzdem sie oftmals nur einen kleinen Bauteil einer Wasserkraftwerksanlage darstellen, eine Vielzahl von geotechnischen Fragestellungen und Herausforderungen bergen. Vor allem bei der Speicherung von Wasser mittels Erdstrukturen ist ein fundiertes Wissen über das Bodenverhalten hilfreich.

## 6 Literatur

- ICOLD Bulletin 141 (2011): Concrete face Rockfill Dams - Concepts for design and construction. Messerklinger, S., Aemmer, M. & Straubhaar, R. (2011a). Heightening of the Göschenalp Earth-core Rockfill Dam. *International Journal on Hydropower and Dams*, 8(3): 43-50.
- Kenney, T.C. & Lau, D. (1985): Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal* (22): 215-225.
- Messerklinger, S. & Straubhaar, R. (2011): Filter Design for a High Earth Core Rockfill Dam made of Moraine. *Proceedings 79<sup>th</sup> Annual ICOLD Meeting, Lucerne, Switzerland*: 229-238.
- Messerklinger, S., Aemmer, M. & Straubhaar, R. (2011a): Heightening of the Göschenalp Earth-core Rockfill Dam. *International Journal on Hydropower & Dams*, 8(3): 43-50.
- Messerklinger, S., Straubhaar, R., Brenner, R.P., Herzog, R., Laue, J. & Springman, S.M. (2011b): Large-Scale Cyclic Triaxial Tests for the Seismic Safety Assessment of a high Earth Core Rockfill Dam. *Proceedings 15<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athen*: 1171-1176.
- Messerklinger, S., Brenner, R.P. & Zegele, Z. (2011c): Long-term Seepage behaviour of an Embankment dam founded on Rock Strata under Artesian Pressure. *International Symposium on Modern Technologies and Long-term behaviour of Dams, Zhengzhou, China*: 429-438.
- Milligan, V. (2003): Some uncertainties in embankment dam engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(9): 785-797.
- Sherard, J.L. (1979): Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils. *Proceedings 13th ICOLD Conference, New Dehli, India*: 25-35.
- Sherard, J.L. & Dunnigan, L.P. (1989): Critical filters for impervious soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(7): 546-566.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948): *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley&Sons, New York.

# Energie aus den Anden: Die Wasserkraftanlage La Confluencia in Chile

Dr.-Ing. Mathias Müller  
Hochschule Regensburg

## 1 Projektvorstellung

Chile, das Land der Andenkordillere. Chile, das wirtschaftlich stark aufstrebende Land mit entsprechend stark steigendem Stromverbrauch. Chile, das Land der energieintensiven Kupfergewinnung.

Chile mit seinem großen Ausbaupotential für sich erneuernde Energieformen, für Wind-, Solar- und Wasserkraft. Der Ausbau der Wasserenergiewirtschaft zur sicheren Energieversorgung des Landes ist von diesen Energieformen am weitesten entwickelt. Die Elektrizitätswirtschaft ist weitgehend privatwirtschaftlich, doch staatlich kontrolliert. Eine ganz aktuelle Entwicklung – seit 2011 am Netz – ist die Wasserkraftanlage La Confluencia, ca. 150 km südlich von Santiago de Chile gelegen. La Confluencia ist eine Projektentwicklung von Tingiririca Energia, einen norwegisch-australischen Joint Venture der Energieversorger SN-Power und Pacific Hydro.

Die Wasserkraftanlage ist am Zusammenfluss der Täler des Tinguiririca und des Portillo in ca. 1.100 m ü.NN gelegen und gewinnt Energie aus diesen beiden Flüssen und 5 weiteren Bachfassungen. Das Wasser wird in der Bauform eines Ausleitkraftwerks mit Hilfe großer Flusswehre auf ca. 1.450 m ü.NN entnommen und mit Hilfe von insgesamt 21 km Triebwasserstollen einem zentralen Krafthaus mit zwei Francisturbinen zugeführt. Hier stehen ca. 350 m Fallhöhe zur Verfügung; die erzeugbare Leistung beträgt bei 52,5 m<sup>3</sup>/s Durchfluss 158 MW.

Der Auftrag zur Komplett-Errichtung der Anlage einschließlich Planung, Bau, maschinen-technischer Ausrüstung und Inbetriebnahme ging nach langer Verhandlung und technischer Vorplanung der Anlage an Constructora HOCHTIEF-TECSA als Generalunternehmer, ein Joint Venture unter Federführung der HOCHTIEF Solutions AG. Die maschinen- und elektrotechnische Ausrüstung wurde von Voith Hydro geplant und geliefert. Das Anlagenkonzept wurde in Zusammenarbeit mit Pöyry Energy (Schweiz) entwickelt; die Ausführungsplanung erfolgte in Zusammenarbeit mit den Fachplanern Intertechne (Brasilien), EDIC (Chile) und Geocontrol (Spanien) unter Leitung durch HOCHTIEF.

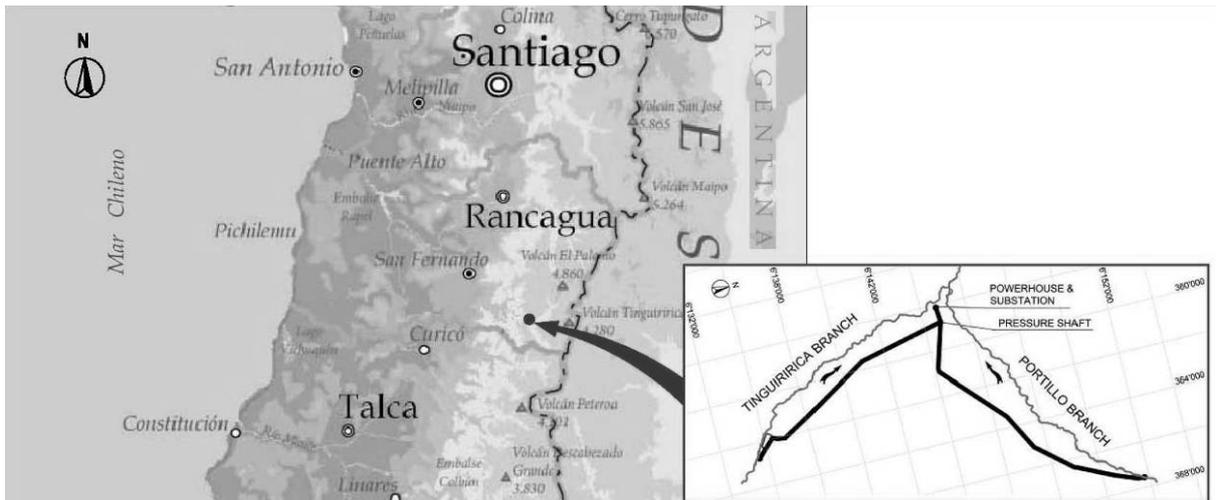


Bild 1: Lage der Wasserkraftanlage La Confluencia

## 2 Technische Besonderheiten des Projekts

### 2.1 Hydraulische Auslegung

Das außergewöhnliche hydraulische Konzept mit zwei starken Zuflüssen, die in einer gemeinsamen Krafthauszentrale verarbeitet werden, machte eine sehr sorgfältige hydraulische Auslegung der Wasserwege notwendig. Die realisierte Lösung besteht in einem 9 km langen Niederdruck-Triebwasserstollen, der Wasser aus dem Rio Tinguiririca einem insgesamt 363 m tiefen, vertikalen Druckschacht zuführt. Ein hieran anschließender 636 m langer Hochdruckstollen transportiert das Wasser zum freistehenden Krafthaus. Der obere Teil des Schachtes ist als Wasserschloss mit 16 m Innendurchmesser ausgebaut.

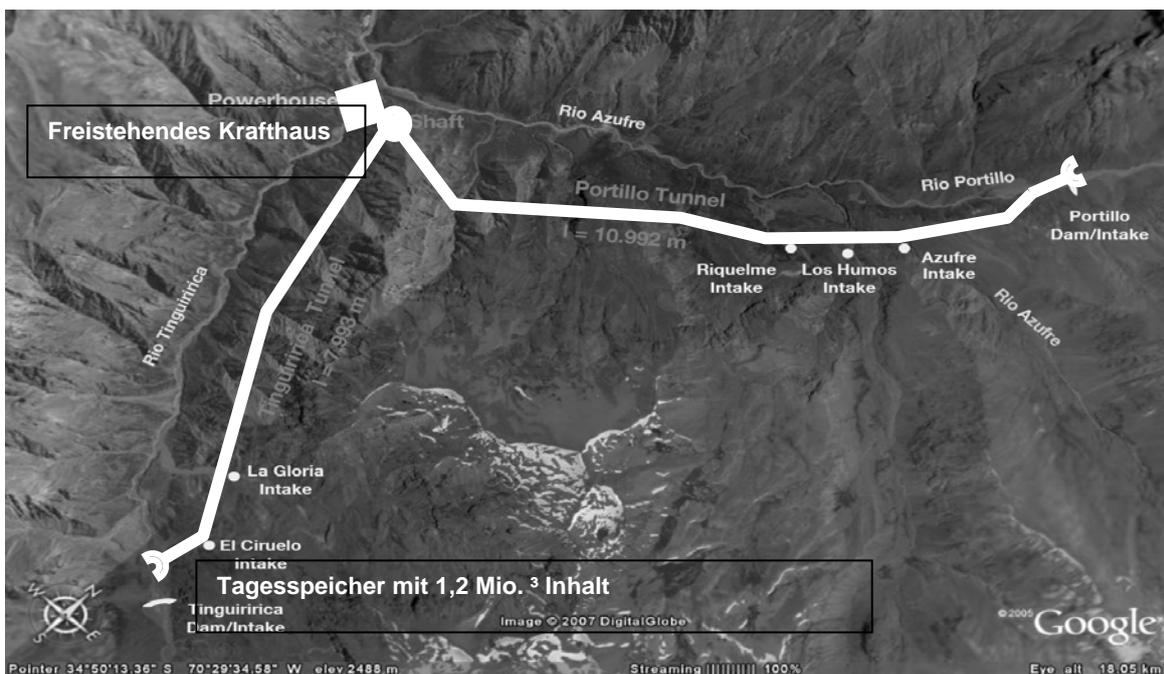


Bild 2: Projektgebiet der Wasserkraftanlage La Confluencia

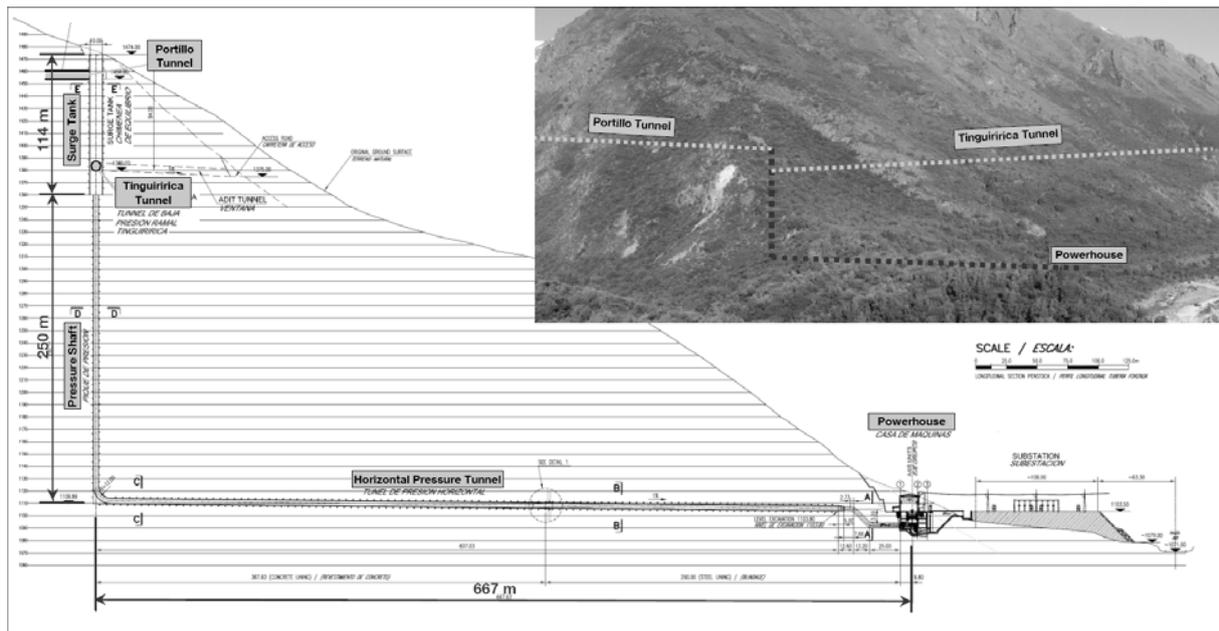


Bild 3: Hydraulisches Konzept La Confluencia

Wasser des Rio Portillo wird mittels einem 2 km langen Triebwasserkanal und einem 12 km langen Freispiegeltunnel dem System zugeführt; hierzu wird das Wasser über einen Ringüberfall unmittelbar dem Wasserschloss zugeführt.

Um auch in Niedrigwasserzeiten zu Spitzenbedarfsstunden die volle Leistung bereitstellen zu können, ist die Anlage mit einem Seitenstrom-Reservoir von 1,2 Mio. m<sup>3</sup> Nutzvolumen ausgestattet. Das hydraulische Konzept der Anlage erlaubt es, bei Anlagenstillstand sämtliches gefasstes Wasser im Reservoir zu bevorraten und zu Spitzenbedarfsstunden zur Stromgewinnung zu verarbeiten.

Die langen Wasserwege, der Druckstoß bei Schnellabschaltung und die Notwendigkeit, die Turbinen zur Stabilisierung des Stromnetzes ständig zu regeln, machten den Bau eines Wasserschlosses notwendig. Das Wasserschloss ist als zylindrischer Schwallbehälter konzipiert und nutzt den Portillo-Freispiegeltunnel als obere Kammer nach dem Prinzip eines Kammerwasserschlosses. Die Funktion des Wasserschlosses wurde in physikalischen Modellversuchen im Maßstab 1:25 am Asian Institute for Technology, Bangkok überprüft.



Bild 4: Physikalisches Modell des Wasserschlosses im Maßstab 1:25

## 2.2 Planung

Für die Ausführungsplanung wurden erfahrene Fachbüros eingebunden: Die Planung des Krafthauses erfolgte durch INTERTECHNE, Curitiba/Brasilien, die Planung der anlagentechnischen Ausrüstung erfolgte durch VOITH HYDRO, São Paulo/Brasilien. Sämtliche Untergrundarbeiten wurden von GEOCONTROL, Madrid/Spanien geplant, die Planung der Wass erfassungen und der obertägigen Anlagen hat EDIC INGENIEROS, Santiago de Chile übernommen. Das Zusammenwirken der verschiedenen Disziplinen und Gewerke erforderte eine intensive Steuerung und Schnittstellenkoordination durch HOCHTIEF Consult Infrastructure, Essen/Deutschland.

Chile ist starker seismischer Aktivität ausgesetzt. Dabei sind die im Projektgebiet nahe der argentinischen Grenze auftretenden Erdbebenbeschleunigungen weit geringer als unmittelbar an der Pazifikküste; die chilenische Erdbebennorm berücksichtigt dies durch eine Einteilung in Erdbebenzonen 1 bis 3. Gleichwohl werden für wichtige Infrastrukturbaumaßnahmen individuelle, wissenschaftlich begründete Lastannahmen vereinbart. Anlagenteile der Wasserkraftanlage La Confluencia waren in Abhängigkeit von den jeweiligen Gründungsverhältnissen mit Hilfe eines pseudostatischen Ansatzes zu bemessen; als Beschleunigungskoeffizienten waren pseudostatisch  $k_{\text{seism.vertikal}} = 0,14$  und  $k_{\text{seism.horizontal}} = 0,21$  anzusetzen.

### 2.3 Geografische Lage

Das Projekt ist im wilden Hochgebirge der chilenischen Anden gelegen, umgeben von Bergen mit über 4.000 m Höhe. Baustellen-Infrastruktur war zu Projektbeginn praktisch nicht vorhanden; sämtliche Straßen und Einrichtungen waren in einer ersten Projektphase in der abgelegenen Bergwelt zu errichten – Wohncamps, Kantinen, Werkstätten, Materiallager, Büros, Strom- und Wasserversorgung, Notfallvorsorge usw. für 1.200 Arbeiter. Die wilde Hochgebirgsumgebung bringt für eine solche Großbaustelle immer wieder große Herausforderungen – gleich im ersten Jahr wurden bei schwersten Unwettern und sintflutartigem Regen Teile der neu gebauten Baustraßen wieder zerstört. Glücklicherweise hatten wir jedoch beim schweren Erdbeben vom 27. Februar 2010 – das so viel Zerstörung und Leid über´s Land gebracht hat – nur ganz geringe Schäden zu verzeichnen; die Wasserkraftanlage hatte Ihre erste Bewährungsprobe bereits vor Fertigstellung zu bestehen.



Bild 5: Wehranlage und Entsander im Rio Tinguiririca

### 3 Bau der Wasserkraftanlage

Der Bau der Wasserkraftanlage La Confluencia weist eine Vielzahl interessanter und berichtenswerter Bauabschnitte auf:

Das Krafthaus mit zwei Francis-Maschinensätzen und den zugehörigen Nebenanlagen:

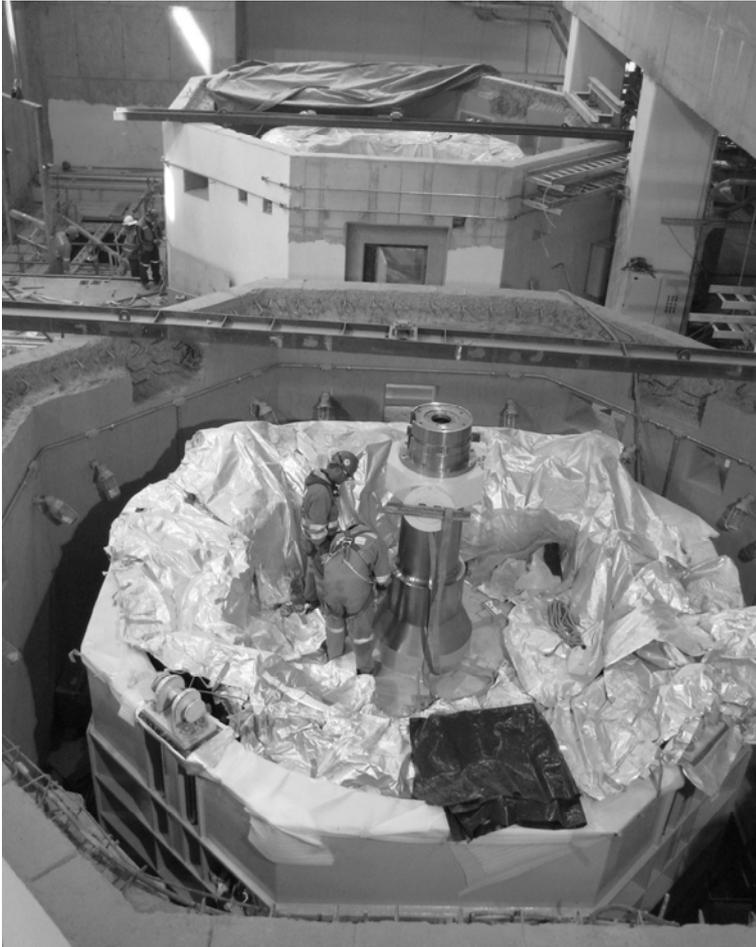


Bild 6: Einbau des Generator-Rotors Maschinensatz 2

Die zwei großen Wehranlagen und Wasserfassungen im Rio Tinguiririca und Rio Portillo, jeweils ausgestattet mit Entsandern für 30 m<sup>3</sup>/s Wasser:



Bild 7: Wasserfassungsanlage Rio Tinguiririca

Ein foliengedichtetes Reservoir mit 1,2 Mio. m<sup>3</sup> Nutzvolumen:



Bild 8: Einbau des HDPE-Dichtungssystems im Reservoir

Fünf Bachfassungen für 1,5 bis 3 m<sup>3</sup>/s Wasser in teils sehr schwieriger Lage.

Mit Blick auf das besondere Fachinteresse der Tagungsteilnehmer soll jedoch hier über den Bau der untertägigen Wasserwege berichtet werden.

### 3.1 Triebwasserstollen Tinguiririca

Der 9,5 km lange Triebwasserstollen Tinguiririca wurde im Sprengvortrieb mit einem Querschnitt von  $B \times H = 6,00 \times 6,50$  m aufgeföhren. Der Stollen hat keine Innenschale sondern wurde als ungelineter Wassertunnel konstruiert. Als Sicherungsmittel kamen in Abhängigkeit von den lokalen geologischen Gegebenheiten Felsnägeln und Spritzbeton oder Bogenausbau in Spritzbetonbauweise zum Einsatz. Die Tunnelsohle wurde mit einer Walzbetonschicht ausgestattet. Drei Zwischenangriffsstollen erlaubten parallelen Vortrieb an bis zu 7 Fronten.

Da es bei unausgekleideten Tunneln während der Betriebszeit zum Herausbrechen kleinerer Mengen Felsmaterial oder auch von Fragmenten der Spritzbetonauskleidung kommen kann, ist am Ende des Tunnels, unmittelbar vor dem Wasserschloss, eine Geschiebefalle (Rock-trap) angeordnet. Hierdurch wird verhindert, dass Steine o.ä. in die Turbine gelangen können. Die Geschiebefalle kann theoretisch bis zu 900 m<sup>3</sup> loses Material aufnehmen. Im Zuge turnusmäßiger Tunnelinspektionen (ca. alle 5 Jahre) kann die Geschiebefalle bei Bedarf mit Hilfe eines befahrbaren Wartungszugangs gereinigt werden.



Bild 9: Tunnelsicherung mit Felsnägeln und Spritzbeton



Bild 10: Tunnelsicherung mit Ausbaubögen und Spritzbeton

### 3.2 Triebwasserstollen Portillo

Der Triebwasserstollen Portillo wurde in gleicher Weise im Sprengvortrieb mit einem Querschnitt von  $B \times H = 6,00 \times 5,70$  aufgeföhren und ist ebenfalls unausgekleidet. Auch der Portillo-Tunnel wurde mit drei Zwischenangriffen aufgeföhren. Insgesamt ist festzuhalten, dass die Gebirgsverhältnisse deutlich schlechter waren als beim Triebwasserstollen Tinguiririca. Die Untergrundverhältnisse wurden im Zuge einer aufwändigen geologischen Nacherkundung während der Bauphase nochmals vertieft untersucht und erforderten letztlich sogar eine Umtrassierung des Triebwasserstollens während der Bauausführung. Hierdurch bedingte Verzögerungen führten dazu, dass die Wasserkraftanlage nach Inbetriebnahme im Jahre 2010 erst 2012 mit voller Wassermenge und voller Leistung im Netz ist.

Trotz mancher Schwierigkeit konnte im Oktober 2010 eine Gesamt-Vortriebsleistung von 1223 m erreicht werden, was durchschnittlich 122 m pro Monat und Vortriebsfront gleichkommt. Die erreichten Vortriebsraten in allen untertägigen Wasserwegen zeigt Tabelle 1:

Tunnel	Vortrieb	Länge [m]	Vortriebsrate [m / Monat]
Triebwassertunnel Tinguirica (7 Vortriebsfronten)	TP	1829.05	107.6
	T2	480.33	96.1
	T2Ds	958.47	119.8
	T3Us	1690.30	105.6
	T3Ds	1483.90	114.1
	T4Us	2167.38	142.5
	T4Ds	318.32	63.7
Triebwassertunnel Portillo (7 Vortriebsfronten)	PP	1815.22	83.2
	P1US	838.53	90.1
	P1DS	1849.37	113.4
	P2US	1330.27	100.0
	P2DS	1047.92	89.4
	P4US	4266.01	121.9
Druckstollen (1 Vortriebsfront)	P4DS	156.40	48.60
	HPT	712,35	125.71

Tabelle 1: Vortriebsraten in den untertägigen Wasserwegen

### 3.3 Druckstollen mit Stahlbeton-Innenschale und Stahlpanzerung

Der Druckstollen verbindet den Vertikalschacht mit dem Krafthaus wurde ebenfalls bergmännisch aufgeföhren. Während der Bauphase diene der Druckstollen zunächst als unterer Zugang und Schutterstrecke zum Bau des Vertikalschachtes in Raiseboring-Bauweise. Nach Fertigstellung der Ausbruchsarbeiten wurde der Druckstollen mit einer bewehrten Ort beton-Innenschale mit 4,10 m Innendurchmesser ausgekleidet. Vor dem Krafthaus wurden 290 m Stahlpanzerrohr mit 3,10 m Innendurchmesser installiert und einbetoniert. Die Verzweigung des Panzerrohres auf die zwei Turbinen ist ebenfalls vollständig untertägig eingebaut.



Bild 11: Hochdruckstollen mit Ortbeton-Innenschale, Durchmesser 4,10 m



Bild 12: Stahlpanzerung des Hochdruckstollens, Blick in die Verzweigung

### 3.4 Druckschacht in Raiseboring-Bauweise

Der Vertikalschacht wurde im Raiseboring-Verfahren hergestellt. Hierzu wurde zunächst ein Pilotloch von der Position des Wasserschlosses bis zum Druckstollen niedergebracht. Die Pilotbohrung erfolgte mit Wasserspülung.



Bild 13: Niederbringen der Pilotbohrung des Raisebore-Vertikalschachtes

In einem zweiten Schritt wurde die Pilotbohrung mittels eines Schneidkopfes auf 5,00 m Bohrdurchmesser von unten nach oben aufgeweitet; das Schüttern erfolgte sequenziell durch den Druckstollen. Die erbohrte Qualität war insgesamt sehr gut, nur in kleineren Abschnitten gab es nennenswerten Mehrausbruch und Nachbruch. Diese Bereiche wurden nach Abschluss der Bohrarbeiten von oben nach unten mit Felsnägeln und Spritzbeton gesichert.

Das Wasserschloss wurde von oben nach unten im Sprengausbruch aufgeweitet und mit Ringbogenausbau und Spritzbeton gesichert. Die Ausbruchmassen wurden den Schacht hinabgestoßen und nach unten geschuttert. Nach Komplettausbruch des Wasserschlosses erfolgte der Anschluss der Triebwasserstollen.

Der 264 m tiefe Druckschacht erhielt eine bewehrte Ortbeton-Innenschale von 4,10 Innendurchmesser, die mit Hilfe einer Gleitschalung von unten nach oben eingebaut wurde. Das Wasserschloss wurde ebenfalls in Gleitbauweise mit einer bewehrten Innenschale ausgekleidet. Der Wasserweg ist unterhalb der Geschiebefallen mit Ortbeton-Innenschale bzw. Stahlpanzerung ausgekleidet.

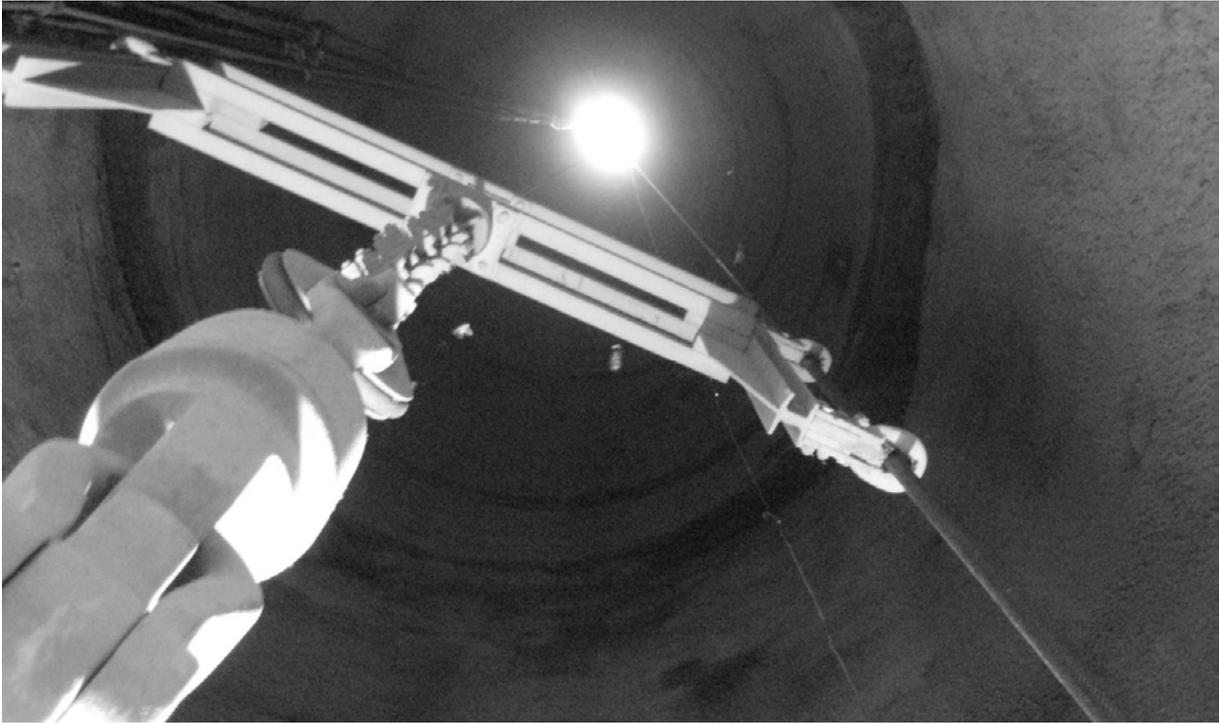


Bild 14: Rohzustand des gebohrten Vertikalschachtes; Rohdurchmesser 5,00 m



Bild 15: Wasserschloss mit Ortbeton-Innenschale, Innendurchmesser 16,0 m

## 4 Geotechnische Besonderheiten

Die Wasserstollen wurden zu weit überwiegendem Anteil in Andesiten guter bis mittelmäßiger Qualität aufgefahren; gleichwohl waren auch Abschnitte mit umgelagerten Gesteinen und mit vulkanischen Aschen zu durchhörern. Große Schwierigkeiten im Vortrieb bereitete ein Abschnitt in alten Rutschmassen mit sehr schlechter Gebirgsfestigkeit und hohem Wasserzutritt bis zu 250 l/s. Dieser schwierige Abschnitt war von einem Zwischenangriffstunnel zu durchhörern. Hier kam es zum Einsturz der Ortsbrust in Verbindung mit dem hohen Wasserzutritt; erheblicher Mehraufwand war für Stabilisierung und Sicherung der Strecke erforderlich.

In mehreren Tunnelabschnitten wurden unerwartet Kluffüllungen mit quellfähigen Tonmineralen entdeckt. Wegen der potentiellen Zusatzlasten auf das Tunnelgewölbe, das von diesen Tonmineralien bei Wasserzutritt ausgeht, wurde in den gefährdeten Abschnitten nachträglich eine zusätzliche druckhaltende Innenschale eingebaut, die auf zusätzlichen Quelldruck in Höhe von 0,40 bzw. 1 MPa bemessen wurde. Die Gesamtlänge dieser Zusatzverstärkungen beträgt 661 m.

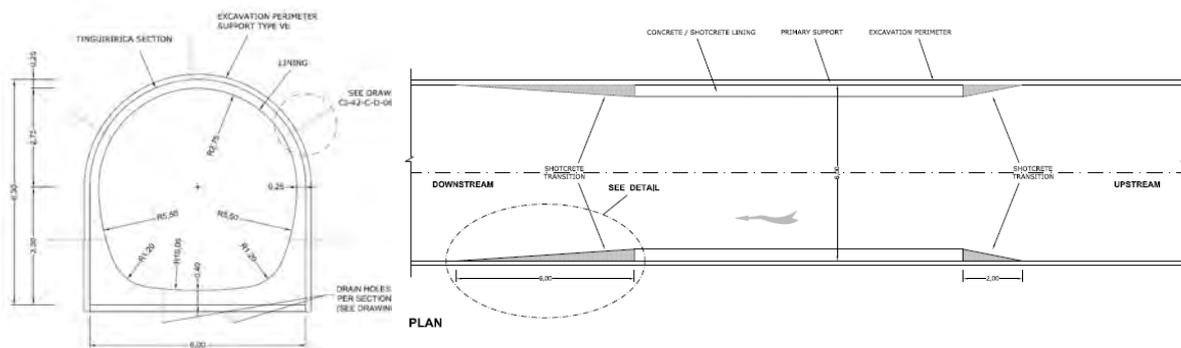


Bild 16: Spritzbeton-Innenschale in quellendem Gebirge – zusätzliche Aussteifung



Bild 17: Spritzbeton-Innenschale in quellendem Gebirge – Ausführungsfoto

Insgesamt zeigte sich, dass die angewandten Bauverfahren und die aufwändige Baustellenlogistik hervorragende Vortriebsraten und ausgezeichnete Arbeitssicherheit bei den Untertagearbeiten ermöglichten – für ein Projekt dieser Größe unabdingbare Notwendigkeit.

## **5 Danksagung**

Ein Projekt dieser Größe und dieser Schwierigkeit kann nur durch gemeinsame Leistung eines großen und schlagkräftigen Teams realisiert werden. Dem Baustellenteam gebührt ein herzlicher Glückwunsch zur Fertigstellung des Projektes.

Ich möchte die Gelegenheit nutzen, dem Projektleiter und Leiter der HOCHTIEF-Regionalniederlassung Chile H. Dipl.-Ing. Axel Paul für die vielfältigen Informationen, die Korrekturen dieses Tagungsbeitrags und die ausgezeichnete Zusammenarbeit zu danken. H. Prof. Dr.-Ing. José Miguel Galera, Madrid danke ich für das Überlassen von Ausarbeitungen zu den geotechnischen Besonderheiten des Projektes.

# Besonderes bei den geotechnischen Nachweisen für Flachgründungen von Offshore-Windenergieanlagen

Dr.-Ing. Udo Hartwig  
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Stuttgart

## 1 Einleitung

Nach der internationalen Studie „Windspeed“ aus dem Jahr 2011, welche unter Federführung des Niederländischen Energieforschungszentrums (ECN) unter Beteiligung des Deutschen Zentrums für Luft- und Raumfahrt (DLR) erstellt wurde, könnten in der Nordsee bis zum Jahr 2030 Offshore-Windenergieanlagen mit einer Leistung von insgesamt bis zu 135 Gigawatt errichtet werden (DLR, 2011). Würde eine durchschnittliche Nennleistung der Turbinen von 5 bis 6 Megawatt vorausgesetzt, entspräche dies einer Anzahl von ca. 25.000 Windenergieanlagen mit einem geschätzten Investitionsvolumen von über 500 Milliarden Euro in den nächsten 20 Jahren. Allein auf den Bau und die Installation der Gründungen entfielen dabei ca. 125 Milliarden Euro.

Um die angestrebten Ausbauziele der Offshore-Windenergie in der Nordsee zu erreichen sind Gründungskonzepte erforderlich, die den besonderen technischen und wirtschaftlichen Randbedingungen von Offshore-Windenergieanlagen Rechnung tragen. In erster Linie müssen die Belastungen aus Wellenbeanspruchungen bei Sturmereignissen sicher in den Baugrund abgetragen werden, und dies bei Wassertiefen in der Nordsee von bis zu etwa 50 m. Es darf weder bei Extremereignissen zu einem Verlust der Tragfähigkeit kommen, noch dürfen die zyklischen Wellenbelastungen zu Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit innerhalb der gewöhnlich angestrebten Lebensdauer von 20 oder 25 Jahren führen.

Da die Installationskosten ca. 50 % der Gesamtgründungskosten ausmachen, sind die Gründungen zudem im Hinblick auf die Möglichkeit einer einfachen und robusten, d. h. möglichst wetterunabhängigen, Installation zu entwerfen. Um eine möglichst große Zahl an möglichen Wetterfenstern zur Verfügung zu haben, sollten dafür einerseits die offshore auszuführenden Arbeiten soweit wie möglich reduziert werden und andererseits Offshore-Techniken eingesetzt werden, die auch bei höheren Seegängen den Transport und die Installation ermöglichen.

Die sich aus den z. T. gegensätzlichen Anforderungen aus der geotechnischen Eignung und der einfachen Installation offshore ergebende Optimierungsaufgabe führte in der Zentralen Technik der Ed. Züblin AG zur Entwicklung des STRABAG-Schwerkraftfundaments, welches in diesem Beitrag näher vorgestellt wird. Ein besonderer Fokus liegt hierbei auf der Prognose des bodenmechanischen Verhaltens bei zyklischen Belastungen als Bestandteil der geotechnischen Nachweise für das Fundament.

## 2 Das STRABAG-Schwerkraftfundament

Der Baugrund in der Nordsee besteht in den weitaus meisten Bereichen bereits ab geringer Tiefe unter dem Meeresgrund aus gut tragfähigen, enggestuften Fein- und Mittelsanden, die es ermöglichen, die Belastungen der Windenergieanlagen über Flachgründungen abzutragen. Das an diese Baugrundverhältnisse angepasste STRABAG-Schwerkraftfundament (s. Bild 1) besteht aus vier vorgespannten Stahlbetonhohlkästen und einem ca. 20 m über den Meeresspiegel reichenden, vorgespannten Stahlbetonschaft. Bei einer Wassertiefe von 45 m beträgt die Gesamthöhe des Bauwerks damit rund 65 m. Die Belastung aus Horizontalkraft und Biegemoment wird über an den Enden der Hohlkästen angeordnete, singuläre Fundamentpratzen mit einer Grundfläche von jeweils ca.  $100 \text{ m}^2$  in den Baugrund eingeleitet (Hartwig und Pöllath, 2009).

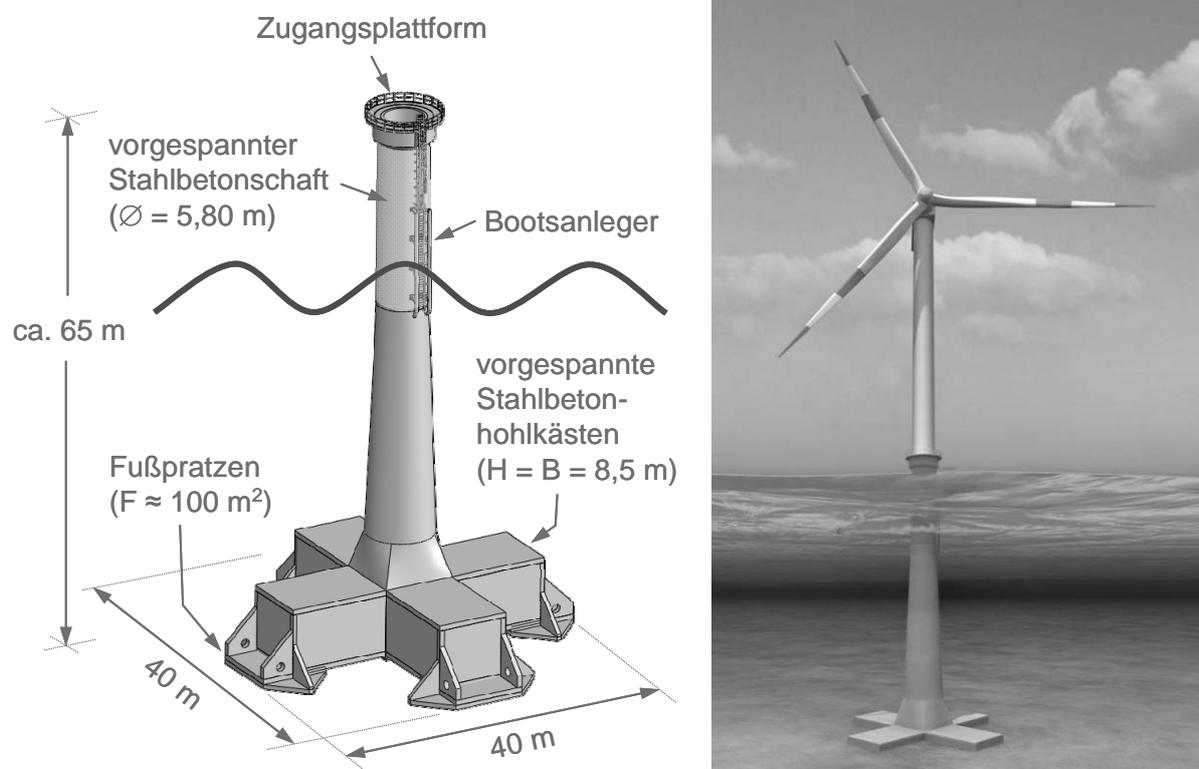


Bild 1: STRABAG-Schwerkraftfundament (Li: Konstruktionszeichnung; Re: Visualisierung der gesamten Windenergieanlage im Endzustand)

Das im Transport- und Installationszustand ca. 6.700 t schwere Fundament wird nach dem Absetzen auf dem Meeresgrund durch die Befüllung der Hohlkästen und des Schaftes mit insgesamt ca.  $3.000 \text{ m}^3$  Sand ballastiert. Die Sohlspannungen des unter Auftrieb stehenden Fundaments betragen danach infolge Eigengewicht ca. 200 kPa.

Um die wetterabhängigen Installationszeiten zu minimieren ist geplant, die gesamte Windenergieanlage bestehend aus Gründung, Stahlurm und Turbine an Land zu montieren und diese danach komplett zum Standort offshore zu transportieren und dort abzusetzen. Für diese anspruchsvolle Aufgabe ist die Entwicklung und der Bau eines speziellen Offshore-Installationsschiffes erforderlich (s. Bild 2). Um die geplante Errichtungskapazität zu errei-

chen, wird dieses Schiff mit einem eigenen, leistungsstarken Antrieb ausgestattet. Um speziell während des Absetzens eine ausreichende Lagestabilität zu erzielen, basiert das Schiff auf der bekannten Halbtaucher-Technik. Durch die Flutung von Ballasttanks kann der Schwerpunkt des Schiffes nach unten verschoben und dadurch die Größe der Bewegungen und Beschleunigungen der Windenergieanlage während des Transports und der Installation deutlich verringert werden. Damit wird ein Einsatz des Schiffes in Seegängen bis zu einer signifikanten Wellenhöhe von  $H_s = 2,50$  m, in denen einzelne Wellen eine Höhe von bis zu ca. 5 m haben können, möglich sein.



Bild 2: STRABAG-Installationsschiff

Um die große Transport- und Installationskapazität dieses Schiffes auch ausnutzen zu können, erfolgt die Herstellung der Fundamente in einer Serienproduktion mit verschiedenen, parallel ablaufenden Produktionsstufen. Hierfür entsteht auf einem ca. 42 ha großen Gelände in Cuxhaven, unmittelbar an der Elbmündung in die Nordsee, eine entsprechende Produktionsstätte, auf der auch ein erster Probelauf der kompletten Windenergieanlagen durchgeführt werden kann (s. Bild 3). Zwischen den einzelnen Produktionsstandorten werden die Fundamente bzw. kompletten Anlagen mittels Schwerlastmodultransportern verfahren. Die Übergabe der Windenergieanlagen an das Schiff erfolgt abschließend über einen an die Geometrie des Schiffes angepassten Fingerpier.



Bild 3: Geplantes Serienproduktionsgelände in Cuxhaven

Im Bild 4 sind die wesentlichen Phasen der Offshore-Installation der Fundamente dargestellt. Da in den wenigsten Fällen die Sande bereits unmittelbar ab dem Meeresgrund eine ausreichende Tragfähigkeit besitzen und im oberflächennahen Bereich auch häufiger bindige Böden mit z. T. organischen Bestandteilen in die Sande eingeschaltet sind, ist i. a. ein mehrere Meter tiefer Voraushub erforderlich. Unmittelbar nach dem Absetzen des Fundaments und der Ballastierung wird um das Fundament herum eine Sohlsicherung aufgebracht. Diese besteht aus geotextilen Sandcontainern, wobei zur Befüllung der Säcke der vorher ausgehobene Sand verwendet wird (Wahrmund et al., 2011). Abschließend wird mit dem restlichen Material das verbliebene Aushubvolumen wieder verfüllt.

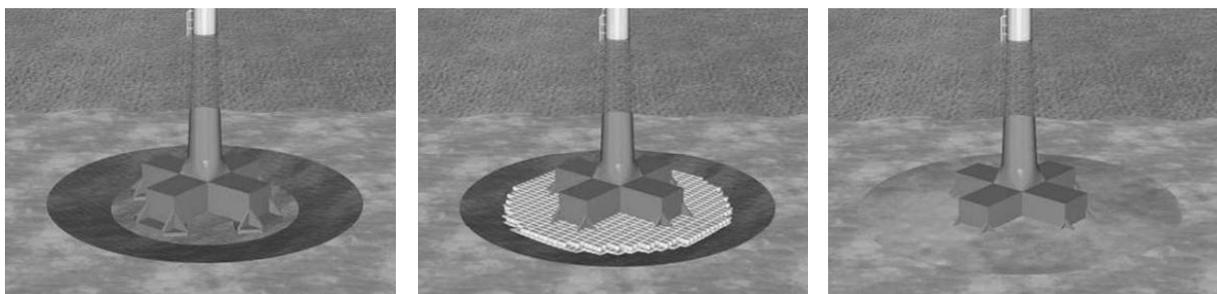


Bild 4: Li: Absetzen des Fundaments in der ausgehobenen Baugrube; Mitte: Einbau der Sohlsicherung; Re: Rückverfüllung der Baugrube

### 3 Geotechnisches Tragverhalten

#### 3.1 Belastung

Gründungen von Windenergieanlagen werden durch Wind, Wellen und Strömungen beansprucht (s. Bild 5, links). Die Windbeanspruchung resultiert hierbei im Wesentlichen aus dem Widerstand der Rotorblätter. Die entsprechende von der Gründung aufzunehmende Reaktionskraft ist hierbei dynamisch, was auf die Böigkeit bzw. Turbulenz des Windes sowie die Rotation der Turbine zurückzuführen ist. Die Größe der dynamischen Belastung hängt dabei maßgeblich von der Größe der angeregten Massen, hauptsächlich der weit oben liegenden schweren Maschinengondel, sowie dem Abstand zwischen Anregungsfrequenz und Eigenfrequenz der Gesamtanlage ab. Für die Beurteilung der Eigenfrequenz ist häufig die sogenannte 3p-Anregung entscheidend, welche durch das Vorbeiziehen der drei Rotorblätter am Stahlurm entsteht. Die Eigenfrequenz des Gesamtsystems wird wiederum maßgeblich durch die Steifigkeit des Stahlturms und des Fundaments, und damit indirekt auch die Wassertiefe am Standort, sowie die Steifigkeit des Baugrundes beeinflusst.

Die für die Beurteilung des geotechnischen Tragverhaltens maßgeblichen Belastungen entstehen durch die Wellenbeanspruchungen. Bei einem Wellendurchgang wird die Gründung dabei wechselseitig belastet (s. Bild 5 rechts).

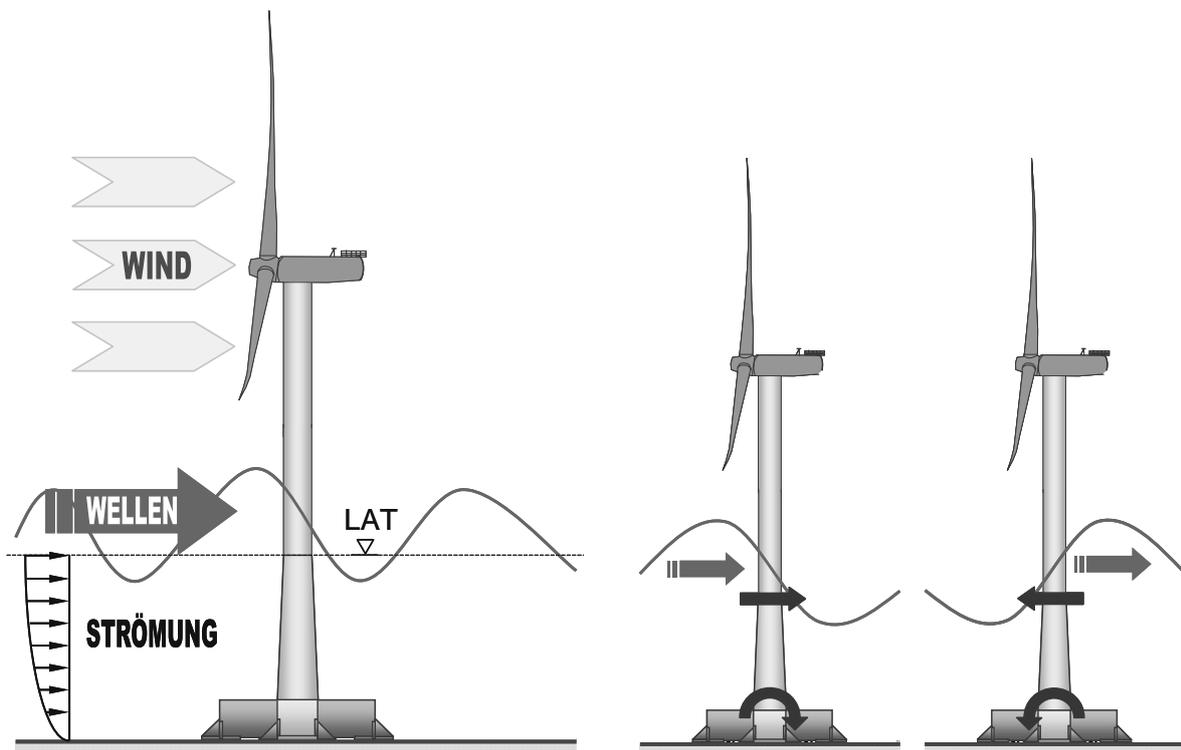


Bild 5: Li: Belastungsarten; Re: Belastungen bei einem Wellendurchgang

Die ausgeprägte Zyklizität der Belastung ist im Bild 6 zu erkennen, welches das Ergebnis einer Lastberechnung für eine Windenergieanlage für ein Sturmereignis mit einem einjährigen Wiederkehrintervall zeigt. Dargestellt sind die Wasserspiegeländerungen infolge der Wellen sowie die resultierenden Biegemomente im Schwerpunkt der Sohlfläche der Gründung. Zu

erkennen ist u. a. das Nachschwingen der Anlage nach Wellendurchgängen. Höherfrequente Belastungsanteile aus der Windbeanspruchung sind in diesem Zustand deutlich untergeordnet, da die Windenergieanlage trudelt, d. h. die Rotorblätter aus dem Wind gedreht sind und kein Strom erzeugt wird.

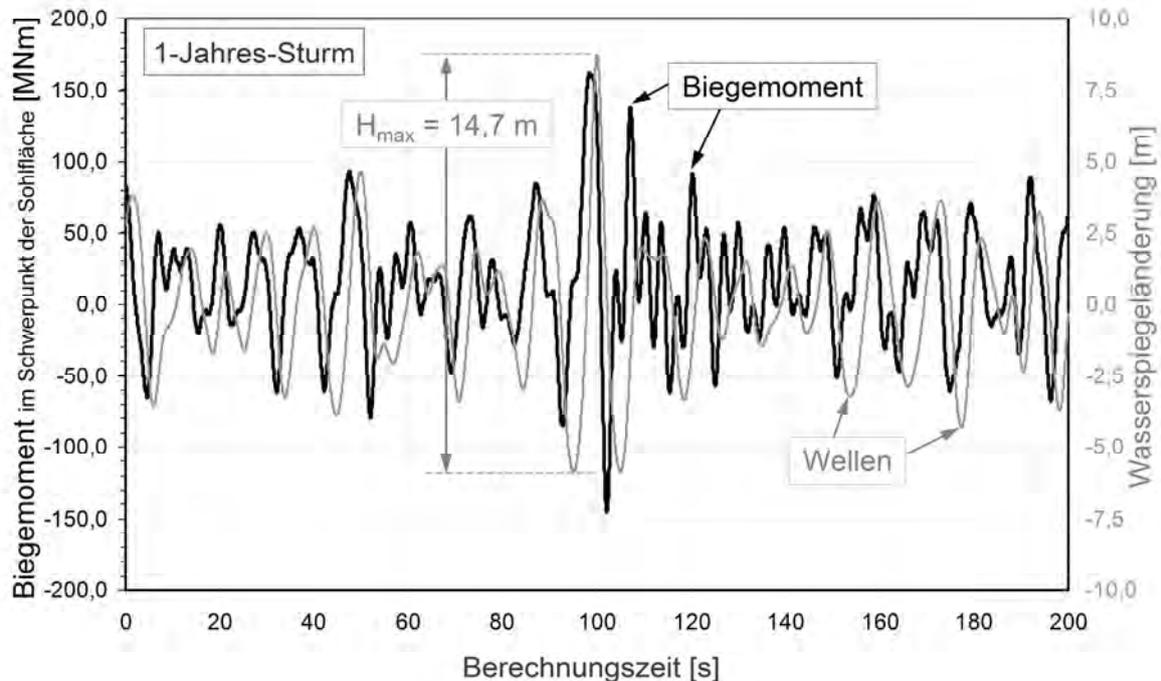


Bild 6: Ergebnis einer dynamischen Lastberechnung für ein einjähriges Sturmereignis

### 3.2 Geotechnische Bemessung

Die Gründung muss nun zum einen in der Lage sein, die in Stürmen auftretenden Extremlasten infolge der in den Seegängen enthaltenen großen, singulären Wellen sicher aufzunehmen. Zum anderen muss ausgeschlossen sein, dass sich durch die wiederkehrenden, zyklischen Wellenbeanspruchungen im Boden Porenwasserüberdrücke akkumulieren, die eine signifikante Verringerung der Steifigkeit oder der Festigkeit des Bodens bewirken und damit die Tragfähigkeit beeinträchtigen. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit muss eine Akkumulation von Setzungen derart begrenzt sein, dass damit verbundene Schiefstellungen einen vorher definierten Grenzwert während der Lebensdauer der Anlage nicht überschreiten.

Mit der Belastung durch die Fundamentpratzen werden in die Sande Schubspannungen eingeleitet, die entweder eine Verdichtung oder aber eine Auflockerung der Sande bewirken. Eine schubspannungsabhängige Verdichtung der Sande kann dazu führen, dass die Setzungen und ggf. Schiefstellungen der Windenergieanlage mit der Anzahl der Lastzyklen zunehmen. Wird diese Verdichtung durch das im Porenraum vorhandene Wasser behindert, kann sich mit den Lastzyklen ein Porenwasserüberdruck akkumulieren. Da sich die Totalspannungen nicht ändern, wäre dies mit einer Verringerung der effektiven Spannungen und einer entsprechenden Reduzierung der Steifigkeit und der Festigkeit verbunden, was in

den geotechnischen Nachweisen berücksichtigt werden müsste. Bild 7 zeigt eine mögliche Entwicklung von Porenwasserüberdruckfeldern. Die Größe des nach jedem Zyklus ggf. verbleibenden Porenwasserüberdrucks ist dabei, neben dem Spannungs- und Dehnungszustand, im Wesentlichen von der Durchlässigkeit der Sande, den Entwässerungsrandbedingungen und der Periodendauer der Lastzyklen abhängig.

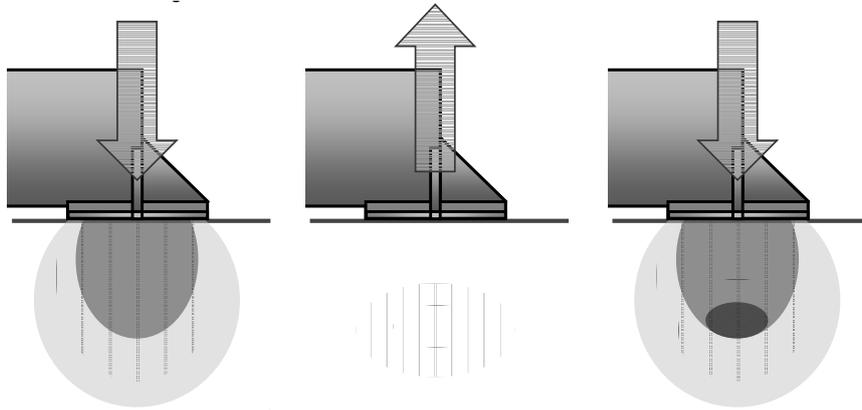


Bild 7: Akkumulation von Porenwasserüberdrücken unter den Fundamentplatten

Für die Lösung dieses Randwertproblems bietet sich die Methode der Finiten Elemente an. Hierbei besteht jedoch das Problem, dass bei Verwendung eines impliziten Lösungsalgorithmus die maximal zu berechnende Zyklenzahl stark begrenzt ist. Für jeden einzelnen Lastzyklus verbleibt nach der Berechnung des Gleichgewichtszustands ein numerischer Fehler, der sich bereits spätestens nach ca. 50 Zyklen unzulässig aufaddiert hat. Gewöhnlich können deshalb auf diese Art und Weise nur grundsätzliche Untersuchungen angestellt werden. Gekoppelte Berechnungen ermöglichen z. B. Untersuchungen zum Umfang der während einer Porenwasserüberdruckakkumulation parallel erfolgenden Dissipation.

Selbst einzelne Sturmereignisse von nur einigen Tagen Dauer enthalten bereits mehr als 10.000 Wellenereignisse. Über die gesamte Lebensdauer von z. B. 20 Jahren ist mit mehr als zwei Milliarden Wellenereignissen zu rechnen. Um diese Belastungen angemessen zu berücksichtigen, sind spezielle Rechenverfahren erforderlich. Da es bisher noch keine Modelle gibt, die alle Aspekte umfassend, erfolgen die rechnerischen Prognosen der Setzungsakkumulation während der gesamten Lebensdauer einerseits sowie der Porenwasserdruckakkumulation während größerer Stürme andererseits in getrennten Berechnungsmethoden.

Zur Berechnung von zyklisch bedingten Setzungszunahmen wird das von Wichtmann (2005) und Wichtmann et. al. (2005) vorgestellte Akkumulationsmodell verwendet. Nach der impliziten Berechnung für einen ersten „irregulären“ Lastzyklus werden die Dehnungen im Boden für eine nachfolgende große Zahl von Lastzyklen nicht mehr für jeden einzelnen Lastzyklus sondern im Mittel durch ein explizites Akkumulationsmodell in Abhängigkeit von der Zyklenzahl beschrieben (s. Bild 8). Durch die regelmäßige Zwischenschaltung von implizit berechneten „Kontrollzyklen“ wird die Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen im System geprüft und sichergestellt.

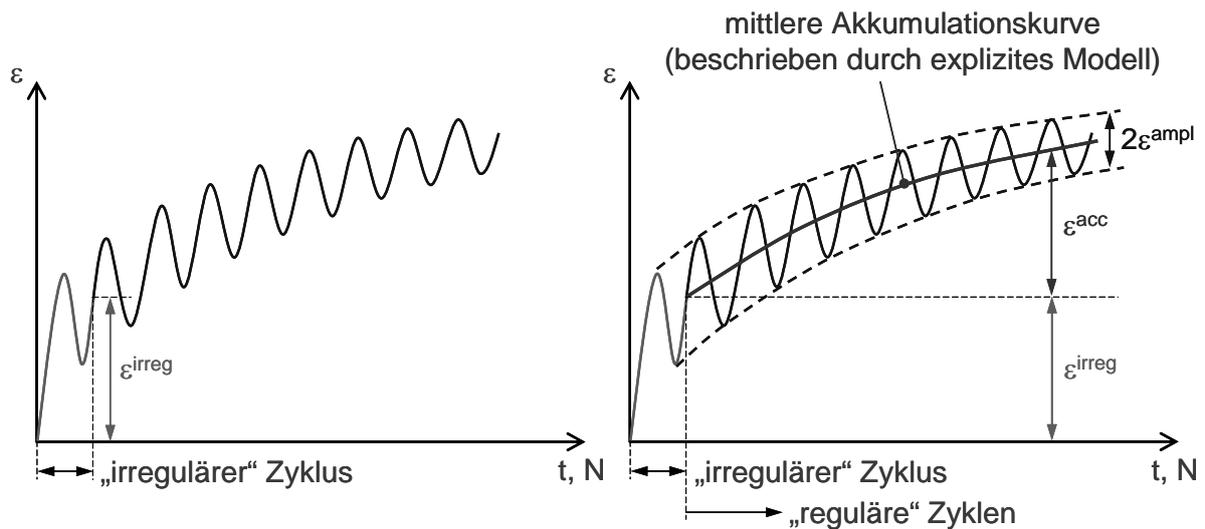


Bild 8: Akkumulationsmodell nach Wichtmann (2005) (Li: implizite Berechnung des „irregulären“ Zyklus; Re: explizite Berechnung der nachfolgenden „regulären“ Zyklen)

Für die Prognose möglicher Porenwasserüberdruckakkumulationen steht das von Taiebat (1999) entwickelte Modell zur Verfügung. Zunächst werden hierfür die insgesamt betrachteten Lastzyklen, z. B. für einen mehrtägigen Sturm, in einzelne Zyklenpakete mit einer geringeren Lastzyklenzahl unterteilt. Mittels einer expliziten Berechnung wird dann zunächst der Porenwasserüberdruck ermittelt, welcher für ein Zyklenpaket akkumuliert. Kalibriert werden diese Berechnungen dabei anhand zyklischer undrainierter Triaxialversuche.

Anschließend wird für den ermittelten Porenwasserüberdruck dieses Zyklenpaketes in einer Dissipationsberechnung nachlaufend die Porenwasserdruckreduzierung berechnet, die in der Realität simultan mit der Belastung stattfindet. Die vorgegebene Dissipationszeit entspricht hierbei der Zeitdauer des jeweiligen Zyklenpaketes, d. h. Zyklenzahl mal Periodendauer. Der verbliebene Porenwasserüberdruck bildet dann wiederum die Basis für die Berechnungen für das nächste Zyklenpaket. Zu Beginn eines jeden Zyklenpaketes wird ein Zyklus implizit berechnet, um die Spannungsänderungen im Boden infolge des aus dem vorangegangenen Zyklenpakets verbliebenen, d. h. in der dem Zyklenpaket äquivalenten Zeit nicht dissipierten, Porenwasserüberdrucks zu berücksichtigen (Safinus et al., 2011). Der Ablauf der Berechnungen ist schematisch im Bild 9 dargestellt.

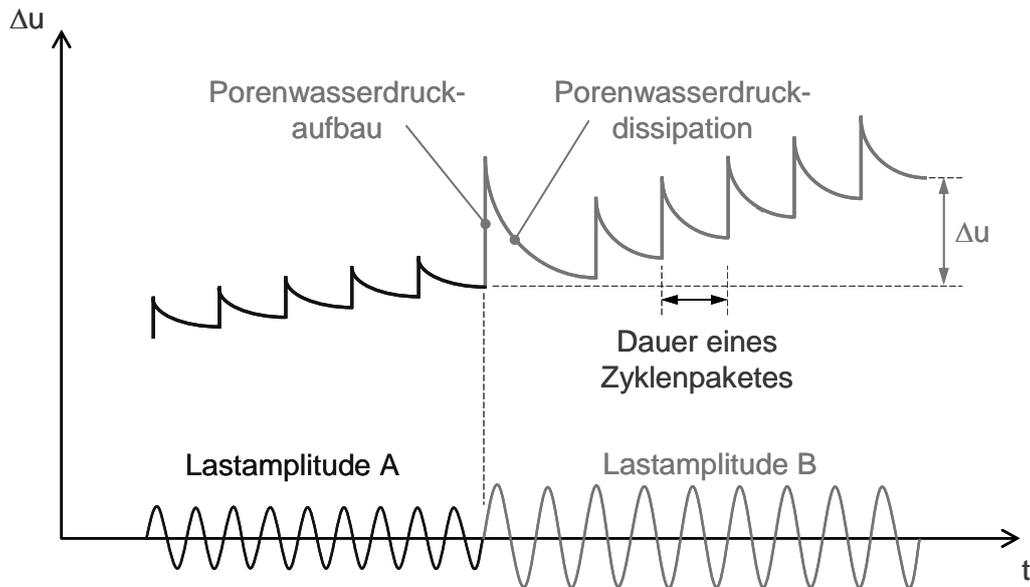


Bild 9: Akkumulationsmodell nach Taiebat (1999)

Um die Setzungs- oder Porenwasserdruckakkumulationen infolge eines Sturms abschätzen zu können, sind Modellvorstellungen über den zeitlichen Verlauf der signifikanten Wellenhöhen  $H_s$  erforderlich. Bild 10 zeigt die in Norwegen entwickelten Modelle des NORSOK (2007) und des Norwegian Petroleum Directorate NPD (Groot et al., 1996). In beiden Fällen besteht der Modellsturm aus einer Phase des kontinuierlichen Anstiegs der Wellenhöhe, einer Peakphase mit den maximalen Wellenhöhen und einer abschließenden Phase, in der die Wellenhöhen wieder abnehmen.

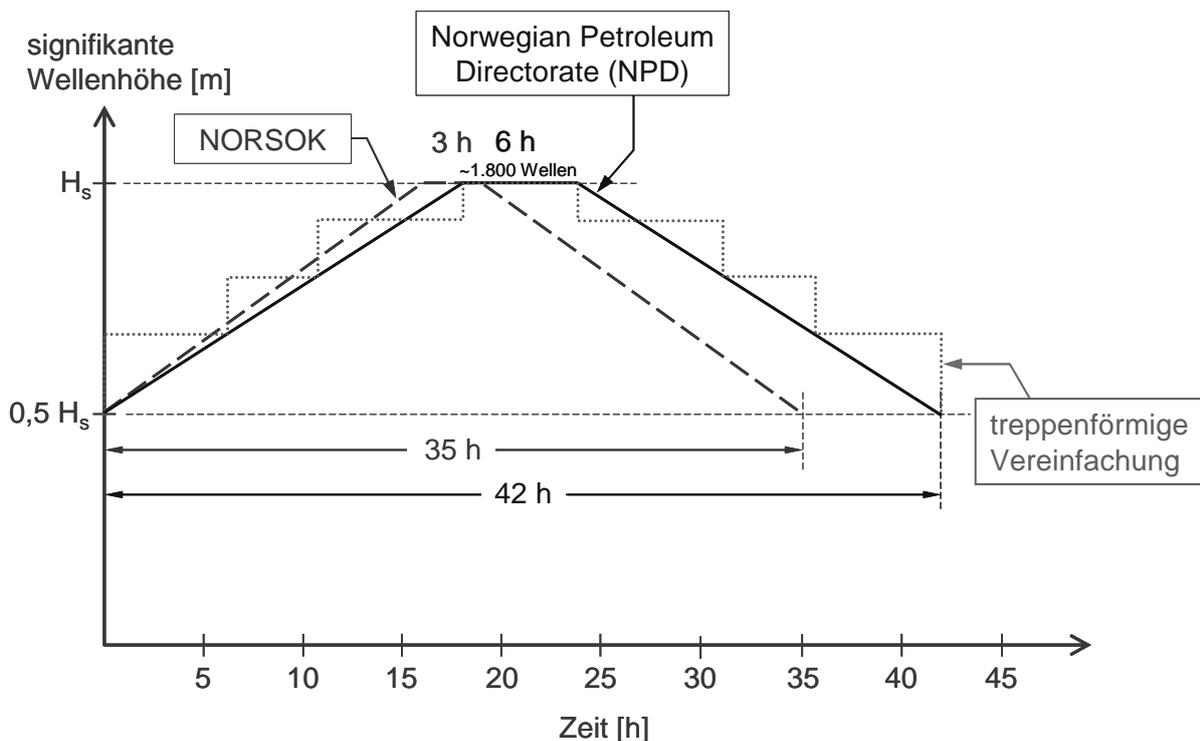


Bild 10: Modellsturmprofile

Da signifikante Wellenhöhen  $H_s$  nur das arithmetische Mittel der 30 % größten Wellen des Seegangs beschreiben, gehört zu jedem  $H_s$  eine Vielzahl von unterschiedlichen Wellen und damit auch Belastungen. Da die vollständige Erfassung der stochastischen Verläufe der Wellenbelastungen in den geotechnischen Nachweismodellen praktisch unmöglich ist, werden diese durch äquivalente Lasten ersetzt. Äquivalente Lasten sollen hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf den Baugrund den tatsächlichen Belastungsverläufen entsprechen. In den vorgestellten Berechnungsmodellen werden die äquivalenten Belastungen durch Vergleichsrechnungen mit dem Akkumulationsmodell nach Wichtmann bestimmt. Für unterschiedliche Anordnungen der nach einer Rainflow-Analyse sortierten Belastungen werden jeweils die Setzungen der am stärksten belasteten Fundamentplatte berechnet. Die Setzungsverläufe über die Zeit sind hierbei unterschiedlich (s. Bild 11), die Endwerte jedoch jeweils gleich, da im Modell die Gültigkeit der Minerschen Hypothese vorausgesetzt wird.

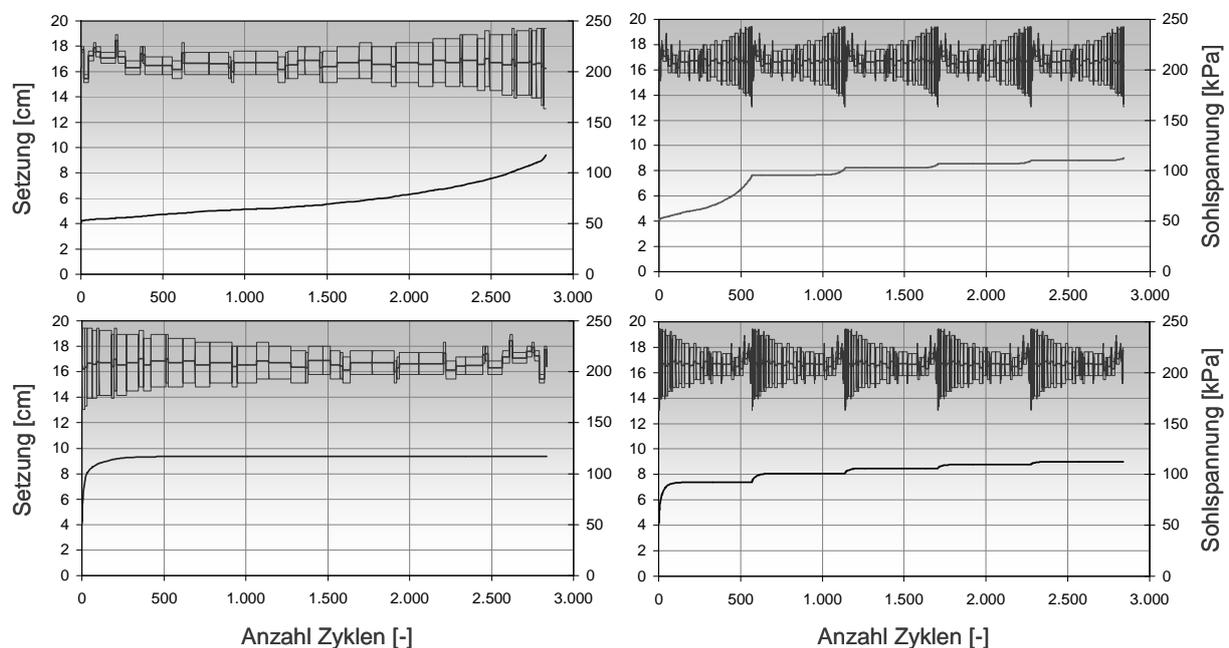


Bild 11: Bestimmung der äquivalenten Belastung durch Vergleichsrechnungen mit dem Akkumulationsmodell nach Wichtmann (2005)

Die äquivalenten Lasten, die durch einen konstanten Mittelwert, eine konstante Amplitude und eine konstante Periodendauer beschrieben werden, werden so gewählt, dass sie im Akkumulationsmodell einen Setzungsverlauf erzeugen, der die oben dargestellten Verläufe im Mittel gut repräsentiert.

Die kontinuierliche Änderung der signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  der Modellsturmprofile wird zudem für die Verwendung in den Berechnungsmodellen treppenförmig angenähert (s. Bild 10). Jede Treppenstufe wird dabei durch eine dem jeweiligen  $H_s$  zugehörige äquivalente Belastung beschrieben.





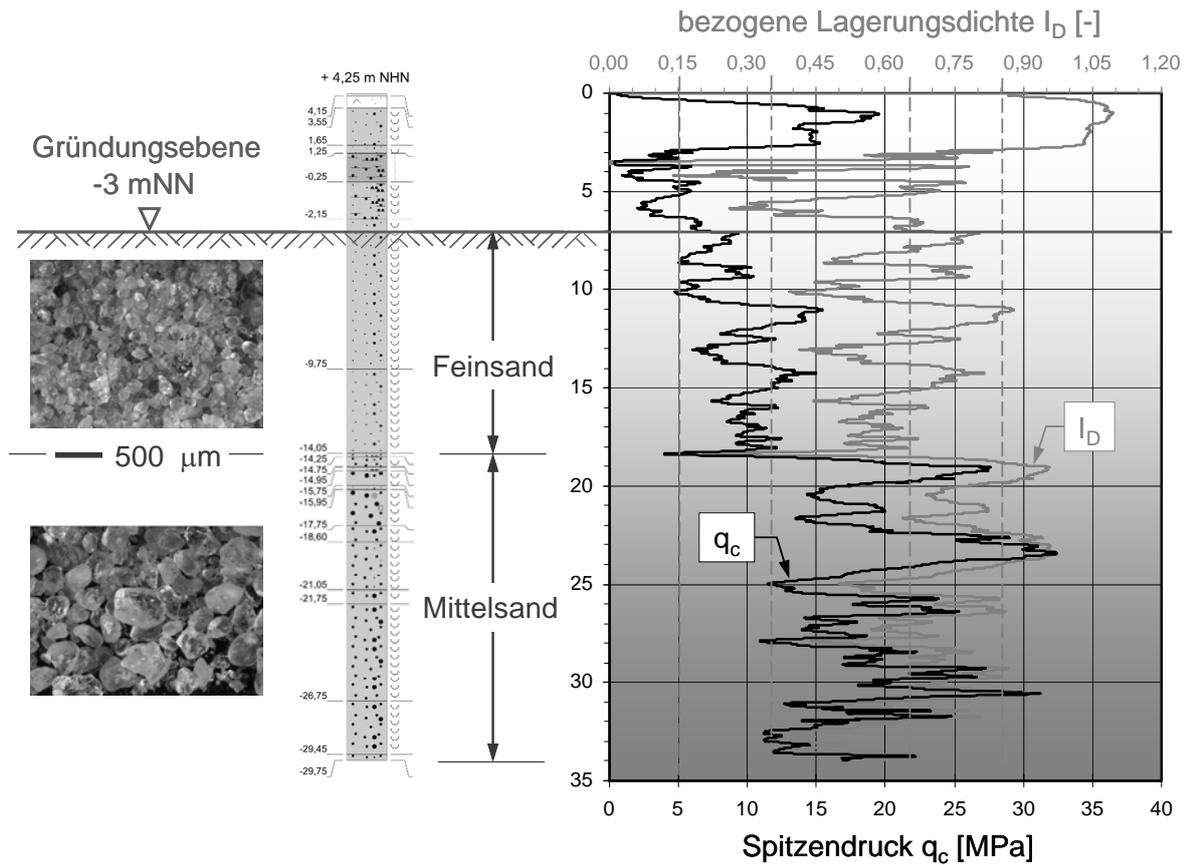


Bild 14: Baugrundaufbau unter Pratte A des Testfundaments

Bild 15 zeigt ein Foto des fertig gestellten Versuchsstandes. Die beiden Bilder 16 zeigen einen Blick auf das Pressenhaus vom Turmschaft aus gesehen (links) sowie einen Blick aus dem Pressenhaus auf die beiden Lizenheber (rechts).



Bild 15: Versuchsstand mit dem STRABAG-Schwerkrafftament

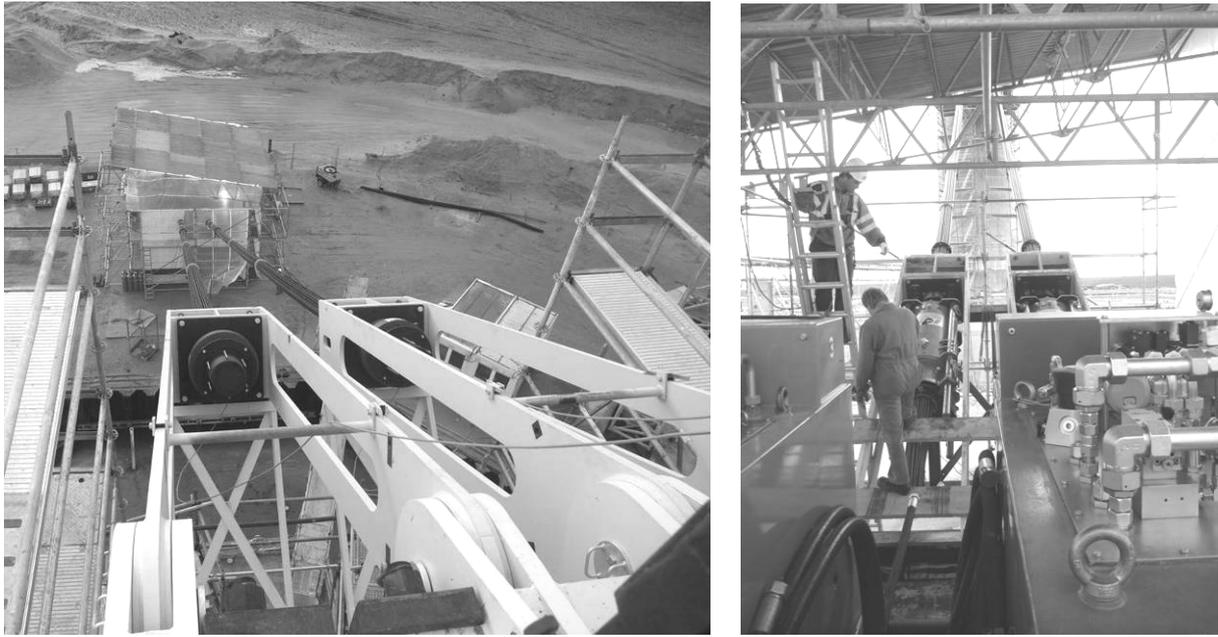


Bild 16: Li: Blick vom Fundament auf das Pressenhaus; Re: Pressenhaus mit Litzenhebern

In den Versuchen wurden im Wesentlichen einjährige Sturmereignisse eines repräsentativen Standortes in der Nordsee mit einer signifikanten Wellenhöhe von  $H_s = 7,9$  m und einer maximalen Wellenhöhen von ca.  $H_{max} = 14,8$  m simuliert. Wie im Bild 5 (rechts) gezeigt, wechselt die Belastung der Gründung während eines Wellendurchgangs die Richtung. Damit werden die Sohlspannungen auf der LEE-Seite des Fundaments kleiner als ihr Wert infolge Eigengewicht. Da dies im Versuch aufgrund der festen Belastungsrichtung nicht simuliert werden konnte, wurde die Belastung zunächst so vergrößert, dass die Lastspanne derjenigen offshore entsprach, entsprechend dem vollen Wasserspiegelunterschied zwischen Wellenberg und Wellental. Da damit jedoch auch ein Anheben der mittleren Sohlspannungen verbunden war, wurde die Belastung nochmals vergrößert, um im Versuch auch dasjenige zyklische Lastverhältnis zwischen maximaler und mittlerer Sohlspannung zu bekommen, welches einer 1-Jahres-Welle an einem Standort in der Nordsee entspricht. Die simulierte maximale Belastung bzw. maximale Wellenhöhe am Schaft entsprach damit in etwa der einer 25-Jahres-Welle an dem repräsentativen Nordsee-Standort, welche eine Höhe von ca. 18,6 m besitzt. Zum Vergleich: Die maximale Wellenhöhe eines 50jährigen Sturmereignisses beträgt am gleichen Standort ca. 20 m.

Im Bild 17 sind die zeitlichen Verläufe der im Versuch simulierten 20 Sturmereignisse dargestellt. Die dargestellten Zugkraftspannen führten zu Änderungen der mittleren Sohlspannungen zwischen 210 und 308 kPa bei der am stärksten belasteten Pratte A und zwischen 121 und 193 kPa bei der entlasteten Pratte C (s. Bilder 12 und 13).

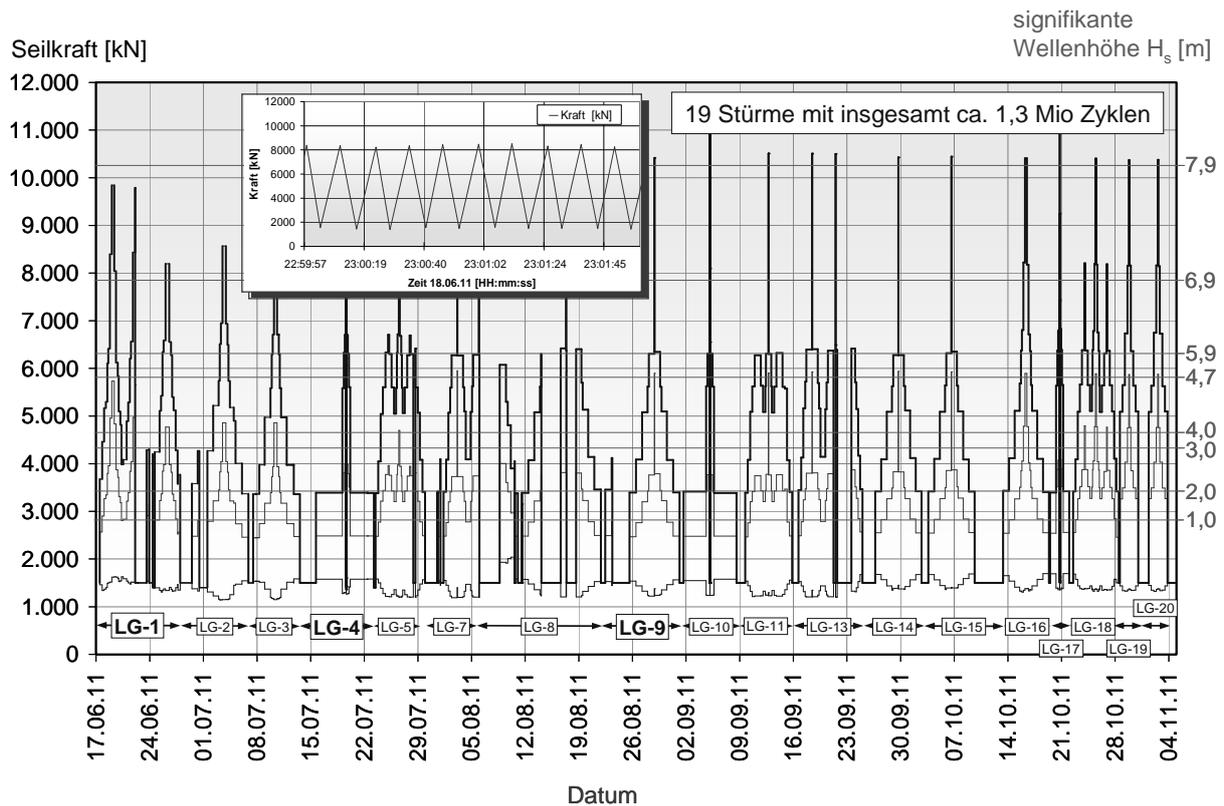


Bild 17: Belastungsprogramm

Mit insgesamt mehr als 150 Sensoren wurden die Totalspannungen und Porenwasserdrücke im Baugrund sowie die Vertikal- und Horizontalverschiebungen im Baugrund und am Fundament gemessen (Sommer, 2011). Die nächsten Diagramme zeigen einige Messergebnisse für ausgewählte Sturmereignisse. Im Bild 18 sind exemplarisch die Verläufe der mittleren Setzung der Pratte A und der gegenüberliegenden Pratte C sowie der Setzungsdifferenz zwischen den beiden Pratzen für den ersten simulierten Sturm LG 1 sowie zwei nachfolgende Stürme LG 4 und LG 9 dargestellt.

Hierbei werden zwei wesentliche Aspekte bei der Beurteilung des zyklischen Tragverhaltens des Schwerkraftfundaments deutlich. Zum einen sind die Setzungen infolge des ersten aufgetragenen Sturms LG 1 wesentlich größer als die der späteren Stürme LG 4 und LG 9. Infolge der zyklischen Verdichtung der Sande verhält sich der Boden bei nachfolgenden zyklischen Belastungen wesentlich steifer. Dieser Einfluss der zyklischen Belastungsgeschichte spielt eine wesentliche Rolle bei der Prognose der Setzungen bzw. Schiefstellungen, die das Fundament im Laufe seiner Lebensdauer erfährt.

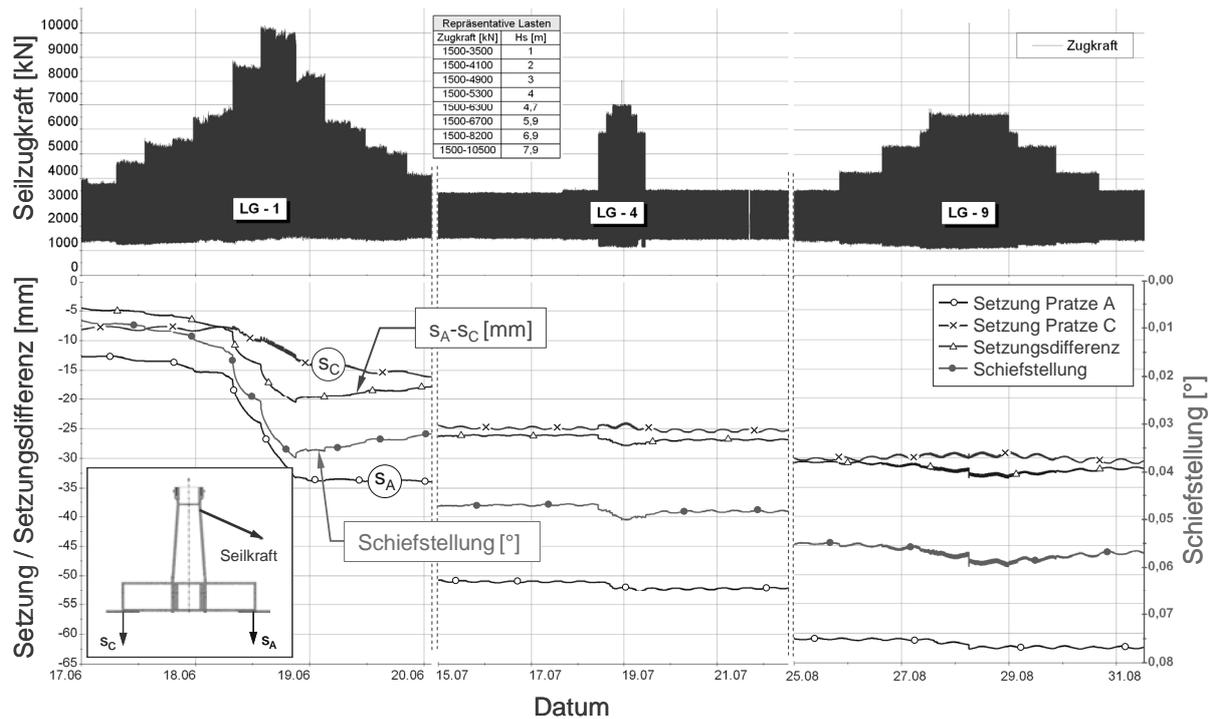


Bild 18: Setzungen während der Stürme LG-1, LG-4 und LG-9

Zum anderen konnte bei allen Stürmen eine „Rückdrehung“ des Fundaments nach Durchlaufen der Peakphasen gemessen werden: Mit wieder kleiner werdenden Lastzyklen verringerten sich die Setzungsdifferenzen. Dieser Effekt der „Selbstheilung“ (Gudehus, 2011) beruht darauf, dass mit den größeren Lastzyklen die Steifigkeit des Bodens unter der Pratte A stärker zunimmt, als unter der Pratte C. Bei kleineren Lastzyklen, bei denen sich die Sohlspannungen zwischen den einzelnen Pratten aufgrund des größeren Anteils aus Eigengewicht weniger unterscheiden, nehmen die Setzungen unter der Pratte C aufgrund der dort geringeren Steifigkeit entsprechend stärker zu. Dieser Effekt war infolge der zyklischen „Verbesserung“ der Sande bei späteren Stürmen prozentual stärker ausgeprägt, als beim ersten Sturm (s. Bild 19).

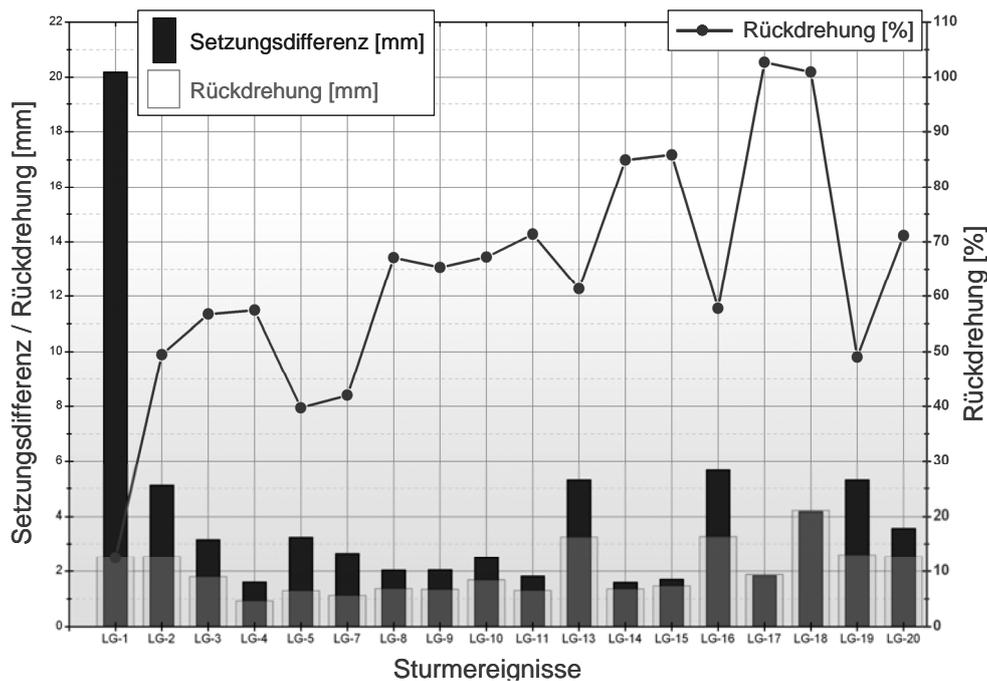


Bild 19: „Rückdrehung“ der in den einzelnen Stürmen aufgetretenen Setzungsdifferenzen

Bild 20 zeigt die gemessenen Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen unterhalb der Pratte A infolge der Stürme LG 1, LG 4 und LG 9. Die Belastungen äußern sich in einem Anstieg der Porenwasserdrücke, abhängig von der Steifigkeit des Korngerüstes. Bei einer Abnahme der Belastung im Verlauf eines Belastungszyklus reduzierte sich der Porenwasserdruck wieder entsprechend. Ein mit der Zyklenzahl ansteigender Mittelwert des Porenwasserdrucks, der auf eine Porenwasserüberdruckakkumulation infolge einer behinderten Verdichtung des Baugrundes hindeuten würde, wurde nicht gemessen.

In der Tiefe 0,5 m unterhalb der Pratte wurden nur geringe Porenwasserdruckänderungen infolge der Belastung beobachtet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass für den Bau des Fundaments und den Einbau der obersten Lage der Messsensoren das Grundwasser temporär bis wenige Dezimeter unterhalb der Gründungssohle abgesenkt wurde und beim Wiederanstieg des Grundwassers vor Versuchsbeginn nicht wieder die ursprüngliche, quasi vollständige Sättigung des Bodens erreicht wurde.

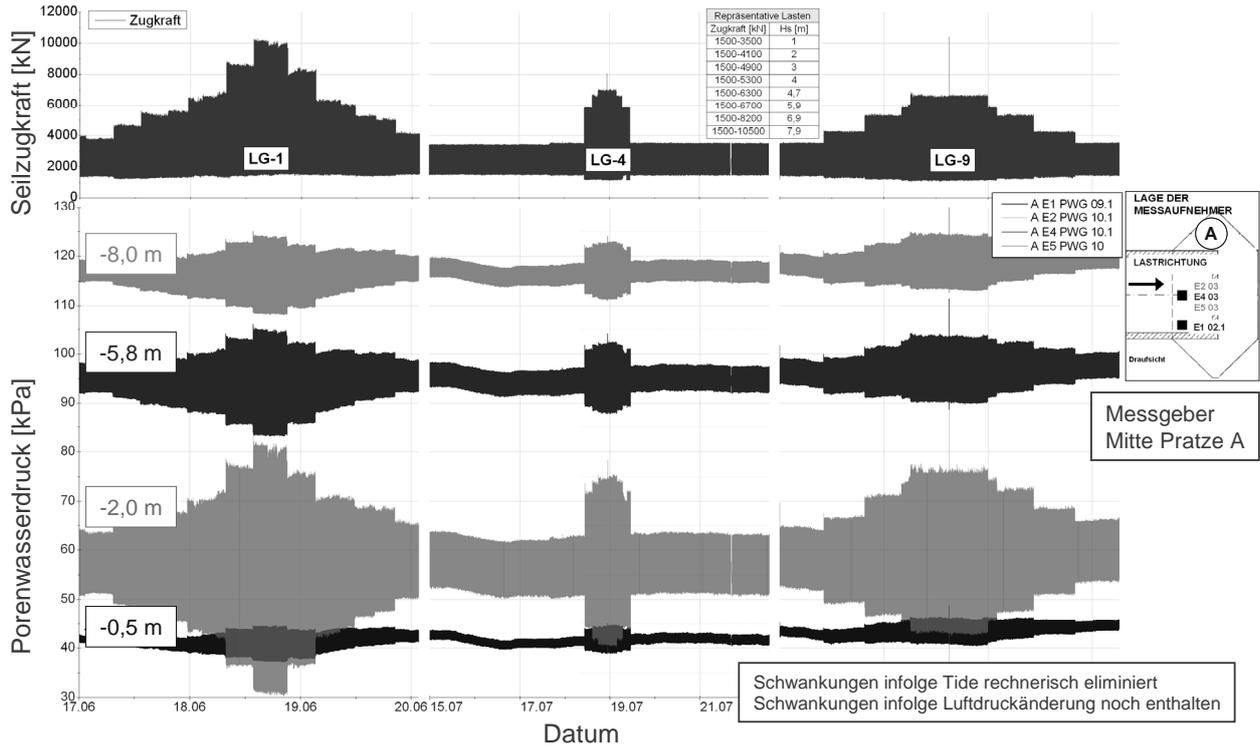


Bild 20: Porenwasserdrücke während der Stürme LG-1, LG-4 und LG-9

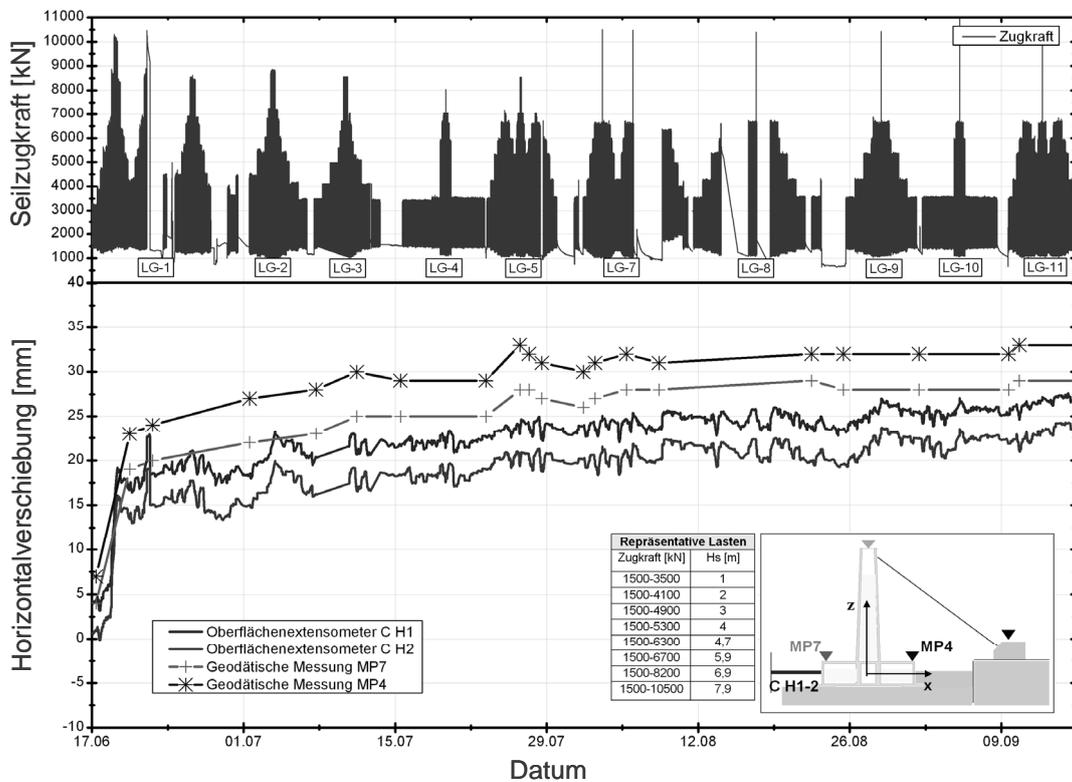


Bild 21: Horizontalverschiebungen des Fundaments während der Stürme LG-1 bis LG-11

Im Bild 21 sind die Horizontalverschiebungen des Fundaments für die Stürme LG 1 bis LG 11 dargestellt. Auch hier ist, analog zu den Setzungsverläufen, erkennbar, dass der erste Sturm deutlich größere Verschiebungen verursacht, als die nachfolgenden Stürme. Zudem sind die Verschiebungen mit insgesamt ca. 2 bis 3 cm nach 11 Stürmen sehr gering.

Die im Bild 22 dargestellten Horizontalverschiebungen im Baugrund zeigen ebenfalls, dass die Zunahme nach dem ersten Sturm deutlich abnimmt. Im Abstand von 2 m vor der Prätze A sind nach dem ersten Sturm nahezu keine weiteren Verschiebungszunahmen gemessen worden.

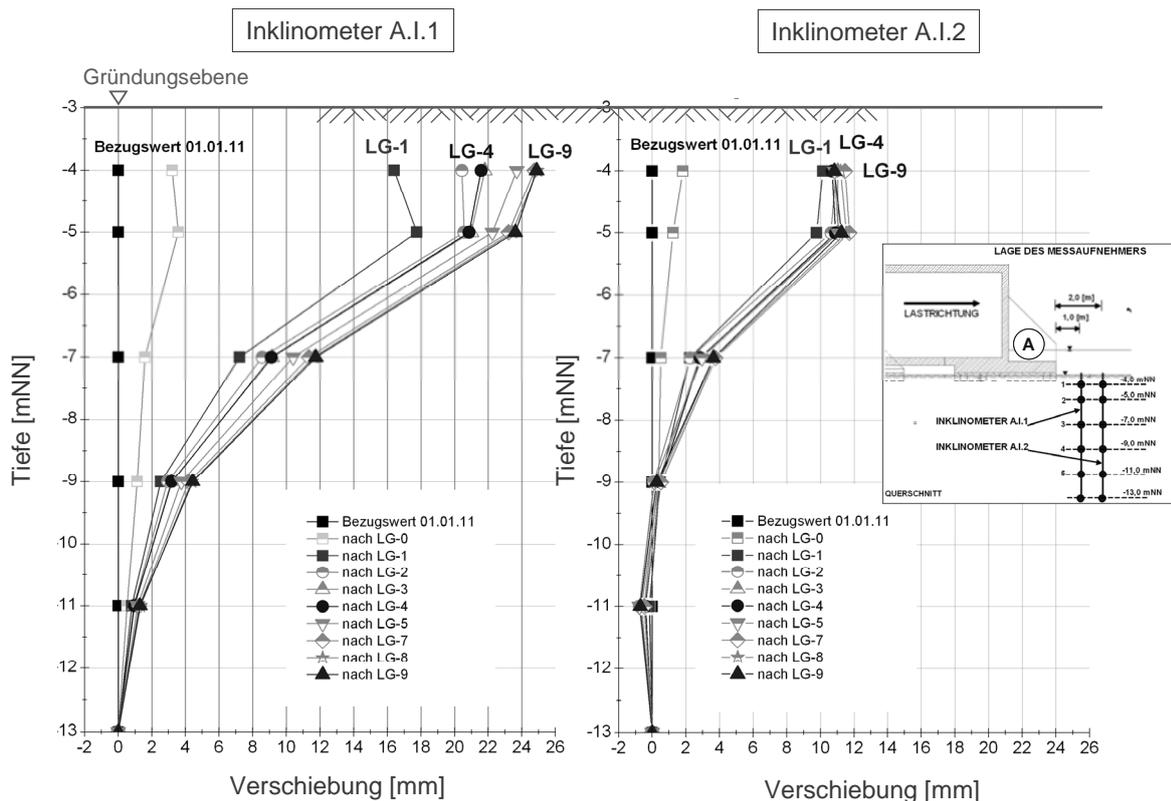


Bild 22: Horizontalverschiebungen im Baugrund neben Prätze A nach den Stürmen LG 1, LG 4 und LG 9

#### 4 Zusammenfassung

Damit der Ausbau der Offshore-Windenergie in der Deutschen Nordsee in dem Umfang erfolgen kann, wie es zur Erreichung der Ziele zur CO<sub>2</sub>-Reduktion erforderlich wäre, sind spezielle, an die technischen und wirtschaftlichen Randbedingungen angepasste Gründungskonzepte erforderlich. Diese müssen der Tatsache Rechnung tragen, dass die Installationskosten einen wesentlichen Teil der Gesamtgründungskosten ausmachen.

Die Belastung der Gründungen wird bei den aus geotechnischer Sicht bemessungsrelevanten größeren Sturmereignissen durch die Wellenbeanspruchung dominiert. Die Wellenbean-

spruchung wirkt zyklisch auf die Gründung, was in den geotechnischen Nachweisen angemessen berücksichtigt werden muss. Betroffen sind davon zum einen die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit, bei der eine Akkumulation der Setzungen mit den Belastungszyklen infolge einer zyklischen Verdichtung der Böden nicht zu unzulässig großen Schiefstellungen der Anlage führen darf. Zum anderen darf eine zyklische Verdichtung der Böden nicht in dem Maße durch das Porenwasser behindert werden, dass sich Porenwasserdrücke so stark akkumulieren, dass sie die Steifigkeit oder Festigkeit der Sande signifikant reduzieren.

Von der Zentralen Technik werden zwei numerische Berechnungsmodelle eingesetzt, mit der diese Effekte bei den geotechnischen Nachweisen für das STRABAG-Schwerkräftfundament erfasst werden können: das Modell von Wichtmann (2005) zur Prognose der Setzungsakkumulation und das Modell von Taiebat (1999) zur Prognose möglicher Porenwasserdruckakkumulationen. Um diese Berechnungsmodelle zu verifizieren und zu kalibrieren, aber auch um die generelle Eignung des Schwerkräftfundaments zu zeigen, wurden zyklische Belastungsversuche an einem Fundament im Originalmaßstab durchgeführt. In einem Zeitraum von 6 Monaten wurden dabei 20 Stürme mit insgesamt ca. 1,3 Million Lastzyklen simuliert.

Anhand der Messergebnisse konnte gezeigt werden, dass sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Verschiebungen infolge des ersten Sturmereignisses deutlich größer sind, als infolge nachfolgender Stürme. Zudem fand bei jedem Sturm in der Phase wieder abnehmender Wellenhöhen eine teilweise Rückdrehung der jeweils vorher eingetretenen Schiefstellungen ein. Die Porenwasserdrücke im Baugrund änderten sich abhängig von der Steifigkeit des Korngerüsts mit der Belastung, jedoch wurde keine Akkumulation des Porenwasserdrucks infolge der zyklischen Verdichtung des Baugrundes gemessen. Insgesamt konnte in den Versuchen das gutmütige Tragverhalten des Fundamentes bei zyklischen Belastungen nachgewiesen werden.

## **5 Danksagung**

Der Großversuch mit dem Testfundament wird gefördert vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages.

## **6 Literatur**

Cudmani, R. O.: Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152, Karlsruhe 2001.

Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR): Offshore-Windkraft in der Nordsee: Riesige Potenziale und große Herausforderungen. [http://www.dlr.de/dlr/presse/desktopdefault.aspx/tabid-10309/472\\_read-1229/year-all/](http://www.dlr.de/dlr/presse/desktopdefault.aspx/tabid-10309/472_read-1229/year-all/) (abgerufen am 16.02.2012), 2011.

- DIN EN 61400-3: Windenergieanlagen – Teil 3: Auslegungsanforderungen für Windenergieanlagen auf offener See (IEC 61400-3:2009). Deutsche Fassung EN 61400-3:2009. DIN, Berlin und VDE, Frankfurt a. M. 2010.
- GL Wind: Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines. Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH, Hamburg 2005.
- Groot, M.B. de, Andersen, K.H., Burcharth, H.F., Ibsen, L.B., Kortenhaus, A., Lundgren, H., Magda, W., Oumeraci, H., Richwien, W.: Foundation design of caisson breakwaters. General document prepared by the "Geotechnical Group" MAST II / MCS project. Norwegian Geotechnical Institute, Publication 198, Vol. 1, Oslo, 1996.
- Gudehus, G.: Schädigung und Selbstheilung von OWEA-Gründungen. Vortrag bei der VDI-Fachtagung Schwingungen von Windenergieanlagen, Bremen 2011.
- Handbuch Eurocode 7: Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln. Normen-Handbuch Eurocodes, DIN, Berlin 2011.
- Hartwig, U. und Pöllath, K.: Das Züblin-Fundament: Eine innovative Flachgründung für Offshore-Windenergieanlagen in großen Wassertiefen. Vorträge zum 5. Hans Lorenz Symposium, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 47, Berlin 2009.
- Hartwig, U.: Planung der versuchstechnischen Simulation des Verhaltens einer Flachgründung für Offshore-Windenergieanlagen im Originalmaßstab. Workshop Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Heft 172, Karlsruhe 2010.
- Hartwig, U.: Großversuch zur Beschreibung des Verhaltens von Schwergewichtsfundamenten für Offshore-Windenergieanlagen: Bau und erste Messergebnisse. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin. Workshop Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, Heft 56, Berlin 2011.
- Hartwig, U., Bierer, T. und Sommer, J.: Full-scale model tests on a gravity base foundation for offshore wind turbines. Proceedings of the 21st International Offshore and Polar Engineering Conference ISOPE, Maui, Hawaii, USA 2011.
- Niemunis, A.: Extended hypoplastic models for soils. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34, Bochum 2003.
- Niemunis, A., und Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 2, S. 279-299, 1997.
- NORSOK: Actions and action effects. Norsk Sokkels Konkuranseseposisjon, Standard N-003, Edition 2, 2007.
- Safinus, S., Sedlacek, G. and Hartwig, U. [2011]: Cyclic Response of Granular Subsoil under a Gravity Foundation for Offshore Wind Turbines. Proceedings of the 30th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering ASME. Rotterdam, The Netherlands 2011.

- Sommer, J.: Soil Measuring on a Full-Scale Model of a Gravity Base Foundation. Forum for Young FMGM Engineers. 8th International Symposium on Field Measurements in Geo Mechanics. FMGM. Berlin, Germany, 2011.
- Taiebat, H.A.: Three dimensional liquefaction analysis of offshore foundations. University of Sydney (Eigenverlag), Sydney 1999.
- Wahrmund, H., Wilms, M., Stahlmann, A., Heitz, C., Schlurmann, T.: Kolkbildung und Dimensionierung des Kolkschutzes eines OWEA-Schwerkraftfundaments. 8. FZK-Kolloquium „Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen“, Forschungszentrum Küste (FZK), Hannover 2011.
- Wichtmann, T.: Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38, Bochum 2005.
- Wichtmann, T., Niemunis, A. und Triantafyllidis, Th.: FE-Prognose der Setzung von Flachgründungen auf Sand unter zyklischer Belastung. Bautechnik 82, Heft 12, S. 902 – 911, Ernst & Sohn, Berlin 2005.
- Wolffersdorff, P.-A.: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 1, 251-271, John Wiley & Sons, 1996.

# Bemessung von Pfählen für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus  
Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover

## 1 Einleitung

In naher Zukunft soll eine enorme Zahl von Windenergieanlagen in Offshore-Windparks in der Nord- und Ostsee errichtet werden. Ein großer Teil dieser Anlagen wird voraussichtlich auf offenen Stahlrohrrammpfählen gegründet werden, nämlich bei aufgelösten Gründungsstrukturen (Jacket, Tripod, Tripile) entweder auf mehreren, in den Ecken der Aufstandsfläche angeordneten Pfählen oder auf einem einzelnen Pfahl sehr großen Durchmessers, dem Monopile. Alternativ kommen auch Schwergewichts- oder Bucketgründungen in Frage (Bild 1).

In der Bemessung der Gründungsstrukturen wird zum Teil Neuland betreten, weil Aspekte bzw. Effekte zu berücksichtigen sind, welche bei der Bemessung herkömmlicher Onshore- und auch Offshorestrukturen keine maßgebliche Rolle spielen. An erster Stelle ist dabei die intensive zyklische Belastung zu nennen, welche zur Reduktion der Tragfähigkeit sowie zur Akkumulation bleibender Verformungen einer Gründungskonstruktion führen kann.

Der vorliegende Vortrag behandelt die Bemessung der Pfähle von pfahlgegründeten Strukturen und soll hier einen Überblick über aktuelle Probleme und Lösungswege liefern. Zu unterscheiden sind dabei der Monopile als hauptsächlich horizontal belasteter Pfahl von den Pfählen von Tripods, Jackets oder Tripiles, welche zwar auch horizontal, in für die Pfahllänge bemessungsrelevanter Weise allerdings hauptsächlich axial belastet werden.

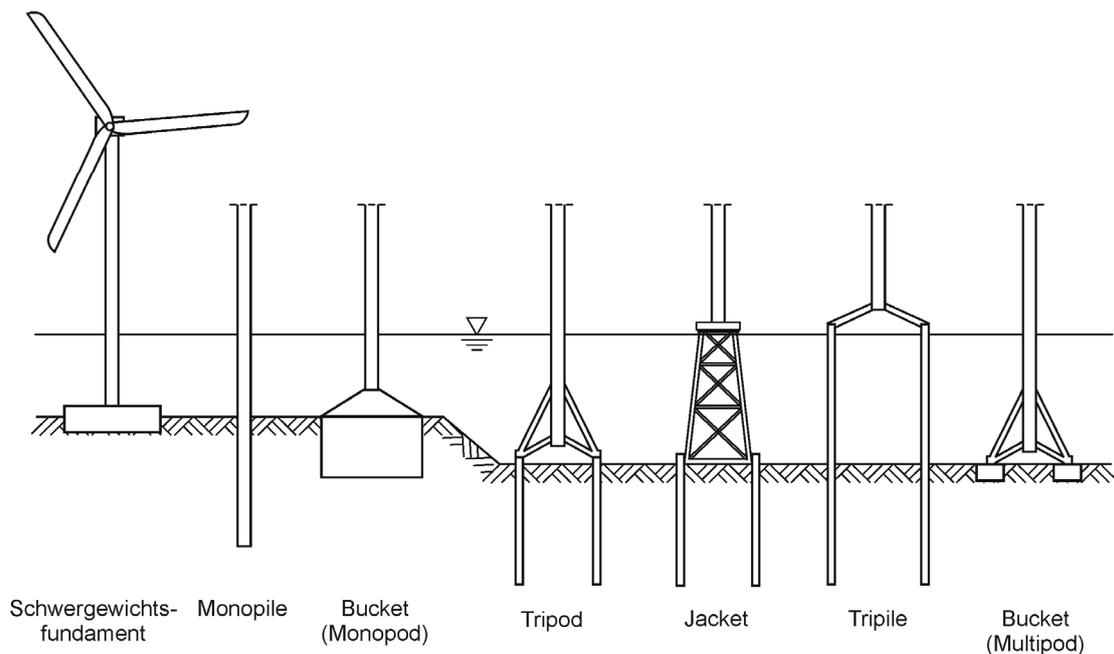


Bild 1: Gründungsstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen

Erfahrungen mit den speziellen Beanspruchungszuständen von Pfählen für Offshore-Windenergieanlagen (WEA) liegen bislang kaum vor. Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) als Genehmigungsbehörde für Offshore-Windparks fordert daher explizite Nachweise zur Berücksichtigung zyklischer Effekte (BSH 2011). Solche Nachweise sind nicht Stand der Technik. Die neu aufgekommenen Fragestellungen haben auch die Erarbeitung einer Ergänzung der EA Pfähle initiiert, die sich (unter anderem) mit der Bemessung von Pfählen für zyklische Einwirkungen befasst. Das neue Kapitel 13 der EA Pfähle ist in der EA Pfähle (2012) enthalten.

## 2 Randbedingungen in Nord- und Ostsee

In der Nordsee liegen im Bereich der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) Deutschlands Wassertiefen bis maximal rd. 50 m vor. Die Baugrundbedingungen sind ganz überwiegend durch dichte bis sehr dichte Sande geprägt (Bild 2). In die Sandschichten können bindige Schichten eingelagert sein, welche aber meist überkonsolidiert und auch von geringerer Mächtigkeit sind. Vielfach trifft man also sehr gut tragfähigen Baugrund an.

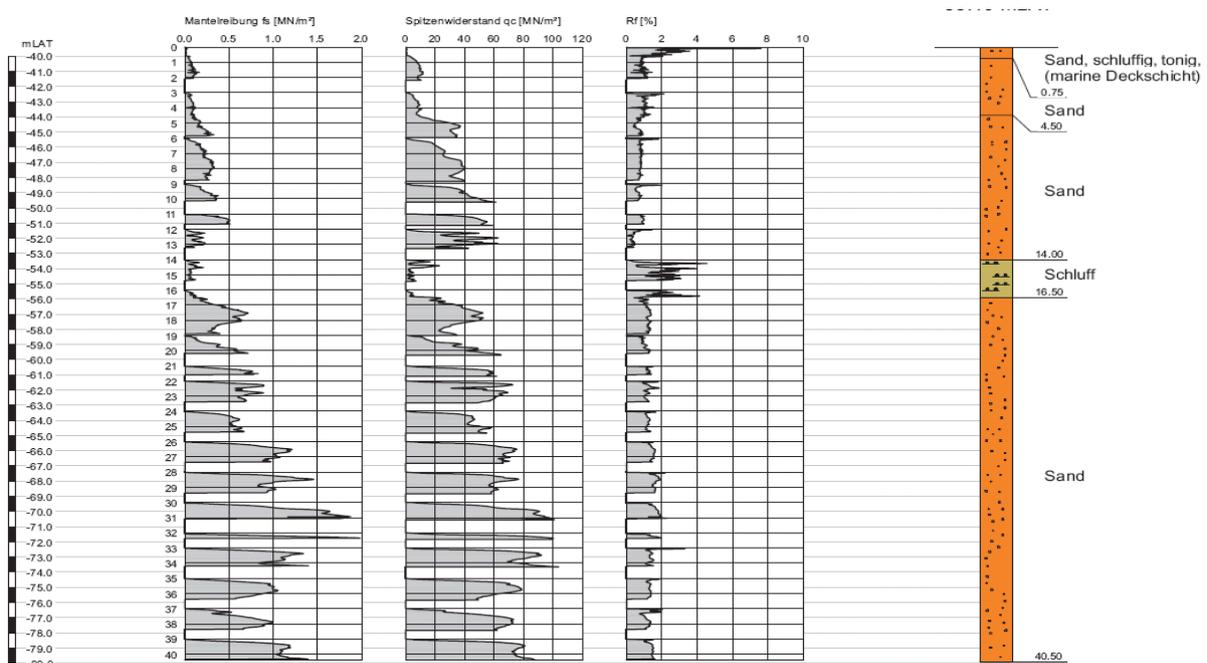


Bild 2: Beispiel für einen typischen Baugrundaufbau im Bereich der deutschen Nordsee

In der deutschen Ostsee liegen teilweise deutlich ungünstigere Randbedingungen vor. Die Wassertiefen sind vergleichbar, der Baugrund besteht jedoch meist vorwiegend aus bindigen Schichten wie Geschiebelehmen oder oberflächennah stellenweise auch aus relativ mächtigen Weichschichten. Diese Böden werden vielfach unterlagert von Kreideschichten, deren Tragfähigkeit oft schwer einzuschätzen ist.

Die bemessungsrelevante Extrembelastung von Pfählen für Offshore-WEA resultiert in der Regel aus der Extremwelle, die für eine 50-jährige Wiederkehrwahrscheinlichkeit berechnet wird. Für einen großen Monopile (rd. 6 m Durchmesser) bei Wassertiefen um rd. 25 m kann die extreme charakteristische Horizontalkraft um rd. 10 MN betragen, wobei der zugehörige Hebelarm bezüglich des Seebodens etwa in der Größenordnung der Wassertiefe liegt. Für Jacket- oder Tripodpfähle bei rd. 40 m Wassertiefe kann die extreme Druckkraft um rd. 20 MN und die extreme Zuglast in der Größenordnung von rd. 10 MN betragen. Darüber hinaus muss beim Extremlastnachweis der eventuell tragfähigkeitsmindernde Effekt eines vorausgehenden Sturmereignisses berücksichtigt werden. Ein entsprechender Bemessungssturm wird in den BSH-Richtlinien (BSH 2011) definiert.

Für Ermüdungsnachweise bzw. aus geotechnischer Sicht für die Prognose akkumulierter Verformungen der Pfähle sind außerdem Lastspektren für die Lebensdauer einer Offshore-WEA zu berücksichtigen. Solche Spektren, d.h. Häufigkeitsverteilungen von verschiedenen Lastkombinationen, werden aus komplexen und für Geotechnikingenieure oft nicht transparenten Lastsimulationen abgeleitet. Bei der Anwendung von Lastspektren für geotechnische Nachweise ist unbedingt darauf zu achten, dass in den Simulationen auch Situationen berücksichtigt wurden, welche zu wenigen, dafür aber sehr großen Belastungen führen (z.B. Sturmereignisse). Für Ermüdungsnachweise im Stahlbau spielen solche seltenen Lastereignisse meist keine große Rolle, für geotechnische Prozesse sind sie dagegen von entscheidender Bedeutung.

### **3 Bemessung von Monopiles**

#### **3.1 Allgemeines**

Monopiles sind die meist favorisierte, weil in der Regel wirtschaftliche Gründungsvariante für Offshore-Windenergieanlagen bei Wassertiefen von zumindest bis zu 20 m. Die meisten der bislang hergestellten Windenergieanlagen in Nord- und Ostsee sind entsprechend auf Monopiles gegründet. Tab. 1 gibt – ohne Anspruch auf Vollständigkeit – einen Überblick über bereits realisierte Windparks mit Monopilegründungen. Auch für größere Wassertiefen um rd. 25 m und sogar 30 m werden derzeit Monopilegründungen geplant. Die Durchmesser dieser Pfähle liegen dann zwischen rd. 5 und 6 m.

Gemäß DIN 1054 dürfen die Schnittgrößenermittlung und auch der Nachweis der äußeren Standsicherheit horizontal belasteter Pfähle unter Anwendung eines einfachen Bettungsmodulverfahrens erfolgen. Wenn allerdings Pfahlverformungen bemessungsrelevante Größen sind, muss die Bemessung auf horizontalen Probebelastungsergebnissen beruhen. Bei Monopiles für Offshore-Windenergieanlagen ist dies der Fall, weil nur relativ geringe Pfahlkopferschiebungen bzw. –verdrehungen zulässig sind.

Tabelle 1: Projekte mit Monopilegründungen

Projekt / Land	Anlagen	Abstand zur Küste	Wassertiefe	Monopile-Durchmesser	Betrieb seit
Gunfleet Sands (UK)	48 x 3,6 MW	7 km	0–15 m	5,0 m	2010
Horns Rev 2 (DK)	91 x 2,3 MW	30 km	9–17 m	3,9 m	2009
Princess Amalia (NL)	60 x 2 MW	23 km	19–24 m	4,0 m	2008
Inner Dowsing (UK)	27 x 3,6 MW	5,2 km	10 m	4,7 m	2008
Lynn (UK)	30 x 3,6 MW	5,2 km	10 m	4,7 m	2008
Burbo Bank (UK)	25 x 3,6 MW	7 km	2–8 m	5,0 m	2007
Barrow (UK)	30 x 3 MW	7,5 km	15–20 m	4,75 m	2006
Egmond aan Zee (NL)	36 x 3 MW	10 km	18–20 m	4,6 m	2006
Kentish Flats (UK)	30 x 3 MW	8–10 km	5 m	4,3 m	2005
Scroby Sands (UK)	30 x 2 MW	2,5 km	4–8 m	4,2 m	2004
Samso (DK)	10 x 2,3 MW	3,5 km	20 m	4,2 m	2003
North Hoyle (UK)	30 x 2 MW	6 km	12 m	4,0 m	2003
Arklow Bank (IRL)	7 x 3,6 MW	10 km	2–5 m	5,1 m	2003
Horns Rev (DK)	80 x 2 MW	14–20 km	6–12 m	4,0 m	2002
Utgrunden (SWE)	7 x 1,5 MW	8 km	7–10 m	3,0 m	2000
Irene Vorrink (NL)	28 x 0,6 MW	0,02 km	2 m	3,52 m	1996
Lely (NL)	4 x 0,5 MW	0,75 km	5–10 m	3,2–3,7 m	1994

In der Offshoretechnik wird seit vielen Jahren ein spezielles, anhand von Probelastungen kalibriertes Bettungsmodulverfahren, die p-y- Methode, eingesetzt. Im Prinzip liegt damit eine geeignete Berechnungsmethode vor. In der Anwendung auf Monopiles ergibt sich aber das Problem, dass die Ergebnisse für Pfähle sehr großer Durchmesser fragwürdig sind, da die Methode für solche Randbedingungen nicht kalibriert wurde und auch keine bzw. fast keine praktischen Erfahrungen vorliegen. Außerdem werden Effekte aus zyklischen Einwirkungen nur pauschal, d.h. unabhängig von der Lastzyklenzahl, berücksichtigt.

Ein abgesichertes Berechnungsverfahren, welches für große Durchmesser gilt und insbesondere auch zyklische Effekte explizit berücksichtigt und damit den Anforderungen des BSH als Genehmigungsbehörde entspricht, gibt es derzeit nicht. Entsprechend herrscht in der Praxis eine gewisse Unsicherheit, wie bei der Bemessung von Monopiles konkret vorzugehen ist. Im Einzelnen sind folgende Nachweise zu erbringen:

- Extremlastnachweis (ULS) unter Berücksichtigung der Tragfähigkeitsreduktion durch einen Bemessungssturm;
- Nachweis der Unterschreitung einer maximalen bleibenden Schiefstellung infolge zyklischer Lasten über die geplante Lebensdauer der Gründung (meist rd. 25 Jahre);
- Einschätzung der Monopilesteifigkeit unter Betriebslasten zwecks Ermittlung der Eigenfrequenzen der WEA.

Details zu diesen Nachweisen bzw. den zugehörigen Berechnungsmodellen werden in Achmus (2011) beschrieben und diskutiert. Nachfolgend werden wesentliche Aspekte in Kurzform angesprochen. Das angewandte Berechnungsverfahren ist in der Regel die o.g. p-

y-Methode, wobei eventuell Modifikationen zur Anpassung an die großen Durchmesser von Monopiles erforderlich sind, s. auch dazu Achmus (2011).

### 3.2 Extremlastnachweis

Das der p-y-Methode zugrundeliegende Berechnungsmodell ist schematisch in Bild 3 dargestellt. Hierbei handelt es sich um ein Bettungsmodulverfahren mit nichtlinearen, bodenart- und tiefenabhängigen Federcharakteristiken. Mit  $y$  wird die horizontale Pfahlverschiebung und mit  $p$  die Bettungsreaktion pro laufenden Pfahlmeter bezeichnet (d.h.  $p$  ergibt sich aus der Multiplikation der horizontalen Bettungsspannung mit dem Pfahldurchmesser). Diese Methode wird in den einschlägigen Richtlinien für Offshorebauwerke (API 2007, DNV 2009, GL-COWT 2005) zusammen mit Ansätzen zur Konstruktion von p-y-Kurven auf Grundlage maßgebender Bodenparameter dargestellt. Diese Ansätze wurden durch Probelastungen kalibriert. Es wird unterschieden zwischen statischen und zyklischen p-y-Kurven, wobei letztere an Belastungen mit maximal etwa 100 Zyklen kalibriert wurden.

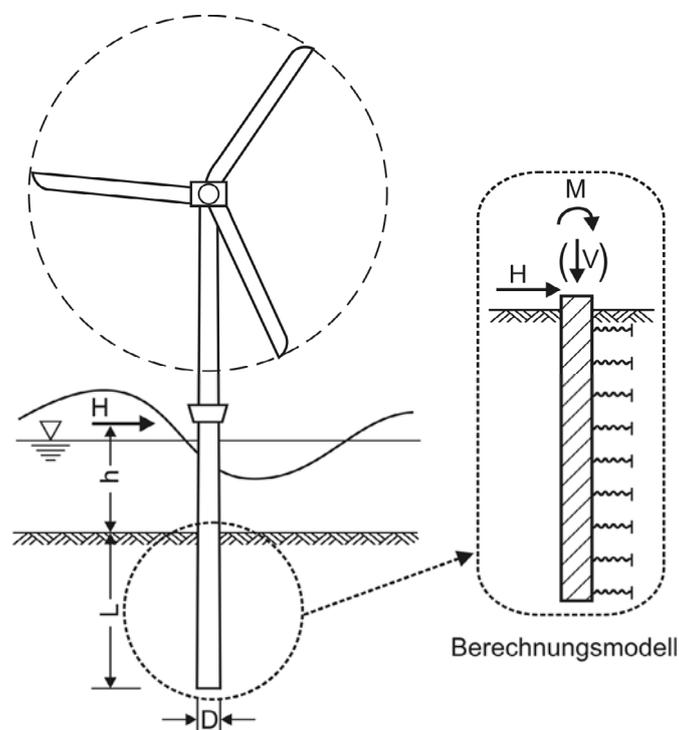


Bild 3: System eines Monopiles und Berechnungsmodell des gebetteten Balkens

Geht man davon aus, dass das aus vielen Lastkollektiven unterschiedlicher Größe zusammengesetzte Sturmereignis, welches im Tragfähigkeitsnachweis zu berücksichtigen ist, nicht mehr als rd. 100 Zyklen der Extremlast entspricht, so kann der Nachweis einfach unter Ansatz zyklischer p-y-Kurven geführt werden.

Zu beachten ist dabei, dass der Nachweis entsprechend der in Deutschland verbindlichen DIN 1054 nach dem Verfahren GEO-2 zu führen ist (Bild 4). Dies bedeutet, dass der Pfahldrehpunkt und die Bettungspressungen unter charakteristischer Last zu berechnen sind. Die resultierende Auflagerkraft bis zum Drehpunkt ist in der Bemessungsgleichung der mobilisierbaren Erdwiderstandskraft bis zum Drehpunkt gegenüberzustellen. Letztere ist aus

den Maximalwerten der p-y-Kurven abzuleiten. Bei bindigen Böden weisen p-y-Kurven nach Überschreiten eines bestimmten Verschiebungswertes einen Abfall auf („softening“). Falls der Maximalwert unter der betrachteten Last bereits überschritten wurde, darf nur noch der aktuelle Bettungsdruck als Erdwiderstand angesetzt werden.

In der internationalen Offshorepraxis wird der Nachweis meist nach Methode GEO-3 geführt, d.h. die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite werden auf die Scherparameter angewandt. Dies führt bei Verwendung angepasster Teilsicherheitsbeiwerte zu ähnlichen Ergebnissen, ist aber nach DIN 1054 streng genommen nicht zulässig.

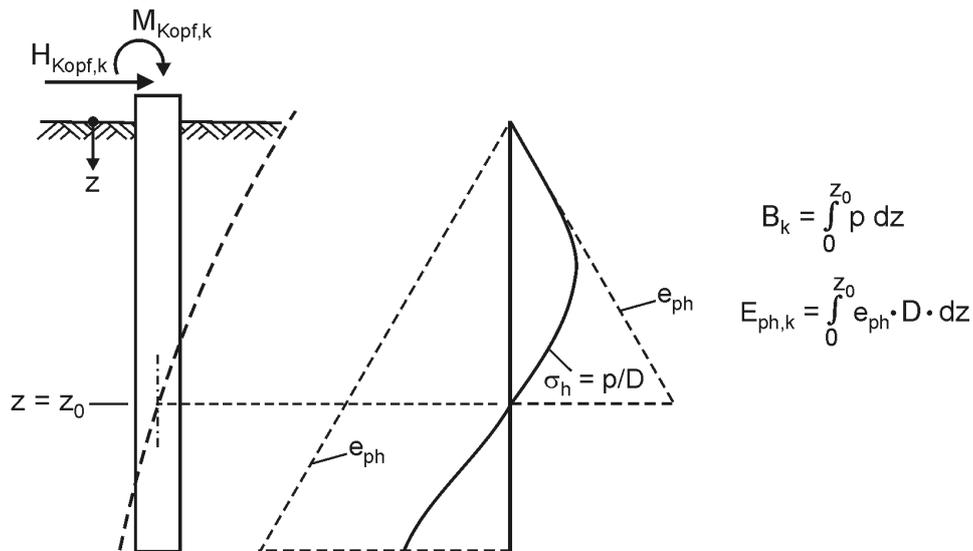


Bild 4: Tragfähigkeitsnachweis nach Methode GEO-2

### 3.3 Abschätzung akkumulierter Pfahlverformungen

Dass zyklische Belastungen von Gründungselementen zu einer Zunahme bleibender Verformungen führen, ist seit langem bekannt. Für Monopiles kann dies ein Anwachsen einer bleibenden Schiefstellung bedeuten. Eine permanente Schiefstellung ist jedoch aus betriebstechnischen Gründen auf max. rd. 0,5° begrenzt. Es ist daher wichtig, die maximal mögliche Verformungsakkumulation über die Lebensdauer der Anlage abzuschätzen.

Ein abgesichertes Verfahren dafür gibt es aber bislang nicht. Eine auch nur annähernd zuverlässige Prognose scheitert schon an der Erfassung der komplexen Lastsituationen. Über die Lebensdauer der Anlage wirken bis zu 1 Milliarde Lastspiele unterschiedlicher Amplitude und insbesondere auch aus unterschiedlichen Richtungen ein. Für die Prognose muss im Allgemeinen konservativ davon ausgegangen werden, dass alle Lasten aus der gleichen Richtung kommen.

Am Institut des Autors wurde eine auf numerischen Simulationen in Verbindung mit Ergebnissen zyklischer Triaxialversuche basierende Berechnungsmethode entwickelt. Mit dieser Methode (SDM, stiffness degradation method) kann die bleibende Schiefstellung eines Pfahls unter zyklischen Schwelllasten gleicher Amplitude und Richtung abgeschätzt werden (Bild 5). Andere Berechnungsmethoden werden in der EAP (2012) bzw. auch in Achmus (2011) vorgestellt.

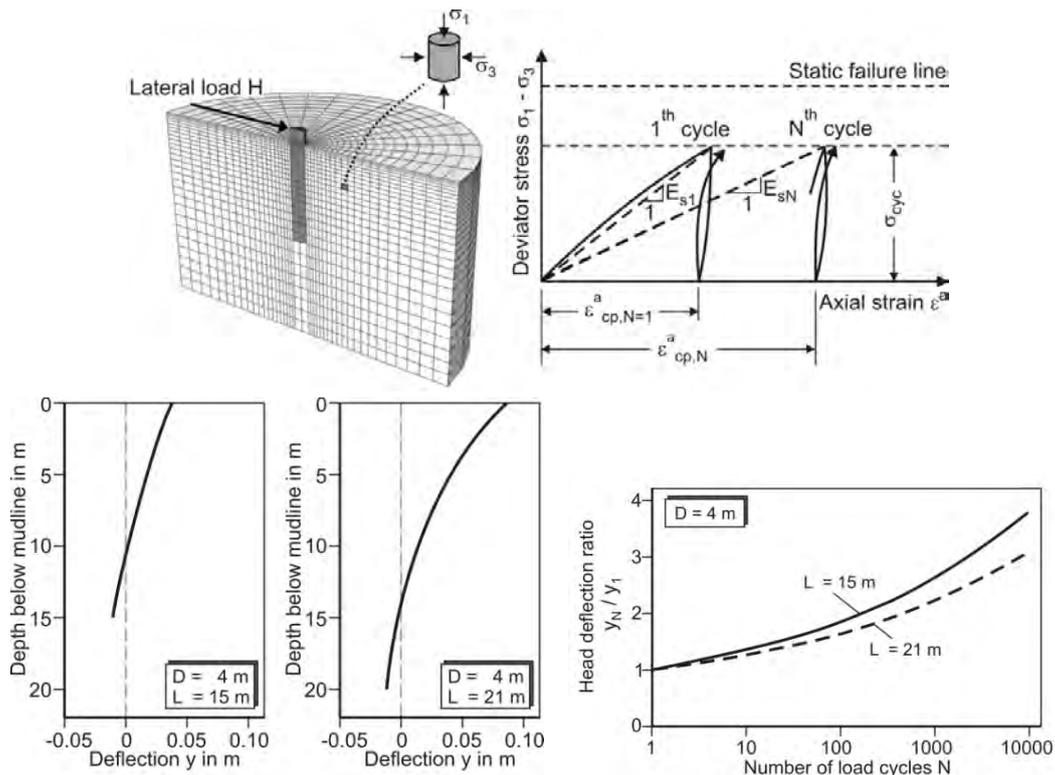


Bild 5: Stiffness Degradation-Methode – Modell und Ergebnisbeispiele

### 3.4 Steifigkeit unter Betriebslasten

Die genaue Berechnung der Eigenfrequenz eines Windenergieurms ist für die Lastenberechnung von großer Bedeutung, da insbesondere die Ermüdungslasten stark von der Eigenfrequenz abhängen. Die Steifigkeit des im Boden eingebetteten Monopiles unter im Betrieb auftretenden Lasten muss daher möglichst genau berechnet werden.

Die Lastermittlungen im Rahmen gesamt-dynamischer Berechnungen werden in aller Regel zwecks Begrenzung des Rechenaufwands an einem linear elastischen System vorgenommen. Ein Monopile kann darin als nicht gebetteter, in einer Ersatztiefe unter Seeboden eingespannter Träger oder genauer als Balken auf linear elastischen Federn modelliert werden. Es gilt daher, aus einer Berechnung mit der p-y-Methode lineare Federsteifigkeiten zu ermitteln, welche das Systemverhalten unter typischen Betriebslasten möglichst gut abbilden.

Nach Ansicht des Autors kann diese Berechnung zumindest für Pfähle in Sandböden unter Ansatz statischer p-y-Kurven erfolgen. Maßgebend für das Systemverhalten ist hier die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit des Pfahl-Bodensystems. Untersuchungen von LeBlanc et al. (2010) haben gezeigt, dass die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit bei einem Monopile in Sandboden mit der Lastzyklenzahl im Gegensatz zur für die Gesamtverschiebung maßgebenden Sekantensteifigkeit sogar geringfügig zu- und nicht abnimmt. Deshalb erscheint hier der Ansatz statischer Kurven gerechtfertigt, zumal auch aus Messungen in bereits bestehenden Windparks berichtet wird, dass die Monopilesteifigkeiten rechnerisch bislang eher unterschätzt wurden. Auch hier bestehen aber offene Fragen und damit weiterer Forschungsbedarf.

## 4 Vorwiegend axial belastete Pfähle

### 4.1 Allgemeines

Bei Wassertiefen um rd. 40 m müssen in aller Regel aufgelöste Gründungsstrukturen wie Tripods, Jackets oder Tripiles eingesetzt werden. Über eine Stahlkonstruktion werden dabei die hohen Biegebeanspruchungen in vertikale, in den Ecken der Aufstandsfläche auf die dort angeordneten Pfähle wirkende Kräfte umgewandelt. Die Pfähle werden zwar auch durch horizontale Lasten beansprucht, bemessungsentscheidend für die erforderliche Pfahlänge sind aber die unter Extremlasten sehr hohen Druck- und Zuglasten.

Auch bei axial belasteten Pfählen spielen zyklische Effekte eine entscheidende Rolle. Zyklische Lasten können eine Tragfähigkeitsreduktion verursachen. In der internationalen Offshoretechnik wurde dies im Regelfall aber nicht explizit berücksichtigt, da man davon ausging, dass dies durch positive, ebenfalls nicht berücksichtigte Effekte – wie zum Beispiel das „Festwachsen“ von Pfählen, d.h. Erhöhung der Tragfähigkeit mit der Zeit, oder Trägheitseffekte infolge der nur kurzen Einwirkungszeit einer Extremlast – kompensiert wird. Nach den Richtlinien des BSH (BSH 2011) ist der Einfluss eines 35h-Bemessungssturms auf die Tragfähigkeit eines Pfahls zu berechnen und in der Bemessung zu berücksichtigen.

Im Rahmen der ULS-Bemessung sind entsprechend zwei Teilaspekte zu behandeln:

- Prognose der statischen Pfahltragfähigkeit.  
Die in der EAP (2012) angegebenen Erfahrungswerte für Mantelreibung und Spitzendruck beziehen sich nicht auf große Stahlrohrrammpfähle und sind daher nicht anwendbar. Es werden daher speziell für die Offshoretechnik entwickelte, durch Probebelastungen kalibrierte Berechnungsverfahren angewandt. Hier gibt es aber mehrere Verfahren, welche nicht zwingend zu ähnlichen Ergebnissen führen.  
Nach den BSH-Richtlinien sind dynamische Pfahlprobebelastungen für vorwiegend axial belastete Pfahlelemente zwingend erforderlich. Das ist natürlich grundsätzlich zu begrüßen, bedingt aber ein hohes Planungsrisiko, weil die Pfahltests in der Regel während der Bauphase gemacht werden und dann auf unerwartete Ergebnisse kaum noch reagiert werden kann. Die möglichst genaue rechnerische Tragfähigkeitsprognose ist daher eminent wichtig.
- Berechnung der zyklischen Tragfähigkeitsreduktion.  
Die Anforderung des BSH führt insofern zu Problemen, als es zuverlässige Berechnungsmethoden für die Berechnung der zyklischen Tragfähigkeitsreduktion noch gar nicht gibt. Erste Hinweise zu Berechnungsmöglichkeiten werden im jüngst erarbeiteten Kap. 13 der EA Pfähle (2012) gegeben.

Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf die Bemessung von Pfählen in Sandböden.

## 4.2 Ermittlung der statischen Tragfähigkeit

In der Offshoretechnik war für Pfähle in nichtbindigen Böden über viele Jahre ein in den Richtlinien des American Petroleum Institute (API 2007) beschriebenes Verfahren gebräuchlich. Hierin wird die Mantelreibung zwischen Pfahl und Boden durch Multiplikation der effektiven Vertikalspannung in der betrachteten Tiefe mit einem  $\beta$ -Wert ermittelt, welcher sich aus dem Produkt von Erddruckbeiwert und Reibungsbeiwert ergibt. Für diesen  $\beta$ -Wert enthält API (2007) von der Lagerungsdichte des Bodens abhängige Erfahrungswerte. Außerdem definiert die API-Richtlinie maximale Mantelreibungswerte, welche ebenfalls von der Lagerungsdichte abhängen.

In ganz ähnlicher Weise wird auch der Grenzwert des Spitzendrucks eines Pfahls berechnet. Er ergibt sich aus der effektiven Vertikalspannung in der Tiefe des Pfahlfußes durch Multiplikation mit einem tabellierten Tragfähigkeitsbeiwert, wobei auch hier ein Maximalwert zu berücksichtigen ist.

Bei dem sehr einfach anwendbaren Verfahren (nachfolgend API-Verfahren genannt) bleiben einige die Tragfähigkeit eines Pfahls beeinflussende Effekte außer Ansatz. Zu erwähnen sind hier Pfropfenbildung bei offenen Pfählen, die Wechselwirkung zwischen Mantelreibung und Spitzendruck bei Druckpfählen und die Reibungsermüdung. Letzteres ist ein Effekt, der durch die zyklische Scherbeanspruchung des Bodens beim Einrammen des Pfahls entsteht. Hierdurch nimmt die Mantelreibung ab, und zwar je stärker, umso weiter der betrachtete Punkt oberhalb des Pfahlfußes liegt.

In den letzten Jahren wurden von verschiedenen Forschergruppen neue, sogenannte CPT-basierte Verfahren entwickelt, welche die genannten Effekte berücksichtigen. Basiswert der Berechnung von Mantelreibung und Spitzendruck ist darin der in einer Drucksondierung (CPT) gemessene Spitzenwiderstand  $q_c$ . Die neuen Verfahren gelten als genauer als das API-Verfahren und sind in der jüngsten Ergänzung der API-Richtlinien auch bereits enthalten. Es handelt sich hier um vier Verfahren (ICP, UWA, Fugro und NGI), welche abhängig von den Randbedingungen durchaus deutlich unterschiedliche Tragfähigkeiten ergeben können. Es stellt sich daher die Frage, welches Berechnungsverfahren für Stahlrohr-rammpfähle in Sanden (Nordseebedingungen) eingesetzt werden soll.

Die bestehende Problematik wird durch Bild 6 verdeutlicht. Hier sind Verhältniswerte der Zugtragfähigkeiten nach CPT-basierten Verfahren zu denen nach dem API-Verfahren für unterschiedliche Lagerungsdichten angegeben. Es ergeben sich nennenswerte Unterschiede der CPT-basierten Verfahren zum API-Verfahren sowie auch untereinander. Betrachtet man für die vorliegende Problemstellung typische Pfahlschlankheitsverhältnisse  $L/D < 20$ , so scheint die API-Methode für dichte und sehr dichte Sande eher konservativ zu sein, während sich für mitteldichte bis dichte Sande geringere Tragfähigkeiten als nach den CPT-basierten Verfahren ergeben.

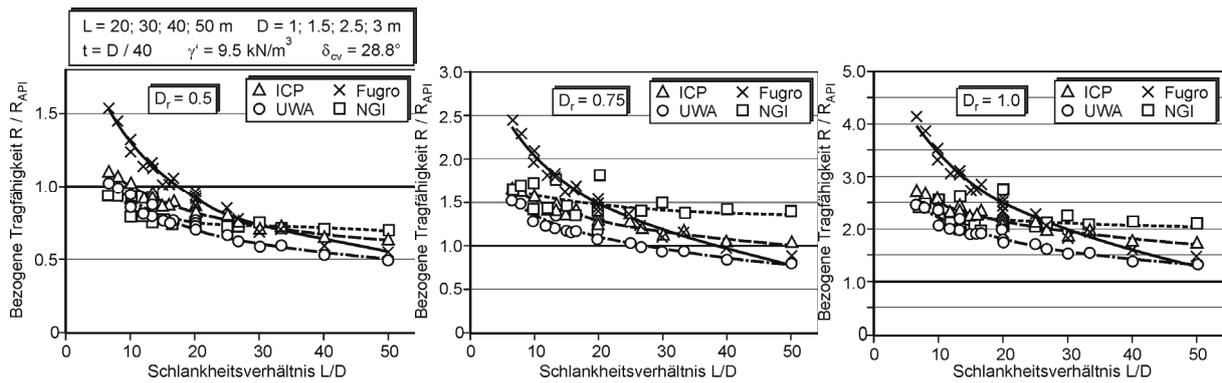


Bild 6: Vergleich der CPT-basierten Verfahren mit dem API-Verfahren für Zugtragfähigkeit

Ein wichtiger Aspekt bei der Anwendung der CPT-basierten Verfahren für Pfähle relativ großer Durchmesser (rd. 2 m) ist auch, dass alle Pfahltests, an denen die Verfahren kalibriert wurden, an Pfählen kleiner Durchmesser (kleiner 1 m) durchgeführt wurden. Bei den CPT-basierten Verfahren nimmt die Tragfähigkeit mit steigendem Durchmesser stärker zu als nach dem API-Verfahren (Achmus & Müller 2010). Es existieren aber keine experimentellen Belege, dass diese überproportionale Zunahme auch auf Pfähle mit großem Durchmesser übertragen werden kann.

Bevor ausreichende Erfahrungen hinsichtlich der Tragfähigkeit von großen Stahlrohr-rammpfählen in Sandböden vorliegen, empfiehlt sich derzeit eine konservative Abschätzung der Pfahltragfähigkeit. Hierbei sollten die Tragfähigkeiten sowohl nach API-Verfahren als auch nach den CPT-basierten Verfahren ermittelt werden und auf Grundlage der Ergebnisse unter Berücksichtigung der lokalen Randbedingungen eine Prognose vorgenommen werden.

#### 4.3 Zyklische Tragfähigkeitsreduktion

Die Reduktion der Pfahltragfähigkeit infolge zyklischer Belastung lässt sich in „Interaktionsdiagrammen“ darstellen. Ein solches, von Poulos (1988) aus (relativ wenigen) Pfahltests abgeleitetes Interaktionsdiagramm ist in Bild 7 wiedergegeben. Je nach auf die statische Grenzlast bezogenen Größen der mittleren Belastung und der zyklischen Lastamplitude lässt sich hieraus die zum Versagen führende Lastzyklenzahl abschätzen.

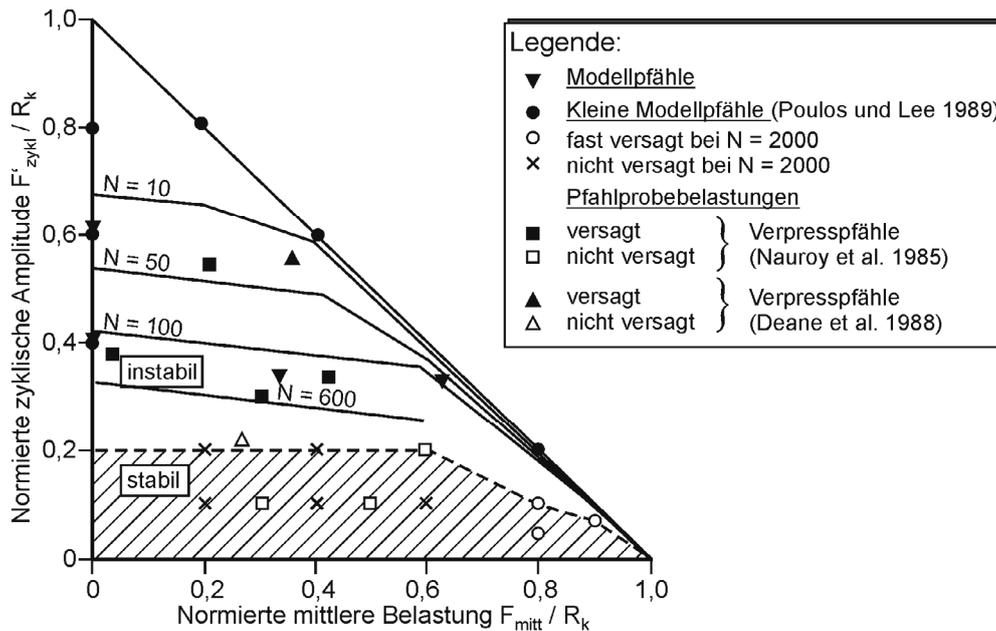


Bild 7: Interaktionsdiagramm nach Poulos (1988)

In der EA Pfähle (2012) werden folgende Gleichungen für die Ermittlung des Bemessungswerts des Widerstands zyklisch axial belasteter Pfähle angegeben:

$$R_{c,d}(N) = R_{c,k} / \gamma_t - \eta_{zyk} \cdot \Delta R_{zyk}$$

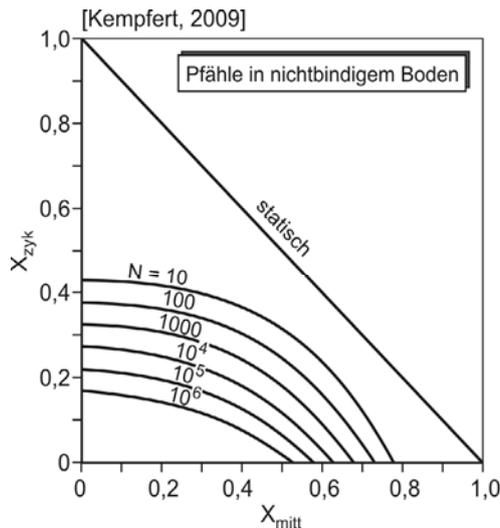
bzw.

$$R_{t,d}(N) = R_{t,k} / \gamma_{s,t} - \eta_{zyk} \cdot \Delta R_{zyk}$$

Hierin sind  $R_{c,k}$  bzw.  $R_{t,k}$  die statischen Druck- bzw. Zugtragfähigkeiten,  $\gamma_t$  und  $\gamma_{s,t}$  die Teilsicherheitsbeiwerte,  $\Delta R_{zyk}$  die Reduktion der Tragfähigkeit infolge Zykliek und  $\eta_{zyk}$  ein Modellfaktor, der in der Regel größer 1 gewählt werden soll.

Hinsichtlich der Berechnung von  $\Delta R_{zyk}$  wird auf den Anhang D der EA Pfähle (2012) verwiesen. Darin werden drei Berechnungsmodelle beschrieben: ein Näherungsverfahren nach Kirsch & Richter (2011), ein Näherungsverfahren nach Thomas (2011) sowie eine auf der Auswertung von Interaktionsdiagramm basierende Methode. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Verfahren zunächst nur innerhalb von Forschungsprojekten überprüft wurden und noch keine allgemein anerkannten Regeln der Technik darstellen.

Beispielhaft soll die „Interaktionsdiagramm-Methode“ erläutert werden. In Bild 8 sind aus der Auswertung von Probelastungen abgeleitete Interaktionsdiagramme dargestellt, welche für die Berechnung der Tragfähigkeitsreduktion verwendet werden dürfen. Hierin bezeichnen  $X_{mitt} = F_{mitt} / R_k$  die auf die statische Grenzlaster bezogene mittlere Belastung und  $X_{zyk} = F'_{zykl} / R_k$  die auf die statische Grenzlaster bezogene Amplitude der zyklischen Belastung, vgl. auch Bild 7.



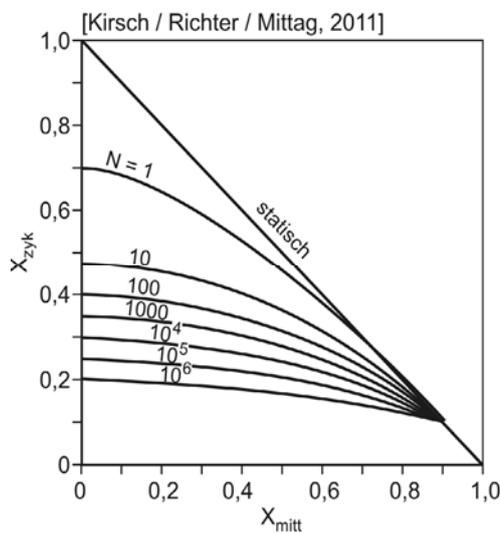
Analytische Beschreibung  
der Interaktionskurven:

$$X_{zyk} = \kappa (1 - (X_{mitt} + 0,65 - \kappa)^4)$$

mit  $\kappa = f(N)$ :

$\kappa$	0,43	0,38	0,33	0,28	0,23	0,18
N	$10^1$	$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$

Für bindige Böden dürfen die  $\kappa$ -Werte  
um den Faktor 1,3 erhöht werden



Analytische Beschreibung  
der Interaktionskurven:

$$X_{zyk} = \kappa [1 - 1,11^{EXP} \cdot X_{mitt}^{EXP}] + 0,1235 \cdot X_{mitt}^{EXP}$$

mit  $\kappa = 0,5 + 0,67[\log(N+1) - 1,0746 \log(N)]$

$$EXP = 2 - 1,5[\log(N+1) - \log(N)]$$

Bild 8: Interaktionsdiagramme nach Kempfert (2009) und nach Kirsch et al. (2011)

Für eine gegebene Belastung mit  $X_{mitt}$ ,  $X_{zyk}$  und Anzahl Lastzyklen  $N$  lässt sich aus dem Interaktionsdiagramm die zugehörige Tragfähigkeitsreduktion  $\Delta R_{zyk}$  wie folgt berechnen:

- Ableitung der Längen  $l_1$ ,  $l_2$  und  $l_3$  aus dem verwendeten Interaktionsdiagramm entsprechend Bild 9.  $l_1$  kennzeichnet die Größe der tatsächlichen Belastung,  $l_2$  gibt den Abstand zu der zur betrachteten Lastzyklenzahl gehörigen zyklischen Versagenslast an und  $l_1 + l_2 + l_3$  kennzeichnet die statische Grenzlast.
- Mit dem charakteristischen Ausnutzungsgrad  $\mu_k = l_1/(l_1+l_2)$  wird die Tragfähigkeitsreduktion unter der Annahme berechnet, dass sich für  $\mu_k = 0$  gar keine und für  $\mu_k = 1$  die volle zur Lastzyklenzahl  $N$  gehörige Tragfähigkeitsreduktion ( $l_3/\Sigma l_i$ ) ergibt. Daraus ergibt sich:

$$\Delta R_{zyk} = \mu_k l_3/\Sigma l_i R_{k,stat}$$

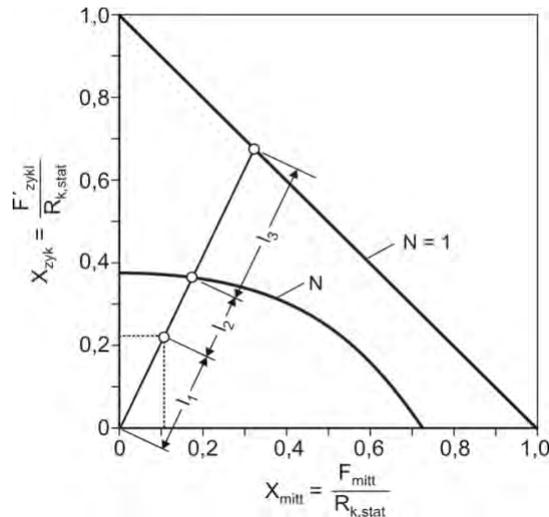


Bild 9: Ableitung der Längen  $l_1$ ,  $l_2$  und  $l_3$  aus einem Interaktionsdiagramm

Mehrere Lastpakete mit unterschiedlichen  $X_{\text{mitt}}$ ,  $X_{\text{zykl}}$ - und  $N$ -Werten können berücksichtigt werden, indem die Wirkung eines Lastpakets durch die Erhöhung der Lastzyklenzahl für eine Referenzlast berücksichtigt wird. Diese äquivalente Lastzyklenzahl ist die Zyklenzahl, die für die Referenzlast zur gleichen Tragfähigkeitsreduktion wie für das betrachtete Lastpaket führt.

Als Modellfaktor zur Berücksichtigung der Unsicherheit der Berechnungsmethode empfiehlt EAP (2012)  $\eta_{\text{zykl}} = 1,2$ . Außerdem soll nach der in EAP angegebenen Gleichung für den Bemessungswiderstand  $R_d(N)$  (s.o.) der Teilsicherheitsbeiwert nicht auf  $\Delta R_{\text{zykl}}$  angewandt werden. Es ist deshalb zu vermuten, dass der Nachweis für zyklische Lasten sehr konservativ ist. Vor dem Hintergrund, dass für Windparks außerhalb Deutschlands zumindest bislang überhaupt keine Tragfähigkeitsreduktion infolge zyklischer Belastung berücksichtigt wird, besteht hier dringender Forschungsbedarf.

## 5 Literatur

- Achmus, M., Müller, M. (2010): Evaluation of pile capacity approaches with respect to piles for wind energy foundations in the North Sea. 2<sup>nd</sup> International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, Australia, November.
- Achmus, M. (2011): Bemessung von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Konzepte und offene Fragen, Bautechnik, Jg. 88, Heft 9, S. 602-616.
- API (2007): American Petroleum Institute (API), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms- Working Stress Design, RP 2A-WSD, Fassung Dezember 2000 und Ergänzung Oktober 2007.
- BSH (2011): Anwendungshinweise für den Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“ des BSH.
- DNV (2009): Det Norske Veritas (DNV), Offshore Standard DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures, October 2007, revised Nov. 2009.
- EA Pfähle (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- GL-COWT (2005): Germanischer Lloyd, Rules and Guidelines IV Industrial Services, Part 2, Guidelines for the Certification of Offshore Wind Turbines, Fassung 2005.

- Kempfert, H.-G. (2009): 3.2: Pfahlgründungen. In: Grundbau-Taschenbuch, 7. Auflage, Teil 3, Verlag Ernst & Sohn.
- Kirsch, F., Richter T. (2011): Ein einfaches Näherungsverfahren zur Prognose des axial-zyklischen Tragverhaltens von Pfählen. Bautechnik 88, Heft 2.
- Kirsch, F., Richter T., Mittag, J. (2011): Zur Verwendung von Interaktionsdiagrammen beim Nachweis axial-zyklisch belasteter Pfähle. Bautechnik 88, Heft 5.
- LeBlanc, C., Houlsby, G. T., Byrne, B. W. (2010): Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading, Geotechnique, Vol. 60, Issue 2, pp. 79-90.
- Thomas, S. (2011): Zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung. Schriftenreihe Geotechni, Universität Kassel, Heft 25.
- Poulos, H. G. (1988): Cyclic Stability Diagram for axially loaded piles. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 114, No. 8.

# Offshore Windkraft Fundamente

## Praxiserfahrung aus den Projekten London Array und DanTysk

Dipl. Ing. Moritz Horn, Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH

### Offshore Windkraft – Warum?

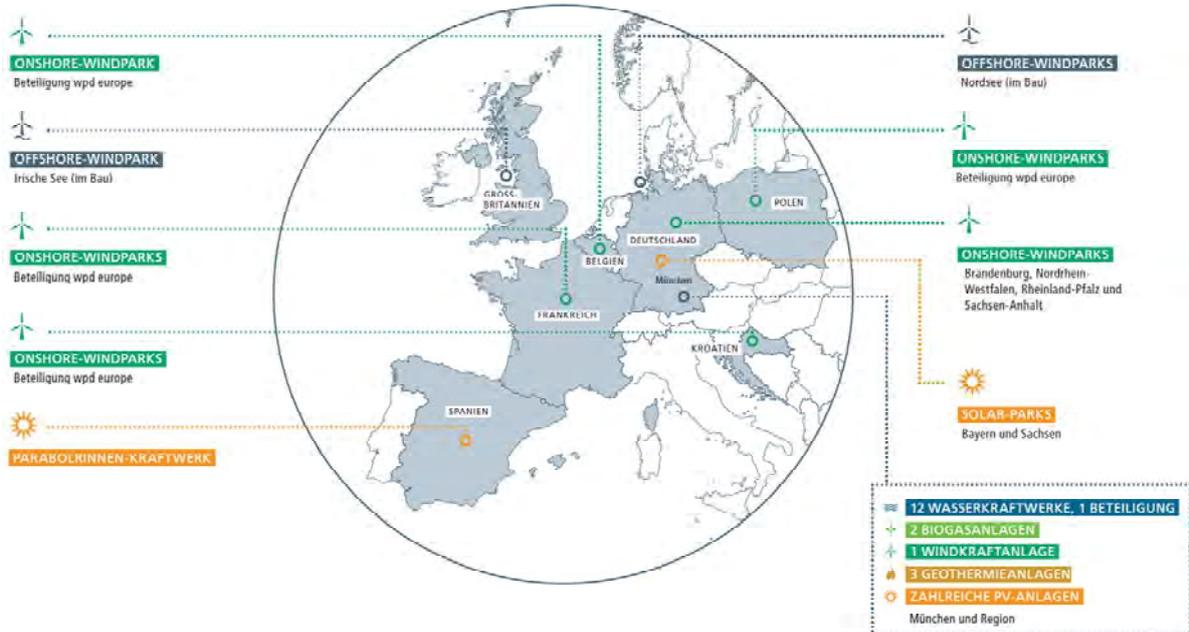


Bis 2025 werden die SWM dieses Volumen weiter steigern und auf rund 7,5 Milliarden Kilowattstunden pro Jahr erhöhen. **Damit könnten die SWM beispielsweise den gesamten Münchner Strombedarf decken – als erste Millionenstadt weltweit.**

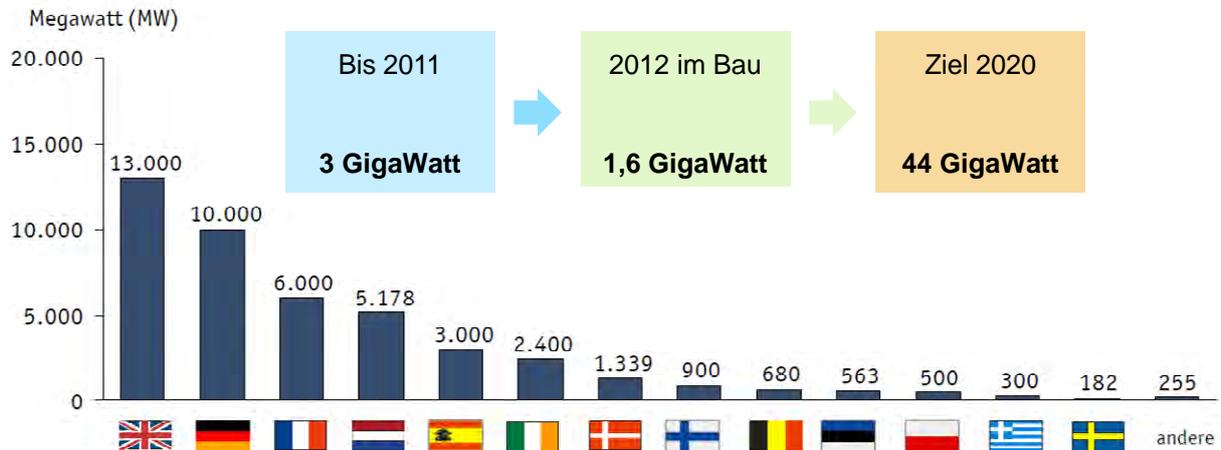
Der drohende Klimawandel bringt gewaltige Herausforderungen mit sich. Klimaschutz und ein nachhaltiger Umgang mit den natürlichen Ressourcen gehören zu den größten Herausforderungen unserer Zeit. Für eine moderne und nachhaltige Energieversorgung von morgen muss der Anteil der erneuerbaren Energien deutlich wachsen. Die Erneuerbaren stoßen kein klimaschädliches Kohlendioxid aus und sorgen für eine Diversifizierung des Energiemixes, was die Abhängigkeit von fossilen Energieträgern aus zum Teil politisch instabilen Regionen reduziert.

Als verantwortungsvoll und nachhaltig agierendes Unternehmen treiben die SWM den Ausbau der erneuerbaren Energien mit aller Konsequenz voran. Dazu haben die SWM die Ausbauoffensive Erneuerbare Energien gestartet und investieren hierfür rund neun Milliarden Euro. Mit den bisher realisierten und angestoßenen Projekten in ganz Europa verfügen die SWM nach deren Fertigstellung über eine jährliche Erzeugungskapazität von rund 2,4 Milliarden Kilowattstunden Ökostrom aus eigenen Anlagen. Durch die Kooperation mit dem Wind-

parkspezialisten wpd wächst das Erzeugungspotenzial auf insgesamt 3,6 Milliarden Kilowattstunden bis 2020. Im Vergleich zum ursprünglichen Produktionsvolumen von 350 Millionen Kilowattstunden pro Jahr – vor Beginn der Ausbauoffensive – haben die SWM die Kapazitäten ihrer Ökostrom-Produktion verzehnfacht! Bis 2025 werden die SWM dieses Volumen weiter steigern und auf rund 7,5 Milliarden Kilowattstunden pro Jahr erhöhen. Damit könnten die SWM beispielsweise den gesamten Münchner Strombedarf decken – als erste Millionenstadt weltweit. Mit diesem ambitionierten Ziel einschließlich der enormen Investitionstätigkeit nehmen die SWM weltweit eine Vorreiterrolle ein und erzielen einen nachhaltigen Klimaeffekt.

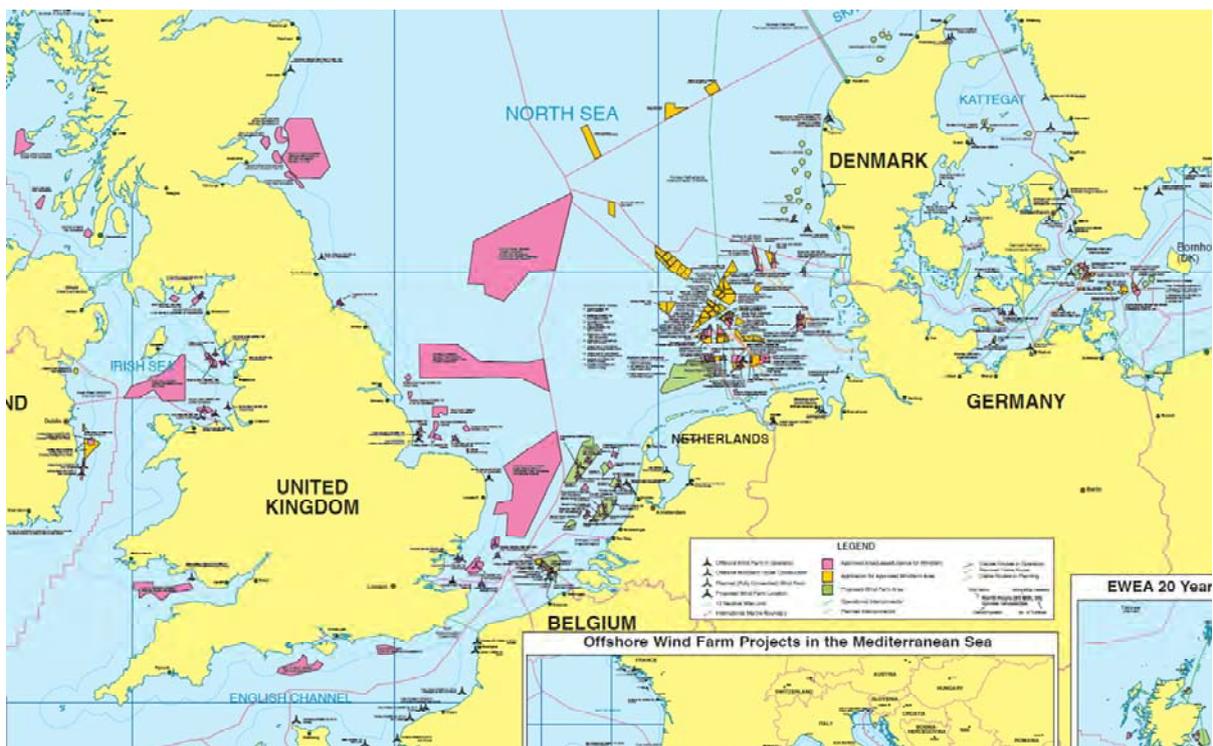


## Offshore Fundamente bis 2020

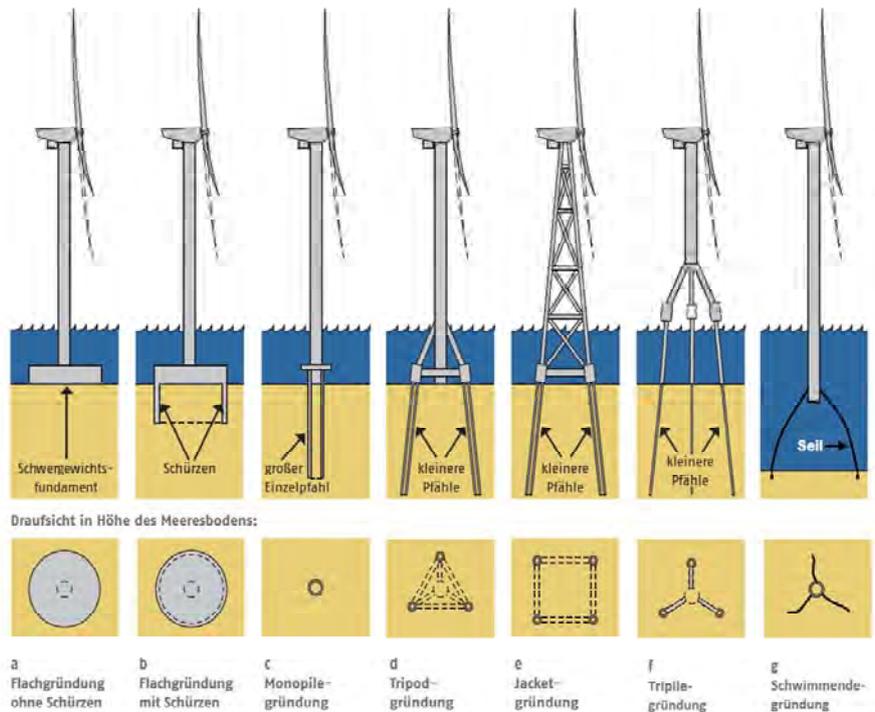


- Bis 2020 in den Kernmärkten Deutschland, Großbritannien und Skandinavien ca. 5.500 Fundamente Offshore installiert
- Weitere 2.000 Fundamente bis 2020 in den übrigen Europäischen Ländern
- Bis zu 1.000 Fundamente / Jahr zu installieren
- Bei derzeitig ca. 400 Fundamente / Jahr Marktkapazität

## North Europe Project Map



## Offshore Fundamente / verschiedene Typen



### Offshore Wind Turbine

Gründung 1.000 to  
 Turm 400 to  
 Gondel + Rotor 350 – 450 to  
 Rotor Durchmesser 120 m  
 Fläche 11.000m<sup>2</sup>

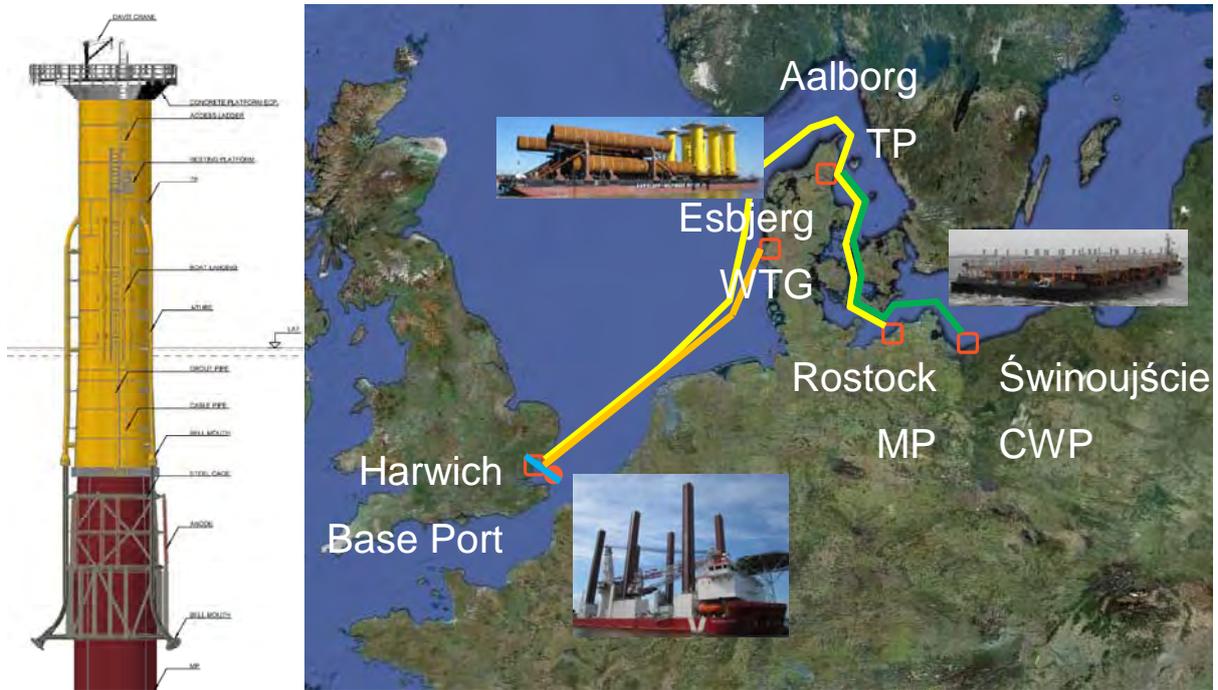
Nabenhöhe 90m LAT  
 Wassertiefe 20 – 30m  
 Rammtiefe 30 – 50m  
 Gesamthöhe 200 – 230m

Leistung 3,6 – 6,0 MW  
 Volllastäquivalent 60 – 65%

Kosten 3,0 – 3,5 Mio€/ MW  
 Lebensdauer 25 Jahre



## London Array / Logistik



London Array / Stahlproduktion



London Array / Steel Production



London Array / Steel Production



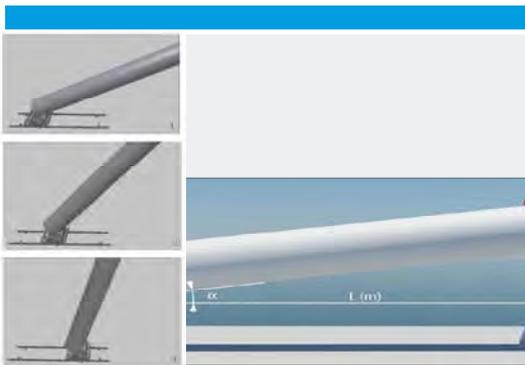
London Array / Steel Production



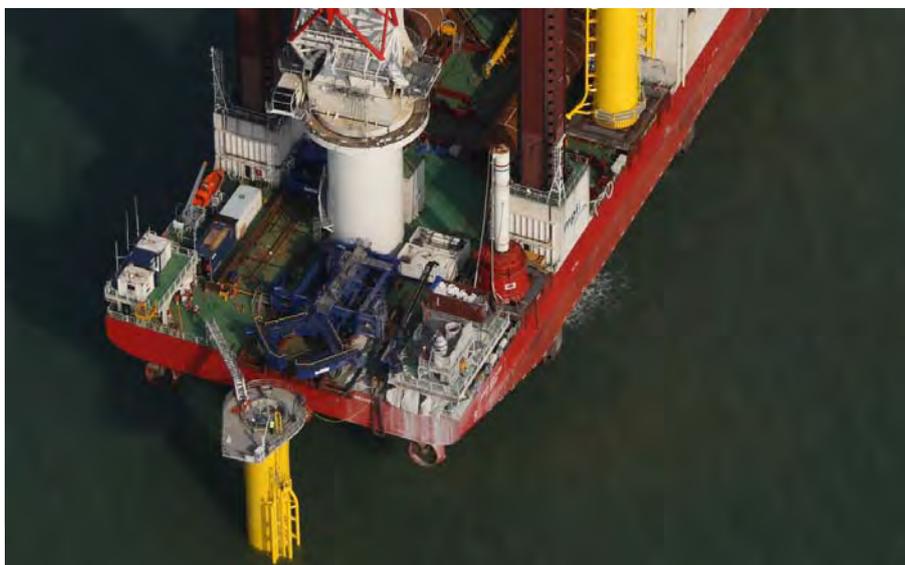
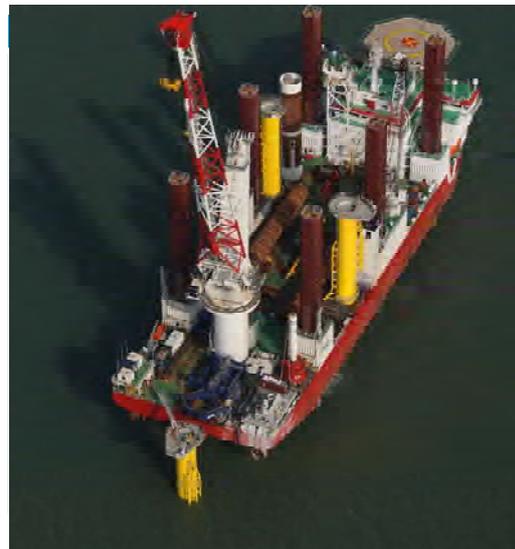
London Array / Transport



London Array / Installation



London Array / Installation



London Array / Almost ready



Wikipedia

List of offshore windparks in operation [by end of 2012]

No.	Windfarm		MW total	Country
1	London Array		630	UK
2	Greater Gabbard		507	UK
3	Thanet		300	UK
4	Horns Rev 2		209	DK
5	Rödsand 2		207	DK



# Installation eines Monopfahls als Gründungsstruktur für eine Gezeitenturbine

Dr.-Ing. Stefan Schmitz  
BAUER Spezialtiefbau GmbH,  
Prof. Thomas Bauer  
BAUER AG  
Schrobenhausen

## 1 Allgemeines

Mit Gezeitenturbinen kann aus der Strömungsenergie des Meeres Strom gewonnen werden. Besonderheit hierbei ist, dass sich die Strömungsrichtung auf Grund der Gezeiten ca. alle 6 Stunden um 180° dreht. Mögliche Felder für den Einsatz von Gezeitenturbinen zeichnen sich vorrangig dadurch aus, dass sehr große Strömungsgeschwindigkeiten herrschen können. Diese reichen bis über 5 m/s. Derzeit werden überwiegend Felder im Bereich der englischen- und schottischen Küste erschlossen.

Durch die extremen Bedingungen auf Grund der hohen Strömungsgeschwindigkeiten, dem Einfluss der Wellen und durch den regelmäßig auftretenden Richtungswechsel der Strömung, wirken sehr große Kräfte auf die Turbine und ihre Gründungsstruktur.

Gezeitenturbinen werden meist in Gebieten eingesetzt, bei denen der Meeresgrund aus Fels besteht. Zur Fundierung werden üblicherweise Schwergewichtskonstruktionen verwendet. Der große Nachteil dieser Gründungsform ist, dass sie nicht mit dem Meeresgrund fest verbunden ist. Lediglich das Eigengewicht hält die Struktur in Position. Bereits geringe Auslenkungen können die Stromausbeute deutlich reduzieren. Solche Auslenkungen oder Verschiebungen sind bei Schwergewichtsstrukturen während der Nutzungsdauer nicht auszuschließen. Ein Monopfahl, der in den Fels eingelassen wird, ist eine Alternative, die einen erheblichen Nutzen für Gezeitenturbinenbetreiber darstellt.



Bild 1: Monopfahl mit installierter Gezeitenturbine

Bis dato ist es nicht gelungen, eine derartige Gründungsstruktur unter diesen extremen Bedingungen herzustellen. Die Bauer Spezialtiefbau GmbH betrat im Jahr 2010/2011 hier Neuland und installierte im Sommer 2011 einen Monopfahl in der schottischen See als Gründungsstruktur für die 1 MW Gezeitenturbine der Voith Hydro Holding GmbH & Co. KG.

## 2 Monopfahl

Das Eigengewicht einer Gezeitenturbine kann mehrere 100 to betragen. Unter Berücksichtigung der vertikalen Last, der zusätzlich wirkenden Strömungskräfte, die ihrerseits durch die Strömungsgeschwindigkeit, die Wellenhöhe und die Wellenperiode bestimmt werden und der Lastspiele beim Betrieb der Turbine, ist der Monopfahl zu dimensionieren. Hieraus ergeben sich die Dicke der Rohrwandung und die Einbindetiefe in den anstehenden Fels.

Die Länge des Stahlrohrs ergibt sich des Weiteren aus der optimalen Lage der Turbine in der Strömung. Neben der Ausrichtung der Turbine in Richtung der Hauptströmung, muss die Tiefenlage im Wasser passend gewählt sein. Ähnlich der Rohrströmung nimmt die Strömungsgeschwindigkeit über die Tiefe des Wassers weiter ab, bis sie am Meeresgrund theoretisch „0“ beträgt (siehe Bild 2).

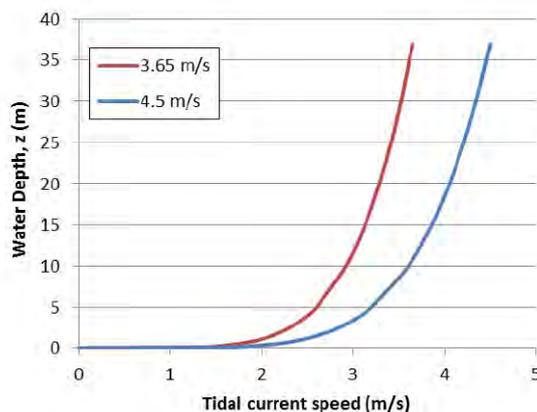


Bild 2: Theoretische Geschwindigkeitsverteilung über die Tiefe bei einer Strömungsgeschwindigkeit an der Wasseroberfläche von 3,65 m/s und 4,5 m/s

Für den hier beschriebenen Fall wurde ein ca. 24 m langer Monopfahl mit einer Einbindetiefe von 11 m und einem Pfahldurchmesser von 2 m festgelegt. Bei dem Pfahl handelt es sich um ein dickwandiges Stahlrohr mit einem Gesamtgewicht von ca. 80 to. Das Stahlrohr ist am Fuß offen und die Spitze wurde konstruktiv so ausgebildet, dass sie als Adapter für die Turbine genutzt werden kann.



Bild 3: Monopfahl am Hafen vor der Verladung auf das Transportschiff

Der Adapter für die Verbindung zur Turbine war so auszurichten, dass sich die Turbine nach der Installation des Pfahls genau in Hauptströmungsrichtung ( $150^{\circ}/330^{\circ}$  gegen Nord) befindet (siehe Bild 4).

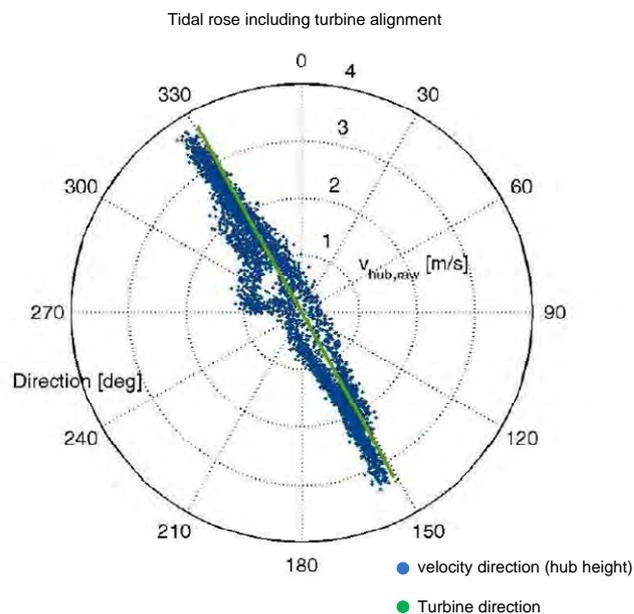


Bild 4: Hauptströmungsrichtung im Bereich des Testfeldes EMEC

### 3 Bohreinheit

In Zusammenarbeit mit der Bauer Spezialtiefbau GmbH und der Bauer Maschinen GmbH wurde innerhalb von ca. 6 Monaten ein neues Unterwasserbohrgerät (BSD 3000) entwickelt,

hergestellt und nach Schottland transportiert, um es im Juli 2011 für die Installationsarbeiten einzusetzen. Dieses Bohrgerät wird direkt auf den Meeresgrund abgesetzt und über Versorgungsleitungen, sogenannte Umbilicals (umbilical cord = Nabelschnur), gesteuert, versorgt und betrieben.

Das Bohrgerät besteht aus einer Bohrschablone, einem Führungsrohr und der eigentlichen Bohreinheit, einem Drehbohrkopf mit Warzenrollen. Das Bohrgut wird über einen sogenannten Airlift in die Meeresströmung geleitet.

Die Bohrschablone ist mit Hydraulikfüßen ausgestattet, sodass die Neigung des Untergrundes in Grenzen ausgeglichen werden kann. Das Eigengewicht der Schablone kann durch Hinzufügen oder Entfernen von Gewichten variiert werden um auf geänderte Randbedingungen (niedrigere oder höhere Strömungsgeschwindigkeiten, etc.) reagieren zu können.

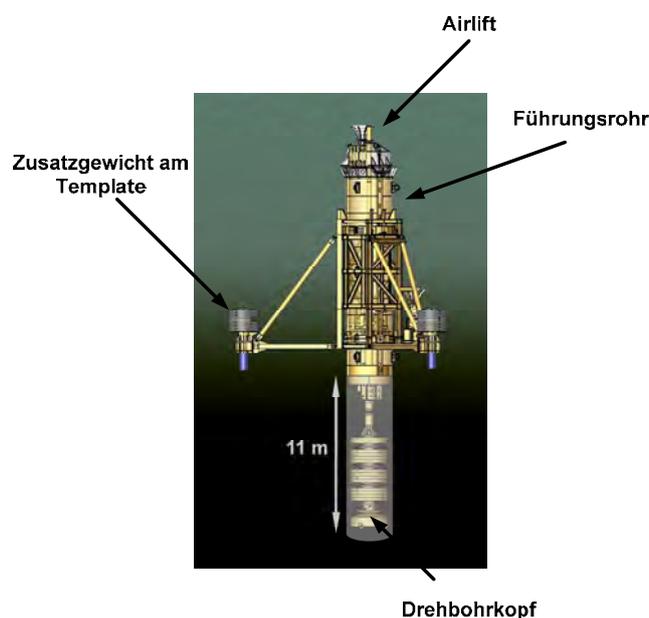
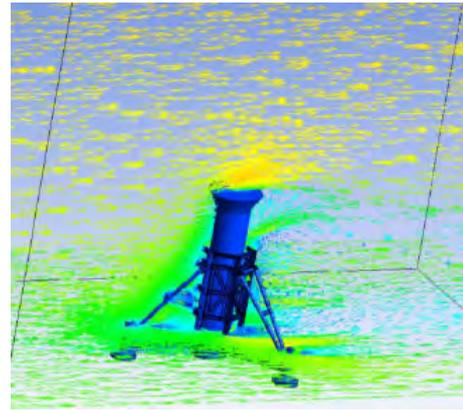
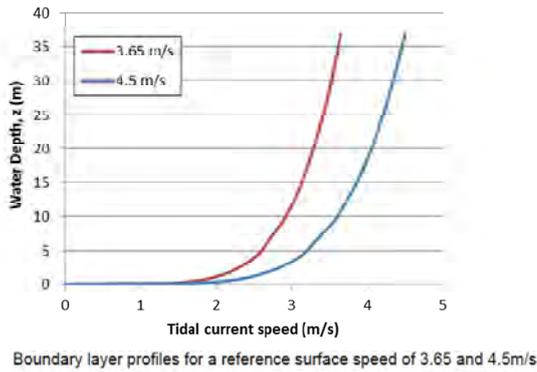


Bild 5: BSD 3000 bestehend aus Template, Führungsrohr und Bohreinheit

Aus der im Projektgebiet bekannten maximalen Strömungsgeschwindigkeit von 3,65 m/s, musste bei der Arbeitsvorbereitung das erforderliche Eigengewicht der Bohrschablone bestimmt werden. Die Standfestigkeit der Bohreinheit am Meeresgrund wird lediglich durch das Eigengewicht gewährleistet. Umfangreiche Berechnungen, die unter anderem eine Drag Force Analyse der gesamten Einheit beinhaltete, führten zu einem erforderlichen Eigengewicht der Bohrschablone von 120 to.

Bei den Berechnungen stellte sich heraus, dass der Lastfall „Gleiten“ maßgebend ist und nicht „Kippen“ der Struktur. Es wurden die Randbedingungen Wellenhöhe und Wellenperiode variiert und mit der Strömungsgeschwindigkeit kombiniert, um hier die maßgebende Lastkombination zu bestimmen, die zu dem erforderlichen Eigengewicht der Bohrschablone führt.

In Bild 6 sind die so ermittelten Sicherheitsbeiwerte dargestellt. Die einzuhaltende Sicherheit beträgt 1,56 gemäß DNV Regularien.



$U_0 = 3.65$ m/s		Wave Period (s)													
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Wave Height (m)	1.0	2.19	2.19	2.18	2.18	2.16	2.13	2.09	2.05	2.01	1.98	1.95	1.92	1.90	1.87
	1.5	2.19	2.19	2.18	2.17	2.14	2.10	2.04	1.99	1.93	1.89	1.85	1.81	1.77	1.74
	2.0	2.19	2.19	2.18	2.17	2.13	2.07	2.00	1.92	1.86	1.80	1.75	1.70	1.66	1.62
	2.5	2.19	2.19	2.18	2.17	2.12	2.04	1.95	1.87	1.79	1.72	1.66	1.61	1.56	1.51
	3.0	2.19	2.19	2.18	2.16	2.10	2.01	1.91	1.81	1.72	1.64	1.58	1.52	1.46	1.41
	3.5	2.19	2.19	2.18	2.16	2.09	1.99	1.87	1.75	1.66	1.57	1.50	1.43	1.37	1.32
	4.0	2.19	2.19	2.18	2.16	2.08	1.96	1.83	1.70	1.60	1.50	1.42	1.36	1.29	1.24
	4.5	2.19	2.19	2.18	2.15	2.07	1.93	1.79	1.65	1.54	1.44	1.36	1.28	1.22	1.16
	5.0	2.19	2.19	2.18	2.15	2.05	1.91	1.75	1.61	1.48	1.38	1.29	1.22	1.15	1.10
5.5	2.19	2.19	2.18	2.15	2.04	1.88	1.71	1.56	1.43	1.32	1.23	1.16	1.09	1.03	

Case 1, FOS for varying wave conditions (3.65m/s)

Bild 6: Berechnungsergebnis bei variiertes signifikanter Wellenhöhe und Wellenperiode bei einer Strömungsgeschwindigkeit von 3,65 m/s

## 4 Arbeitsvorbereitung

### 4.1 Installationsfeld des Monopfahls

Durch das **European Marine Energy Centre (EMEC)** ist ein Testfeld in der schottischen See ausgeschrieben (siehe Bild 7), auf dem verschiedene Turbinenhersteller ihre Turbinen testen können. Dieses Gebiet ist als sehr günstig für die Installation von Gezeitenturbinen auf Grund der Wassertiefe und der Strömungsgeschwindigkeiten anzusehen.

Dauerhafte Aufzeichnungen zeigen, dass Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu 5,5 m/s erreicht werden. Die Wassertiefe liegt bei ca. 35 m, wobei das Gebiet durch die umgebenden Inseln auch bei Stürmen weitestgehend geschützt ist, was für die Installationsarbeiten äußerst positiv zu bewerten ist.

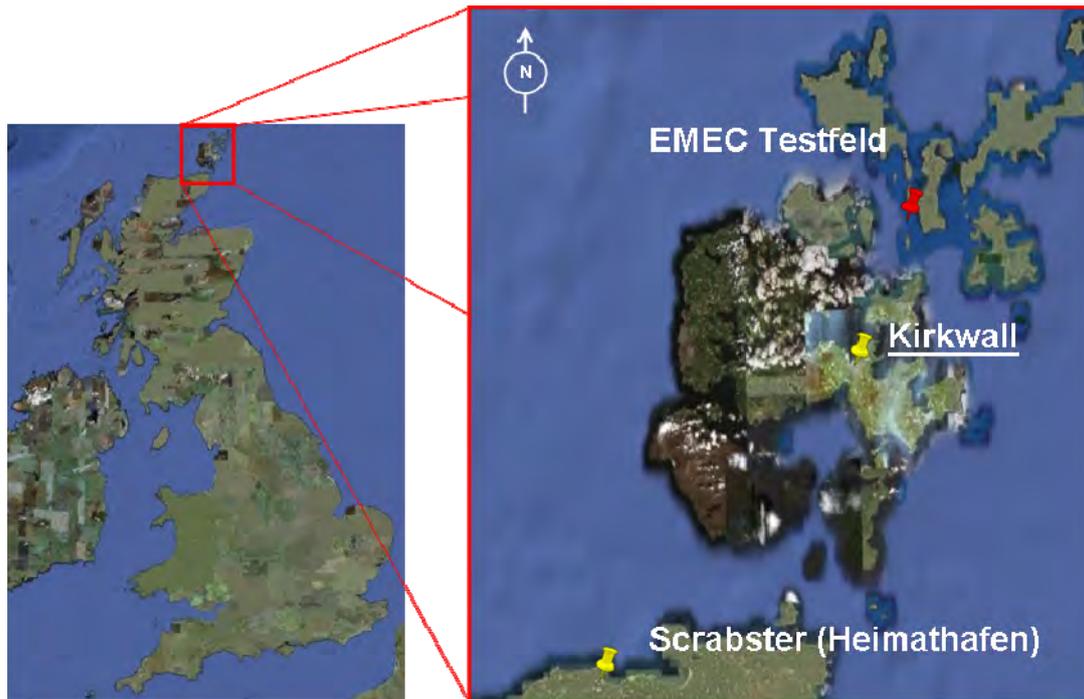


Bild 7: EMEC Testfeld in der schottischen See

#### 4.2 Schiffsinstallation

Für die Arbeiten wurde die DP3 Constructionvessel *North Sea Giant* mit einer Deckfläche von ca. 3.000 m<sup>2</sup> ausgewählt. Dieses Schiff ist mit zwei Kränen von 400 to und 50 to Kapazität ausgestattet. In Position gehalten wird dieses Schiff durch Voith-Schneider Propeller (VSP).



Bild 8: DP3 Constructionvessel North Sea Giant

Vor Beginn der Arbeiten mussten alle Komponenten, die für die Ausführung erforderlich waren, auf Deck hochseetauglich befestigt werden. Das sog. Sea-Fastening erfolgte im

Hafen der Stadt Scrabster an der Küste des schottischen Festlands. Die Hauptkomponenten, die installiert werden mussten sind:

- Transportrahmen für die Bohreinheit
- Bohrschablone (Template)
- Monopfahl
- Remote operated vehicles (ROV) (ferngesteuerte Tauchfahrzeuge)
- Handlingsystem für die Versorgungsleitungen (Umbilicals)
- Steuerstand
- Versorgungsaggregate
- Zement einschließlich Silos und Mischer

Das „seefest Machen“ dauerte etwa eine Woche.

## 5 Ausführung

### 5.1 Installation Template und Bohrgerät

Nach Erreichen des Installationsortes „Testfeld EMEC“ und verschiedenen Tests zur Überprüfung aller Systeme des Schiffes, wurde alles vorbereitet, um die Bohrschablone im folgenden Gezeitenfenster (Stillstand der Strömung zwischen den Tiden) auf den Meeresgrund abzulassen.

Die Gezeitenfenster während der Bauausführung hatten in der Regel eine Dauer von 30 min bis 60 min und traten etwa alle 6 Stunden auf. Nur in diesen Gezeitenfenstern konnten Tätigkeiten, wie z.B. Ablassen oder Bergen von Geräten durchgeführt werden. In diesen Gezeitenfenstern nimmt die Strömungsgeschwindigkeit immer weiter ab, bis sich die Strömungsrichtung dreht und die Strömungsgeschwindigkeit wieder zunimmt.

Da die Bohrschablone auch die Halterung für das Führungsrohr darstellt, musste die Bohrschablone am Meeresgrund mit Hilfe der hydraulisch beweglichen Füße nivelliert werden. Bohrschablone und Rohr stehen im rechten Winkel zueinander. Ist die Schablone planparallel, so ist das Rohr senkrecht.



Bild 9: Bohrschablone am Meeresgrund mit teilweise ausgefahrenen Füßen

Nach Installation der Bohrschablone wurde im folgenden Gezeitenfenster das Führungsrohr einschließlich Bohrgerät in die Bohrschablone eingeführt. Direkt im Anschluss daran wurde mit den Bohrarbeiten begonnen.

Bei dem eingesetzten Drehrohrverfahren handelt es sich um ein sehr geräuscharmes Verfahren, das nahezu keinen Einfluss auf die Umwelt hat. Ganz im Gegensatz dazu ist bei den herkömmlichen Methoden der Pfahlherstellung für z.B. Rammarbeiten für Windkraftanlagen die Schallemission erheblich. Eine negative Beeinflussung der maritimen Tierwelt ist mit dieser Bohrmethode nahezu ausgeschlossen.



Bild 10: Einführen Führungsrohr mit Bohrgerät in die Bohrschablone

Im Zuge der Bohrarbeiten wurde gelöstes Felsmaterial aufgefangen. Bild 11 zeigt geförder-ten Sand- und Schluffstein.



Bild 11: Sand-/ Schluffstein aufgefangen während des Bohrvorgangs

Nach Erreichen einer Bohrtiefe von ca. 11m war der Bohrvorgang abgeschlossen und das Bohrgerät wurde im folgenden Gezeitenfenster wieder geborgen. Das Führungsrohr verblieb in der Bohrschablone als Schutz für den einzubauenden Monopfahl.

## 5.2 Installation Monopfahl

Der Monopfahl wurde nach Abschluss der Bohrarbeiten in dem nächsten Gezeitenfenster in das Führungsrohr eingeführt und am Kopf mit diesem Führungsrohr durch eine besondere Verdreheinrichtung verbunden. Durch ein Drehen des Führungsrohres konnte der Monopfahl ausgerichtet werden. Kontrolliert wurde die azimutale Ausrichtung des Monopfahls mit Hilfe eines Kompasses (Gyro) und die vertikale Ausrichtung durch Inklinometer, die am Pfahl befestigt waren.

Nach erfolgter Ausrichtung wurde der Ringspalt zwischen Pfahlrohr und Bohrlochwandung mit einem Spezialzementmörtel vergossen. Diese Arbeiten wurden durch die Baumaschinen Beckschulte KG durchgeführt. Es waren im Monopfahl Leitungen verlegt, die am Fuß in Öffnungen mündeten durch die der Zement eingepresst wurde. Dieser Zementmörtel stieg dann im Zwischenraum vom Fuß des Pfahles bis zur Felsoberkante im Zwischenraum auf (siehe Bild 12).

Auf Grund der niedrigen Wassertemperatur wurde die Wartezeit für die Aushärtung des Zementmaterials auf ca. 14 Stunden festgelegt.



Bild 12: Zementierung des Pfahls vom Fuß ab

Nach dem Aushärten des Materials wurden das Führungsrohr und das Template in dem nächsten Gezeitenfenster geborgen, auf Deck verbracht und seefest gelagert.

Zum Abschluss der Arbeiten wurde mittels **Remote operated vehicles** der Monopfahl abschließend kontrolliert.

ROVs wurden bei allen Unterwasserarbeiten als zusätzliches „Auge“ verwendet. Ein Einsatz der ROVs war nur in den Gezeitenfenstern möglich. Durch die am Gerät installierte Kamera konnten die Arbeiten aus verschiedenen Perspektiven überwacht werden. Zusätzlich konnten mit den „Armen“ des Gerätes Hilfsarbeiten, wie das Durchschneiden von Kabeln ausgeführt werden. Auf den Einsatz von Tauchern wurde aus Sicherheitsgründen verzichtet.

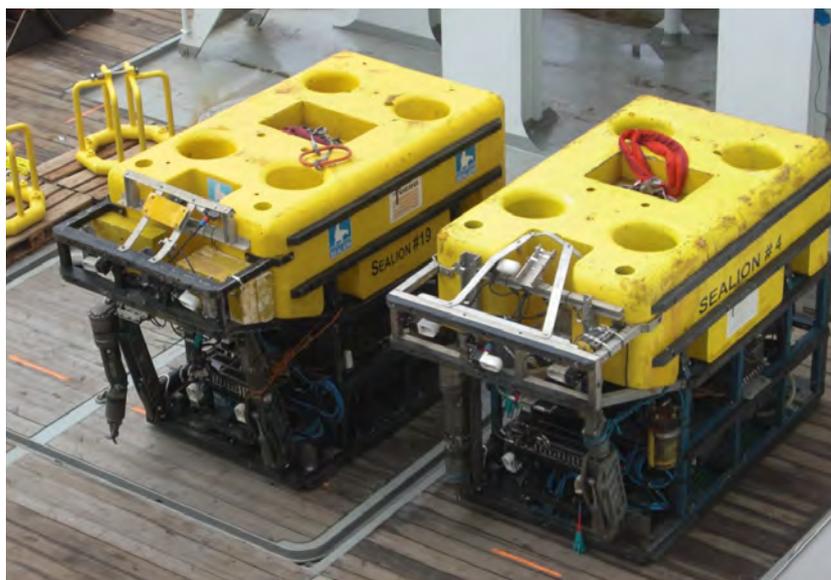


Bild 13: Remote operated vehicle

## **6 Zusammenfassung**

Stromgewinnung aus der Gezeitenströmung gehört zu den aussichtsreichen Techniken der Zukunft für alternative Energien. Gründungen für notwendige Turbinen sind wegen der widrigen Bedingungen extrem schwierig. Durch die enge Zusammenarbeit der Bauer Spezialtiefbau GmbH mit der Bauer Maschinen GmbH, konnte in kürzester Zeit ein neuartiges Unterwasserbohrgerät, der BSD 3000, entwickelt und eingesetzt werden.

Mit Hilfe dieses Bohrgerätes wurde im Sommer 2011 ein Monopfahl erfolgreich in der schottischen See installiert. Dieser Monopfahl dient als Fundament für eine 1 MW Gezeitenturbine der Voith Hydro Holding GmbH & Co. KG.

Mit dem BSD 3000 steht im Hause Bauer ein Unterwasserbohrgerät zur Verfügung mit dem wirtschaftlich Unterwasserbohrungen für Fundamente von Gezeitenturbinen hergestellt werden können.



# **Carbon footprint – Internationaler Vergleich von Abschätzungsansätzen bei Spezialtiefbauverfahren**

Dr. Alexander Zöhler, Keller Holding GmbH  
Dr. Wolfgang Sondermann, Keller Holding GmbH

## **1 Einleitung**

### **1.1 Motivation**

Aus der heutigen Zeit sind die regelmäßigen Berichte über die Erderwärmung und die sehr wahrscheinlich dadurch ausgelösten Veränderungen auf der Erde nicht mehr wegzudenken. Um diese Veränderungen abzuschwächen und einzudämmen, arbeiten die meisten Staaten an einer Reduktion ihrer Emissionen. Nach der Umweltkonferenz in Kyoto ratifizierten bis heute die meisten Staaten das Kyoto-Protokoll, in welchem Schadstoffminderungsziele vorgegeben werden, die sich früher oder später auch auf den Wettbewerb in der Wirtschaft auswirken werden. Vor allem in der Bauindustrie, die einen Großteil der Emissionen verursacht, ist es daher nötig, sich auf die sich ändernden Anforderungen einzustellen.

Ein erster Schritt dafür ist die Beurteilung der gängigen Verfahren des Spezialtiefbaus. Da die Forschungen in diesem Bereich noch nicht fortgeschritten genug sind, um ein standardisiertes, allgemein gültiges Bilanzierungsverfahren hervorzubringen, entwickelte die Firma Keller ein eigenes Bilanzierungsverfahren basierend auf den einschlägigen ISO-Normen. Mit diesem Verfahren ist es möglich sowohl abgeschlossene als auch bevorstehende Projekte hinsichtlich ihres Schadstoffausstoßes zu bilanzieren. Der Bilanzierungsrahmen beginnt bei der Rohstoffgewinnung der Einbaustoffe, zieht sich über die Transporte bis hin zum Maschineneinsatz auf der Baustelle und endet bei der Deponierung von Abfallstoffen. Somit ist eine ganzheitliche Bilanzierung des Lebenszyklus der durchgeführten Arbeiten auf der Baustelle möglich.

### **1.2 Verantwortung des Bauwesens**

Das Bauwesen trägt überproportional viel zur CO<sub>2</sub>-Bilanz der Industrienationen bei. Typischerweise liegt der Anteil des Bausektors am Bruttoinlandsprodukt bei 5 bis 10%, wobei aber rund 30 bis 35% aller CO<sub>2</sub>-Emissionen verursacht werden. Des Weiteren verbraucht die globale Bautätigkeit ca. 50% aller Rohstoffe und ist gleichzeitig verantwortlich für mehr als 50% des gesamten Abfallaufkommens.

Die große Zahl an unterschiedlichen Verfahren des Spezialtiefbaus beweist, dass es meistens mehr als nur eine technische Möglichkeit gibt, ein Bauvorhaben umzusetzen. Während bisher ausschließlich technische und wirtschaftliche Kriterien die Verfahrenswahl entschieden haben, stellt die Analyse der Auswirkungen auf die Umwelt ein zusätzliches Kriterium dar, das allerdings bisher noch wenig Beachtung findet.

## 2 Berechnungsverfahren für Ökobilanzen

Das entwickelte Berechnungsschema basiert auf den Normen EN ISO 14040 und EN ISO 14044. Diese Normen definieren die Erstellung von Ökobilanzen von Produkten und den damit verbundenen Prozessen. Da es noch keine eigenen Regelwerke für den Spezialbau gibt, werden die in den angeführten Normen beschriebenen Prozeduren sinngemäß auf die Verfahren des Spezialtiefbaus umgelegt.

Aufgrund der Einzigartigkeit eines jeden Projekts ist es kaum möglich, einen standardisierten Ablauf bei der Erstellung einer Ökobilanz vorzugeben, zu unterschiedlich sind dafür die einzelnen Prozesse sowie die vorhandenen Eingabedaten. Das Berechnungsverfahren muss daher flexibel und generell genug sein, um alle möglichen Prozesse erfassen und berechnen zu können. Infolgedessen sind die dargestellten Berechnungen als ein erster Ansatz zu verstehen, der eine gute Annäherung an die tatsächlich auftretenden Emissionen darstellt.

### 2.1 Energie und Stoffeinsatz

Die folgende Abbildung zeigt am Beispiel einer Baugrube die Bandbreite an Materialien und Prozessen, die im Rahmen einer Ökobilanz berücksichtigt werden müssen.

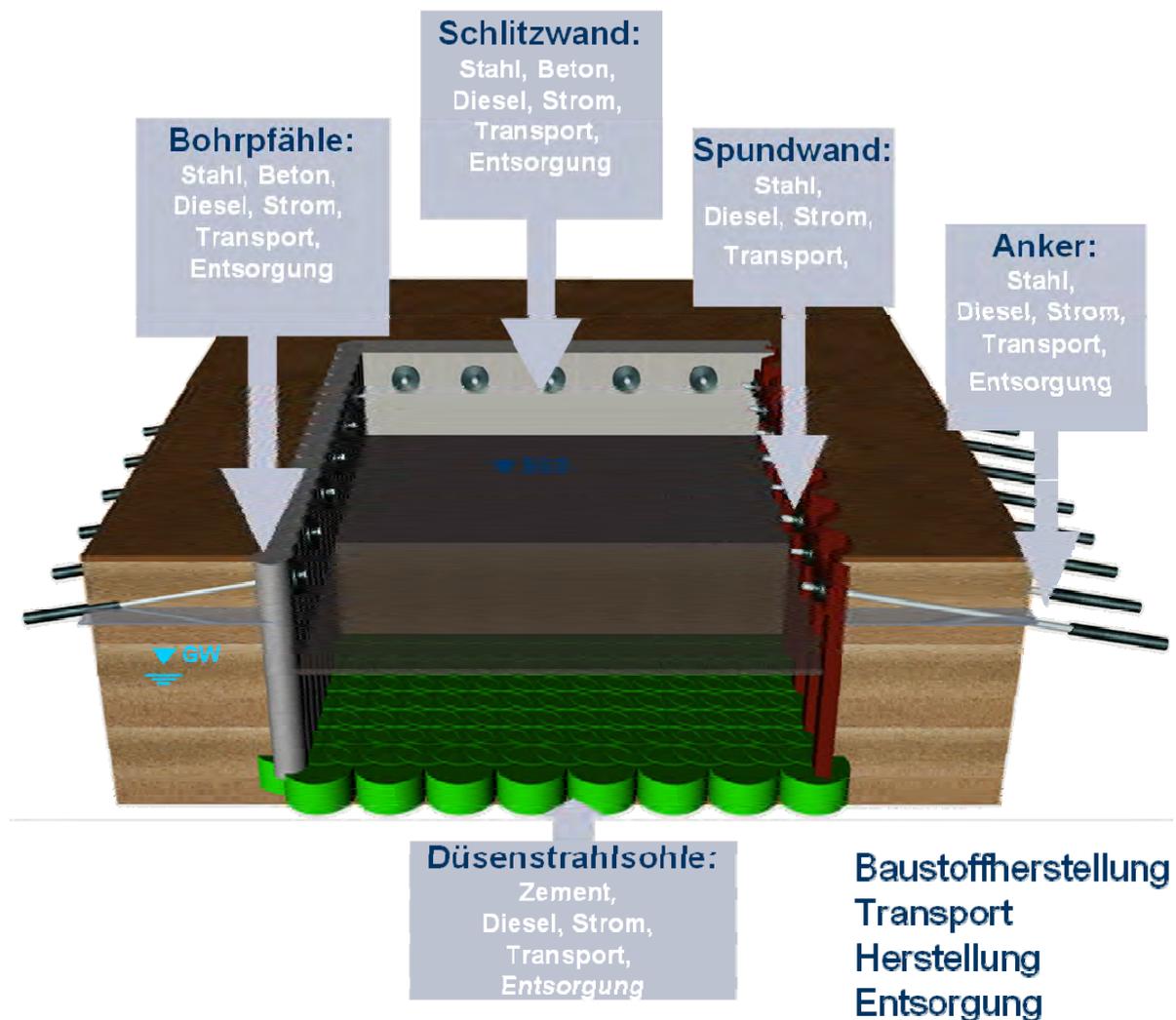


Abbildung 1: Energie- und Stoffeinsatz einer Baugrube

Zur Ermittlung der relevanten Parameter empfiehlt es sich, alle Teilprozesse des Projekts separat zu betrachten. Neben den Materialien und Transporten, die direkt für die Herstellung des Produkts verwendet werden, wie z.B. Beton oder Stahl, sowie der dafür nötigen Energie, können auch Einbaustoffe nur temporär zum Einsatz kommen, wie etwa Schüttungen für Rampen. Dabei muss neben Antransport und Einbau auch der Abbau, Abtransport und die Deponierung berücksichtigt werden.

## **2.2 Schadstoffgruppen**

Die gängigste Schadstoffgruppe für die Erstellung von Ökobilanzen ist das CO<sub>2</sub>-Äquivalent oder Treibhauspotential. Es gibt an, wie viel eine festgelegte Menge eines Treibhausgases zum Treibhauseffekt im Vergleich zu Kohlendioxid in einem definierten Zeitraum, üblicherweise 100 Jahre, beiträgt. Des Weiteren ist es möglich, das SO<sub>2</sub>-Äquivalent bzw. Versauerungspotential oder auch den kumulierten Energieaufwand (KEA) zu berechnen. Auch die Bilanzierung der verursachten Feinstaubbelastung ist möglich. Mittels der Methode der ökologischen Knappheit können die angeführten Schadstoffgruppen gewichtet und in einen Gesamtwert zusammengeführt werden. Die auf diese Weise berechneten Umweltbelastungspunkte werden vor allem in der Schweiz, aber auch in Deutschland und Österreich verwendet.

## **2.3 Produktionsprozesse**

Prinzipiell gibt es zwei unterschiedliche Herangehensweisen zur Bilanzierung von Emissionen. Zum einen ist es möglich, für alle Verfahren, die man berücksichtigen möchte, ein separates Berechnungstool zu entwerfen. Zum anderen kann man die Berechnung für alle Verfahren in ein Tool implementieren, sofern man es generell genug gestaltet. Letzteres wurde von der Firma Keller umgesetzt, in dem alle Verfahren in die folgenden grundlegenden Prozesse unterteilt wurden.

1. Rohstoffe
2. Materialtransport
3. Personaltransport
4. Gerätetransport
5. Produktfertigung / Energieverbrauch
6. Abfall / Aushub
7. Abfall / Aushub Transport

Jeder dieser Prozesse kann mittels einer arithmetischen Formel modelliert und mit einem prozess- oder materialspezifischen Emissionsfaktor verbunden werden. Das Ergebnis ist die Emission pro Prozess und, wenn alle sieben Prozesse berechnet und aufsummiert werden, die Summe der Emissionen für das Gesamtprojekt.

## **2.4 Systemgrenzen**

Um die Nachvollziehbarkeit von Emissionsbilanzen sicherstellen zu können, sind gemäß den ISO Normen die Systemgrenzen der Berechnung klar zu definieren. Abbildung 2 zeigt von welchen Prozessen des gesamten Lebenszyklus eines Bauprojekts die Emissionen berücksichtigt werden und von welchen nicht.

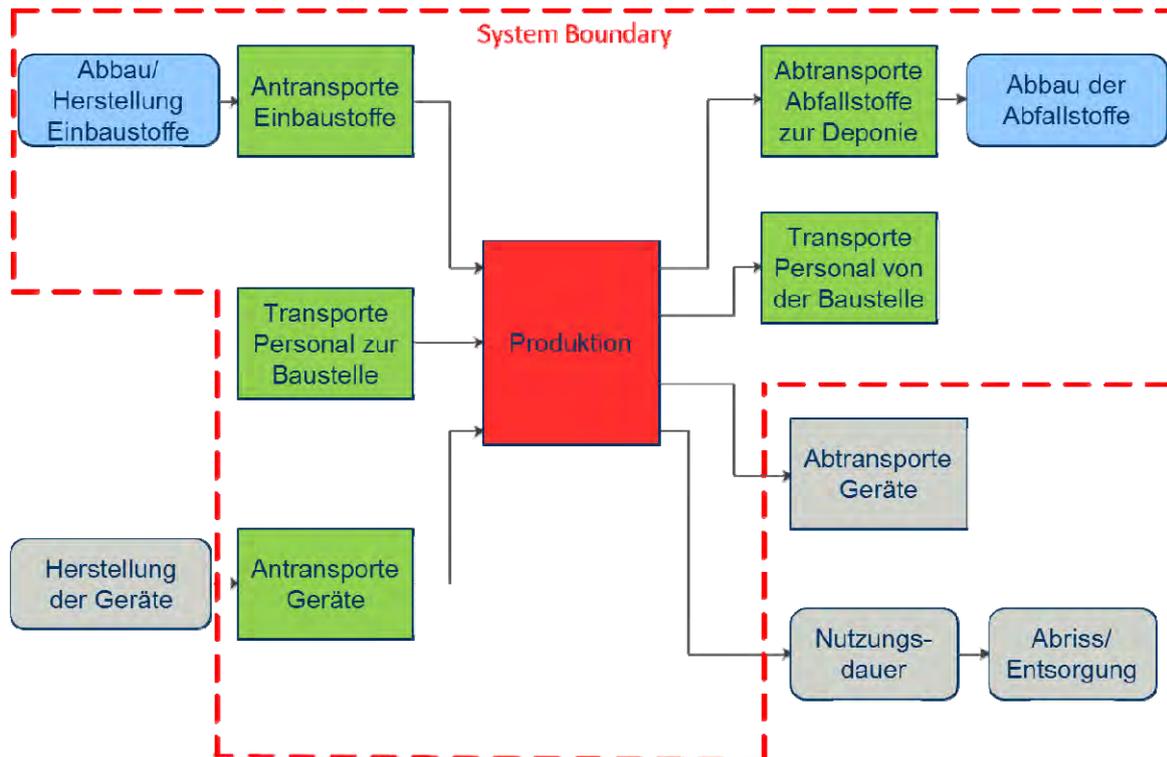


Abbildung 2: Systemgrenzen der CO<sub>2</sub>-Bilanzierung

Um den Aufwand für die Erstellung von CO<sub>2</sub>-Bilanzierungen in einem sinnvollen Rahmen zu halten, können entsprechend der EN ISO 14044 Cut-off-Kriterien definiert werden. In den Berechnungen bleiben dabei alle Prozesse unberücksichtigt, deren Auswirkungen auf die Gesamtemission kleiner als 1% sind. Grundlage für die Auswahl der Cut-off-Kriterien war eine ausreichend große Anzahl an Berechnungen, bei denen der genaue Einfluss aller Prozesse untersucht wurde. Als Ergebnis zeigte sich, dass Ersatzteile, Kleinteile und Schmiermittel auf der Baustelle sowie der projektanteilige Aufwand im Büro für Planung und Organisation nicht bei der Berechnung berücksichtigt wird.

## 2.5 Emissionsfaktoren

Neben der vollständigen Erfassung der Eingabedaten ist die Verwendung von korrekten Emissionsfaktoren der wichtigste Teil der Berechnung. Es existieren bereits viele unterschiedliche Datenbanken, die Emissionsfaktoren für alle möglichen Materialien oder auch Prozesse wie Transporte bereitstellen. Allerdings gilt es zu beachten, dass nicht allen Datenbanken dieselben Systemgrenzen zu Grunde liegen und dass Datenbanken immer einen lokalen Bezug haben. So macht es einen Unterschied, ob die Ausgangsstoffe für die Herstellung von Zement in direkter Umgebung des Zementwerkes verfügbar sind oder über weite Distanzen transportiert werden müssen. Auch der Energiemix der jeweiligen Region oder auch die Effizienz des jeweiligen Werkes wirken sich auf den Emissionsfaktor aus. Daher geben große Hersteller immer öfters selbst die Emissionsfaktoren ihrer Produkte bekannt.

Wichtig ist, dass die verwendete Datenbank bzw. deren Emissionsfaktoren den definierten Systemgrenzen genügen. Von der Firma Keller Grundbau in Deutschland wird die Datenbank GEMIS, veröffentlicht vom deutschen Öko-Institut in Berlin, verwendet. Sie enthält die gängigsten Emissionsfaktoren für eine große Bandbreite an Materialien und Prozessen.

## 2.6 Modulare Bilanzierung von Emissionen

Der Prozess der Rohstoffe beinhaltet Emissionen, die während der Gewinnung und Verarbeitung der verwendeten Rohstoffe ausgestoßen werden. Sie werden für jeden Materialtyp separat ausgewiesen.

Arithmetik:

$$\frac{\text{Materialmasse [t]} \times 10^3 \left[ \frac{\text{kg}}{\text{t}} \right] \times \text{Materialemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{\text{kg}} \right]}{10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

Der Materialtransport umfasst Emissionen, die während des Transportes der Rohstoffe vom Lieferanten bis zur Baustelle ausgestoßen werden. Es werden dabei sowohl der vollständig beladene Hin- als auch der leere Rücktransport ausgewiesen. Der Emissionsfaktor des Transportes ist abhängig von der Transportart (Straßenverkehr, Bahn, Schiff). Im Straßenverkehr muss der Emissionsfaktor darüber hinaus abhängig vom Gesamtgewicht des Lastkraftwagens berechnet werden. Die Emissionen werden für jedes transportierte Material separat ausgewiesen.

Arithmetik:

$$\frac{\text{Gesamtmasse [t]} \times \text{Gesamtstrecke [km]} \times \text{Transportemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{10^3 \text{t} \times \text{km}} \right]}{10^3 \times 10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

Der Personaltransport bezieht jene Emissionen ein, die sich während des Transportes von Personal (Mitarbeiter, Bauführer, Ingenieure) ergeben. Der Transportemissionsfaktor für den Personaltransport ist abhängig vom verwendeten Fahrzeugtyp (PKW, Transporter).

Arithmetik:

$$\frac{\text{Anzahl des Personals} \times \text{Gesamtstrecke [km]} \times \text{Transportemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{10^3 \text{Personen} \times \text{km}} \right]}{10^3 \times 10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

Der Gerätetransport beinhaltet die erforderlichen Transporte, um die gesamte notwendige Ausrüstung und Maschinen auf die Baustelle zu transportieren. Es werden nur Fahrten zur Baustelle ausgewiesen, da die Rückfahrten normalerweise direkt zur nächsten Baustelle geführt werden. Der Transportemissionsfaktor ist abhängig von der Transportart (Straßenverkehr, Bahn, Schiff). Im Straßenverkehr muss der Emissionsfaktor darüber hinaus abhängig vom Gesamtgewicht des Lastkraftwagens berechnet werden. Die Emissionen werden für jeden Gerätetransport separat ausgewiesen.

Arithmetik:

$$\frac{\text{Gesamtmasse [t]} \times \text{Gesamtstrecke [km]} \times \text{Transportemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{10^3 \text{t} \times \text{km}} \right]}{10^3 \times 10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

Die Emissionen der Produktfertigung umfassen den Energieverbrauch auf der Baustelle (Treibstoff, Strom, Erdgas). Die Emissionen werden dabei separat ausgewiesen.

Arithmetik:

$$\frac{\text{Gesamtanzahl der Schichtstunden [h]} \times \text{Energieverbrauch pro Schichtstunde} \left[ \frac{\text{kWh}}{\text{h}} \right] \times \text{Emissionsemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{\text{kWh}} \right]}{10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

Der Prozess Abfall / Aushub umfasst das von der Baustelle zu entsorgende Material. Es handelt sich hauptsächlich um organisches Material, das weiterer Verarbeitung bedarf.

Arithmetik:

$$\frac{\text{Gesamtmasse [t]} \times 10^3 \left[ \frac{\text{kg}}{\text{t}} \right] \times \text{Materialemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{\text{kg}} \right]}{10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

Der Transport von Abfall / Aushub beinhaltet den Transport von Abfallmaterial zum Entsorgungsplatz. Es werden sowohl vollbeladene Hin- als auch leere Rücktransporte ausgewiesen. Der Transportemissionsfaktor ist abhängig von der Transportart (Straßenverkehr, Bahn, Schiff). Im Straßenverkehr muss der Emissionsfaktor darüber hinaus abhängig vom Gesamtgewicht des Lastkraftwagens berechnet werden. Die Emissionen werden für jeden Transport separat ausgewiesen.

Arithmetik:

$$\frac{\text{Gesamtmasse [t]} \times \text{Gesamtstrecke [km]} \times \text{Transportemissionsfaktor} \left[ \text{CO}_2 \text{e} \frac{\text{g}}{10^3 \text{t} \times \text{km}} \right]}{10^6 \left[ \frac{\text{g}}{\text{t}} \right]} = \text{CO}_2 \text{e [t]}$$

## 2.7 Funktionale Einheit als Vergleichsbasis

Die „Funktionale Einheit“ bildet die Basis, um die berechneten Emissionen von geotechnische Projekten unabhängig vom eingesetzten Produkt mit einander vergleichen zu können. Dazu wird die Gesamtmenge an Emissionen, die durch eine Baumaßnahme verursacht wird, auf eine oder mehrere Kenngrößen bezogen. Das kann bei Gründungsprojekten etwa die Grundfläche des zu errichtenden Gebäudes sein oder auch dessen Gesamtgewicht. Man erhält damit zum Beispiel Tonnen CO<sub>2</sub>e je m<sup>2</sup> Grundfläche oder Tonnen CO<sub>2</sub>e je MN Gebäudelast. Bei Verbaukonstruktionen eignen sich die Länge der Böschungssicherung (in m) oder auch die Ansichtsfläche (in m<sup>2</sup>). Um ähnliche Produkte vergleichen zu können, bietet sich die Länge der ausgeführten Säulen an (in m). Eine weitere interessante Vergleichsgröße ist die Gesamtsumme der Errichtungskosten, d.h. CO<sub>2</sub>e je €. Generell empfiehlt es sich, die Abrechnungsbasis gemäß Bauvertrag als zumindest eine funktionale Einheit zu verwenden.

### 3 Anwendungsbeispiele

#### 3.1 Prinzipieller Vergleich von Gründungsverfahren

Im folgenden Beispiel wurden, anhand einer Baustelle zur Gründung einer großen Industriehalle, mehrere mögliche Verfahren zur Herstellung von Gründungselementen verglichen. Die Bodenverhältnisse wurden dabei so gewählt, dass alle der folgenden Verfahren möglich waren:

- Rüttelstopfverdichtung
- Betonrüttelsäulen
- Betonstopfsäulen
- Mikropfähle gerammt
- Mikropfähle gebohrt
- verrohrte Bohrpfähle
- Düsenstrahlsäulen

Für jedes der Produkte wurde eine eigene Bemessung durchgeführt. Die Ökobilanz basiert somit auf konkreten Massen als auch auf realistischen Ansätzen für den Energieverbrauch, Transporte, Deponierung von Abfallstoffen, etc. Als Vergleichsbasis wurde die Methode der ökologischen Knappheit, in 1.000 Umweltpunkten, bezogen auf 1 kN abgetragener Last gewählt. Abbildung 3 zeigt die Ergebnisse für alle Varianten, aufgeteilt in die Hauptgruppen Materialien, Energie und Transporte. Es zeigt sich, dass bei alle Verfahren die Zement, Beton und/oder Stahl verwenden, die Emissionen aufgrund des Stoffeinsatzes die dominantesten sind. Im Unterschied dazu ist bei der Rüttelstopfverdichtung der Energieaufwand für das Gerät am größten. Auf Grund der Größe des Projekts sind die Anteile aus den Transporten generell verhältnismäßig gering.

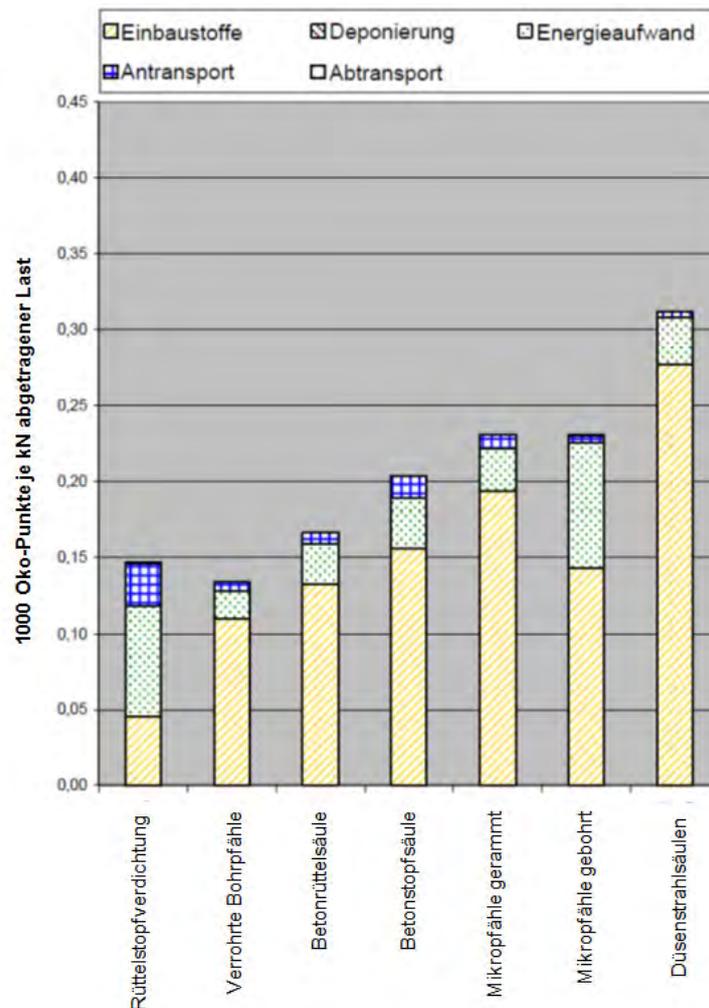


Abbildung 3: Ergebnisse des Variantenvergleichs

Es fällt auf, dass die Bohrpfahlvariante am wenigsten Umweltpunkte je kN abgetragener Last verursacht. Der Grund dafür ist die vergleichsweise hohe Last je Bohrpfahl. Zur Abtragung der Last ist allerdings aufgrund des großen Rasters zwischen den Pfählen eine zusätzliche Betontragkonstruktion bzw. eine stärkere Bodenplatte als bei Methoden mit engem Raster nötig. Berücksichtigt man diesen zusätzlichen Aufwand für die Tragkonstruktion in der Berechnung der Umweltpunkte, zeigt sich ein anderes Bild (Abbildung 4). In die Berechnung gehen dabei vereinfachend nur die Emissionen aufgrund des Materialeinsatzes der Tragkonstruktion ein, Emissionen aufgrund von Transporten und Energieverbrauchs bleiben für dieses Beispiel unberücksichtigt.

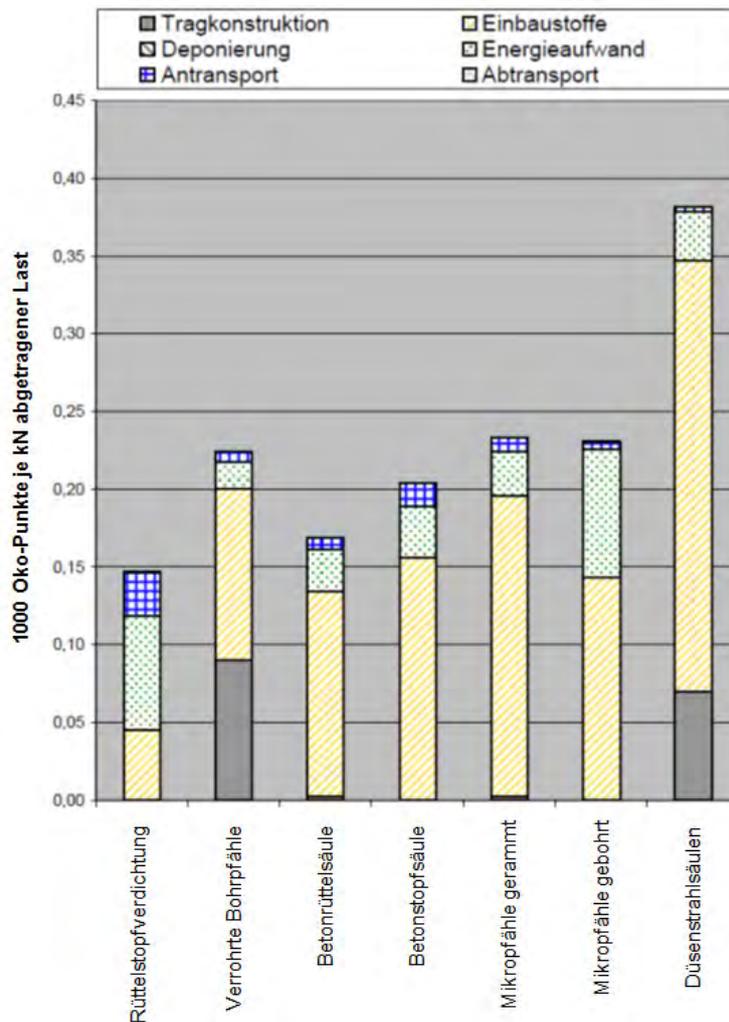


Abbildung 4: Ergebnisse des Variantenvergleichs mit Berücksichtigung der Tragkonstruktion

### 3.2 Variantenvergleich bei einem Projekt

Für die Gründung des Eisschnelllaufstadions (Abb. 5) in der russischen Olympiastadt Sochi wurde eine Rütteldruckverdichtung zur Vermeidung der Verflüssigung von Sanden und zur Verdichtung von mächtigen, oberflächennahen Schüttlagen nach dem Tausch organischer Böden eingesetzt. Die Gesamtfläche beträgt 10.000 m<sup>2</sup> mit einer Gesamtlast von 1.000 MN. Der Boden besteht aus 4 m losem sandigen Kies, der von 10 m locker gelagerter Sand mit hohem Verflüssigungspotential unterlagert wird. Alternativ zur Rütteldruckverdichtung wurde eine Gründung mittels Bohrpfählen überlegt. Für beide Varianten wurde eine Berechnung des CO<sub>2</sub>-Äquivalents durchgeführt.



Abbildung 5: Grafik des neuen Eisschnelllaufstadions in Sochi

Für die Ausführung mit Bohrpfählen wurden 9.000 m Pfähle geplant, die parallel mit drei Geräten des Typs BG28 hergestellt werden sollen. Dafür wurden 13.700 t Beton und 110 t Bewehrungsstahl vorgesehen.

Alternativ dazu erfordert die Rütteltechnik-Variante (Abb. 6) eine Gesamtlänge von 26.000 m Säule, für deren Herstellung zwei Keller Tragraupen nötig sind. Die gesamte Einbaumenge an Schotter beträgt 13.100 t. Die Transportwege für Material, Geräte und Personal sind für beide Fälle identisch.



Abbildung 6: Keller Tragraupen während der Produktion

Abbildung 7 zeigt die berechneten CO<sub>2</sub>-Äquivalente separat für alle Prozesse. Es zeigt sich, dass vor allem der Anteil für die Einbaustoffe bei der Bohrpfahlvariante überproportional viel zur Gesamtemission beiträgt. Dies ist auf den hohen Emissionsfaktor für Beton zurückzuführen, der sich durch den großen Energieaufwand während der Zementherstellung begründet.

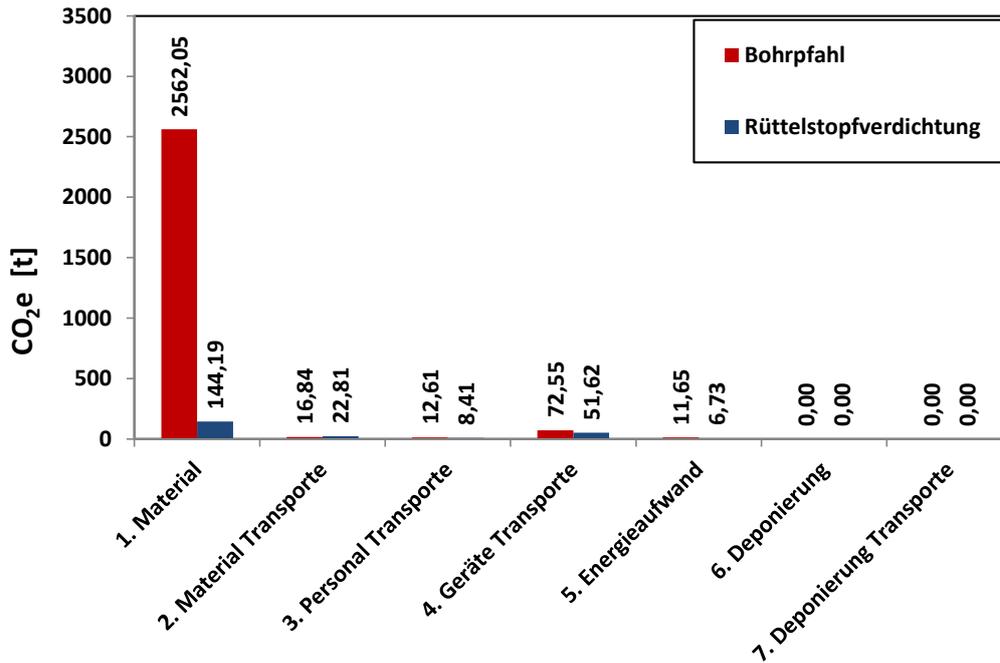


Abbildung 7: CO<sub>2</sub>-Äquivalente aller Prozesse

Als funktionale Einheit wurden für dieses Projekt zum einen die Gesamtlast des Bauwerks und zum anderen die gesamte Gründungsfläche gewählt. Die folgende Tabelle zeigt den Vergleich der beiden Varianten auf Basis dieser funktionalen Einheiten.

Massen: 10.000 m <sup>2</sup> Gründungsfläche 1.000 MN Gesamtlast	Bohrpfähle	Rüttelstopfverdichtung
Gesamtemission [t CO <sub>2</sub> e]	2.675,70	233,75
Emission je MN [t CO <sub>2</sub> e]	2,68	0,23
Emission je m <sup>2</sup> [t CO <sub>2</sub> e]	0,27	0,02

Tabelle 1: Vergleich auf Basis der funktionalen Einheiten

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Basierend auf den vorhandenen Normen ist es möglich, auch für Verfahren des Speziali-  
baus die zugehörigen Emissionen zu berechnen. Dazu müssen die erforderlichen Randbe-  
dingungen wie Systemgrenzen, verwendete Emissionsfaktoren bzw. Datenbanken oder auch  
die zu berechnenden Schadstoffkategorien definiert werden. Für die Berechnung selbst  
wurde ein eigenes Tool entwickelt, das die Bilanzierung von gesamten Projekten sowie den  
Vergleich von unterschiedlichen Verfahren ermöglicht. Entscheidend für die richtige Interpre-  
tation der Ergebnisse ist die Wahl einer sinnvollen Vergleichsbasis oder funktionalen Einheit,  
die in Abhängigkeit des Projekts und auch des Verfahrens festgelegt werden muss.

Um zukünftig eine einheitlichere Basis für die Erstellung von Ökobilanzen von Spezialtiefbauarbeiten zu haben, gibt es aktuell eine Arbeitsgruppe der EFFC mit dem Ziel, ein Berechnungstool für die gesamte Spezialtiefbaubranche zu erstellen. Aber auch schon bis zu dem dafür geplanten Fertigstellungstermin von Anfang 2013 ist jeder einzelne gefordert, seine soziale Verantwortung wahrzunehmen und sich über die Nachhaltigkeit in seinem Wirkungsbereich Gedanken zu machen.

## **5 Literatur**

Stadlbauer, J., 2008. Erstellung eines QM-Systems für die Durchführung einer Ökobilanz; Bachelor-Thesis, FH JOANNEUM, Graz.

Bundesamt für Umwelt BAFU, 2006. Methode der ökologischen Knappheit - Ökofaktoren 2006: Methode für Wirkungsabschätzung in Ökobilanzen.

EN ISO 14001:2004. Umweltmanagementsysteme - Anforderungen mit Anleitung zur Anwendung.

EN ISO 14040:2006. Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen.

EN ISO 14044:2006. Umweltmanagement - Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen.

Humburg, O., 2008. Energiebilanzierung von Bodenverbesserungsmaßnahmen und Pfahlgründungen, Diploma-Thesis, Technical University Stuttgart.

Öko-Institut e.V., 2007. Globales Emissions-Modell Integrierter Systeme (GEMIS): HTML Help.

[http://www.spezialtiefbau.org/EFFC\\_Charta\\_2007.pdf](http://www.spezialtiefbau.org/EFFC_Charta_2007.pdf)

# Geotechnical Assessments of Upgrading Power Transmission Lines

Andrew Smith  
Coffey Geotechnics Ltd.

## 1 Introduction

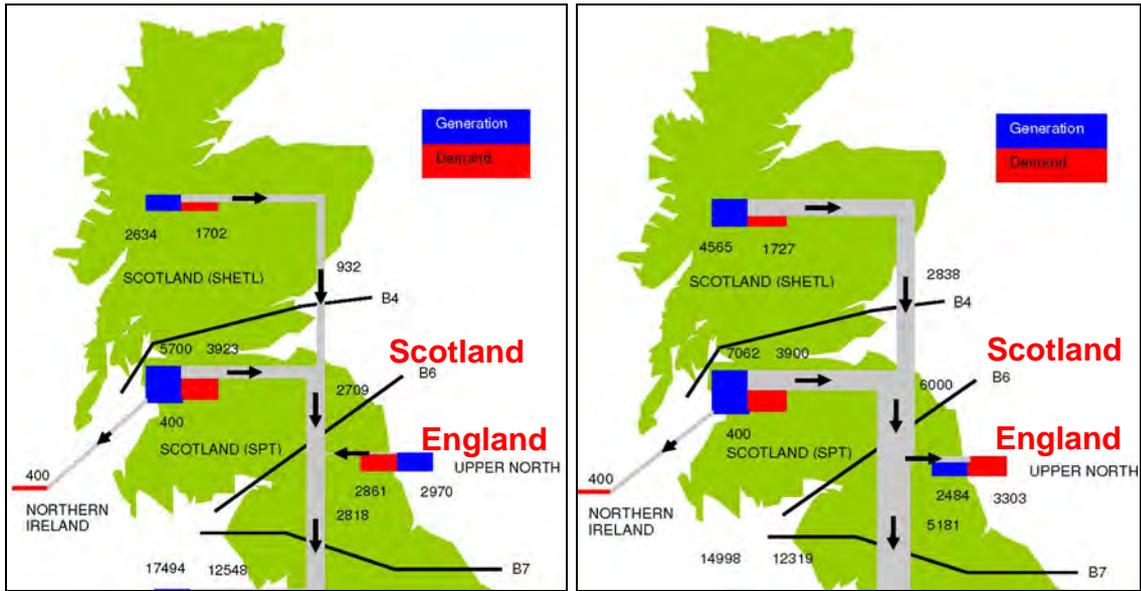
One of the consequences of increasing demand for energy is a corresponding requirement for increased energy distribution. This trend is likely to be magnified by the current tendency to generate power in locations remote from centres of population. New power transmission routes are expensive and awkward to develop, and there are therefore benefits to be gained by upgrading existing routes. However, this in turn raises problems of a different nature.

The re-use of any structure must necessarily imply the acceptance of unknowns. The upgrading of transmission lines is no exception to this, particularly when assessing foundations, which in their nature are not visible. A risk-based approach is therefore used.

This paper describes some of the geotechnical aspects of the assessment of electric power transmission lines for upgrading. It briefly describes the background, then discusses some of the problems encountered and the methods used to address them. These methods are based mainly on information obtained from desk studies and walkover surveys, with a limited amount of intrusive investigation.

## 2 Background

The requirement for increased power transmission capacity in the UK is illustrated by Figure 1, which shows the current (2011-12) generation capacities and consumption in Scotland and Northern England, together with the projected values for 2017-8. It can be seen that the requirement for power transmission from Scotland to England is expected to more than double over this period, and the requirement for transmission from northern to southern Scotland almost to treble. This trend is driven almost entirely by the anticipated construction of wind farms in Scotland, which is one of the windiest countries in Europe.



(a) 2011-12 (b) 2017-18  
 Figure 1 Electricity Flows in the Northern UK

Construction of new transmission lines involves considerable expense and difficulty, particularly in obtaining rights to cross land. There are therefore great advantages to be gained by upgrading existing routes. Routes in Britain were generally constructed in the 1960s, and have given satisfactory service since then. Upgrading from 275 kW to 400 kW requires the installation of heavier conductors, with associated increased loads on structures and foundations.

Figure 2 shows the locations of two transmission routes in Scotland that Coffey Geotechnics have worked on, and Plate 1 shows a typical landscape. The routes are characterised by their remote location and steep topography: for example, the route shown on Plate 1 is close to the edge of cultivated land.



Figure 2 Locations of Typical Studies



Plate 1 Typical Landscape for Transmission Route

### 3 Study Methodology

As stated above, many of the routes being upgraded were constructed in the 1960s. Figure 3 shows part of a typical foundation drawing. The drawings tend to show generic foundation types (although they do sometimes show foundations for particular locations). The types illustrated on Figure 3 are for angle towers, where the changes in direction of the line (up to  $10^\circ$  and up to  $30^\circ$ ) are indicated by the tower type (D10 and D30 respectively). In both these cases, one foundation has to take a significant tension load, and is therefore deeper than the other foundations.

In assessing whether a particular foundation is capable of supporting increased loads, a risk-based approach has to be taken. This is because firstly there are too many foundations to assess individually in detail, and secondly neither the foundation type nor the ground conditions can usually be known with reasonable confidence. A desk study can obtain knowledge of ground conditions from geological and other maps, but these are unlikely to give specific information on such matters as depth to rockhead or the shear strength of clays. Uncertainties with respect to foundation types include matters such as the depth of tension footings where rockhead is known to be shallow and the presence or otherwise of piles for towers in areas of soft ground. A further problem is that codes for the construction of towers specify allowable foundation loads that can be difficult to interpret in terms of conventional geotechnics.

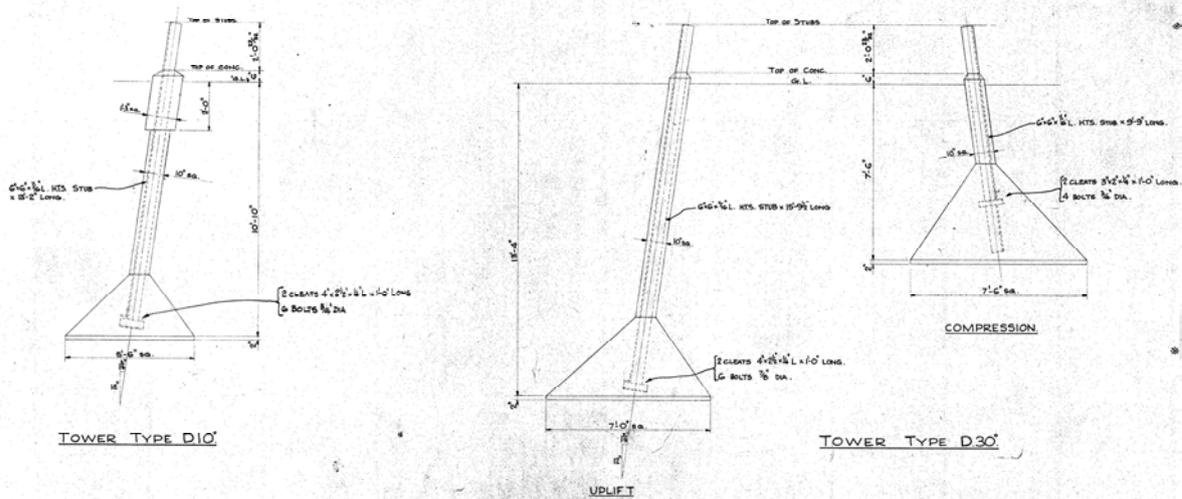


Figure 3 Extract from Typical Tower Foundation Drawing

Walkover surveys are used to assess both the structural and geotechnical capacity of towers. With towers at typical spacings of 300 m, it is usually possible to examine about ten towers per day. The engineer will systematically photograph each tower, and assess it for verticality and structural damage. Ground conditions and topography will be examined to assess consistency with geological information from the desk study and to identify specific geotechnical risks. The information obtained from the desk study and walkover survey will be used to assess whether an intrusive investigation is necessary to obtain better information. Finally, it may be necessary to decide that the unknowns cannot be accepted, and that the tower in question should be replaced.

#### 4 Issues Arising from Geotechnical Assessment

Plates 2 to 5 show examples of issues that can be identified from desk studies and walkover surveys. Plate 2 shows a tower very close to the edge of a quarry, which had also been identified from mapping (see inset) during the desk study. The engineer carrying out the desk study would assess whether local instability of the quarry sides might affect the tower.



Plate 2 Tower Adjacent to Quarry

Plate 3 shows a tower in an area of soft ground (also identified from mapping). Potential problems in areas of soft ground are discussed below.



Plate 3 Tower on Soft Ground

Plate 4 shows a tower on an area of unstable ground just above a vertical face with housing below. In this particular case, the study determined that, although the shallow surface

material was evidently moving, the tower itself, being founded in the underlying rock, was not at risk from slope movement. Finally, Plate 5 shows a tower on a mound of made ground. In this case, an assessment would have to be made of the nature of the made ground.



Plate 4 Tower on Unstable Slope



Plate 5 Tower on Made Ground

Assessing transmission lines is a matter as much of data management as of geotechnics. The technique used by Coffey is to record information from the desk study and walkover

survey on standard forms. It is then transferred to a large spreadsheet, of which Figure 4 shows two details. Each potential issue is given a rating (Figure 4a). The overall risk assessment may be either quantitative or qualitative. In a quantitative assessment, each item is given a score, and the scores are totalled for each tower (Figure 4b). Towers with a high score are selected for further study. In a qualitative assessment, further study may be triggered simply by individual items that are classified as high risk.

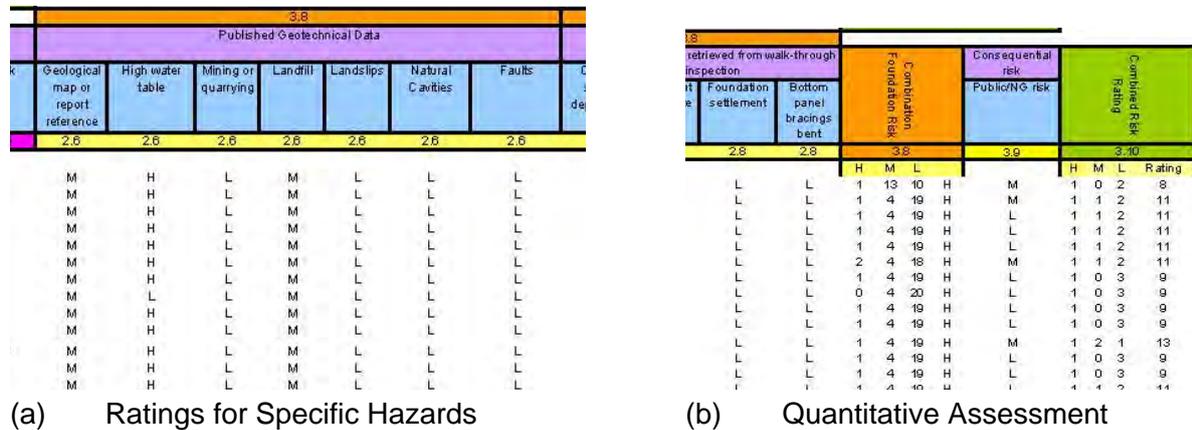


Figure 4 Extracts from Summary Table for Geotechnical Risks

In addition to the generic risk assessment, the increased foundation loads (which can be calculated relatively easily from structural considerations) are compared to the design allowable loads. At foundations where there is significant uplift (e.g. at angle or terminal towers), the capacity will depend greatly on whether buoyancy is likely to occur, and hence the presence or otherwise of a high water table. It will also depend on the depth of the footing. Assessing these features may require an intrusive investigation.

At locations where the desk study or walkover survey has identified soft ground, the study may well indicate that even the original loads would have exceeded the allowable capacity of the ground. In these cases it may be taken as a reasonable assumption that the tower foundation was designed for such ground conditions, even if there is no direct evidence of this being the case.

	Undrained Shear Strength (kPa)		
	<35	35 – 49	≥ 50
<b>Ultimate Bearing Pressure (kPa)</b>	-	200	345
<b>Frustum Angle (Degrees)</b>	-	15	30
<b>Ultimate Passive Pressure (kPa) (varies linearly with depth)</b>	-	120	240

Figure 5 Table of Ultimate Pressures for Tower Foundations

Allowable loads in codes of practice for transmission tower foundations appear to derive as much from historical practice as from geotechnical theory. Figure 5 shows some generic design ultimate values for clays. It can be seen that the values for vertical bearing pressure

correspond to values of the bearing capacity factor in the range 5 to 7, which seems reasonable (the value of 345 kPa for strengths greater than 50 kPa would appear to have been selected rather than the round number of 350 kPa because it is equivalent to a value of 50 lbf per square inch).

It can also be seen from these figures that there is considerable scope to increase the design value of bearing capacity if need be. Typical British tills can have undrained shear strengths well over 100 kPa, and it would generally be considered acceptable to use 75 kPa as a generic value. Thus, if the footing can be demonstrated from the desk study and walkover survey to be founded on till, the allowable load could be increased by 50 %. If a further increase needed to be justified, it might be necessary to carry out an intrusive investigation.

The conventional method used in the power industry for calculating allowable uplift loads of transmission towers is to use a “frustum angle” (Figure 6), whose value is dependent on soil strength. This is not a rigorous upper bound mechanism such as used e.g by Rowe and Davis (1981), but it may be seen intuitively that it probably gives a reasonably safe assessment.

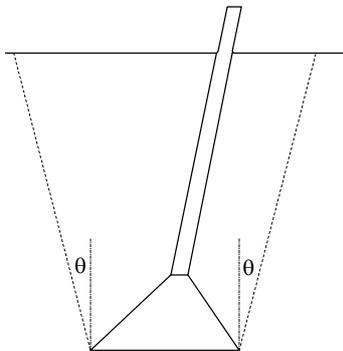


Figure 6 Definition of Frustum Angle

Finally, the ultimate lateral pressures prescribed by the codes appear to be somewhat arbitrary and to bear only an accidental relationship to what might be expected from conventional earth pressure calculations and the contribution of base friction. The assessment of foundations subjected to significant lateral loads can therefore require good quality interaction between geotechnical engineer and structural engineer

## 5 Intrusive Investigation

Intrusive investigation may be carried out to examine either the foundation or the ground. The former comprises mainly inspection pits adjacent to the tower foundations to investigate their dimensions, and concrete testing to investigate their condition. It is not often necessary to investigate the ground to great depth, but it is frequently necessary to gain access to awkward locations, e.g. up steep hillsides (Plate 6) or underneath towers (Plate 7). Investigations are therefore frequently carried out using small track-mounted rigs.



Plate 6 Site Investigation on Steep Slope



Plate 7 Site Investigation under Transmission Tower

## **6 Conclusions**

The reuse of infrastructure can offer great savings in cost, but needs to be approached carefully in order to reduce risks to an acceptable level. A systematic approach can identify the unknowns and enable them if possible to be addressed or if not for an informed decision to be made on whether or not they can be accepted.

## Verzeichnis der Autoren

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus	Leibniz Universität Hannover Institut für Geotechnik	Appelstraße 9a 30167 Hannover achmus@igth.uni-hannover.de
Dr.-Ing. Emanuel Birle	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstraße 7 81245 München e.birle@bv.tum.de
Dr.-Ing. Dieter Dahmen	RWE Power AG Gebirgs- und Bodenmechanik	Giersbergstraße 50126 Bergheim d.dahmen@rwe.com
Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstraße 7 81245 München j.fillibeck@bv.tum.de
Hubert Hämmerle	Ehoch10 Projektentwicklungs GmbH	Halbgasse 3-5 1070 Wien Österreich info@ehoch10.at
Dr.-Ing. Udo Hartwig	Ed. Züblin AG	Albstadtweg 1 70567 Stuttgart Udo.Hartwig@zueblin.de
Dipl.-Ing. Moritz Horn	Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH Ingenieurwasserbau	Kanalstr. 44 22085 Hamburg moritz.horn@civil.bilfinger.com
Dr.-Ing. Christian Karcher	RWE Power AG Gebirgs- und Bodenmechanik	Giersbergstraße 50126 Bergheim christian.karcher@rwe.com
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla	Technische Universität Bergakademie Freiberg Institut für Bergbau und Spezialtiefbau	Gustav-Zeuner-Straße 1 a 09596 Freiberg wolfram.kudla@mabb.tu- freiberg.de
Dr.sc. ETH Sophie Messerklinger	Pöyry Energy AG	Rainerstr. 29 5020 Salzburg Österreich sophie.messerklinger@poyry. com
Prof. Dr.-Ing. Mathias Müller	Hochschule Regensburg (FH) Bauingenieurwesen	Prüfeningenstr. 58 93049 Regensburg mathias.mueller@hs- regensburg.de
Prof. Dr.-Ing. André Niemann	Universität Duisburg Essen Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft	Universitätsstraße 15 45117 Essen andre.niemann@uni-due.de
Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau	Universität Duisburg Essen Fachgebiet Geotechnik	Universitätsstraße 15 45117 Essen eugen.perau@uni-due.de
Dipl.-Ing. Thomas Pilgerstorfer	Technische Universität Graz Institut für Felsmechanik und Tunnelbau	Rechbauerstraße 12 8010 Graz Österreich

Dr.-Ing. Matthias Popp	Matthias Popp Ingenieurbüro Erneuerbare Energien, Energiespeicherung	Schönbrunn-Burgstr. 19 95632 Wunsiedel matthias@poppware.de
Dr.-Ing. Stefan Schmitz	BAUER Spezialtiefbau GmbH Bautechnik	Bauer-Str. 1 86529 Schrobenhausen stefan.schmitz@bauer.de
Dr. rer. nat. Ulrich Schreiber	Universität Duisburg Essen Fachgebiet Geotechnik	Universitätsstraße 15 45117 Essen
O.Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr.mont Wulf Schubert	Technische Universität Graz Institut für Felsmechanik und Tunnelbau	Rechbauerstraße 12 8010 Graz Österreich
MA PhD MBA CEng Andrew Smith	Coffey Geotechnics	9/11 Hornbeam Square South, Hornbeam Park, Harrogate, HG2 8NB North Yorkshire United Kingdom Andrew_Smith@coffey.com
Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach w.sondermann@kellerholding. com
Dipl.-Ing. Sebastian Szczyrba	Technische Universität Bergakademie Freiberg	Gustav-Zeuner-Str. 1A 09599 Freiberg
Dr. Gero Vinzelberg	RWE Power AG Gebirgs- und Bodenmechanik	Giersbergstraße 50126 Bergheim florian.lantz@rwe.com
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstraße 7 81245 München Vogt@bv.tum.de
Dipl.-Ing. Stefan Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstraße 7 81245 München s.vogt@bv.tum.de
Dipl.-Ing. Jörg Weißbach	Technische Universität Bergakademie Freiberg	Gustav-Zeuner-Str. 1A 09599 Freiberg
Dipl.-Ing. Dr.techn. Alexander Zöhrer	Keller Grundbau GmbH	Packerstr. 167 8561 Söding Österreich a.zoehrer@kellergrundbau.at

Lehrstuhl und Prüfamnt  
für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau  
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Krüber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmegern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002

Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 41	Iringartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft 47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft 48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft 49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft 50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft 51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft 52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012

