

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

---

Heft 43

**Beiträge zum  
7. Geotechnik-Tag in München  
Risiko und Sicherheit  
in der Geotechnik**

15.02.2008

---

München 2008



# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort des Herausgebers</b>	1
<b>Spezialtiefbau und Risikomanagement – gibt es einen gemeinsamen Weg?</b>	3
<i>Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann, Dr.-Ing. Ulrich Trunk, Keller Holding GmbH, Offenbach</i>	
<b>Sind komplexe Bauvorhaben risikomanagementresistent?</b>	17
<i>Dipl.-Ing. Johann Herdina, ÖBB Infrastruktur Bau AG, Geschäftsbereich Unterinntal, Betriebsführer der Brenner Eisenbahn GmbH, Innsbruck</i>	
<b>Risikosimulationsrechnungen in der Geotechnik</b>	23
<i>Univ. Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler, Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen</i>	
<b>Der Bau von Offshore-Windkraftwerken und geotechnische Sicherheitsaspekte</b>	41
<i>Dr.-Ing Klaus Weber, Dr.-Ing. Udo Hartwig, Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	
<b>Der Umgang mit Toleranzen im Spezialtiefbau, dargestellt an Großbohrpfählen</b>	61
<i>Dipl.-Ing. (FH) Andreas Wedenig, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen</i>	
<b>Gründung der Talbrücke Brünn im Zuge der BAB A73 über ausgelaugtem Salinarröt</b>	77
<i>Dipl.-Ing. Thomas Hecht, DEGES, Berlin Dipl.-Ing. Rudolf Dürrwang, ARCADIS, Darmstadt Dipl.-Ing. Manfred Becker, Gerdum und Breuer, Kassel</i>	
<b>Die Bewältigung von Risiken im Alltag des Spezialtiefbauers</b>	83
<i>Dipl.-Ing. Jan Linnemann, Bilfinger Berger AG, München Dipl.-Ing. Roland Jörger, Bilfinger Berger AG, Mannheim</i>	
<b>Risikobehandlung im Felsbau <i>Treatment of Risks in Rock Engineering</i></b>	95
<i>Prof. Dr.-Ing. Herbert Einstein, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA</i>	
<b>Risikomanagement von Tunnelprojekten aus der Sicht des Versicherers</b>	119
<i>Dipl.-Ing. Heiko Wannick, Münchener Rück Versicherungs-AG</i>	

<b>Experience with the application of the Code of Practice for Risk Management of Tunnelling Works</b>	127
<i>Dr. Terry Mellors, Mellors &amp; Associates, London</i>	
<b>Risiko von Setzungsschäden beim U-Bahn-Bau - Auswertung von Setzungen</b>	135
<i>Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, Dipl.-Ing. Roger Höfle, Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, Technische Universität München - Zentrum Geotechnik Dipl.-Ing. Michael Zaunseder, Baureferat Hauptabteilung U-Bahn-Bau der Landeshauptstadt München</i>	
<b>Schildvortrieb unter einem Kriechhang mit Wohnbebauung im Zuge des Katzenbergtunnels</b>	147
<i>Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke, Ingenieurbüro für Tunnelbau, Ettlingen Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser, Smoltczyk &amp; Partner GmbH, Stuttgart</i>	
<b>Risikobewertung eines Schildvortriebs im Bereich eines vertikalen Geologiewechsels am Beispiel des Tunnels Wiesing/Jenbach</b>	169
<i>Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer, Dipl.-Ing. Heiko Neher, Fernando Acosta MSc, Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Abteilung Tunnelbau, Stuttgart</i>	
<b>Verzeichnis der Autoren</b>	185
<b>Verzeichnis der Schriftenreihe</b>	189

## **Vorwort des Herausgebers**

Als Thema des Geotechniktages 2008 am 15. Februar haben wir "Risiko und Sicherheit in der Geotechnik" gewählt.

Sicherheit und Wirtschaftlichkeit beim Bauen miteinander zu verknüpfen, ist eine Gratwanderung. Meist ist in der Geotechnik die technisch sicherste Lösung, die gegenüber Unwägbarkeiten im Baugrund robust ist und alle Verformungen minimiert, mit hohem Aufwand verbunden. Mit dem Ziel einer Kostenreduzierung gehen dann Überlegungen einher, mit welcher Wahrscheinlichkeit verschiedene Gefahren verknüpft sind und ob man riskieren kann, sich von der sicheren Seite etwas oder auch weiter zu entfernen. Zunächst ist wichtig, entstehende Risiken überhaupt zu erkennen. Die Abwägungen beziehen sich im Spezialtiefbau und im Tunnelbau nicht nur auf das fertige Produkt, sondern in starkem Maß auch auf die Verfahren der Herstellung. Die richtige Einschätzung des erforderlichen Aufwands beim Bauen in Böden, deren Eigenschaften erst beim Bauen detailliert bekannt werden, ist von vornherein mit hohen wirtschaftlichen Risiken verbunden, wenn die verfügbaren Kapitalmittel fixiert sind. Kostenreduzierungen und Risikosteigerung sind dabei nicht auf einfache Art miteinander verknüpft. Bei einem eingetretenen Risiko können störungsbedingt sprunghaft ansteigende Kosten weit über den Wert der ursprünglichen Leistung hinaus entstehen.

Im Blickfeld dieser Problematik haben ausgewählte Referenten im Zusammenhang mit aktuellen Bauaufgaben, Forschungen und Regelwerken wieder attraktive Beiträge geleistet, die hiermit auch in schriftlicher Form vorliegen und beim geeigneten Leser die Reflexion zu diesem Thema fördern mögen.

München, im Sommer 2008, Norbert Vogt



# Spezialtiefbau und Risikomanagement - Gibt es einen gemeinsamen Weg?

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann  
Keller Holding GmbH, Offenbach

Dr.-Ing. Ulrich Trunk  
Keller Holding GmbH, Offenbach

## 1 Einleitung

Erfahrungen bei der Angebotsbearbeitung, der Durchführung von Bauvorhaben und der Abwicklung von Streit- und Schadensfällen zeigen, dass im Spezialtiefbau die Beschäftigung mit den technischen Risiken in besonderem Maß im Vordergrund steht und stehen muss.

Ziel des Risikomanagements ist nicht die grundsätzliche Vermeidung jeglicher Risiken, sondern vielmehr, Risiken so zu identifizieren und zu bewerten, dass ihre Kontrolle und Steuerung möglich wird, und somit den technischen und wirtschaftlichen Erfolg zu sichern. Eine profunde Bewertung von Risiken ist somit unerlässlich.

Besonders in Zeiten schrumpfender Märkte und knapper Preise kommt häufig zum Preiswettbewerb der Risikowettbewerb hinzu. Anbietende Unternehmen setzen hierbei darauf, dass ihnen die Kosten für vertraglich übernommene Risiken, die sie in der Kalkulation nicht oder nicht im erforderlichen Umfang berücksichtigt haben, während der späteren Projektabwicklung nicht entstehen.

Daneben haben geänderte gesetzliche Rahmenbedingungen wie das Gesetz zur Kontrolle und Transparenz im Unternehmensbereich, kurz KonTraG, oder Basel II dazu geführt, dass Risikomanagement in Unternehmen an Bedeutung gewonnen hat.

## 2 Risiko und Risikodefinition

Die Größe eines Risikos kann als Produkt der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses multipliziert mit der Größe seiner Einwirkung quantifiziert werden.

$$\text{Risk} = p_f * E (D)$$

**Wahrscheinlichkeit  $p_f$  \* Einwirkung  $E (D)$**

Neben dieser finden sich in der Literatur weitere Definitionen:

- Risiko ist eine durch ein Ereignis oder einen Umstand bedingte negative Abweichung von einem erwarteten Ziel, welches unter dem Einfluss von Unsicherheit geplant oder entschieden worden ist. Die positive Abweichung wird als Chance bezeichnet (RMA 2006).
- Risiko wohnt jeder unternehmerischen Tätigkeit inne und ist oft die andere Seite der Chance. Risikomanagement ist das Führen der potentiellen Erwartungswert- oder Zielwertabweichung (C. v. Campenhausen 2006).

Neben dem Erkennen und Bewerten möglicher Risiken ist nach den obengenannten Definitionen eine klare Beschreibung und Definition der Ziele erforderlich, um mögliche Zielabweichungen überhaupt erfassen zu können. Allgemein gefasst lauten die Ziele: technischer Erfolg, wirtschaftlicher Erfolg und Zufriedenheit des Kunden.

Die möglichen Auswirkungen von Risiken sind nachfolgend beispielhaft aufgeführt. Diese können sich einstellen, wenn vorher erkennbare Risiken im Zuge der Projektbearbeitung übersehen oder falsch bewertet wurden, aufgrund der zur Verfügung stehenden Informationen und Unterlagen nicht erkennbar waren oder infolge besonderer Umstände auch bei eingehender Bearbeitung nicht hätten entdeckt und identifiziert werden können.

- Nichterreichen von zugesicherten Eigenschaften der zu erbringenden Leistungen wie z. B.
  - Festigkeit oder Tragfähigkeit
  - Setzung oder Verformungen
  - Restwassermengen
- Wirtschaftlicher Verlust auf der Baustelle
  - Mehraufwand an Material, Zeit, Gerät, Personal gegenüber den Kalkulationsansätzen
  - auf eigene Kosten zu erbringende nicht kalkulierte Leistungen
- Überschreiten zugesicherter Fertigstellungstermine
- Schäden an Bauwerken infolge der ausgeführten Leistungen
- Imageverlust für den Auftragnehmer und Störung der Kundenbeziehung

Neben dem Obengenannten können Risiken auch zu Gefahren für Leib und Leben führen, so zum Beispiel Explosionen von im Baugrund noch vorhandenen Kampfmitteln, die im Zuge der Spezialtiefbauarbeiten ausgelöst werden.

### 3 Gründe für Schäden

Aus der Analyse von Schadensbaustellen ergab sich die in Bild 1 gezeigte Zuordnung, Rizkallah/Döbbelin (2001). Hierbei ist auffallend, dass die den Phasen der Vorerkundung und Planung zuzuordnenden Gründe prozentual die der Phase der Bauausführung zuzuordnenden bei weitem übersteigen.

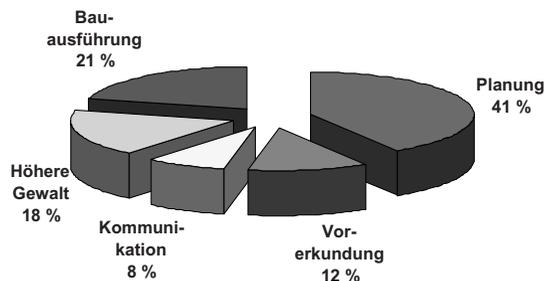


Bild 1: Gründe für Schäden

Matousek und Schneider (1976) haben im Zusammenhang mit Schäden die Gründe für getroffene Entscheidungen und Handlungsweisen der beteiligten Personen analysiert. Daraus ergaben sich nachfolgende Zuordnungen:

37 %	Unwissen, Unachtsamkeit und Fahrlässigkeit
27 %	unzureichendes Fachwissen
14 %	Unterbewertung von Auswirkungen
10 %	Vergesslichkeit, Fehler und Missverständnisse

Hierbei wurde festgestellt, dass

32 %	durch die im Prozess nachfolgende Person hätten entdeckt werden können sowie
55 %	durch zusätzliche Kontrollen

Die obige Auswertung zeigt deutlich, dass mangelndes Fachwissen und Unwissenheit ein sehr hohes Risiko- und Schadenspotential bergen. Mit einer guten Aus- und Weiterbildung der Mitarbeiter kann das Risikopotential deutlich gesenkt werden. Ein Drittel der aufgetretenen Schäden hätten durch die Einschaltung einer weiteren Person, z. B. durch das Vier-Augen-Prinzip, vermieden werden können. Ferner wäre in etwa die Hälfte der eingetretenen Schäden durch zusätzliche Kontrollen vermeidbar gewesen.

Wirksames Risikomanagement setzt neben der Gestaltung der internen Abläufe ausreichend qualifiziertes Personal voraus. Dann ist es möglich, während der Angebotsbearbeitung und der Baustellenvorbereitung die Mehrzahl der möglicher Risiken zu entdecken, zu bewerten und somit die Risiken zu managen.

#### **4 Besonderheiten des Spezialtiefbaus**

Leistungen des Spezialtiefbaus werden im Rahmen von Projekten sehr häufig als Nachunternehmerleistung erbracht. Nicht selten sind Spezialtiefbauleistungen temporär erforderliche Bauhilfsmaßnahmen, wie z. B. Baugruben oder Grundwasserabsenkungen, und für den Bauherrn vorwiegend Mittel zum Zweck.

Auswertungen von Schadensbaustellen zeigen, dass zwischen der Projekt- bzw. Baustellengröße und dem möglichen Schadenspotential kein linearer Zusammenhang besteht, und bereits kleine Fehler zu großen Schäden führen können. Auch bei kleinen Projekten können Fehler und Schäden hohe Kosten verursachen, die die Auftragssumme um ein Vielfaches übersteigen.

Größere Projekte werden angesichts der Angebots- oder Vertragssumme von Beginn an mit einer stärkeren Aufmerksamkeit und Intensität bearbeitet als kleinere.

Spezialtiefbau baut im und mit dem Baugrund, so dass die sich aus dem Baugrund ergebenden Risiken eingehend analysiert werden müssen.

## 5 Baugrund und Baugrundrisiko

Anforderungen an Baustoffe wie z. B. Beton und Stahl für Stahlbeton sind in Normen und Zulassungen geregelt. Darin werden auch zulässige bzw. zu berücksichtigende Streuungen der Eigenschaften der Baustoffe beschrieben. Prozesse zur Überwachung und Kontrolle gelieferter und einzubauender Baustoffe sind ebenfalls präzise gefasst und festgelegt. Weitere Kontrollen wie beispielsweise die Abnahme der Bewehrung im Stahlbetonbau durch den Prüfstatiker tragen zur Einhaltung hoher Qualitätsstandards bei.

Im Spezialtiefbau sind Anforderungen an einzubauende Stoffe wie Bindemittel, Zement, Beton und Stahl ebenfalls durch Normen oder Zulassungen geregelt. Der „Baustoff“ Baugrund wird u. a. in der DIN 4020 behandelt.

In dieser Norm werden die Anforderungen an geotechnische Untersuchungen und den geotechnischen Bericht für den „Baustoff“ Baugrund beschrieben. In DIN 4020, Ausgabe 09/2003, sind auch die geotechnischen Kategorien GK 1 bis GK 3 definiert, aus denen sich der erforderliche Untersuchungsaufwand und -umfang ergibt. Gegenstand der Norm ist ferner das Thema Baugrundrisiko.

Eine zutreffende Baugrundbeschreibung ist für die Ausführung von Spezialtiefbauleistungen und das Erreichen der geplanten bzw. vereinbarten Eigenschaften der Produkte oder Leistungen von elementarer Bedeutung, so z. B. bei der Lastabtragung in den Baugrund über Pfähle oder Säulen, siehe Bild 2, oder bei der Ausführung von Injektionsarbeiten zur Verringerung der Durchlässigkeit des anstehenden Baugrundes, siehe Bild 3. Bei Injektionen oder beim Düsenstrahlverfahren wird der Baugrund als Zuschlags- oder Ausgangsstoff genutzt. Bei Pfählen, Verbauwänden oder Ankern hat der Baugrund wesentlichen Einfluss auf die Größe der Einwirkungen, z. B. aktiver Erddruck, oder der Widerstände, wie passiver Erddruck, Mantelreibung oder Spitzendruck.

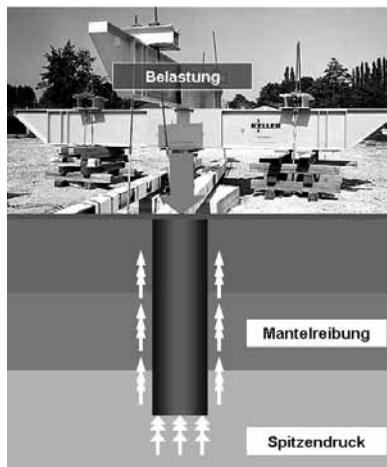


Bild 2: Lastabtragung in den Baugrund über Mantelreibung und Spitzendruck

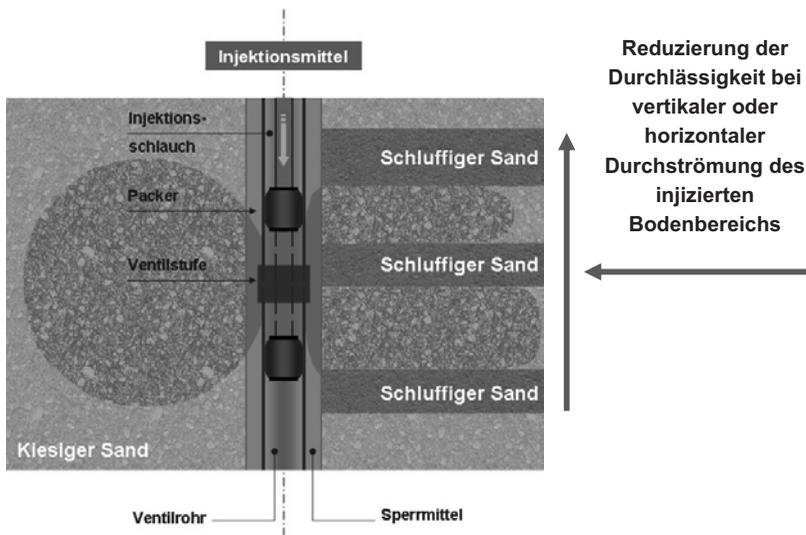


Bild 3: Auswirkungen der nicht injizierten schluffigen Sandschichten (rechts) bei horizontaler oder vertikaler Durchströmung des injizierten Bodenbereichs im Vergleich zu einem homogenen kiesigen Sand (links) auf die erreichbare Reduzierung der Durchlässigkeit

Den normativen Forderungen an die Beschreibung der Eigenschaften des „Baustoffs“ Baugrund wird trotz ihrer Bedeutung für Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Baukosten häufig in geringerem Umfang entsprochen wie bei anderen Baustoffen wie Beton oder Stahl. Die sich daraus für anbietende und ausführende Unternehmen ergebenden Risiken müssen bei Angebotslegung und Vertragsabschluss entsprechend berücksichtigt werden.

Zum Thema Baugrundrisiko kann auf umfangreiche Literatur verwiesen werden. Es soll deshalb nachfolgend nur der Begriff des Baugrundrisikos, wie er in der DIN 4020 definiert und beschrieben ist, behandelt werden. In DIN 4020 ist unter 3.5 das Baugrundrisiko wie folgt erläutert:

### **DIN 4020: 3.5 Baugrundrisiko**

*Das Baugrundrisiko ist ein in der Natur der Sache liegendes, unvermeidbares Restrisiko, das bei Inanspruchnahme des Baugrunds zu unvorhersehbaren Wirkungen bzw. Erschwernissen, z. B. Bauschäden oder Bauverzögerungen führen kann, obwohl derjenige, der den Baugrund zur Verfügung stellt, seiner Verpflichtung zur Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist und obwohl der Bauausführende seiner eigenen Prüfungs- und Hinweispflicht Genüge getan hat.*

## **DIN 4020: 4.2 Bewertung der geotechnischen Untersuchungen**

*Aufschlüsse in Boden und Fels sind als Stichprobe zu bewerten. Sie lassen für zwischenliegende Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen zu, so dass ein Baugrundrisiko verbleibt.*

*Bei der Festlegung des Stichprobenumfangs (Lage, Anzahl, Art und Tiefe der Aufschlüsse; Anzahl und Art der Versuche usw.) sind Vorkenntnisse, örtliche Erfahrung und ergänzende Informationen zu berücksichtigen (siehe auch Abschnitt 6).*

Damit man von Baugrundrisiko im Sinne der DIN 4020 sprechen kann, sind somit zwei Bedingungen zu erfüllen: Einerseits muss der Bauherr den Baugrund nach den Regeln der Technik untersuchen. Andererseits muss der Anbietende oder Bauausführende seiner Prüfungs- und Hinweispflicht nachkommen. Kommt Letztgenannter seiner Prüfungs- und Hinweispflicht nicht im erforderlichen Maß nach, kann dies dazu führen, dass im Streitfall nicht über das beim Bauherrn angesiedelte Baugrundrisiko diskutiert wird, sondern über ein dem Bauausführenden zuzurechnendes Planungsrisiko.

Aus der Prüf- und Hinweispflicht des ausführenden Spezialtiefbauunternehmens, dem bei gerichtlichen Auseinandersetzungen häufig seine besonderen Kenntnisse als Fachfirma entgegengehalten wird, ergibt sich - wie auch für andere zu liefernde Baustoffe - die Notwendigkeit einer sachgerechten Wareneingangskontrolle für den vom Bauherrn bereitgestellten oder gelieferten „Baustoff“ Baugrund.

Werden Sondervorschläge, Varianten oder Pauschalen angeboten und vereinbart, kommt dieser Kontrolle eine nochmals höhere Bedeutung zu.

In der DIN 4020 ist unter 5.4.3 die Verantwortung für den notwendigen Vergleich zwischen geotechnischem Bericht und angetroffenen Baugrundverhältnissen geregelt.

### **DIN 4020: 5.4.3 Überprüfung der Baugrundverhältnisse und des Baugrundverhaltens**

*Der Bauherr hat sicherzustellen, dass während der Bauausführung überprüft wird, ob die tatsächlich angetroffenen Baugrundverhältnisse den im Geotechnischen Bericht beschriebenen entsprechen und ob die Folgerungen des Geotechnischen Berichts berücksichtigt wurden.*

*Weichen die angetroffenen Baugrundverhältnisse von den beschriebenen ab, hat er dafür zu sorgen, dass überprüft wird, ob die Folgerungen des Geotechnischen Berichts noch zutreffen.*

Unabhängig davon, wer diese notwendigen Überprüfungen vornimmt, ist der Bauherr dafür verantwortlich, dass diese veranlasst und durchgeführt werden. Sofern Abweichungen festgestellt werden, ist der Bauherr an zu treffenden Entscheidungen beteiligt.

Bei der nachfolgend in Auszügen zitierten Ausschreibung wurde der Versuch unternommen, die Verantwortung für die Baugrunderkundung und das Baugrundrisiko durch entsprechende Regelungen und Verantwortlichkeiten auf den Anbietenden bzw. Ausführenden zu übertragen.

*„Falls der Bieter die vorliegenden Baugrunduntersuchungen nicht für ausreichend erachtet, hat er dies mit der Angebotsabgabe, unter Angabe welche weiteren Untersuchungen er für notwendig erachtet, mitzuteilen.“*

Der Bieter soll in diesem Fall Aufgaben des Baugrundsachverständigen übernehmen, der der Sphäre des Bauherrn zuzurechnen ist.

*„Insbesondere ist zu berücksichtigen und entsprechend einzukalkulieren, dass im Zuge der Baugrunduntersuchung Braunkohle-/Holzstücke in unterschiedlicher Größe nachgewiesen wurden.*

*Durch eine kontinuierliche Beobachtung des Rückflusses muss deshalb bereits beim Düsen festgestellt werden, ob und in welchem Umfang in Teilbereichen diese Braunkohle- und/oder Holzeinlagerungen auftreten.*

*Durch Vergrößerung des Querschnittes der Säulen, d. h.*

- durch eine Veränderung des Rasterabstandes,*
  - durch mehrfache Düsen der Sohle oder*
  - durch Versetzen des Bohrrasters mit übereinanderliegenden Sohlen sowie*
  - durch das Düsen der Dichtsohle mit Primär- und Sekundärsäulen*
- können Undichtigkeiten bereits während der Herstellung vermieden werden, was entsprechend zu berücksichtigen ist.“*

Unabhängig von der generell zu prüfenden Ausführbarkeit aufgeführter zusätzlicher Leistungen beschreibt der Bauherr detailliert, was pauschal und ohne Mengengrenzung in die Angebotspreise einzurechnen sei.

*„Sollten im Zuge der Herstellung der Düsenstrahlsohle Abweichungen vom Baugrundgutachten oder erhöhte organische Bestandteile (Kohle, Mudde, Holz etc.) festgestellt werden, hat der AN seine Planung so umzustellen (Rasterveränderungen, Sohlverdickungen, mehrfache Spülvorgänge etc.), dass die geforderte Systemdichtigkeit von 1,5 l/s/1000 m<sup>2</sup> von ihm in jedem Fall gewährleistet werden kann.“*

Der Ausführende soll die Restwassermenge ohne Einschränkungen zusichern, und dies unabhängig von allen im Zuge der Ausführung ggf. festzustellenden Abweichungen der angetroffenen Baugrundverhältnisse gegenüber den vorliegenden Untersuchungsergebnissen sowie einschließlich aller auf Kosten des Ausführenden zu erbringenden zusätzlichen Leistungen. Eine entsprechende vertragliche Vereinbarung ist grundsätzlich nicht ausgeschlossen. Das anbietende Unternehmen muss jedoch bei einem solchen Angebot bzw. Vertrag die damit verbundenen Risiken sehr genau analysieren, bewerten und in seiner Kalkulation ausreichend berücksichtigen. Dies führt zu entsprechenden Risikozuschlägen für Preise und Ausführungszeiten gegenüber dem Fall, dass das Baugrundrisiko eindeutig und vollständig beim Bauherrn verbleibt.

Kommt es im Bauablauf zu Schäden oder Störungen, können dadurch entstehende zeitliche Verzögerungen in vielen Fällen auch mit zusätzlichen Maßnahmen nicht mehr vollständig aufgeholt werden. Dies führt unabhängig davon, ob Vertragsstrafen oder Schadensersatzforderungen geltend gemacht werden können, auch für den Bauherrn zu geänderten Fertigstellungsterminen.

## 6 Der Risikomanagementprozess

Der Risikomanagementprozess gliedert sich in vier Teilaufgaben:

- Risikoidentifikation,
- Risikoanalyse,
- Risikobewertung sowie
- Risikosteuerung

Der Risikoidentifikation kommt eine herausragende Bedeutung zu. Nur erkannte Risiken können im weiteren Prozess analysiert, bewertet und gesteuert werden. Die Risiken, die nicht erkannt werden oder aufgrund der vorhandenen Informationen und Unterlagen nicht erkannt werden können, sind häufig die für ein Projekt gefährlichsten. Die Risikoidentifikation kann durch sogenannte Risikolisten, wie sie weiter unten behandelt werden, unterstützt werden. In solchen Risikolisten sind typische Risiken und Erfahrungen des eigenen Unternehmens und anderer zusammengefasst, siehe z. B. EFFC (2008).

Aufgrund der Besonderheit eines jeden Projektes ist es jedoch nicht ausreichend für die Risikobewertung, allein solche Risikolisten oder Fragebögen zu bearbeiten. Vielmehr sollen diese Instrumente dabei helfen, auch neue oder bisher nicht zu berücksichtigende Risiken zu erkennen.

Der in Bild 4 dargestellte Risikomanagementprozess muss in den einzelnen Projektphasen bei hinzukommenden Informationen neu durchlaufen werden. Dies gilt für die Angebotsphase, die Vertragsphase, die Baustellenvorbereitung und die Ausführung.

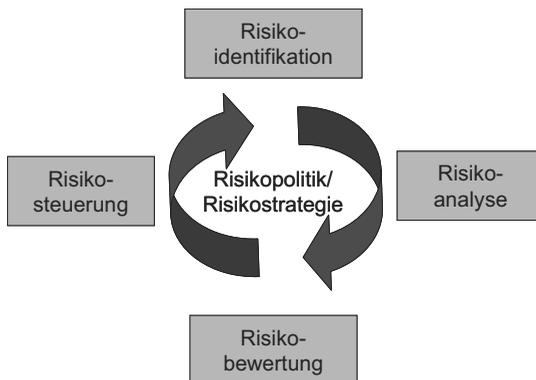


Bild 4: Der Risikomanagementprozess

Die für ein Projekt zu prüfenden Risiken können in sogenannten Risikoklassen zusammengefasst werden. Hierzu bietet sich u. a. die nachstehend aufgezeigte Einteilung an.

- Örtlichkeit
- Untergrundverhältnisse und Baugrund
- Produktwahl
  - Sind die geforderten Eigenschaften zu erreichen?

- Liegen Erfahrungen mit der Ausführung unter vergleichbaren Randbedingungen vor?
- Sind Kontrollen während der Ausführung möglich?
- technische Gewährleistung
  - zulässige Setzungen und Setzungsdifferenzen
  - zu erreichende Tragfähigkeit
  - erforderliche Festigkeit
- Kalkulation
  - Leistung pro Tag
  - Geräte- und Personalkosten
  - Lieferanten und Materialien
  - Kalkulationsansätze und -zuschläge für Risiken oder Pauschalen
- Vertragskonditionen
  - Zahlungsmodalitäten
  - zu erbringende Nachweise und Regelungen zur Abnahme
  - Absicherung
- Ausführung
  - Sind Erfahrungen unter ähnlichen Bedingungen vorhanden?
  - Sind Geräte und Personal verfügbar?
  - Sind Witterungseinflüsse zu berücksichtigen?

Die möglichen Risiken sind hierbei in Abhängigkeit ihrer Bedeutung oder Einwirkung sowie der Wahrscheinlichkeit ihres Eintretens zu quantifizieren. Der Aufwand zur Reduzierung, Vermeidung oder Überwachung der entsprechenden Risiken ist zu ermitteln und in die Kalkulation einzustellen.

## 7 Risikooptimierung

Das Gesamtrisiko eines Projektes kann durch die einzelnen Schritte

- Vermeiden
- Vermindern
- Transferieren

darauf reduziert werden, was der Ausführende am Ende selbst zu tragen hat, siehe Bild 5.

### Vermeiden

Durch eine Änderung der Art der Ausführung oder des Verfahrens können die mit einem ursprünglich geplanten ausgeschriebenen Verfahren zusammenhängenden Risiken vermieden werden, z. B. Ausführung einer Düsenstrahlsohle statt einer Injektionssohle bei vorhandenem höherem Feinkornanteil in Tiefenlage der geplanten Dichtsohle. Ferner ist es möglich, Risiken für bestimmte Aufgaben durch vertragliche Regelungen beim Auftraggeber zu belassen, so z. B. das Risiko für rechtzeitige Genehmigungen, Freigaben oder Vergleichbares. Eine weitere Möglichkeit, Risiko zu vermeiden, kann darin bestehen, bei entsprechenden Projekten wie einer Schadenssanierung die Leistung ohne Vereinbarung einer Erfolgsgarantie als Selbstkostenerstattungsvertrag anzubieten und das Risiko für die Art der Ausführung gänzlich beim Auftraggeber zu belassen.

In manchen Fällen kann die Analyse der Risiken zu der Entscheidung führen, kein Angebot abzugeben oder bereits begonnene Verhandlungen nicht weiterzuführen.

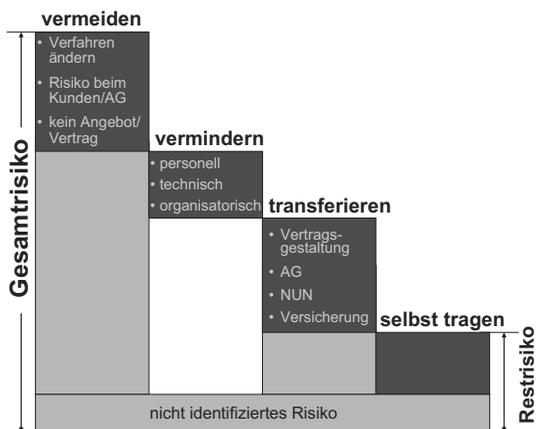


Bild 5: Schritte zur Risikooptimierung

## Vermindern

Bei technisch anspruchsvollen oder komplexen Baustellen kann das Risiko durch entsprechend rechtzeitige interne Maßnahmen organisatorischer, technischer und personeller Art vermindert werden. Für nicht näher quantifizierte oder pauschal einzurechnende Leistungen können Obergrenzen ausgewiesen und vereinbart werden, so z. B. für Hindernisbohrungen durch Blöcke oder Steine, Stillstandsstunden oder Aufwendungen infolge von Witterungseinflüssen, um so das Risiko zu vermindern.

## Transferieren

Risiken kann man an weitere Projektbeteiligte transferieren, an Lieferanten, Planer, Auftraggeber oder auch an Nachunternehmer, so dass z. B. erforderliche Vorleistungen für Zuwegungen oder Arbeitsebenen nach klarer Beschreibung der erforderlichen Qualität beim Auftraggeber verbleiben oder für die Einhaltung von Termin- und Qualitätsvorgaben von Lieferungen der Lieferant bzw. für Nachunternehmerleistungen der Nachunternehmer allein verantwortlich ist.

Durch eine Haftpflichtversicherung wird ein Teil der Risiken auf die Versicherungsgesellschaft transferiert. Bei entsprechenden Randbedingungen bietet darüber hinaus eine Versicherung für Sachen im Gefahrenbereich die Möglichkeit, Risiken in Teilen oder vollständig an Dritte zu übertragen.

## Selbst tragen

Aus den drei vorgenannten Schritten ergibt sich das Risiko, das der Ausführende selbst tragen muss oder will. Neben den erkannten Risiken, die beim Ausführenden verbleiben, kommen bei jedem Projekt die nicht identifizierten oder übersehenen Risiken hinzu, die zusammen das entsprechende Restrisiko darstellen. Planung, Baustellenvorbereitung und Ausführung sind dann unter Beachtung der erkannten und bewerteten Risiken so auszuführen, dass z. B. die hierfür erforderlichen Qualitätssicherungsmaßnahmen, Kontrollen und Überprüfungen rechtzeitig geplant und ausgeführt werden.

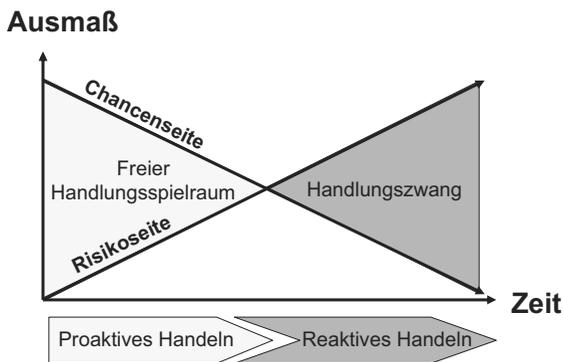


Bild 6: Handlungsspielraum durch frühzeitige Risikoidentifikation

Das rechtzeitige Identifizieren von Risiken bietet die Möglichkeit, durch proaktives Handeln den Verlauf des Projektes so zu steuern, dass die darin enthaltenen Chancen genutzt werden, siehe Bild 6. Zu einem späteren Zeitpunkt ergeben sich aus Risiken häufig Handlungszwänge, so dass nur noch die Möglichkeit einer Reaktion besteht, wie dies häufig der Fall ist, wenn eine Verzögerung im Bauablauf oder ein Schaden eingetreten sind.

Ein effizientes Risikomanagement führt neben einer Verbesserung der technischen und wirtschaftlichen Ergebnisse von Baustellen auch dazu, dass der Aufwand für Personal, Gerät und Material für Baustellen mit nicht zufriedenstellendem technischem oder wirtschaftlichem Ergebnis sowie für Baustellen mit Schäden reduziert werden kann. Dieses Personal und Gerät steht dann für die Bearbeitung oder Ausführung anderer Projekte zur Verfügung.

## 8 Ausgeführte Projekte

### 8.1 Trogbaugrube für die Revision von Fernwärmeleitungen

Für Revisionsarbeiten an einer Fernwärmeleitung war die Herstellung einer wasserdichten Trogbaugrube mit Düsenstrahlumschließung und -sole mit anschließender Restwasserhaltung erforderlich.

Durch rechtzeitige Kommunikation zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer konnte vor der Ausführung geklärt werden, dass die Beschädigung der später bereichsweise zu entfernenden Isolierung der Fernwärmeleitungen beim Abteufen der Bohrungen und während des Düsens wegen der Gefahr eindringender Feuchtigkeit zwingend zu vermeiden war. Aus diesem Grund wurden im Zuge einer lokal begrenzten Wasserhaltung jeweils im Bereich der geplanten Bohrung die vorhandenen Fernwärmeleitungen, die unterhalb des Grundwasserspiegels lagen, freigelegt und zwischen oder neben diesen ein Kunststoffrohr für die später herzustellende Bohrung für Baugrubenumschließung oder Sohle eingestellt. Danach wurde die Baugrube mit Sand verfüllt und die Wasserhaltung abgeschaltet. Die Düsenstrahlarbeiten konnten dann ohne Beschädigung der bestehenden Leitungen erfolgreich ausgeführt werden.

Durch frühzeitige Verständigung über die einzuhaltenden Randbedingungen bei der Ausführung der Düsenstrahlarbeiten konnten mit geringem Zusatzaufwand Schäden an bestehenden Leitungen vermieden werden, die später nur aufwendig zu beheben gewesen wären, siehe Bild 7 und 8.

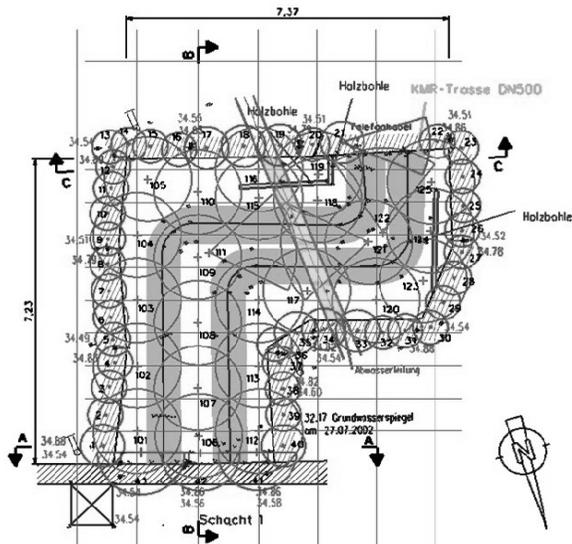


Bild 7: Lage der Bohrungen und Düsenstrahlsäulen für die Baugrubenumschließung (rot) und Dichtsohle (grün) im Bereich von Fernwärmeleitungen



Bild 8: Ausführung der Düsenstrahlarbeiten ohne Beschädigung der vorhandenen Fernwärmeleitungen und deren Isolierungen

## 8.2 Ausführung einer Nagelwand

Bei dem in Bild 9 dargestellten Geländesprung erfolgte die Sicherung mit Hilfe einer Nagelwand mit Spritzbetonschale. Die Bemessung zeigte, dass aufgrund der erforderlichen Neigung der Wand und der charakteristischen Bodenkennwerte die zulässigen Aushubschritte zwingend einzuhalten waren, um eine ausreichende Standsicherheit im Bauzustand zu gewährleisten.

Nach Herstellung der ersten vier Nagelreihen wurde aufgrund mangelnder Kommunikation beim vierten und geplanten vorletzten Aushubschritt die zulässige Aushubtiefe überschritten und bis zur geplanten Baugrubensohle ausgehoben. Dabei kam es zu dem in Bild 9 dargestellten Bruch der Nagelwand.

Zur Stabilisierung der Böschung und Vorbereitung der Sanierung erfolgte die Anschüttung einer Berme. Mit der Ausführung weiterer Nägel und einer verstärkten Spritzbetonschale im unteren Bereich konnte das Projekt erfolgreich abgeschlossen werden.

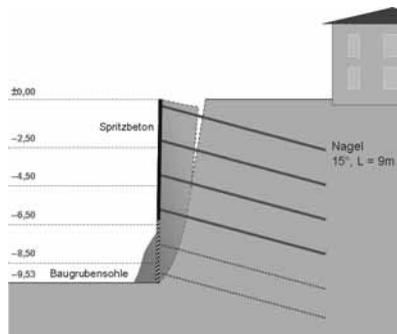


Bild 9: Bruch einer Nagelwand

Die beiden Beispiele verdeutlichen, dass besondere Anforderungen beispielsweise an die Einhaltung vorgegebener Toleranzen, Aushubschritte oder Arbeitsabfolgen zwischen den Baubeteiligten sehr klar kommuniziert und überwacht werden müssen, um Schäden mit gegebenenfalls weitreichenden Folgen zu vermeiden. Gehen diese Anforderungen zu Lasten der erreichbaren Produktivität, bedürfen sie besonderer Aufmerksamkeit.

## 9 Zusammenfassung

Risikomanagement gewinnt im Spezialtiefbau immer weiter an Bedeutung. Knappe Preise und enge Terminpläne erfordern neben gesetzlichen Rahmenbedingungen eine eingehende Analyse und Bewertung der mit Spezialtiefbauarbeiten verbundenen Risiken. Hierbei stehen vor allem die technischen Risiken im Vordergrund. Ziel des Risikomanagements ist nicht die generelle Vermeidung von Risiken, sondern deren Bewertung und Steuerung.

Dem „Baustoff“ Baugrund und seiner Beschreibung kommt eine zentrale Bedeutung zu. Die Erreichbarkeit geforderter Eigenschaften von Produkten und Leistungen wie z. B. Tragfähigkeit von Pfählen, Setzungen von Gründungselementen oder Durchlässigkeiten von Dichtsohlen müssen anhand der zur Verfügung stehenden Informationen geprüft und bewertet werden.

Die Identifikation möglicher Risiken ist hierbei wichtigste Aufgabe. Nur erkannte Risiken können analysiert, bewertet und dann im Zuge der Ausführung gesteuert werden. So genannte Risikolisten haben sich hierbei als hilfreiches Werkzeug in der Hand von qualifiziertem Personal erwiesen. Ein effektives Risikomanagement ist Voraussetzung für den technischen und auch wirtschaftlichen Erfolg im Spezialtiefbau.

Zwei Ausführungsbeispiele verdeutlichen die Notwendigkeit klarer Kommunikation zwischen den Baubeteiligten zur Festlegung von Anforderungen und Vermeidung von Schäden.

## 10 Literatur

- C. v. Campenhausen (2006) Risikomanagement, 2006.
- EFFC (2008) European Federation of Foundation Contractors, EFFC-Richtlinien für das Risikomanagement, in [www.effc.org](http://www.effc.org)
- Matoussek, M., Schneider, J. (1976) Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems. IBK-Bericht 59, ETH Zürich, 1976.
- Rizkallah/Döbbelin (2001), TU Hannover, Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Heft 58, Empfehlungen zur Vermeidung von Planungs- und Ausschreibungsfehlern bei Ingenieurbauwerken, 2001.
- RMA (2006) RMA Standard „Risiko- und Chancenmanagement“, Risk Management Association e. V., 2006.

# Sind komplexe Bauvorhaben risikomanagementresistent?

Dipl.-Ing. Johann Herdina  
ÖBB Infrastruktur Bau AG, Geschäftsbereich Unterinntal,  
Betriebsführer der Brenner Eisenbahn GmbH, Innsbruck

## 1 Einleitung

Die Brenner Eisenbahn GmbH errichtet im Zuge des Ausbaus der TEN-Achse Nr. 1 den österreichischen Abschnitt des Zulaufs Nord zum Brenner Basistunnel. Im Zuge dieser Baumaßnahme hat die Brenner Eisenbahn GmbH dreizehn Bauverträge im kleineren Ausmaß (< EUR 2 Mio.) und zehn Baulose zur Errichtung der Rohbauarbeiten in einer Größenordnung der Auftragssummen bis max. EUR 200 Mio. ergeben.

In den Baulosen des Unterinntals kommen zT sehr anspruchsvolle Baumethoden zur Anwendung, die auch bis dato in den auftretenden Kombinationen weltweit noch nie so zum Einsatz kamen. So sind alle Baumaßnahmen von einer entsprechend hohen Komplexität geprägt, wobei jene Baumaßnahmen, die eine Mehrzahl von unterschiedlichen Baumethoden anzuwenden haben, wie offene Bauweisen in Unterflurstrecken, die mittels Unterwasserbetonsohlen oder HDBV-Sohlen hergestellt werden müssen und bergmännische Bauweisen und Rampenbauweisen beinhalten, in der Komplexitätsskala am oberen Rand einzuordnen sind. Demnach ergibt sich die Definition eines komplexen Bauvorhabens aus der Anzahl der anzuwendenden Bauverfahren, an den Schnittstellen zwischen den Bauverfahren, an den Abhängigkeiten im Baulos und an den Einflüssen und Auswirkungen von Eingriffen von Außen auf die Bauabläufe.

Im Bild 1 ist so ein Bauablauf zu erkennen, in dem eine ausführende Arge während der Baumaßnahme durch Sternchen alle Abhängigkeiten, interne und externe Einflüsse dargestellt hat um die Störung ihres Bauablaufs zu begründen.



technische Ideen und den respektvollen Umgang des Bauherrn mit dem späteren Auftragnehmer während der Ausführungsphase.

Die faire Risikoverteilung heißt, dass keine unkalkulierbaren Risiken dem Auftragnehmer überbürdet werden und keine für den Auftragnehmer in der Angebotsphase unerkennbaren Risiken übertragen werden.

Der Freiraum für Innovationen und technische Ideen bedeutet für den Auftragnehmer die Chance sich in der Bauausführung so zu optimieren, dass er ein möglichst optimales wirtschaftliches und technisches Ergebnis abliefern kann.

## **2.2 Erwartungen des Bauherrn**

Der Bauherr wird in der Erstellung seiner Ausschreibung vom Wunsch geleitet, am Ende das von ihm gewünschte Projekt in hoher Produktqualität vorzufinden, einen angemessenen Angebotspreis zu erhalten, eine termingerechte Abwicklung und einen respektvollen Umgang des Auftragnehmers mit dem Auftraggeber zu erfahren.

Der Auftraggeber wird versuchen das von ihm erwartete Produkt so genau zu definieren, dass der Anbietende genau verstehen kann, was er seiner Kalkulation an Randbedingungen zugrunde legen muss.

## **3 Das Angebot**

Der Auftragnehmer hat in einer vom Auftraggeber vorgegebener Frist ein Angebot zu erstellen. Dabei hat er zu vorgegebenen Mengen eine Preisermittlung durchzuführen. Ferner hat er in dieser Phase eine Risikoabschätzung zu den Vertragsbedingungen durchzuführen, dh. er muss die Risikozuscheidung in den Angebotsbedingungen erkennen und bewerten. Weiters muss er die Ausführungsrisiken aufgrund von Terminvorgaben und Vertragsterminen, die zT mit einer Vertragsstrafe versehen sein können, abschätzen und seine Personalressourcen in qualitativer und quantitativer Hinsicht ermitteln, seine Gerätesressourcen mit den erforderlichen Geräten für die Baumaßnahme abgleichen und die Qualitätsanforderungen des Bauherrn bewerten. Für all diese Tätigkeiten stellt der Bauherr eine gewisse Zeit zur Verfügung und die Erfahrung zeigt, dass diese Fristen angemessen sein sollen aber übertriebene Zeiträume nicht zu einer Verbesserung der Angebotsinhalte führen, da die Firmen aufgrund ihrer Ressourcen in jedem Fall nur eine bestimmte Bearbeitungszeit zulassen können.

Somit ergibt sich die Frage, woran der Bauherr erkennen kann, dass der Anbieter die im Bauvertrag enthaltenen unweigerlichen Risiken richtig bewertet hat. Der Anbieter kann das Ergebnis seiner Risikoabschätzung den jeweiligen Einheitspreisen aus seiner Sicht risikoreichen Bauverfahren zuschlagen oder die Risikoabschätzung findet in den allgemeinen Zuschlagsätzen für Wagnis und Gewinn, wie dies die ÖNORM vorsieht, ihren Niederschlag.

### 3.1 Der Wagniszuschlag

Gemäß ÖNORM B2061 „Preisermittlung für Bauleistungen“ ist der Wagniszuschlag unter Berücksichtigung der in der Ausschreibung bzw. im Angebot vorgesehen Risikoverteilung und unter Bedachtnahme auf Art und Größe des Bauvorhabens, örtliche Lage, Jahreszeit und sonstige Umstände der Bauausführung festzulegen.

Dieser Wagniszuschlag deckt neben dem allgemeinen Unternehmerwagnis, das sich aus dem Betrieb des Unternehmens ergibt, die leistungsbezogenen Wagnisse (zB das Kalkulationswagnis, Ausführungswagnis, Gewährleistungswagnis) ab.

Die ÖNORM definiert weiters, dass besondere über die Baustelle anfallende Wagnisse, die über die üblichen Wagnisse hinausgehen, gesondert zu berücksichtigen sind. Der Zuschlag für Gewinn wird ebenfalls in der Norm definiert, der auch in die Kalkulation einzubringen ist. Die Norm definiert außerdem, dass aus diesem Zuschlag ein etwa ungedecktes Wagnis zu bestreiten ist.

### 3.2 Auswertung von Zuschlagssätzen beim Projekt Unterinntal

In der Abbildung 2 sind für zehn Baulose des Unterinntals die Wagnis- und Gewinnzuschläge des jeweiligen Bestbieters in Abhängigkeit von der Komplexität der Baumaßnahme dargestellt. Aus der Abbildung geht eindeutig hervor, dass aus den Zuschlagssätzen nicht zu erkennen ist, inwiefern Risiken in diesen abgebildet wurden. Die Sätze bewegen sich, wie es dem Bild 2 zu entnehmen ist, zwischen 1% und 4,5% Gesamtzuschlag für Wagnis und Gewinn und eine Korrelation zwischen Komplexität des Bauvorhabens und Zuschlagsatz ist nicht gegeben.

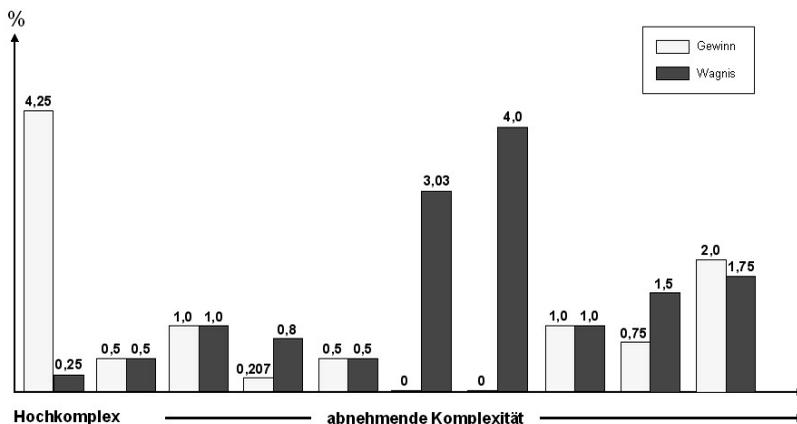


Bild 2: Auswertung der Zuschlagssätze für Wagnis und Gewinn in Abhängigkeit von der Komplexität des Bauvorhabens

## 4 Schlussbemerkungen

Für den Bauherrn ist auch bei vorliegender Kalkulation, wie dies in Österreich üblich ist, eine systematische Risikobewertung der Bieter anhand der Angebote nicht zu erkennen. Die Wagniszuschläge variieren zwischen 0,25% und 4%. In den unterschiedlichen Baulosen stellt sich nun für den Auftraggeber die Frage, wie hoch ein Wagniszuschlag sein müsste um gemäß Bundesvergabe-gesetz plausibel zu sein. Die Höhe des gewählten Risikozuschlags scheint mehr auf allgemein gültigen Konzernvorgaben zu beruhen als auf der Auswertung von Risiken für eine bestimmte Baumaßnahme. Sollten die Firmen keine Risikozuschläge kalkuliert haben, stellt sich die Frage, ob die Firmen überhaupt in der Lage sind in der verhältnismäßig kurzen Angebotsphase Risiken richtig einzuschätzen. Will man zukünftig Risikomanagement in der Baubranche und der Bauabwicklung ernst nehmen, so wird sich hier die Gemeinschaft aller am Bau Beteiligten zu diesem Punkt eine bessere Vorgehensweise überlegen müssen.

Nachdem aber auch zukünftig Infrastrukturprojekte ohne Risiken nicht existieren werden und jedes Unternehmen sein eigenes Wagnis zu managen hat und für jedes Unternehmen jede Baumaßnahme aufgrund der Unterschiedlichkeit der Unternehmen ein unterschiedliches Wagnis auch hat wird eine verallgemeinerte Vorgehensweise nicht zielführend sein. Zukünftig wird zumindest sicherzustellen sein, dass ein transparentes Risikomanagement oder mindestens eine Risikoidentifikation bei jedem Angebot zu erstellen sein wird.

## 5 Literatur

[1] **Kolloquium 2006**

[2] **ÖNORM B 2061**

[3] **Fink A., Gangkofner T., Schretter K., Herdina J.:**

Planung und Bau der Unterinntal-Strecke zum Brenner Basistunnel. Bauingenieur, Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, S. 362 – 373, Düsseldorf, Band 80, Juli / August 2005.

[4] **Herdina J., Gangkofner T., Schretter K.:**

Inn Valley tunnelling blazes Brenner trail. Tunnels & Tunnelling International, S. 14 – 16, Sidcup/UK, September 2004

[5] **Feistmantl K., Keinprecht M., Bonapace P. und Braun M.:**

Tunnelvortriebe im Schutz von DSV-Sicherungen. Felsbau Rock and Soil Engineering, VGE Verlag Glückauf Essen, S. 149 – 155, Essen, Band 23 (Nr. 5), 2005.

[6] **Herdina J.:**

Tunnelbautechnische Höhepunkte bei der Errichtung der Unterinntaltrasse. Tunnelbau Beiträge aus Forschung und Praxis, Festschrift Univ.-Prof. Schneider. Books on Demand GmbH, S 187 – 201, Norderstedt, 10/2005.



# Risikosimulationen in der Geotechnik

Univ. Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler  
Geotechnik im Bauwesen RWTH Aachen

## 1 Einführung

In unserem täglichen Leben sind wir ständig Risiken unterschiedlichster Natur ausgesetzt. So setzen wir uns durch die Teilnahme am Straßenverkehr täglich einem Risiko für Leib und Leben aus. In eher schleichender Weise unterliegen wir den Risiken aus den typischen Zivilisationskrankheiten, die aus falscher Ernährung, zu wenig Bewegung oder übermäßigem Alkohol- und Nikotingenuss resultieren. Neben diesen existentiellen Risiken gibt es eine Reihe anderer Risiken, die sich z. B. auf die wirtschaftliche Situation eines jeden einzelnen oder auch auf seine zwischenmenschlichen und sozialen Beziehungen auswirken können.

Eng verwandt mit dem Begriff des Risikos ist der Begriff der Sicherheit. Jeder Mensch hat ein elementares Bedürfnis nach Sicherheit, das dann befriedigt ist, wenn ein Schaden mit einer von ihm akzeptierten Wahrscheinlichkeit von ihm ferngehalten wird. Risiko ist dann nichts anderes als die verbleibende Unsicherheit. Sie stellt sozusagen die Komplementärmenge zur Sicherheit dar.

Risiken werden von den Menschen unterschiedlich wahrgenommen und bewertet. Der Versuch, ein Risiko durch die Risikogröße  $R$  als Produkt aus seiner Schadensgröße  $S$  und seiner Eintrittswahrscheinlichkeit  $p$  zu bestimmen, taugt nur bedingt. Denn die Betroffenheit infolge eines eingetretenen Risikos wird in erster Linie durch dessen Schadensgröße und weniger durch dessen Eintrittswahrscheinlichkeit geprägt wird (Bild 1).

So sorgen spektakuläre Ereignisse wie ein Flugzeugabsturz regelmäßig für Schlagzeilen auf den Titelseiten der Zeitungen, während die Meldung eines tödlichen Autounfalls oftmals nur in einer Randnotiz erwähnt wird, obwohl die Gesamtzahl der im Straßenverkehr ums Leben gekommenen Personen deutlich höher liegt als die Anzahl der bei Flugzeugabstürzen im gleichen Zeitraum getöteten Personen. Hinzu kommt, dass subjektiv ein Risiko umso gefährlicher angesehen wird, je weniger man glaubt, es beeinflussen zu können. Während man überzeugt ist, ein Auto selbst sicher durch den Verkehr lenken zu können, wird der Flugzeugabsturz als unabwendbares Schicksal gesehen und dementsprechend als wesentlich bedrohlicher angesehen als ein Autounfall, obwohl die Statistik der Verkehrstoten genau das Gegenteil sagt.

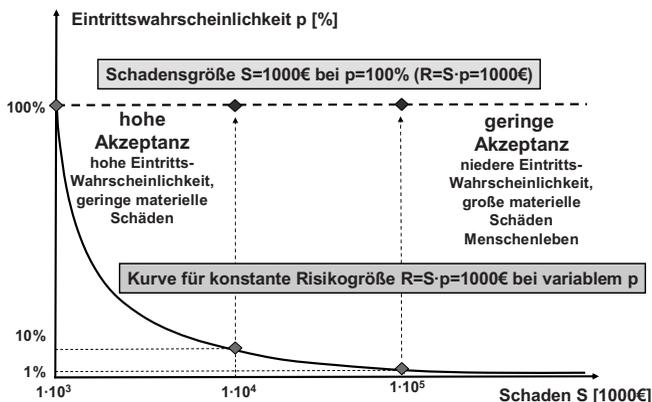


Bild 1: Schadensverlauf  $S$  bei konstanter Risikogröße  $R$  in Abhängigkeit der Wahrscheinlichkeit  $p$

## 2 Besonderheiten in der Geotechnik

Auch im Bereich der Geotechnik gibt es Schäden, die sich durch große Schadenssummen bei allerdings nur geringer Eintrittswahrscheinlichkeit auszeichnen. Typische Beispiele sind große Berggrutschungen oder Starkbeben, die ganze Siedlungen zerstören. Sie sollen in diesem Beitrag nicht betrachtet werden. Der Fokus liegt vielmehr in dem Versuch, die im Bereich der Geotechnik typischerweise streuenden Bodenkenngößen in ihrer Auswirkung auf die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und vor allem aber auch auf Wirtschaftlichkeit eines Bauprojekts unter normalen Bedingungen zu quantifizieren (Bild 2).

Denn im Vergleich zum übrigen konstruktiven Ingenieurbau, der es mit einem industriell und unter kontrollierten und reproduzierbaren Bedingungen gefertigten Baustoff zu tun hat, besteht die Besonderheit für den Geotechniker darin, dass sein Baustoff der natürlich gewachsene Untergrund ist, der aufgrund seiner Entstehungsgeschichte und seinen Ablagerungsbedingungen mehr oder minder inhomogen ist. Es muss daher mit örtlich und betrachtet man z. B. Grundwasserstände zum Teil auch mit zeitlich streuenden Parametern im Boden gerechnet werden. Erschwerend kommt hinzu, dass mit den üblichen Untersuchungsmethoden wie Bohrungen oder Sondierungen der Untergrund nicht flächenhaft erkundet wird, sondern nur punktweise Informationen über den Untergrundaufbau erhalten werden. Der Baugrund weist daher immer ein gewisses Risikopotential auf, das es durch eine gezielte Baugrunderkundung zu minimieren gilt. Dieses Risikopotential darf nicht automatisch mit dem oft zitierten Baugrundrisiko gleichgesetzt werden, dem in erster Linie eine vertragliche Bedeutung zukommt. Eine mögliche Aufteilung des Baugrundrisikos mit der

entsprechenden Zuweisung der Verantwortlichkeiten ist in Bild 3 vorgenommen. Während das juristische Baugrundrisiko relativ eindeutig und klar in DIN 4020 definiert ist und die Zuständigkeiten in der VOB/A und VOB/B geregelt sind, herrscht bei dem sogenannten Systemrisiko unter den juristischen Fachleuten noch keine eindeutige Meinung vor (Englert et al. 2004, Kapellmann und Schiffers 2006).

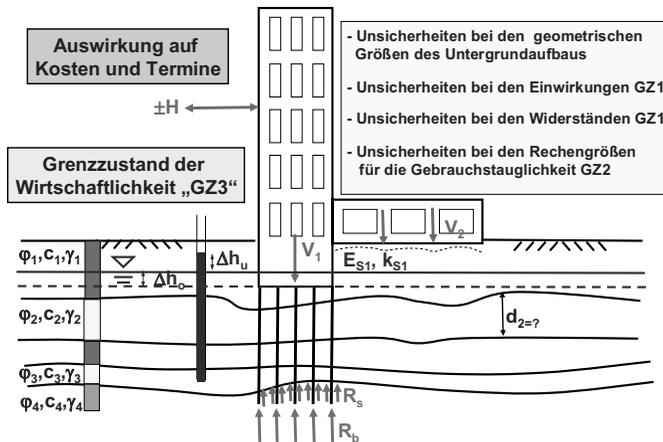


Bild 2: Unsicherheiten durch verschiedene streuende Eingangsgrößen

**Technisches Baugrundrisiko**

**Risikosphäre AN**

- Risiko der erfolgreichen Ausführung in schwierigen, aber bekannten Bodenverhältnissen wie z.B. Beherrschung von anstehendem (gespanntem) Grundwasser

**Juristisches Baugrundrisiko**

**Risikosphäre AG**

- Unvermeidbares Restrisiko durch unvorhersehbar geänderte Baugrundverhältnisse, obwohl eine nach den Regeln der Technik durchgeführte Baugrunderkundung erfolgt ist und der Bauausführende seiner Prüf- und Hinweispflicht Genüge getan hat.

**Systemrisiko aus dem Baugrund**

**Risikosphäre AN?, AG?**

-Unerwartete Schwierigkeiten trotz ordnungsgemäß durchgeführter Baugrunderkundung und Ausführung nach den Regeln der Technik  
 z.B. beim Betreten von technischem Neuland wie TBM Vortrieb unter extremen Bedingungen

Bild 3: Aufspaltung der Risiken aus dem Baugrund

Da die vollständige Information über den Untergrundaufbau fehlt, ist man gezwungen, durch geeignete Mittelwertbildung Homogenbereiche im Untergrund zu definieren, für die die gleichen Bodeneigenschaften gelten sollen. Erst dadurch werden die gängigen Nachweiskonzepte anwendbar, da diese auf diskreten Eingangswerten beruhen und somit zumindest bereichsweise konstante Bodenparameter erfordern. Die Eigenschaften der Homogenbereiche werden durch die so genannten charakteristischen Werte festgelegt.

Die Festlegung der Homogenbereiche und der charakteristischen Werte werden in der Regel durch einen Sachverständigen für Geotechnik vorgenommen. Entsprechend DIN 4020 wird er aufgrund seiner Erfahrung und seines Wissens die charakteristischen Werte als „vorsichtig geschätzte Mittelwerte“ festlegen, da konkrete Vorgaben, wie die charakteristischen Größen quantitativ festzulegen sind, bislang nicht oder in noch nicht allgemein akzeptierter Form existieren. Die Überlegungen, wie der Sachverständige für Geotechnik den „Sicherheitsabstand“ zwischen dem Mittelwert einer streuenden Größe und ihrem anzusetzenden charakteristischen Wert festlegt, sind damit in hohem Maße subjektiv und somit auch nicht frei von einer gewissen Willkür und Fehleranfälligkeit (Bild 4).

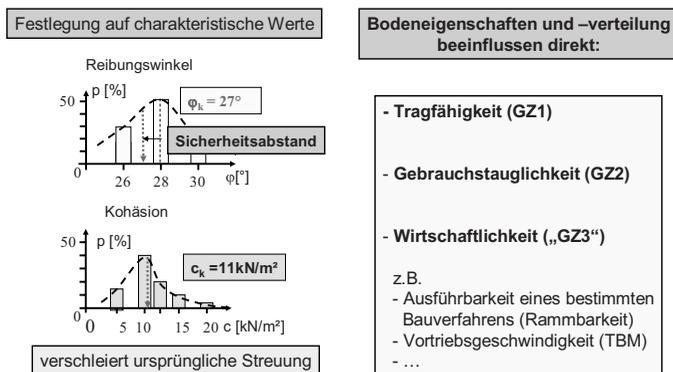


Bild 4: Festlegung charakteristischer Werte und deren Auswirkung auf die Nachweisführung und Kalkulation eines Bauprojekts

Entscheidend ist aber, dass mit der Festlegung der charakteristischen Werte der weitere Ablauf der Berechnung für die einzelnen Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit vorgegeben ist. Aus den charakteristischen Größen werden die Bemessungswerte gebildet, indem die Widerstände vermindert, d. h. durch einen Partialsicherheitsfaktor  $\gamma_R \geq 1$  dividiert und die Einwirkungen vergrößert, d. h. mit einem Faktor  $\gamma_E \geq 1$  multipliziert werden. Durch die Verwendung von individuellen Partialsicherheitsfaktoren hat man die Möglichkeit, einzelne Parameter unterschiedlich zu gewichten. Im Sicherheitsnachweis muss dann nur noch gezeigt werden, dass im gedachten Versagens- bzw. Grenzzustand die Summe der

Bemessungswiderstände  $R_d$  größer als die Summe der Bemessungseinwirkungen  $E_d$  bleibt. Die gewünschte Sicherheit steckt demnach in dem Abstand der Bemessungswerte von den charakteristischen Werten.

Man muss sich allerdings darüber im Klaren sein, dass durch die Festlegung auf diskrete charakteristische Werte die Information über die ursprünglich vorhandene Streuung der Eingangsparameter und ihre Auswirkung auf das Ergebnis verloren geht. Dies betrifft insbesondere die Kalkulation von geotechnischen Projekten, denn die bodenmechanischen Parameter haben nicht nur Einfluss auf die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, sondern wirken sich in vielfältiger Weise auch auf die Kosten eines Projektes aus. So beeinflussen z.B. die Scherparameter des Baugrunds direkt die notwendigen Dimensionen einer Gründung. Ein anderes Beispiel ist die Zusammensetzung des Gebirges und dessen Festigkeit, die sich direkt auf die Vortriebsgeschwindigkeit im Tunnelbau auswirkt. Meist wird in der Praxis nur eine Kalkulation mit oft zu optimistisch angenommenen Mittelwerten durchgeführt, die allenfalls durch best- und worst case-Szenarien ergänzt wird. Letztere decken aber nur die extremen und sehr unwahrscheinlichen Randfälle ab. Informationen, wie sich die einzelnen streuenden Größen auf das Gesamtergebnis auswirken und wie repräsentativ die Berechnung mit Mittelwerten ist, werden damit nicht erhalten. Eine Möglichkeit, hier mehr Aussagen zu erhalten, bieten die Risikosimulationsrechnungen, die im nächsten Abschnitt vorgestellt werden.

### 3 Prinzip der Risikosimulationsrechnungen

Risikosimulationsrechnungen können universell immer dann angewendet werden, wenn sich eine Größe, die durch eine Zielfunktion bestimmt wird, aus streuenden Eingabeparametern ergibt. Im Bereich des Bauwesens kommen dabei insbesondere geotechnische und baubetriebliche Anwendungen in Frage, da in beiden Bereichen die Eingangsgrößen meist größeren Streuungen unterliegen. Oftmals sind die baubetrieblichen Größen auch noch direkt von den geotechnischen Größen abhängig.

Das Prinzip der Risikosimulationsrechnung besteht darin, nicht mit irgendwelchen diskreten Mittelwerten für die einzelnen Risiken die Zielfunktion zu berechnen, sondern schlichtweg alle möglichen Kombinationen unter Berücksichtigung ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit auszuwerten. Unter Risiken werden hier allgemein streuende Eingangsgrößen betrachtet. Im Bereich der Geotechnik kann es sich dabei z.B. um streuende Bodenparameter wie den Reibungswinkel oder die Kohäsion handeln, die direkt in die Berechnungen der einzelnen Grenzzustände eingehen. In baubetrieblicher Hinsicht sind dies Größen wie die Vortriebsgeschwindigkeit im Tunnelbau oder der Gebirgswasserandrang, die ihrerseits selbst von geotechnischen Parametern wie der Zusammensetzung des Baugrunds, seiner Festigkeit oder Durchlässigkeit abhängen. Unter Zielfunktion wird die Vorschrift verstanden, mit der das gewünschte Endergebnis aus den streuenden Parametern erhalten wird. Im engeren geotechnischen Sinn ist dies z.B. die Bestimmung der Geländebruchsicherheit oder die Berechnung einer Setzungsdifferenz. In baubetrieblicher Hinsicht geht es hingegen meist um Kosten oder Bauzeit oder auch beides.

Bild 5 zeigt den prinzipiellen Ablauf einer Risikosimulationsrechnung. Betrachtet werden 2 Risiken, die durch 3 Experten eingeschätzt werden. Die unterschiedliche Einschätzung der Experten entspricht dabei der vorgenannten Streuung der Einzelgrößen. Der Experte 2 wird in diesem Beispiel doppelt gewichtet. Die Wichtung der einzelnen Experten korrespondiert dabei mit der Eintrittswahrscheinlichkeit. In diesem Beispiel wird vereinfacht angenommen, dass sich die Zielfunktion durch einfache Addition der Schadensgrößen aus den unabhängig angekommenen Einzelrisiken ergibt. Diese Einschränkung muss im allgemeinen Fall nicht gelten. Die Auftretswahrscheinlichkeit einer bestimmten Parameterkombination ergibt sich durch Multiplikation der Einzelwahrscheinlichkeiten. Die Summe der Auftretswahrscheinlichkeiten aller Kombinationen muss dabei 100% ergeben.

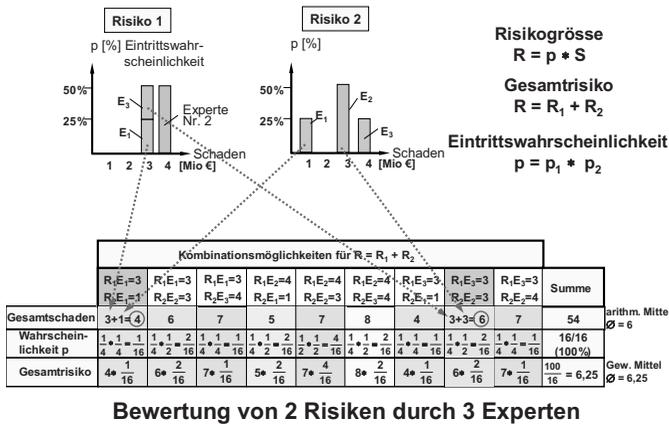
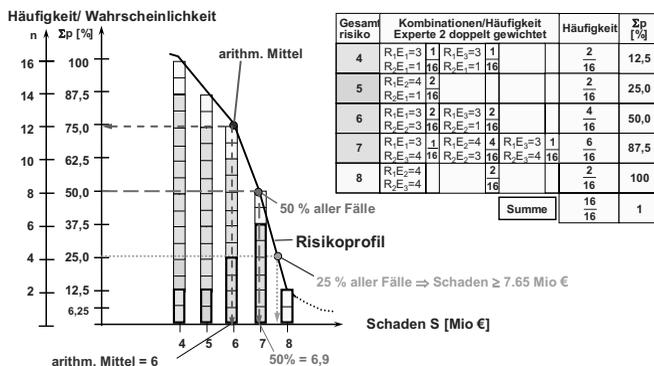


Bild 5: Prinzipieller Ablauf einer Risikosimulationsrechnung

Im nächsten Schritt werden entsprechend Bild 6 die aus den verschiedenen Kombinationen erhaltenen Gesamtrisiken in ein Häufigkeitsdiagramm eingetragen und der Größe nach sortiert. Zu beachten ist dabei, dass die Kombinationen, an denen der Experte 2 beteiligt ist, doppelt gewichtet werden. Beispielsweise tritt der größte Schaden mit 8 Mio € zwar nur einmal auf, aufgrund der Beteiligung des Experten 2 wird diese Einschätzung aber doppelt gewichtet.

Anschließend wird die Summenhäufigkeit gebildet, indem bei jeder Schadensgröße gefragt wird, in wie vielen Fällen diese Schadensgröße erreicht oder überschritten wird. So sind beispielsweise bei der Schadensgröße 6 Mio € die gewichteten 6 Fälle mit  $S=7$  Mio € und die 2 Fälle mit  $S=8$  Mio € zu berücksichtigen. Die Einhüllende an das so konstruierte Summenhäufigkeitsdiagramm ergibt das Risikoprofil. Ein Punkt auf dem Risikoprofil gibt an, in wie viel Prozent aller Fälle die zugehörige Schadensgröße erreicht oder überschritten wird. Wie das Beispiel zeigt, muss die Berechnung mit arithmetischen Mittelwerten nicht zwangsläufig mit

der Größe zusammenfallen, die in 50% aller Fälle erreicht wird. In konkreten Anwendungen kann das mit arithmetischen Mittelwerten erhaltene Ergebnis sowohl links als auch rechts dieses Punktes liegen. In den Randbereichen liegen nur wenige Datenpunkte vor, sodass die Auswertung des Risikoprofils in praktischen Anwendungen auf den Bereich größer 10% und kleiner 90% beschränkt wird.



### Aufbau des Risikoprofils

Bild 6: Häufigkeitsdiagramm und Summenkurve der Gesamthäufigkeit

Die Anzahl der auszuwertenden Kombinationen wächst exponentiell mit der Anzahl der Risiken und ihrer Streubreite. Mit Hilfe von Monte-Carlo Simulationen, bei denen nur ein Teil der möglichen Kombinationen, ausgewählt durch einen Zufallsgenerator, ausgewertet wird, kann zwar die Anzahl der notwendigen Berechnungen reduziert werden, dennoch stoßen auch schnelle Rechner immer noch schnell an ihre Leistungsgrenzen. Bei 5 Einflussparametern mit einer Streubreite von nur 4 Werten sind bereits  $4^5=1024$  Kombinationen zu berechnen. Bei 10 Eingangsparametern mit einer Streubreite von 4 steigt die Anzahl bereits auf  $4^{10}=1.048.578$  Möglichkeiten. Vor der Anwendung einer Risikosimulationsrechnung sollten daher immer erst die wesentlichen Einflussparameter herausgearbeitet und die Streubreite auf ein praktisch sinnvolles Maß beschränkt werden. Dazu sind Expertengespräche notwendig, die ohnehin am Anfang jedes erfolgreichen Risikomanagements stehen sollten. Nur mit einer sorgfältigen Risikoidentifikation kann eine vernünftige Risikobewertung vorgenommen werden. Beide Schritte sind vorläufig notwendig, um überhaupt aktiv Risikoabwehrmaßnahmen ergreifen zu können.

Aus der Form des Risikoprofils lassen sich schon weitreichende Schlüsse auf die Güte der Eingabeparameter ziehen. So zeigt ein steiles Risikoprofil, dass nur eine geringe Streuung der Eingangsdaten vorhanden ist, während bei einem flachen Profil genau das Gegenteil zutrifft. Dies kann Anlass sein, vertiefte Sensitivitätsuntersuchungen durchzuführen, um die

maßgebenden Parameter zu identifizieren und entsprechende Abwehrmaßnahmen einzuleiten.

#### 4 Beispiel geokunststoffbewehrte Böschung

Geokunststoffbewehrte Böschungen können auch über mehrere Meter Höhe nahezu senkrecht ausgebildet werden. Die Erhöhung der Tragfähigkeit kommt dadurch zustande, dass die außerhalb der angenommenen Gleitlinie vorhandenen Bewehrungselemente, wofür meist hochfeste Geogitter verwendet werden, entsprechend ihrem Herauszieh Widerstand zusätzlich Kräfte in den Gleitkörper einleiten, die haltende Momente bewirken. Der Herauszieh Widerstand in der i-ten Lage hängt von der Überlagerungsspannung  $\sigma_{vi}$ , der Verankerungslänge  $L_i$  und dem integralen Reibungsbeiwert  $\lambda_i$  zwischen Geogitter und Boden ab. Gedeckelt wird die Herausziehkraft durch die Materialfestigkeit  $F_B$  des Gitters, die für tiefere Bewehrungslagen meist maßgebend wird, da der erforderliche Herauszieh Widerstand mit der Tiefenlage des Gitters linear zunimmt, der Materialwiderstand aber davon unabhängig ist. Der Herauszieh Widerstand des Gitters nimmt hingegen ebenfalls linear mit der Tiefe zu. Bei der Festigkeit des Geogitters ist zu beachten, dass die rechnerisch ansetzbare Langzeitfestigkeit  $F_{B,\infty}$  deutlich unter der charakteristischen Kurzzeitfestigkeit  $F_{Bk,0}$  liegt (Bild 7).

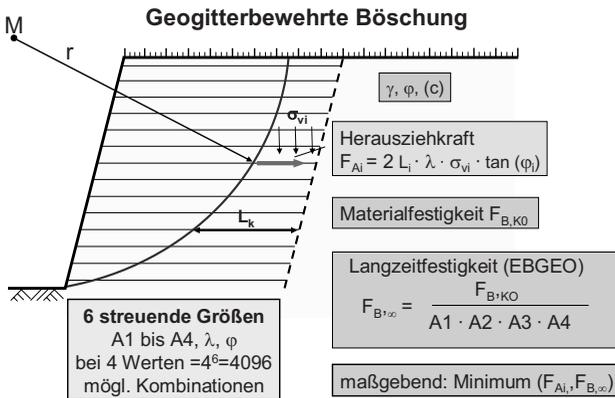
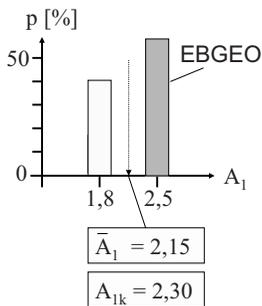


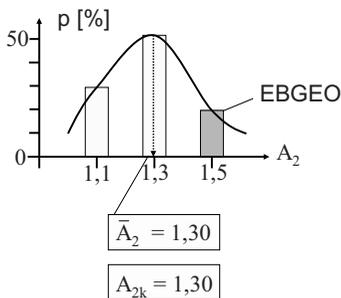
Bild 7: Streuende Eingangsgrößen für die Risikosimulationsrechnung

Die Abminderung wird durch die Faktoren  $A_1$  bis  $A_4$  vorgenommen, deren Bedeutung und Standardgrößen in dem Empfehlungswerk für geokunststoffbewehrte Konstruktionen EBGEO (1997) festgelegt sind. Von diesen Werten darf nur abgewichen werden, wenn im Einzelfall durch den Hersteller bzw. den Anwender vor Ort entsprechende Nachweise erbracht wurden. Die Bilder 8 und 9 zeigen die festgelegten charakteristischen Werte der  $A_i$ -

Faktoren, ihre gewählte Verteilung für die Risikosimulationsrechnung mit den arithmetischen Mittelwerten sowie die Standardwerte nach EBGEO.



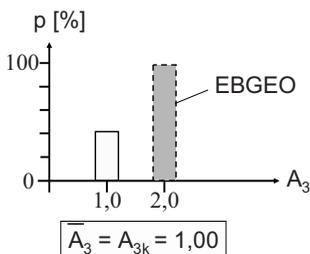
**Langzeit- Verhalten**



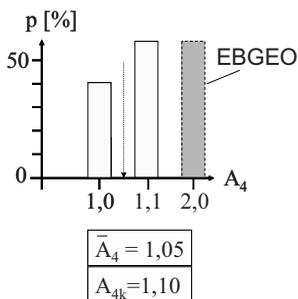
**Beschädigung während des Transports oder Einbaus**

Bild 8: Verteilung der Abminderungsfaktoren  $A_1$  und  $A_2$

Der Reduktionsfaktor  $A_3$  für Überlappungen kann bei bewehrten Böschungen zu 1,0 gewählt werden, sofern die Gitter senkrecht zur Böschung in einem Stück ausgerollt werden.



**Reduktionsfaktor für Überlappung**



**Koeffizient zur Berücksichtigung von Umwelteinflüssen**

Bild 9: Verteilung der Abminderungsfaktoren  $A_3$  und  $A_4$

Bild 10 zeigt die entsprechenden Werte für die Verteilung für die Scherparameter und den Reibungsbeiwert.

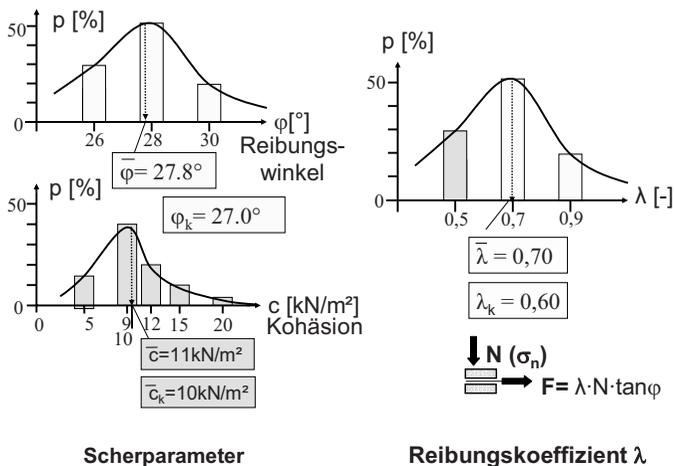


Bild 10: Verteilung der Scherparameter sowie des Reibungsbeiwerts

In Bild 11 ist das mit den gezeigten Verteilungen erhaltene Risikoprofil für eine 10m hohe Böschung dargestellt (durchgezogene Linie in der Mitte). Die Gitterlänge entspricht mit 8m (80% der Höhe) den Empfehlungen der EBGeo. Aufgetragen ist auf der horizontalen Achse die globale Geländebruchsicherheit  $\eta$  und auf der vertikalen Achse die zugehörige Eintrittswahrscheinlichkeit  $p$  in Prozent.

In dem Risikoprofil sind auch die Punkte als Einzelpunkte eingetragen, die bei einer Berechnung mit den charakteristischen Werten, den Werten der EBGeo und den arithmetischen Mittelwerten der angenommenen Verteilungen erhalten werden. Wie Bild 11 zu entnehmen ist, wird mit den konservativen Werten der EBGeo die nach dem globalen Sicherheitskonzept geforderte Sicherheit von  $\eta=1,4$  in knapp 90 % der Fälle erreicht. Bei einer Berechnung mit charakteristischen Werten wird ein höherer Sicherheitsbeiwert von  $\eta=1,56$  ausgegeben, der allerdings nur noch in 70% aller Fälle erreicht wird.

Von besonderem Interesse ist die Frage, wie stark sich die einzelnen Eingangsparameter auf das Endergebnis auswirken. Zu diesem Zweck werden Sensitivitätsuntersuchungen durchgeführt. Dabei wird der interessierende Parameter einmal mit seinem Größtwert und einmal mit seinem Kleinstwert in die Berechnung eingesetzt, während alle anderen Parameter mit der gleichen Streuung wie bisher verwendet werden. Als Ergebnis werden zwei Risikoprofile erhalten, deren Form und Lage zum Referenzprofil wertvolle Aussagen zum Einfluss des untersuchten Parameters ergibt.

So zeigt die erste Sensitivitätsuntersuchung für den Reibungsbeiwert  $\lambda_r$ , dass dieser kaum eine Rolle spielt, da die beiden Risikoprofile nahezu deckungsgleich sind und sehr nahe bei dem Referenzprofil liegen. Erklärbar ist dies dadurch, dass für die tieferen Bewehrungslagen praktisch immer der Material- und nicht der Herausziehwiderstand maßgebend ist, sodass der Reibungsbeiwert  $\lambda$  in der Berechnung erst gar nicht wirksam wirkt.

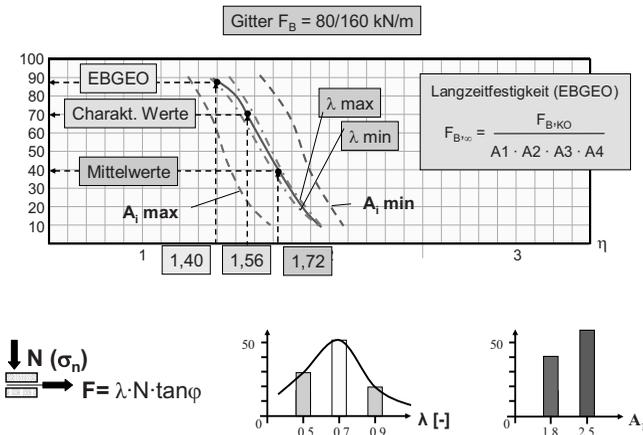


Bild 11: Risikoprofil und Sensitivitätsuntersuchung

Anders sieht dies bei den Abminderungsfaktoren  $A_i$  aus, wobei in Bild 11 aus Platzgründen lediglich das eingesetzte Maximum und Minimum für den Wert  $A_i$  dargestellt sind. Die erhaltenen Kurven liegen weit auseinander und haben auch einen deutlichen Abstand zum Referenzprofil. Dies bedeutet, dass diese Faktoren einen großen Einfluss haben und es sich in den meisten Fällen rechnet, zusätzliche Untersuchungen anzustellen, um mit geringeren Werten rechnen zu können als dies nach EBGEO sonst vorgesehen ist.

Legt man sich fest, mit wie viel Prozent Eintrittswahrscheinlichkeit der geforderte Sicherheitsbeiwert von  $\eta=1,4$  erreicht werden soll (z.B.  $p=70\%$ ), so kann die Risikosimulationsrechnung auch dazu verwendet werden, die minimal erforderliche Länge des Geogitters zu bestimmen. Bild 12 zeigt die für verschiedene Längen erhaltenen Risikokurven, die erwartungsgemäß mit zunehmender Länge weiter nach rechts rücken, da die Sicherheit steigt. Die optimale Länge für eine Sicherheit von  $\eta=1,4$  bei  $p=70\%$  liegt bei  $L=6,5\text{m}$ . Es fällt allerdings auf, dass ab einer Länge von etwa 9m die Sicherheit sich nur noch minimal ändert und die Risikoprofile ab einer Länge von 11m praktisch zusammenfallen. Der Grund hierfür ist aus Bild 13 zu erkennen. Während bei kurzen Gitterlängen der maßgebende Gleitkreis immer möglichst weit außerhalb der Gitterlagen verläuft, um keine zusätzlichen Widerstände durch die Gitter zu erzeugen, springt er ab einer Länge von  $L=9\text{m}$  wieder nach vorne. Offenbar ist der Gewinn durch die jetzt aktivierten Gitterwiderstände geringer als die Abnahme der treibenden Kräfte durch einen noch flacheren Gleitkreis.

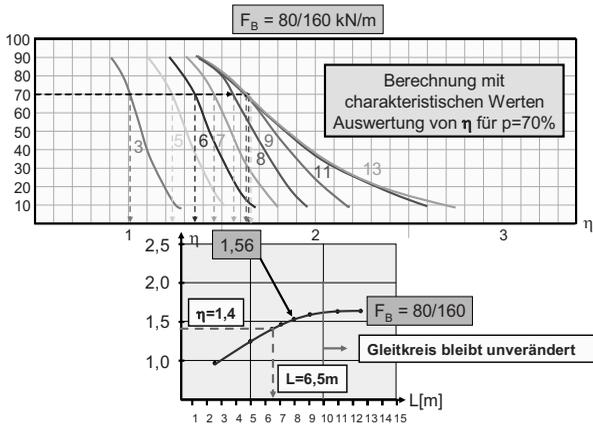


Bild 12: Ermittlung der optimalen Geogitterlänge für  $\eta=1,4$  bei  $p=70\%$

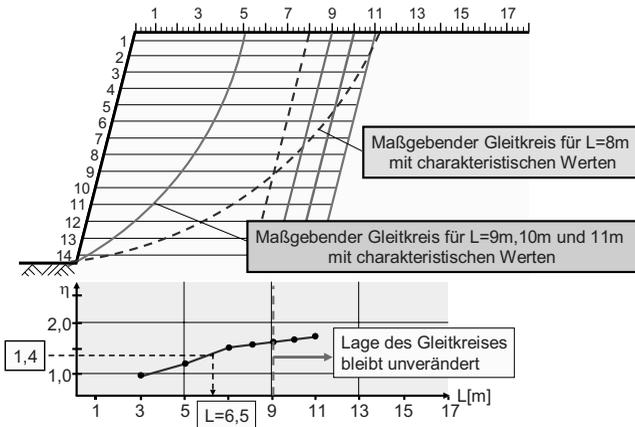


Bild 13: Maßgebende Gleitkreise bei unterschiedlicher Gitterlänge

## 5 Beispiel Unterwassertunnel

Das nachfolgende Beispiel eines Unterwassertunnels mit Vorfinanzierung durch das Bauunternehmen soll zeigen, dass Risikosimulationsrechnungen mit Vorteil auch für baubetriebliche Fragestellungen eingesetzt werden können und zwar insbesondere dann, wenn geotechnische Größen die in die Kalkulation eingehenden Größen beeinflussen. Ebenso einfach lassen sich aber auch finanzielle und betriebliche Eingangsgrößen integrieren.

Bild 14 zeigt die Situation des Unterwassertunnels im Längsschnitt. Es handelt sich um die Unterfahrung eines Flusses in einer für Norddeutschland typisch eiszeitlich geprägten Geologie. Unterhalb von Torf-, Klei-, und Wattsandlagen des Küstenholozän stehen die pleistozänen Schichten aus Geschiebemergel und Beckentonen an, wobei insbesondere in den Geschiebemergelschichten mit größeren Findlingen zu rechnen ist. Zum Einsatz kam ein Hydroschild mit Steinbrecher.

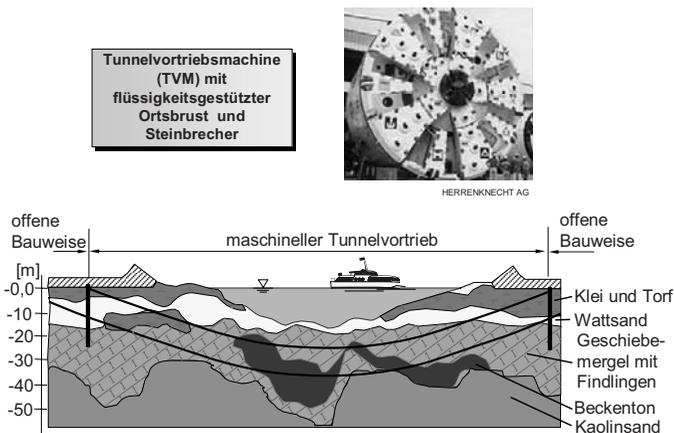


Bild 14: Tunnelängsschnitt mit geologischem Profil

Als wesentliche, die Vortriebszeit bestimmenden Parameter wurden die folgenden drei Gruppen mit jeweils zwei streuenden Einflussgrößen festgelegt:

- Leistung der Vortriebsmaschine
  - Bohrgeschwindigkeit
  - Verfügbarkeit
- Leistung der Vortriebsmannschaft
  - Ringbauzeit für die Tübbinge
  - Stillstandsdauer je Einschleusvorgang
- Geologie

- Zusammensetzung des Gebirges
- Abstand je Einschleusung aufgrund von Hindernissen und Wartung

Die Werte für die einzelnen Größen wurden in Expertengesprächen festgelegt. Auf die Darstellung der einzelnen Verteilungen wird an dieser Stelle aus Platzgründen verzichtet. Näheres hierzu findet sich bei Ziegler (2002). Bild 15 zeigt das Risikoprofil für die mittlere Vortriebsgeschwindigkeit. Wie man der Darstellung entnehmen kann, kann die im Vertrag geforderte mittlere Vortriebsleistung mit akzeptabler Wahrscheinlichkeit erreicht werden. Eine Kalkulation mit arithmetischen Mittelwerten, die in der Praxis eher mit noch günstigeren Werten durchgeführt wird, liefert hingegen ein zu optimistisches Ergebnis.

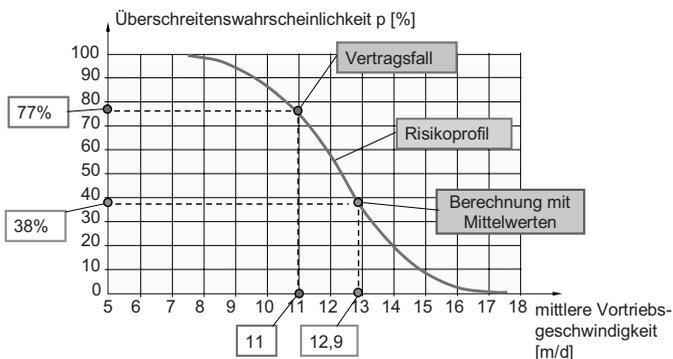


Bild 15: Risikoprofil für die mittlere Vortriebsgeschwindigkeit

Eine durchgeführte Sensitivitätsanalyse zeigte, dass von den genannten Eingangsgrößen insbesondere die Dauer und Häufigkeit der Einschleusvorgänge von Bedeutung ist, während die Ringbauzeit eine vernachlässigbare Rolle spielt. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen lassen sich schon im Vorfeld Risikoabwehrmaßnahmen ergreifen, die die notwendigen Einschleusvorgänge bei z.B. dem Auftreten von Hindernissen vermindern oder zumindest verkürzen. Dazu zählen z.B. ein leistungsfähiger Steinbrecher oder ein geophysikalisches Vorerkundungssystem und auch die Möglichkeit, die Abbauwerkzeuge aus dem Schneidrad heraus unter atmosphärischen Bedingungen zu wechseln (Herrenknecht 1998).

Die reinen Tunnelvortriebsarbeiten können problemlos mit den anderen durchzuführenden Arbeiten in einen Gesamtbauzeitenplan eingearbeitet werden (Bild 16). Für das nachfolgend dargestellte Risikoprofil wurden nur die reinen Vortriebsmaßnahmen zeitlich variabel eingegeben. Es lassen sich jedoch problemlos auch andere zeitkritische und kostenintensive Arbeiten mit streuenden Eingangsparametern integrieren.

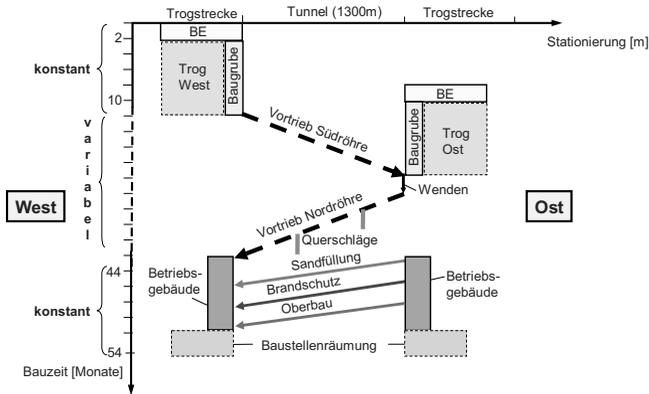


Bild 16: Weg-Zeit Diagramm der gesamten Tunnelbaustelle

Aufbauend auf dem Bauzeitenplan können unter Einbeziehung der Gemeinkosten die reinen Baukosten ermittelt werden. Bei einem durch die Baufirma vorfinanzierten Projekt, das erst nach Abnahme in meist gleichen Jahresraten innerhalb eines bestimmten Zeitrahmens zurückbezahlt wird, müssen zu den reinen Baukosten auch die Bauzeitzinsen eingerechnet werden. Bild 17 zeigt dies für den Vertragsfall.

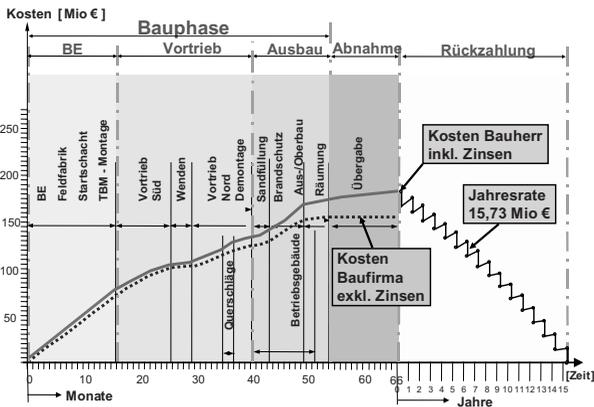


Bild 17: Baukosten und Bauzinsen über die Bauzeit für den Vertragsfall

Bild 18 zeigt das aus den Bildern 15 und 16 abgeleitete Risikoprofil in Abhängigkeit der Bauzeit. Da die Bauzeit umgekehrt proportional zur Vortriebsgeschwindigkeit ist, erscheint das Profil in dieser Darstellung gespiegelt. In das gleiche Bild kann auch die Entwicklung der Baukosten jeweils getrennt für die ausführende Firma und den Bauherrn aufgenommen werden. Dadurch eröffnet sich die Möglichkeit zu überprüfen, mit welcher Wahrscheinlichkeit eine bestimmte Bauzeit erreicht oder eine bestimmte Bausumme eingehalten werden kann. Insbesondere lässt sich damit aber auch die Auswirkung eines Preisab- oder -zuschlags ablesen. Wie aus Bild 18 ersichtlich ist, ist bei Erhöhung der Bausumme von z.B. 5 Mio € der Zuwachs an Sicherheit deutlich geringer als der Verlust bei einem gleich hohen Nachlass.

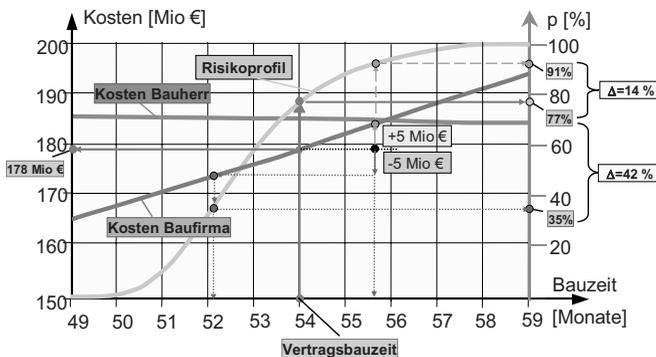


Bild 18: Risikoprofil und Baukosten in Abhängigkeit der Bauzeit

## 6 Schlussbemerkung

Risikosimulationsrechnungen stellen ein mächtiges Werkzeug dar, um die Auswirkung streuender Eingangsgrößen in geotechnischen oder baubetrieblichen Berechnungen gesamtheitlich zu erfassen. Ihre Aussagekraft steht und fällt aber mit der Güte und Vollständigkeit der Eingabeparameter. Um diese sinnvoll festzulegen, ist qualifiziertes Expertenwissen notwendig. Dieser Schritt ist aber ohnehin unverzichtbarer Bestandteil jedes erfolgreichen Risikomanagements. Die Risikosimulationsrechnung selbst gestaltet sich nicht schwieriger als die herkömmliche Berechnung, da die gleiche Bestimmungsgleichung für die Zielfunktion verwendet wird, die allerdings für alle möglichen Parameterkombinationen ausgewertet werden muss. Diese Arbeit kann aber problemlos von einem Rechner vorgenommen werden.

Der wesentliche Gewinn von Risikosimulationsrechnungen liegt in der Möglichkeit, Sensitivitätsuntersuchungen durchzuführen zu können, mit dem die das Problem bestimmenden

Parameter schnell und einfach identifiziert werden können. Darauf aufbauend lassen sich schon im Vorfeld wirkungsvolle Risikoabwehrmaßnahmen ergreifen.

Die Kopplung mit baubetrieblichen und finanztechnischen Größen erlaubt auch die Auswirkung von geotechnischen Größen auf die Bauzeit und die Baukosten zu erfassen. Dadurch lässt sich die Gesamtsituation schon vor Vertragabschluss wesentlich transparenter darstellen. Sofern der Wille auf beiden Seiten vorhanden ist, lassen sich dann auch eindeutige Risikozuweisungen vornehmen, die zu klareren und damit auch faireren Vertragsbedingungen führen können.

## 7 Literatur

- DIN 4020:2003 – Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, September 2003.
- EBGEO (1997): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Ernst&Sohn 1997.
- Franke, A. (1993): Risikobewusstes Projektcontrolling, Schriftenreihe der Gesellschaft für Projektmanagement GPM, Verlag TÜV Rheinland 1993.
- Herrenknecht, M. (1998): Innovationen bei Tunnelvortriebsmaschinen – dargestellt am Beispiel der 4. Röhre Elbtunnel. Vorträge der STUVA-Tagung 1997, Alba Verlag 1998.
- Englert, K., Grauvogl J., Maurer, M. (2004) – Handbuch des Baugrund und Tiefbaurechts, 3. Auflage 2004, Werner Verlag.
- Kapellmann, K., Schiffers, K.-H. (2005) – Vergütung, Nachträge und Behinderungsfolgen beim Bauvertrag, Band 1: Einheitspreisvertrag, Rand.-Nr. 740, 763ff., 5. Aufl., Werner Verlag.
- Ziegler, M. (2002) : Risikosimulationsrechnungen - eine Möglichkeit zur Quantifizierung von Sicherheit und Risiko in der Geotechnik. In: Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz / Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Essen: DGGT



# Der Bau von Offshore-Windkraftwerken und geotechnische Sicherheitsaspekte

Dr.-Ing. Klaus Weber, Dr.-Ing. Udo Hartwig  
Ed. Züblin AG, Stuttgart

## 1 Einleitung

Der Wind stellt eine der ältesten, von Menschen genutzten natürlichen Energiequellen dar. Im Zeitalter der Industrialisierung wurden die Windenergieanlagen jedoch von „moderner“ Maschinenteknik verdrängt, die auf der Nutzung von Kohle und später Öl basieren.



Bild 1: Nutzung der Windenergie – gestern und heute

Mit der absehbaren zukünftigen Versorgungslücke der fossilen Energieträger sowie den mit deren Verbrennung verbundenen klimatologischen Veränderungen steht die Nutzung der Windkraft vor einer weltweiten Renaissance. Die Windkraft besitzt neben der Wasserkraft das mit Abstand größte Potential der momentan zur Verfügung stehenden regenerativen Energiequellen. Die Anpassung der Windenergienutzung an die heutigen wirtschaftlichen, politischen und gesellschaftlichen Zustände stellt jedoch hohe Anforderungen an die Ingenieurkunst.

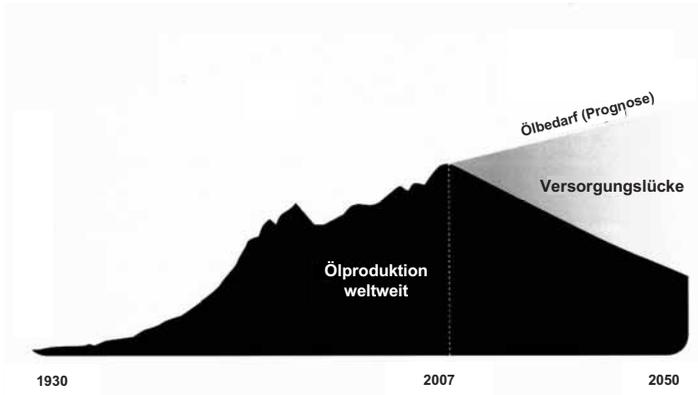


Bild 2: Prognose der Versorgungslücke bei Erdöl (Association Study Peak Oil/Gas / ASPO und Intern. Energy Agency / IEA)

## 2 Warum Offshore Wind?

Im Bild 3 sind die potenziellen Volllaststunden drehzahlvariabler Windenergieanlagen mit 80 m Nabenhöhe im Jahresmittel von 1979 bis 1992 onshore (links) und offshore (rechts) dargestellt. Es ist erkennbar, dass die mögliche Energieausbeute auf hoher See deutlich größer ist als an Land.

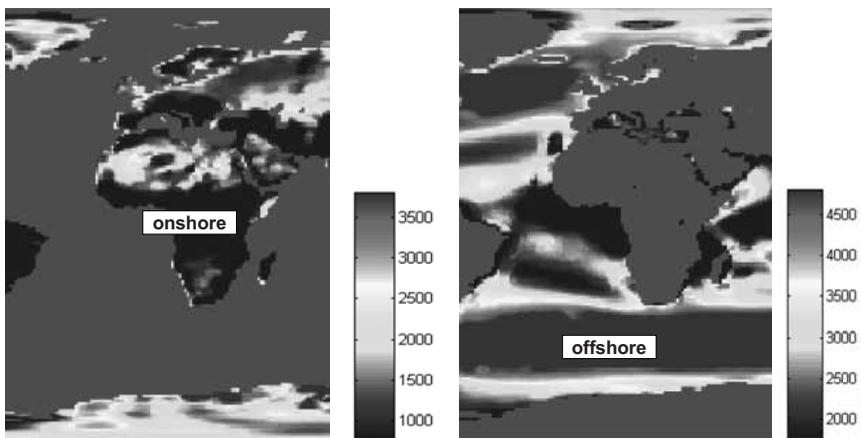


Bild 3: Potenzielle Volllaststunden von Windenergieanlagen mit 80 m Nabenhöhe (Jahresmittel von 1979 bis 1992)

Der Grund dafür liegt in der geringeren Rauigkeitslänge auf See und der in der 3. Potenz eingehenden Windgeschwindigkeit bei der Ermittlung der möglichen Leistung einer Windenergieanlage. Die Rauigkeitslänge ist die Höhe über dem Boden, bei der die Windgeschwindigkeit theoretisch Null ist. Sie wird im Wesentlichen durch Hindernisse, wie z.B. Bäume oder Bebauung, beeinflusst.

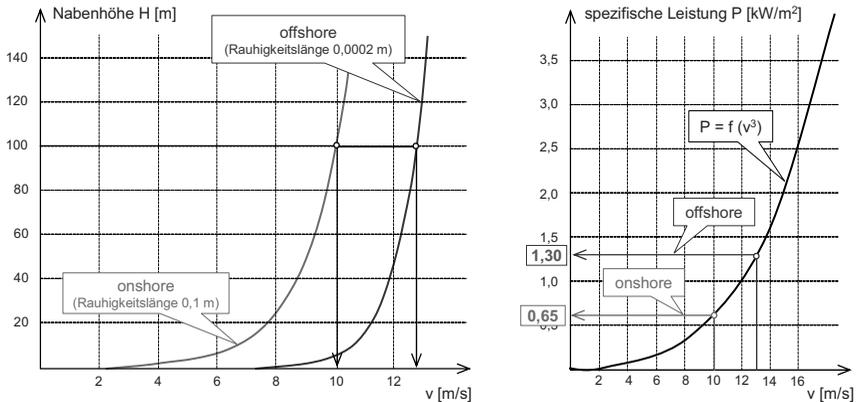


Bild 4: Leistung einer Windenergieanlage in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit

Bei Windenergieanlagen auf See ist zudem die visuelle Beeinträchtigung der Landschaft deutlich geringer als bei Anlagen an Land, was die gesellschaftspolitische Akzeptanz wesentlich erhöht. Im Bild 3 ist ein Blick auf den „nur“ 13 km vor der Küste gelegenen Windpark „Horns Rev“ dargestellt. Bereits bei dieser Entfernung sind die Windenergieanlagen von Land aus kaum noch zu sehen.



Bild 5: Blick auf den Offshore-Windpark „Horns Rev“

### 3 Bau von Offshore-Windenergieanlagen



Bild 6: geplante Offshore-Windparks in Deutschland

Im deutschen Teil der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) von Nord- und Ostsee werden zurzeit insgesamt ca. 14.000 Offshore-Windenergieanlagen geplant. Ca. 1.600 Anlagen wurden zwischenzeitlich genehmigt und weitere ca. 4.600 Anlagen vorbehaltlich genehmigt. Anhand dieser Zahlen wird deutlich, dass der Bau von Offshore-Windenergieanlagen ein enormes Marktpotential darstellt, wobei hier ein wesentlicher Anteil auf die Bautechnik entfallen wird.

### 4 Entwurf von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen

#### 4.1 Allgemeines

Die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) – als die geotechnische Sicherheit bestimmendes Element – stellt insbesondere aufgrund des besonderen Standortes „auf hoher See“ und der komplexen, zyklischen Belastung durch Wellen und Wind besondere Anforderungen an Planung und Bauausführung. Hier kann niemand auf einen reichen Erfahrungsschatz – insbesondere nicht in großen Wassertiefen – zurückgreifen, jedoch wird von den Projektbeteiligten und nicht zuletzt der Öffentlichkeit erwartet, dass die Sicherheiten und Versagensrisiken mindestens denen gewöhnlicher Gründungen an Land entsprechen.

Dabei wird häufig vergessen, dass die bestehenden Normenkonzepte – zu Recht – im wesentlichen auf Erfahrungswerten beruhen, und in die Normen nur in sehr geringem Umfang Erfahrungen von Offshore-Windenergieanlagen eingeflossen sein können.

Aus diesem Grund muss der Planer bei dem Entwurf von Gründungen für OWEA häufig auf den Stand der Forschung zurück greifen. Einen allgemein anerkannten Stand der Technik gibt es generell nicht. Dies erscheint zunächst bedauernswert. Andererseits wünscht sich jeder Ingenieur aber doch, ein neues Feld „beackern“ zu dürfen, in alle Richtungen denken zu dürfen und in seiner Kreativität nicht von einem zu engen Normenkorsett eingeschnürt zu sein. Die Wirtschaftlichkeit und auch die Sicherheit des Bauwerks wird bei OWEA in erster Linie durch die Intelligenz im Design bestimmt.

Mit dieser Freiheit zwangsläufig verbunden ist ein erhöhtes Maß an Verantwortung, die ein planender Ingenieur tragen muss. Um dieser hier gerecht zu werden ist es erforderlich, die fortlaufenden wissenschaftlichen Entwicklungen eng zu begleiten, besser noch aktiv mitzugestalten. Bauherren und Versicherungen ist zu empfehlen, sich dieser Sonderstellung von Gründungen für OWEA bewusst zu werden und bei der Beurteilung der Risiken und Sicherheiten zu berücksichtigen.

Das nachfolgende Bild zeigt einleitend einen Überblick über die wesentlichen Gründungsarten von Offshore-Windenergieanlagen.



Bild 7: Mögliche Gründungsarten für Offshore-Windenergieanlagen (Wiemann et al.)

Nachfolgend sollen nun die wesentlichen Aspekte, die bei der Bewertung der geotechnischen Risiken und der Beurteilung der Sicherheit beim Entwurf von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen eine Rolle spielen, kurz vorgestellt werden.

## 4.2 Baugrund

Anhand von vier Beispielen sollen zunächst die in Nord- und Ostsee am häufigsten anzutreffenden Baugrundverhältnisse kurz vorgestellt werden. Bei den Standorten Arkona und Fino<sup>3</sup> handelt es sich um Ausführungsprojekte der Ed. Züblin AG. Der Messmast Arkona wurde im Jahr 2006 mit einem Schwergewichtsfundament erstellt. Er dient der Sammlung von meteorologischen und ozeanographischen Daten zur Auslegung des geplanten Windparks Arkona-Südwest. Die Forschungsplattform Fino<sup>3</sup> dient der Durchführung verschiedener wissenschaftlicher Projekte mit geophysikalischem und geotechnischem, jedoch auch meteorologisch-ozeanographischem und umwelttechnischem Hintergrund. Die Plattform wird mit einem Monopile tiefgegründet. Hier erfolgt die Erstellung im Jahr 2008.

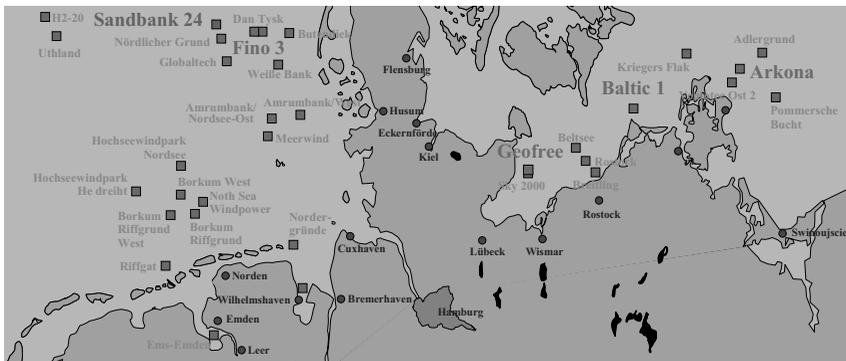


Bild 8: Standorte für Beispiele der Baugrundverhältnisse in Nord- und Ostsee

In der Nordsee sind häufig Sandböden anzutreffen, die bereits unmittelbar ab Meeressgrund dichte Lagerung besitzen können. In der Ostsee stellt sich der Baugrund insgesamt heterogener dar, wobei neben Standorten mit sehr dicken Schlickablagerungen jedoch auch bereits auf Höhe des Meeressgrundes tragfähige Böden in Form von z.B. steifen bis festen Geschiebemergeln wie am Standort des Messmastes Arkona anstehen können. In der Ostsee sind auch Sandböden anzutreffen, wobei die oberen Meter u.U. nur eine geringe Lagerungsdichte besitzen.

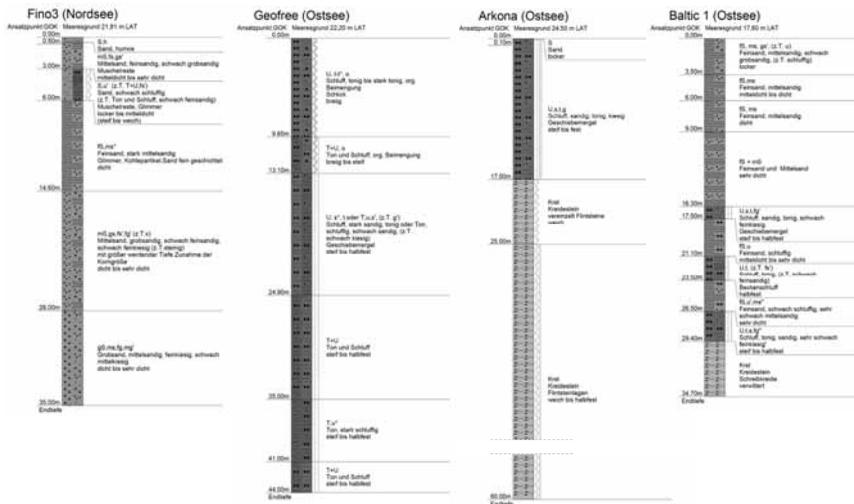


Bild 9: Vier Beispiele für Baugrundverhältnisse in Nord- und Ostsee

Trotz der großen Fläche, die ein Windpark einnimmt, sind innerhalb eines Windparks die Baugrundverhältnisse meist so gleichförmig, dass nur selten in einem Projekt verschiedene Gründungssysteme erforderlich oder sinnvoll sein werden.

Die hohen Kosten für jegliche Arten von offshore durchzuführenden Baugrunderkundungen und die Besonderheit der Vielzahl einzelner Gründungen machten es erforderlich, eigene Richtlinien für den Umfang der Baugrunderkundung festzulegen. Im vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) herausgegebenen Standard Baugrunderkundung werden Mindestanforderungen für die Baugrunduntersuchungen bei Offshore-Windenergieanlagen genannt. Der Standard Baugrunderkundung wird für Genehmigungen nach Seeanlagenverordnung in der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) vorgeschrieben.

Neben den für die Standortwahl, Genehmigung und Vorplanung durchzuführenden geologisch-geophysikalischen Untersuchungen mit Sonaren, Seismik, Echoloten, Bohrungen zur Kalibrierung etc. wird folgender Mindestumfang der erforderlichen geotechnischen Untersuchungen genannt:

- jeweils eine Bohrung in den Ecken und eine Bohrung in der Mitte des Windparks (die Anzahl der Bohrungen sollte jedoch mindestens 10% der Anzahl der Anlagen betragen)
- jeweils eine Drucksondierung pro Fundamentstandort (bzw. bei aufgelösten Gründungsstrukturen eine Drucksondierung pro Pfahl bzw. Fundamentplatte, wenn stark heterogene Baugrundverhältnisse vorliegen)



Bild 10: von links: Bohrschiff (© Fugro), Bohrgerät auf Hubinsel (© Keller Grundbau), Drucksonde (© Fugro)

Gründungen für OWEA werden immer der Geotechnische Kategorie 3 nach DIN 1054: 2005-01 zugeordnet, d.h. es ist in jedem Fall ein geotechnischer Sachverständiger hinzuzuziehen.

Die Kosten für die Herstellung des genannten Mindestmaßes an Bohrungen und Drucksondierungen betragen für einen Windpark mit 80 Anlagen ca. drei bis fünf Millionen Euro.

### 4.3 Hauptkriterien für den Gründungsentwurf

Neben den bekannten Grenzzuständen der Bemessung

- Bruchzustand (Ultimate Limit State – ULS)  
Bruch, Knicken, Beulen, Kippen, Gleiten, etc.
- Versagen der Gebrauchsfähigkeit (Serviceability Limit State – SLS)  
Verlust der Funktionstüchtigkeit durch zu große Verschiebungen, Verdrehungen, Schwingungen

ist bei Gründungen für OWEAs besonders das

- Ermüdungsversagen (Fatigue Limit State)  
Versagen durch Festigkeitsminderungen infolge der häufigen Lastwechsel

zu untersuchen.

Die zyklische Beanspruchung der Gründung von OWEA resultiert im Wesentlichen aus Wind, Welle, Strömung und Rotor. Das dynamische Gesamttragverhalten des Bauwerks wird dabei durch die Interaktion zwischen Turbine, Turm, Gründung und Baugrund bestimmt. Für die Bemessung einer OWEA sind insgesamt ca. 1.000 verschiedenen Lastfälle zu untersuchen. Während einer Nutzungsdauer von 25 Jahren wird das Bauwerk durch insgesamt ca. zwei Milliarden Wellenereignisse beansprucht.

Die Erfahrungen aus z.B. der Ölindustrie können hierbei nur eingeschränkt berücksichtigt werden, da der zyklische Anteil der Belastung von Gründungen von OWEA im Vergleich wesentlich größer ist. Beträgt das Verhältnis zwischen ständiger und zyklischer Belastung in

der klassischen Offshore-Technik ca. 4:1 ist das Verhältnis bei OWEA-Gründungen mit ca. 1:4 umgekehrt.

Die entworfene Gründung muss imstande sein, die zyklische Last ohne Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit, z.B. durch eine zu große Schiefstellung, in den Baugrund abzutragen, als auch die Standsicherheit der Konstruktion, z.B. bei einem Sturmereignis, sicherzustellen.

Eine weitere wesentliche Randbedingung beim Entwurf stellen die Kosten für die Logistik dar, welche bis zu 50 % der Gesamtkosten der Gründung betragen können. Die Logistikkosten sind i.w. abhängig von Art und Gewicht der Gründungskonstruktion und vom Zeitaufwand bei Transport und Installation.

Der Zeitaufwand beim Transport der Gründung ist in erster Linie vom Wetterfenster und von der Entfernung des Standortes von der Küste bzw. dem gewählten Hafen bzw. Herstellort abhängig und kann vom entwerfenden Ingenieur kaum beeinflusst werden. Der Zeit- und auch Geräteaufwand für die Installation auf hoher See kann jedoch durch die Wahl eines Gründungskonzeptes, bei der ein möglichst großer Anteil an Land vorgefertigt wird, positiv beeinflusst werden. Dies gilt insbesondere vor dem Hintergrund des Wetterrisikos.



Bild 11: ZÜBLIN-Hubinsel „Ursula“

## **4.4 Berechnungsmethoden**

### **4.4.1 Allgemeines**

Neben der auch für Gründungen von OWEA geltenden geotechnischen Normen wie z.B. der DIN 1054: 2005-01 wurden für den Offshore-Bereich von verschiedenen Stellen Richtlinien und Empfehlungen herausgegeben. U.a. sind dies:

- Gerrmanischer Lloyd (GL)
- Det Norske Veritas (DNV)
- American Petroleum Institute (API)

Je nach Projekt und Zertifizierungsstelle ergeben sich dadurch unterschiedliche Anforderungen an die Gründungsnachweise.

Bisher liegen nur in geringem Umfang Erfahrungen mit Gründungen für OWEA vor. Aus diesem Grund gibt es auch nur in begrenztem Umfang einen Stand der Technik, auf den sich der planende Ingenieur berufen könnte. Vielmehr ist es notwendig, auf Grundlage aktueller Forschungs- und Entwicklungsergebnisse eine technisch und wirtschaftlich sinnvolle Lösung zu entwickeln und die erforderlichen Sicherheitsnachweise zu führen.

Nicht zuletzt muss der Aufwand bei dem Entwurf einer Gründung für eine OWEA nicht außer acht lassen, dass es sich um eine Serienfertigung handelt, d.h. dass sich kleine Fehler bei sämtlichen Gründungen auswirken können und sich damit das potentielle Risiko einer Fehleinschätzung entsprechend vervielfacht.

Nachfolgend soll kurz auf einige Besonderheiten bei der rechnerischen Betrachtung von zwei grundsätzlich verschiedenen Gründungsarten, einem Schwergewichtsfundament und einem Monopile, eingegangen werden. Die Erläuterungen basieren auf der Annahme eines Baugrundes aus mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden, wie er in der Nordsee häufig vorkommt. Tragfähige bindige Böden verhalten sich hinsichtlich der zyklischen Beanspruchungen i.d.R. gutmütiger.

### **4.4.2 Schwergewichtsründung**

Die geotechnischen Sicherheitsnachweise für eine Flachgründung werden nach DIN 1054: 2005-01 unterschieden in Nachweise der Tragfähigkeit und Nachweise der Gebrauchstauglichkeit.

Vergleiche mit FE-Berechnungen zeigen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit für singuläre Ereignisse (z.B. eine große Welle bei Sturm) vergleichsweise gut mit analytischen Verfahren (z.B. Grundbruchnachweis) abgeschätzt werden kann. Hierbei treten in FE-Berechnungen sogar eher Schwierigkeiten auf, z.B. bei der Beschreibung der Lokalisierung der Scherdehnungen bei Annäherung an den Grenzzustand. Es gibt jedoch auch hierfür bereits erste Ansätze zur Lösung dieses Problems, z.B. mit Cosserat-Elementen.

Mögliche zyklische Effekte wie ein schrittweises Anwachsen der Porenwasserdrücke (Porenwasserdruckakkumulation) bis zu einem Verlust des Korn-zu-Korn-Kontaktes, damit einer Bodenverflüssigung und starken Reduzierung der Scherfestigkeit mit anschließendem Grundbruch können mit analytischen Verfahren nicht und mit numerischen noch nicht für die gesamte Lebensdauer berechnet werden.

Grundsätzlich kann bodenmechanisch folgendes Verhalten unter zyklischer Beanspruchung unterschieden werden:

- schrittweises Versagen: proportionale Zunahme der plastischen Verschiebungen mit der Anzahl der Lastzyklen (= instabil)
- Shakedown: ab einer bestimmten Lastzyklenzahl keine weitere Zunahme der plastischen Verschiebungen (= stabil)
- Beruhigung: unterproportionale Zunahme der irreversiblen Verschiebungen mit der Lastzyklenzahl (= stabil)

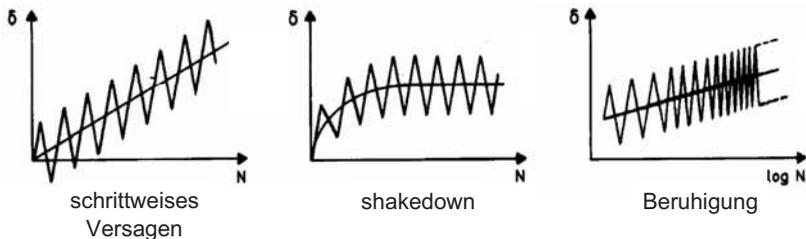


Bild 12: Bodenmechanisches Verhalten unter zykl. Beanspruchung (Goldscheider et al.)

Das grundsätzliche bodenmechanische Verhalten der anstehenden Böden im Einflussbereich der Gründungen von OWEA wird durch zyklische Elementversuche, z.B. zyklische Triaxialversuche, bestimmt. Hier muss der Nachweis erbracht werden, dass kein schrittweises Versagen erfolgen kann. Wenn dieser Nachweis erbracht ist, können die bleibenden Verschiebungen bis zum shakedown bzw. dem Ende der Lebensdauer abgeschätzt werden.

Bei der Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit von Schwergewichtsgründungen reicht darum die Setzungsberechnung für die maximale auftretende Last nicht aus. Dazu ein Beispiel:

Durch die bei der Vielzahl der kleinen zyklischen Beanspruchungen (z.B. normaler Seegang) in den Baugrund eingeleiteten Scherspannungen kann es infolge der damit verbundenen kleinen Scherdehnungen auf der lastabgewandten Seite (LEE) zu einer Verdichtung

(Kontraktanz) und damit Erhöhung der Steifigkeit im Boden und auf der lastzugewandten Seite (LUV) zu einer Auflockerung (Dilatanz) und damit Verringerung der Steifigkeit kommen.

Dies könnte theoretisch dazu führen, dass sich die Gründung mit der Zeit entgegen der Lastrichtung schief stellt.

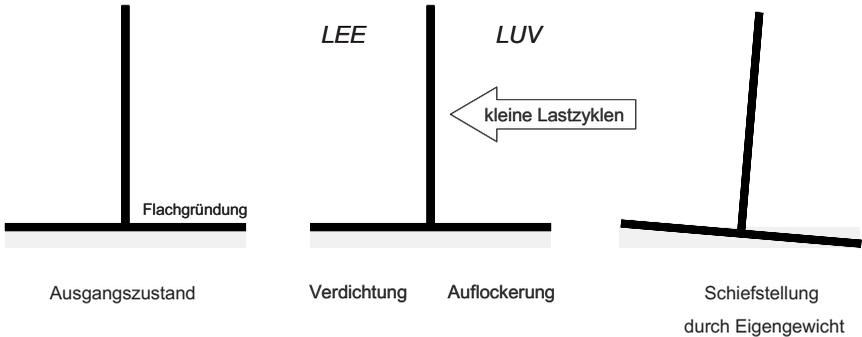


Bild 13: Schiefstellung einer Flachgründung infolge kleiner Lastzyklen (von li. nach re.)

Die Hauptlastrichtung kann im Übrigen für den jeweiligen Standort relativ genau bestimmt werden. Sie liegt z.B. für die Forschungsplattform Fino<sup>3</sup> in der Nordsee 80 km vor der Insel Borkum zwischen NW und W für die Extremwelle und zwischen SW und W für den Seegang.

Der oben beschriebene Effekt kann u.U. jedoch auch nützlich sein. Wenn nach einem Extremereignis durch eine Annäherung an den Grenzzustand eine Schiefstellung in Lastrichtung eingetreten ist, kann diese ggf. durch darauf folgende kleine Zyklen wieder rückgängig gemacht werden.

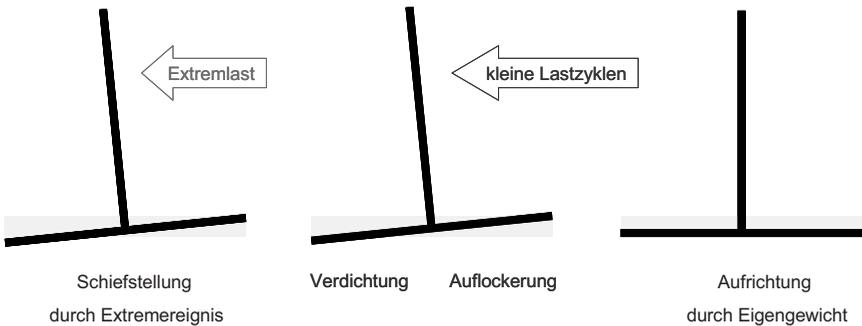


Bild 14: Selbstheilung nach Schiefstellung durch Extremereignis (von li. nach re.)

Bei Tiefenrüttlern reichen wenige Sekunden mit einigen hundert Scherzyklen für eine Verdichtung aus. Das bedeutet, dass somit ca. 1.000 bis 10.000 kleine Zyklen aus dem normalen Seegang für eine Wiederaufrichtung ausreichen sollten. Ein Forschungsvorhaben zu diesen Selbstheilungseffekten wird zurzeit an der TU Karlsruhe unter Beteiligung der Ed. Züblin AG durchgeführt.

Implizite numerische Berechnungen unter Berücksichtigung der Porenwasserdruckentwicklung, z.B. mit der Methode der Finiten Elemente, können bisher nur für einige wenige Zyklen (ca. 20 bis 100) sinnvoll durchgeführt werden. Danach wird der numerische Fehler zu groß. Damit kann jedoch, in Kombination mit zyklischen Elementversuchen im Labor, das grundsätzliche Verhalten der Gründung unter Beachtung der wirklichen geometrischen Verhältnisse überprüft werden. Durch eine Kombination impliziter Berechnungen mit expliziten Ansätzen, in denen für einen großen Teil der Lastzyklen z.B. die Entwicklung der Bodensteifigkeit mit der Anzahl der Zyklen „außerhalb“ der eigentlichen FE-Berechnungen beschrieben wird, kann dann eine Abschätzung der in der gesamten Lebensdauer zu erwartenden Verschiebungen erfolgen.

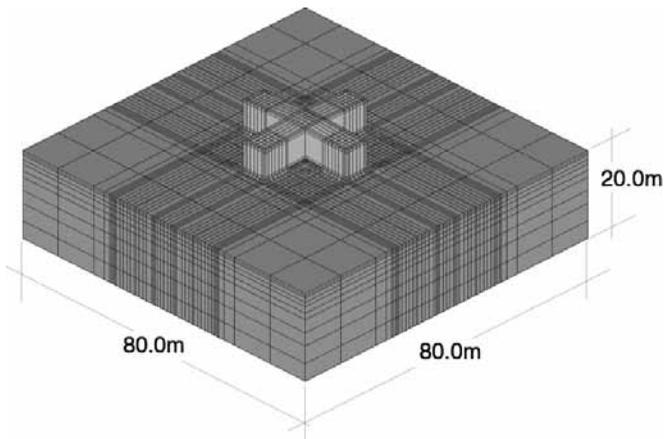


Bild 15: FE-Modell für die Berechnung einer Schwergewichtsgründung (ZÜBLIN-Fundament)

Das nachfolgende Bild zeigt die Entwurfszeichnung des oben als FE-Modell diskretisierten ZÜBLIN-Fundamentes mit den für den Windpark „Sandbank 24“ erforderlichen Abmessungen. Das Fundament besteht aus einem kreuzförmigen Spannbetonhohlkasten, der nach der Installation am endgültigen Standort mit Sand gefüllt wird. An den Enden des Kreuzes sind vier Fundamentplatten angeordnet, über die die Last abgetragen wird.

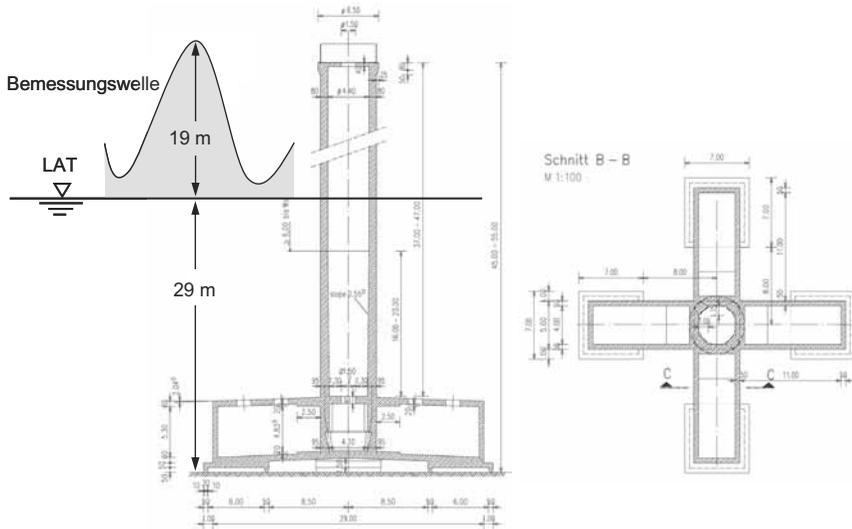


Bild 16: ZÜBLIN-Fundament (Entwurf für den Windpark Sandbank 24)

Diese Geometrie hat zum einen den Vorteil, dass die Sohlspannungsergebnisse vom Schwerpunkt der Konstruktion weit entfernt liegen, wodurch das Widerstandsmoment gegen Kippen entsprechend groß ist. Des Weiteren führen – im Vergleich zu einer durchgehenden Fundamentplatte – Setzungen an den Rändern nicht zu einer Auflagerung des Fundamentes im Bereich des Schwerpunktes der Konstruktion, so dass auch nicht die Gefahr eines „Reitens“ und damit labilen Gleichgewichtszustandes besteht.

#### 4.4.3 Monopile

Monopile tragen die zyklische Horizontallast i.w. über Biegung in den Baugrund ab, d.h. es muss sichergestellt werden, dass der Monopile im Baugrund ausreichend eingespannt ist. Eine ausreichende Einspannung kann nach Auffassung des Germanischen Lloyd dann angenommen werden, wenn die Biegelinie eine vertikale Tangente besitzt:

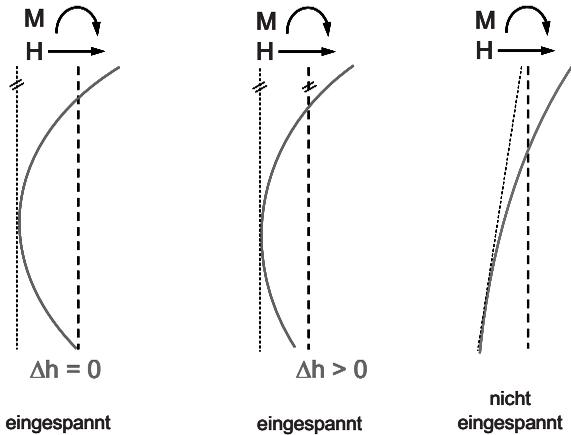


Bild 17: Kriterium für die Einspannung eines Monopiles anhand der Biegelinie

Neben der Einhaltung eines ausreichenden Abstandes zum Grenzzustand der Tragfähigkeit im Baugrund, d.h. dem Erdwiderstand, spielt damit – neben der Pfahlsteifigkeit – die Steifigkeit des Baugrundes die wesentliche Rolle. Federmodelle stellen hier momentan den Stand der Technik zur Beschreibung des Baugrundes dar. Diese Federmodelle berücksichtigen häufig jedoch bereits, wie beim p-y-Verfahren nach API, eine nichtlineare Abhängigkeit der Federsteifigkeiten von den Verschiebungen.

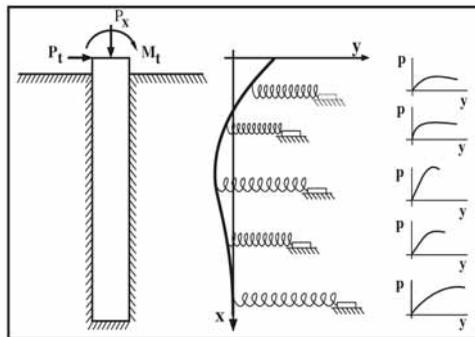


Bild 18: Nichtlineares Federmodell der p-y-Methode nach API (© Ensoft)

In FE-Berechnungen, die hier den nächsten Entwicklungsschritt darstellen werden, sind ähnliche Fragen zu beantworten, wie bei Flachgründungen, z.B.: wie verändert sich die Steifigkeit des Bodens im Nahbereich des Pfahls unter zyklischer Belastung? Wie ist die Porenwasserdruckentwicklung? Besteht die Gefahr einer Bodenverflüssigung?

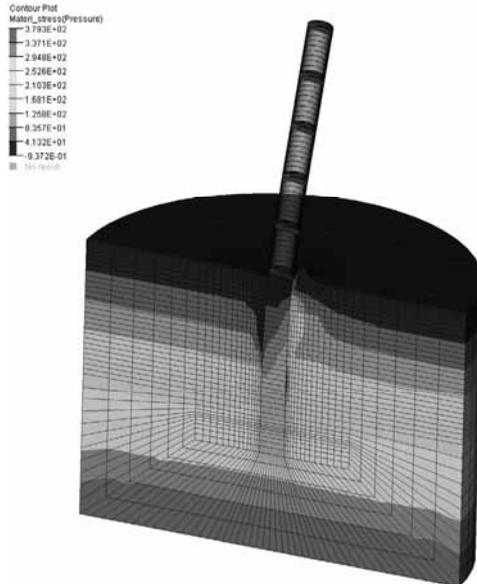


Bild 19: FE-Modell eines Monopiles

Eine wesentliche Rolle spielen hierbei die Kontaktformulierungen zwischen Pfahl und Boden, mit denen auch eine mögliche Spaltbildung abgebildet werden sollte. Hier besteht die Gefahr der Erosion des Bodens aufgrund großer Wasserströmungen durch das zyklische Öffnen und Schließen des Spaltes.

Das Einrammen des Monopiles stellt eine weitere Herausforderung an den entwerfenden Ingenieur dar. Wichtigste Aufgabe ist die realistische Abschätzung des zu erwartenden Eindringwiderstandes, da die Verfügbarkeit der entsprechend benötigten großen Hämmer häufig begrenzt ist und die Größe des Hammers einen erheblichen Kosteneinfluss hat. Auch die Anzahl der Rammschläge kann nicht beliebig variiert werden, da die Einrammung eine Vorschädigung des Stahlpfahls bedeutet und die beim Rammen erzeugten Spannungswechsel bei der Lebensdaueranalyse des Monopiles berücksichtigt werden müssen.



Bild 20: Hammer zum Einbringen von Monopiles (© Menck)

Zur Abschätzung des Rammwiderstandes stehen analytische Programme zur Verfügung, welche auf einer Auswertung der Wellengleichungen beruhen. Jedoch erzeugen bereits die möglichen Annahmen über die im Inneren des Pfahls zu erwartenden Mantelreibung bzw. die Ausbildung eines Pfropfens im Pfahlinneren eine große Schwankungsbreite in den Ergebnissen. Auch hier würden entsprechende numerische Simulationen, bei denen Pfahl und Boden mit entsprechenden Stoffgesetzformulierungen beschrieben werden, robustere, weniger von den zu treffenden Annahmen abhängige Ergebnisse erzeugen.

#### 4.4.4 Strukturdynamik

Zum Abschluss dieses Kapitels sollen noch die Berechnungen zur Struktur-Dynamik erwähnt werden. Bei dieser elasto-dynamischen Analyse des Gesamtsystems, d.h. von Baugrund, Gründung, Turm und Windenergieanlage zusammen, muss die dynamische Baugrundreaktion realistisch eingeschätzt werden. Dabei werden die einzuhaltenden Eigenfrequenzen sehr restriktiv vorgegeben. Auch hier wird in den gängigen Modellen der Baugrund durch Federn vereinfacht abgebildet. Die Ergebnisse der Berechnungen bilden u.a. die Grundlage für das Monitoring der Gesamtanlage, d.h. die Überprüfung der Ergebnisse der Lebensdaueranalysen.

#### 4.5 Beobachtungen

Eines haben alle Rechenmodelle gemeinsam: sie müssen anhand von praxisnahen Messergebnissen, d.h. durch die Beobachtung realer Strukturen, validiert werden. Diese Möglichkeiten existieren bisher nur sehr eingeschränkt. Bei den Ausführungen der Ed. Züblin AG, dem Messmast Arkona in der Ostsee und der Forschungsplattform Fino<sup>3</sup> in der Nordsee wurde bzw. wird eine messtechnische Überwachung installiert, um das Verhalten der Gründung zu untersuchen. Dafür wurden im Fundament des Messmastes Arkona Dehnungsmessstreifen eingebaut, mit denen Spannungen und Dehnungen in der Betonstruktur in Abhängigkeit der Belastung aus Wind und Wellen gemessen werden können.



Bild 21: Fundament für den Messmast Arkona

Im Nahbereich des Monopiles der Forschungsplattform Fino<sup>3</sup> werden in verschiedenen Tiefen Totalspannungs- und Porenwasserdruckgeber installiert, mit denen die Spannungsverteilung im Baugrund bestimmt werden soll. Diese Versuche werden zusammen mit der TU Braunschweig durchgeführt, die bereits Messungen direkt am Monopile durchführen wird.

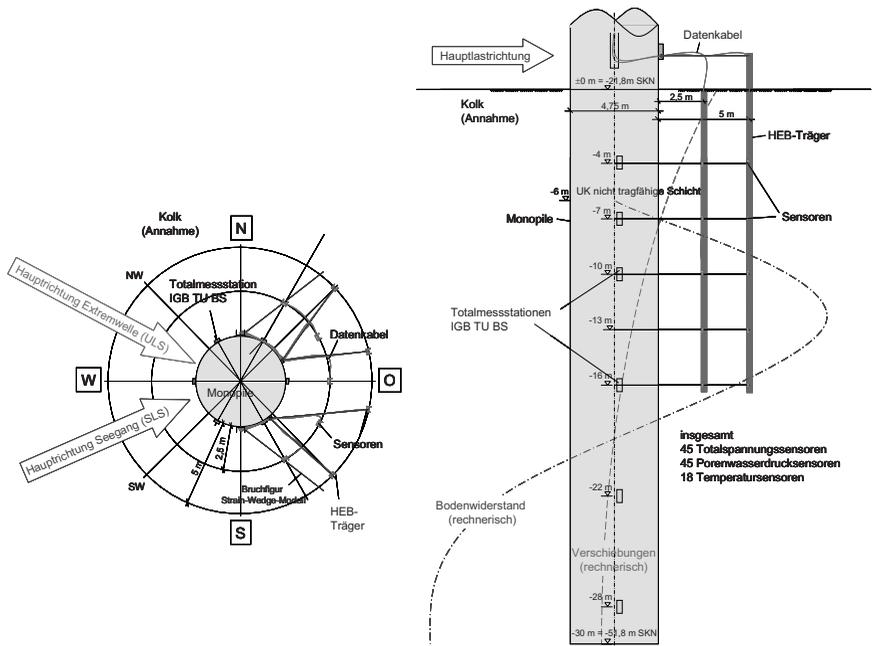


Bild 22: Messung der Bodenspannungen im Nahbereich des Monopiles der Plattform Fino<sup>3</sup>

Ziel muss es sein, bereits vor der Herstellung von Windparks mit bis zu 100 Anlagen eine ausreichende messtechnische Grundlage für die Validierung der Rechenmethoden zu besitzen. Diese fehlt momentan bzw. ist nur in sehr geringem Umfang vorhanden.

## 5 Zusammenfassung

Bei der Erreichung der umwelt- und energiepolitischen Zielvorgaben zur Reduzierung der CO<sub>2</sub>-Emissionen stellen Offshore-Windenergieanlagen einen wesentlichen Eckpfeiler dar. Der Bau von Offshore-Windkraftwerken stellt damit einen sehr großen potentiellen Zukunftsmarkt für die Bauindustrie dar.

Einen wesentlichen Anteil an den bautechnischen und wirtschaftlichen Risiken bestimmt dabei die Gründung. Beim Entwurf der Gründung stellen die vorwiegend horizontalen und zyklischen Belastungen sowie der Einfluss des Entwurfs auf die Kosten der Logistik die Hauptkriterien dar.

Risiko und Sicherheit sind bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen anders zu bewerten, als dies bei gewöhnlichen geotechnischen Bauwerken der Fall ist. Für Offshore-Windparks müssen eine Vielzahl von Maschinenfundamenten unter schwierigsten Bedingungen installiert werden. Ein adäquater Erfahrungsschatz liegt dafür noch nicht vor und muss in den nächsten Jahren durch systematische, begleitende Untersuchungen aufgebaut werden.

Die bekannten Rechenmodelle und Nachweisverfahren können nur bedingt verwendet werden. Es werden zurzeit vielfältige Anstrengungen unternommen, die Wissenslücken zu schließen um eine realistische Beschreibung in Modellen zu ermöglichen. Aufgrund der absehbaren Installation von Windparks in Nord- und Ostsee mit jeweils bis zu 100 Anlagen und damit auch Gründungen besteht jedoch ein Zeitdruck, den Stand der Wissenschaft in den Stand der Technik zu heben, um für alle am Projekt beteiligten Partner eine höhere Planungssicherheit zu bekommen.

Bei Offshore-Windenergieanlagen sollte die Gründung und die komplexe Wechselwirkung zwischen der Gründungskonstruktion und dem Baugrund im Vergleich zur Maschinentechnik mehr in den Fokus gerückt werden.

## 6 Literatur

- DIN 1054:2005-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, 2005.
- Standard Baugrunderkundung: Mindestanforderungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), Hamburg und Rostock, 2003.
- Standard: Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), Hamburg und Rostock, 2007.
- RP 2A-LRFD: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design, American Petroleum Institute (API), Washington, 1993.
- RP 2A-WSD: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, American Petroleum Institute (API), Washington, 2005.
- DNV-OS-J101: Design of Offshore Wind Turbine Structures, Det Norske Veritas (DNV), 2004.
- GL Wind: Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen, Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH, Hamburg, 2003.
- GL Wind: Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH, Hamburg, Edition 2005.
- LPILE<sup>PLUS</sup> 5.0 for Windows: Technical Manual, Ensoft Inc., [www.ensoftinc.com](http://www.ensoftinc.com), USA, 2004.
- Wiemann, J.: Bemessungsverfahren für horizontal belastete Pfähle – Untersuchungen zur Anwendbarkeit der p-y-Methode, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 33, Universität Duisburg-Essen, 2007.
- Wiemann, J.; Lesny, K.; Richwien, W.: Gründung von Offshore-Windenergieanlagen, Gründungskonzepte und Geotechnische Grundlagen. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 29, Universität Duisburg-Essen, 2002.
- [www.fugro.com](http://www.fugro.com): Homepage der Fa. Fugro, 2008.
- [www.menck.com](http://www.menck.com): Homepage der Fa. Menck, 2008.
- Sandbank 24 – Offshore-Windpark, Nordsee: Baugrunderkundung, Ingenieurgesellschaft mbH (IGB), Hamburg, 2007.
- Goldscheider, M.; Gudehus, G.: Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten- und Offshore-Bauwerken, Vorträge der Baugrundtagung, Nürnberg, 1976.

# Der Umgang mit Toleranzen im Spezialtiefbau dargestellt an Großbohrpfählen

Dipl.-Ing. (FH) Andreas Wedenig  
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

## 1 Allgemeines

Toleranzen und Ungenauigkeiten in der Fertigung sind allen Produkten gemein. Im Allgemeinen regeln technische Regelwerke die hierbei akzeptablen oder zumindest erreichbaren Abweichungen zu den "idealen" Produkteigenschaften.

Auch im Spezialtiefbau sind vielfach Toleranzen geregelt und ist aufgrund des Umganges mit dem "Baustoff" Boden auch mit einer vergleichsweise hohen Abweichung zum idealen Produkt zu rechnen. Gleichzeitig wird die Verwirklichung von geometrischen Imperfektionen an Produkten des Spezialtiefbaus häufig erst zu einem späten Zeitpunkt z. B. bei Aushub der Baugrube erkannt. Sind Abweichungen unerwartet oder schlicht nicht in der weiteren Planung berücksichtigt worden, entstehen hier häufig erhebliche Kosten und Bauzeitverluste. Gelegentlich entstehen auch Schäden, die vermeidbar gewesen wären.

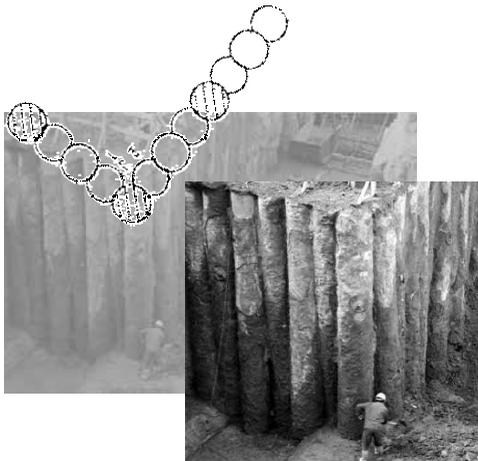


Bild 1: "War das so vorgesehen?"

Stellvertretend für alle Spezialtiefbauprodukte beschäftigt sich der vorliegende Beitrag mit den Toleranzen bei Bohrpfählen. Es soll aufgezeigt werden, welche Imperfektionen üblicherweise vorkommen. Der Beitrag soll dazu anregen, bereits im Vorfeld von Bauaufgaben

mit Verwendung von Spezialtiefbauprodukten über Machbarkeit und Grenzen der Verfahren zu sprechen, sowie verstärktes Augenmerk auf mögliche Schnittstellenprobleme mit aufbauenden Bauteilen anderer Gewerke zu lenken.

## 2 Beispiele für Abweichungen an Pfählen

In der täglichen Praxis erlebt man eine Vielzahl von Ursachen für Abweichungen bei Pfählen. Im Folgenden sind nur einige Beispiele geometrischer Imperfektionen aufgezeigt

Die in Bild 1 gezeigte Pfahlwand sollte sicherlich anders aussehen. Eine der möglichen Ursachen für die deutliche Schiefstellung an den Pfählen könnte die Erklärung in Bild 2 darstellen.

### mögliche Ursachen

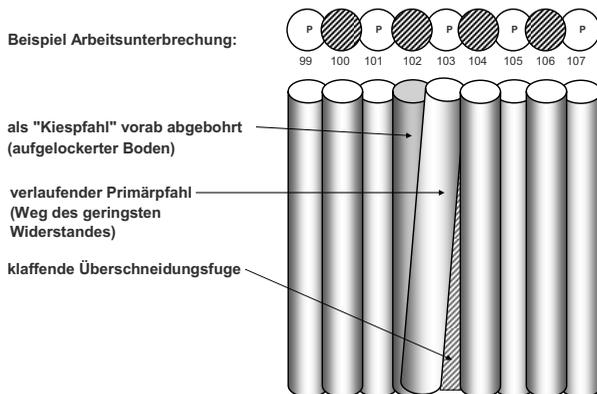


Bild 2: Eine mögliche Ursache für klaffende Fugen bei Bohrpfahlwänden (Bild zeigt den Zustand vor Abbohren des Sekundärpfahls 102)

Aber auch trotz des vorhandenen Wissens über mögliche Problemfälle, wie die in Bild 2 dargestellte Arbeitsunterbrechung, sind Bohrpfähle eben nicht exakt an der geplanten Stelle herzustellen. Bild 3 zeigt die Aufnahme von Abweichungen der Pfahlbohrung (gemessen im Rohr) im Bezug zur gewünschten Lage.

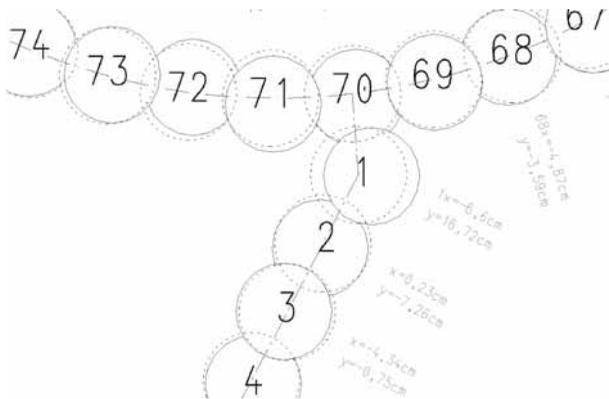


Bild 3: Vermessung des tatsächlichen Bohrungsverlaufs mit Abweichung

Besonders relevant wird die tatsächliche Lage, die Ist-Lage, bei gewünschter "Wasserdichtigkeit" einer Pfahlwand. Bild 4 zeigt die die Sohleinbindung einer Dichtwand, bei der die tatsächliche Überschneidung der Pfähle ermittelt und dargestellt wurde.

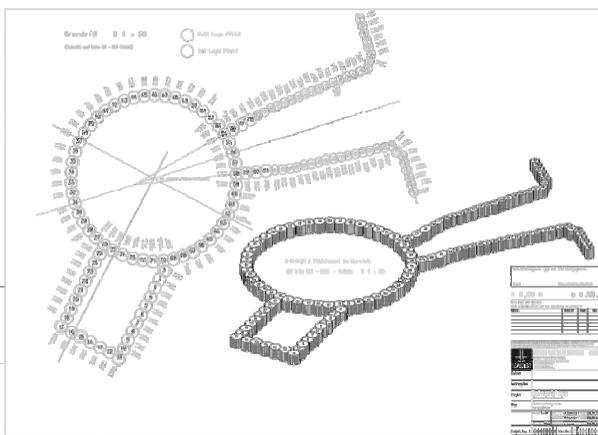


Bild 4: Gesamtdarstellung der Ist-Lage einer "dichten" Pfahlwand im Einbebereich

Abweichungen von der Soll-Lage führen meist zu mehr oder minder großen "Nacharbeiten".



Bild 5: Problemstelle einspringende Ecke

Wo dies aus der Größe der Abweichung oder den Zwängen z. B. einer wasserdichten Innenschale nicht mehr möglich ist, müssen auch größere Anpassungsmaßnahmen wie im Bild 6 und 7 ergriffen werden.



Bild 6: "Zurechtstutzen" mittels einer Seilsäge



Bild 7: Aufwendige Korrektur der geometrischen Imperfektion

### 3 Unterschiedliche Toleranzen verschiedener Gewerke

Dass ein Uhrmacher Schrauben benötigt, die höhere Anforderungen an geometrische Imperfektionen, also geringere Toleranzen erfüllen, als dies handelsübliche Schrauben im Karosseriebau oder Stahlbau erfordern, liegt auf der Hand. Warum erlebt man dann aber immer wieder, dass einzelne Gewerke im Baubereich erwarten, dass ihre Toleranzvorstellung auch von allen anderen Gewerken erfüllt wird?

Im Bild 8 ist ein Beispiel für das Aufeinandertreffen von Spezialtiefbau-Pfahltoleranzen mit der Toleranzwelt der Fertigteile dargestellt. Die Ankerbolzen haben untereinander einen in wenigen Millimetern bemessenen Spielraum, bei Einhaltung der üblichen Toleranzen der Pfahlherstellung liegt aber bereits der Bewehrungskorb eines einzelnen Pfahls außerhalb der hierfür nötigen Genauigkeit. Hinzu kommt dann auch noch die Forderung an die Genauigkeit der Gruppe in der Gründung, die dann erst recht kaum mehr einzuhalten ist.

## Aufeinandertreffen von "Toleranzwelten"

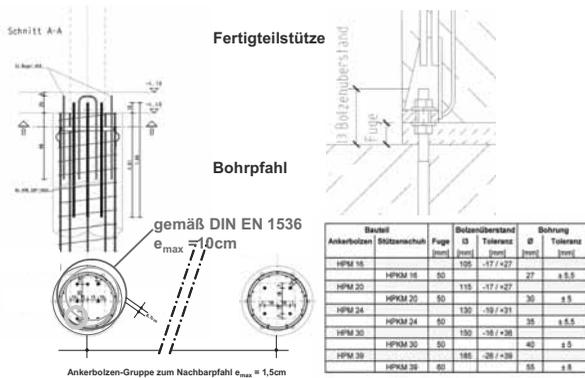


Bild 8: Aufeinandertreffen von "Toleranzwelten"

Im Bild 9 dargestellt ist ein weiteres Beispiel für eine "Wunschvorstellung", die aus der Unkenntnis von Einzelgewerken begründet scheint.

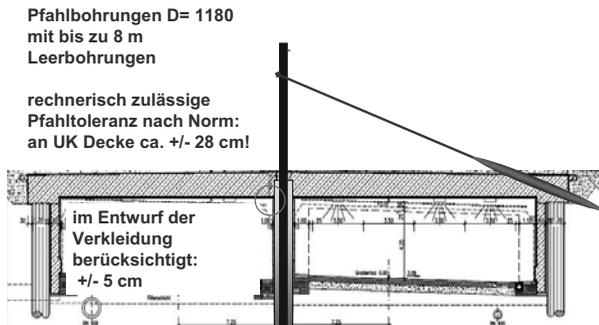


Bild 9: Auch die spätere Nutzung ist in die Planung einzubeziehen

Selbstverständlich ist eine Verkleidung mit einem Ausgleich von +/- 5 cm auf einem Bohrpfehl problemlos herstellbar, dies gilt sogar, wenn der Bohrpfehl aufgrund der rauen Bohrlochwandung nicht ganz so glatt ist wie geschaltes Beton. Ggf. kann man die Überstände ja schonend abtragen. Was passiert aber, wenn die möglichen Toleranzen bei aufeinander folgenden Pfählen jeweils in den Extremen liegen?

Um sich mit diesem Problem auseinanderzusetzen, muss man sich zunächst über die möglichen Imperfektionen klar werden.

#### 4 Mögliche geometrische Imperfektionen bei Pfählen

Im Bild 10 sind die möglichen Toleranzbereiche bei Bohrpfählen aufgezeigt, auf die in den folgenden Abschnitten eingegangen wird.

##### mögliche geometrische Imperfektionen

- Versatz am Ansatzpunkt (Exzentrizität)
- Abweichung in der Neigung
- Überprofil am Pfahlschaft
- Abweichende Pfahllänge
  - Überbeton über Pfahlkopf
  - schlechter Beton am Pfahlkopf
  - abweichende Pfahlsole
- Bewehrung nicht in planmäßiger Höhe
- Abweichung in der Betondeckung

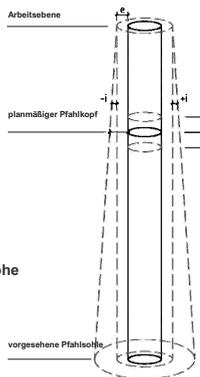


Bild 10: Mögliche geometrische Imperfektionen an Pfählen

#### 4.1 Exzentrizität und Neigung

##### Exzentrizität und Neigung

neu: DIN EN 1536

- zulässige Exzentrizität am Ansatzpunkt (der Bohrung): 10% des Pfahldurchmessers (jedoch mindestens 10 / maximal 15 cm)
- zusätzliche zulässige Neigungsabweichung von 2 cm je Meter Bohrtiefe (bei planmäßig lotrechten Pfählen)

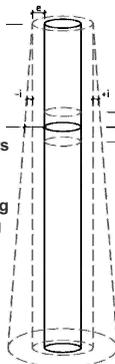


Bild 11: Exzentrizität und Neigung

Hier ist zu beachten, dass bei Pfählen nach Norm die beiden Toleranzen für Exzentrizität und Neigung in der betrachteten Bohrtiefe addiert werden dürfen. Für die nach Norm erlaubte horizontale Lageabweichung, ist also nicht der jeweilige Extremwert maßgebend, sondern die Summe aus Exzentrizität und Neigungstoleranz.

## Exzentrizität und Neigung

**7.2.2** Wenn andere Herstellungstoleranzen als die angegebenen sind

- konstruktiven Anforderungen,
- den Baugrunderfahrungen,
- dem verfügbaren Pfahlbohrgerät oder einer sehr tief liegenden Kappenebene gefordert oder erlaubt sind sie vor Beginn der Bauarbeiten zu vereinbaren.



### 7.3 Bohrpfahlwände

**7.3.1** Bohrpfahlwände können für Azimut- und/oder Querschiebung bemessen werden (z. B. als Stützwände für Erd- oder Wasserdruck oder bei Unterfangungen).

**7.3.2** An die geometrischen Herstellungstoleranzen bei Pfahlwänden können höhere Anforderungen gestellt werden als in 7.2.1 angegeben ist, insbesondere wenn Dichtheit gegen Wasser oder Boden erforderlich ist.

**7.3.3** Die Neigung, der Abstand, die maximale geometrischen Herstellungstoleranzen, die Überhöhung und die Anforderung an die Wasserdichtheit der Fugen sind in der Leistungsbeschreibung festzulegen.

**7.3.4** Die Neigung von Wänden muß  $n \geq 6$  ( $\theta \geq 63^\circ$ ) entsprechen (siehe Bild 4).



### 8.4 Bohrpfahlwände

**8.4.1** Wenn besondere Genauigkeit verlangt wird, sollte zur Einhaltung der Pfahlpositionen eine Substratlage aus Stahl oder Beton in Höhe der Arbeitsebene eingeklinket werden.

Bild 12: Anforderungen an Vorgaben im Leistungsverzeichnis

## 4.2 Überprofil

### Überprofil

Überprofile sind zumeist durch die Bodenbeschaffenheit bedingt und damit "wie bestellt"

Für die Ausnahmen (herstellungsbedingtes Überprofil) ist jedoch zu beachten:

- Überprofile innerhalb der zulässigen "Toleranzsphäre" aus Addition von Exzentrizität und Neigungsabweichung sind zulässig
- bei großflächigen Überprofilen ist ggf. DIN EN 1536 Abs. 7.2.1 d und 7.6.4.2) zu beachten)

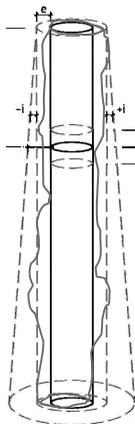


Bild 13: Überprofil / Betonvorwuchs

Betonvorwuchs, bzw. Überprofile am Pfahlschaft können aus Fehlern bei der Herstellung resultieren, diese sind jedoch eher selten die Ursache. In den meisten Fällen sind Vorwüchse durch die Bodenbeschaffenheit bedingt. Solange die Pfahlbewehrung in Soll-Lage ist, entstehen beim Abtragen der Betonvorwüchse, z. B. mit geeigneten Fräsen, keine großen Probleme. Anders sieht es bei dem im Bild 14 dargestellten Fall aus. Hier würde das Abtragen des Überprofils zu einem Qualitätsverlust/Mangel führen.

## Überprofil - exzentrische Bewehrung

Abstemmen/Abfräsen auf Solllage?

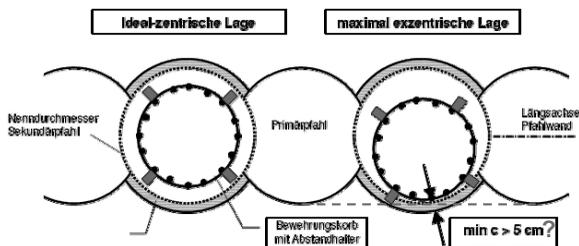


Bild 14: Überprofil / Lage der Bewehrung

### 4.3 Überbeton / schlechter Beton am Pfahlkopf

## Überbeton/schlechter Beton am Pfahlkopf

bisher: DIN 4014

#### 6.3.7 Herrichten der Pfahlköpfe

In einer oberen Zone bis etwa 0,5m unter der Betonoberfläche kann der Beton von unzureichender Festigkeit sein. Diese Zone ist dann nach dem Freilegen der Pfahlköpfe zu entfernen. Gegebenenfalls sind Bohrpfähle nach oben zu verlängern, damit nach dem Kappen einwandreifer Beton über die Solllänge vorhanden ist.



Bild 15: Die "bekannte" 0,5m-Regelung

Vielen ist die Regelung aus DIN 4014 zum Überbeton am Pfahlkopf bekannt, nicht jedoch dass diese Regelung nicht besonders gelungen ist. Unter bestimmten Randbedingungen kann ein Überbeton von 0,5 Metern völlig überflüssig sein. Unter anderen Bedingungen ist dieser Überbeton erheblich zu gering, um einen gesunden Beton auf Höhe des Pfahlkopfes zu garantieren. Im Vereinigten Königreich gilt zum Beispiel nach ICE-Regelwerk für einen verrohrt gebohrten und in der Bohrung trockenen 16 m langen Pfahl mit 1,20 m Leerbohrung ein Überbeton von bis zu  $0,3 + 1,2/12 + 16/8 = 0,3 + 0,1 + 2 = 2,4$  m als technisch richtig. In der neuen europäischen Pfahlnorm wird von fragwürdigen Festlegungen zur nötigen Höhe des Überbetons Abstand genommen. Die Festlegungen der DIN EN 1536 sind im Bild 16 nachzulesen.

## Überbeton/schlechter Beton am Pfahlkopf

neu: DIN EN 1536

- **8.3.1.19** Das Einbringen von Beton muß so lange fortgesetzt werden, bis aller verunreinigte Beton in den oberen Bereich der Bohrbohrung über die zu kapprando Höhe aufgestiegen ist.
- **8.3.1.20** Die Höhe der Frischbetonsäule über der Kapphöhe sollte vergrößert werden, wenn
- die Kapphöhe tief unter der Arbeitsebene liegt,
  - Unterwasserbeton eingebracht wird oder
  - eine Verrohrung wieder gezogen wird.
- **8.3.1.21** Bei einer Umgebungstemperatur unter 5°C mit fallender Tendenz sind die Köpfe frisch betonierter Pfehle gegen Frost zu schützen.
- **8.3.1.22** Wenn die endgültige Betonierhöhe unter der Arbeitsebene liegt, sollte der Frischbeton gegen Verunreinigung durch Nachfall von oben geschützt werden durch:
- Betonieren über die Kapphöhe hinaus;
  - Verfüllen des leeren Bohrloches mit geeignetem Material oder
  - Belassen von Stützflüssigkeit im offenen Bohrloch.
- 8.3.1.23** Wenn die Betonierhöhe unter dem Grundwasserspiegel liegt, ist auf noch nicht abgebundenen Beton ein Druck aufrechtzuerhalten, der gleich oder größer als der äußere Wasserdruck ist.
- 8.3.1.24** Das Abspitzen der Pfehle
- darf erst vorgenommen werden, wenn der Beton ausreichend erhärtet ist,
  - muß den verunreinigten oder mangelhaften Beton vollständig vom Pfahlkopf entfernen und
  - ist so lange fortzusetzen, bis über den ganzen Querschnitt gesunder Beton freigelegt ist.
- DIN EN 1536 enthält nur eine qualitative Angabe des Überbeton-Maßes!

Bild 16: Geltende Festlegungen zum Überbeton

# Überbeton/schlechter Beton am Pfahlkopf

DIN EN 1536

Tabelle 15: Überwachung des Kappens

Nr.	Gegenstand	Kontrolle	Zweck	Häufigkeit	Anmerkungen
1	Beton in Kapphöhe	nach Augenschein - Betongüte - Pfahlquerschnitt - Ebenheit - mögliche Risse - Zustand der Bewehrung - Betondeckung	Schaffen ausreichender Bedingungen für die Verbindung des Pfahles mit dem aufgehenden Bauwerk	jeder Pfahl	bei nicht ausreichender Betonqualität in Höhe der planmäßigen Kapphöhe ist der Pfahl Liefer abzustimmen und nach Sichtung einer Arbeitsstufe aufzubetonieren



Bild 17: Aufbetonieren als Alternative zu ausreichendem Überbeton



Bild 18: Aufbetonierte Pfahlköpfe

#### 4.4 Bewehrung in abweichender Höhenlage

### Bewehrung in abweichender Höhenlage

DIN EN 1536

enthält eine konkrete Angabe zur Lage des Bewehrungskorbes!

#### **9.2.6 Einbau der Bewehrung**

**9.2.6.1** Die Bewehrung ist möglichst bald nach dem Reinigen des Bohrloches einzubauen.

**9.2.6.2** Beim Einbau der Bewehrung ist dafür zu sorgen, daß sie die richtige Lage zur Pfahlspitze und auf ganzer Länge die richtige Betondeckung erhält.

**9.2.6.3** Während des Betonierens ist die Bewehrung in richtiger Lage zu halten, um die geplante Länge über die Kappeleite hinaus zu erreichen.

**9.2.6.4** Die Höhe des oberen Endes des Bewehrungskorbes muß nach dem Betonieren eine maximale Abweichung von  $\pm 0,15$  m zum planmäßigen Wert einhalten.

**9.2.6.5** Bei Pfählen, die als durchgehender Bohrstrahlbohrer hergestellt werden, darf die Bewehrung nach dem Betonieren eingebracht werden, wenn das Verfahren unter den gleichen Baugrundverhältnissen erprobt ist.

**9.2.6.6** Dieses nachträgliche Einbringen der Bewehrung muß unverzüglich nach dem Betonieren ausgeführt werden.

**9.2.6.7** Wenn Bewehrungskörbe nach dem Betonieren eingebracht werden, kann es nötig sein, sie mit geeigneten Mitteln in ihrer Lage zu halten.

**9.2.6.8** Das nachträgliche Einbringen darf durch leichtes Rütteln unterstützt werden, auch darf die Bewehrung eingezogen werden.

Bild 19: Höhenlage der Bewehrung

### Bewehrung in abweichender Höhenlage



Bild 20: Anschweißen von Bewehrungsstäben bei Körben außerhalb der Toleranz

## 4.5 Betondeckung

# Betondeckung

bisher: DIN 4014

neu: DIN EN 1536:

### 5.3 Betondeckung

Die Betondeckung der Bewehrung darf 50 mm nicht unterschreiten. Wird unter Verwendung einer Tonsuspension als stützende Flüssigkeit gebohrt, so ist zur Sicherung der Betondeckung zwischen Bewehrung und Bohrungswand eine leichte Dichtungsfuge von 20 mm vorzusehen, damit es nicht zu Einschlüssen von Tonsuspension kommt.

Bei Bohrpfehlen, die mit Wasser oder Bohler in Berührung kommen, das nach DIN 4030 schwach bis stark betonangreifend ist, ist Beton mit hohem Widerstand gegen chemische Angriffe nach DIN 1045 zu verwenden. Als Betondeckung reichen die im ersten Absatz dieses Abschnitts angegebenen Werte aus.

Bei sehr starkem Betonangriff müssen Gegenmaßnahmen nach DIN 1045 ergriffen werden.

### 7.6.4 Betondeckung

7.6.4.1 Die Betondeckung bewehrter Ortbohrpfähle muß ENV 1992-1-1 entsprechen und darf, wenn nicht anders vereinbart, nicht kleiner sein als

- 60 mm bei Pfählen mit  $D > 0,6$  m oder
- 50 mm bei Pfählen mit  $D \leq 0,6$  m.

7.6.4.2 Die Mindestdeckung sollte auf 75 mm vergrößert werden:

- bei unverrohrten Pfählen in weichem Baugrund;
- bei Umweltverhältnissen der Klasse 5 nach ENV 206;
- bei Unterwasserbeton mit 32 mm Größtkorn;
- wenn die Bewehrung nachträglich in den frischen Beton eingebracht wird oder
- bei unebener Oberfläche der Bohrlöcherwände.

7.6.4.3 Die Betondeckung darf bei bleibender Verrohung oder Rille auf 40 mm in Bezug auf deren äußere Oberfläche verringert werden.

Bild 21: Vergleich der Betondeckung in DIN 4014 und DIN EN 1536

## 5 Vermeidung von Problemen

Wer legt die erforderlichen Toleranzen fest? Grundsätzlich ist die geltende Norm, hier die DIN EN 1536, Grundlage für Standardtoleranzen. Häufig reichen diese Toleranzen jedoch nicht für die Bewältigung der anstehenden Bauaufgabe aus, wie dies im Bild 8 zu sehen ist. In diesen Fällen sind unter Berücksichtigung des technisch Machbaren sinnvolle Toleranzen festzulegen.

## Wer legt die Toleranzen fest?

**4.4** Alle zusätzlichen oder abweichenden Anforderungen, die in dieser Europäischen Norm erlaubt sind, sind festzulegen und vor Beginn der Bauarbeiten zu vereinbaren, und das System zur Qualitätskontrolle ist entsprechend anzupassen.

BEISPIELE: Solche zusätzlichen Anforderungen können sich ergeben aus:

- reduzierten oder vergrößerten geometrischen Herstellungsabweichungen;
- Verwendung anderer oder veränderter Baustoffe;
- Verwendung von Fertigbauteilen;
- besonderer Verankerung oder Verdübelung von Pfählen in Fels;
- besonderer Bewehrung, wie Stahlrohre, Stahlprofile oder Stahlfasern;
- Mantel- oder Fußverpressungen;
- Kappen der Pfahlköpfe mit mechanischem Gerät;
- umfangreichem Handaushub.

Bild 1: Wer legt die Toleranzen fest? Auszug aus DIN EN 1536

Hierbei hat der Planer erheblichen Einfluss auf einen später ungestörten Bauablauf, denn bereits in seiner Planung sind die geometrischen Herstellungstoleranzen unter den gegebenen Herstellbedingungen zu berücksichtigen. Folglich gehören diese Überlegungen dann auch in die Ausschreibung aufgenommen.

## Was ist mit dem Planer?

**7.1.2** Die Bemessung kann beeinflusst werden durch

- ⇒ - die besonderen Voraussetzungen des Projektes nach Abschnitt 4,
- ⇒ - die Baugrunduntersuchungen nach Abschnitt 5 und/oder,
- ⇒ - die Anforderungen an die Baustoffe nach Abschnitt 6.

**7.1.3** Die Bemessung hat

- die geometrischen Herstellungstoleranzen und
- die Herstellungsbedingungen nach 7.2 und Abschnitt 8 zu berücksichtigen.

Bild 22: Verantwortung des Planers nach DIN EN 1536

## **6 Schlusswort**

Spezialtiefbau ist kein Uhrmacherhandwerk. Dies muss keinem, der am Baugeschehen Beteiligten, erklärt werden. Es ist jedoch manchmal zu beobachten, dass das technisch Machbare insbesondere auch anderer Baugewerke bestimmend für die Produkte des Spezialtiefbaus wird. Solange dies in der Planungsphase mit Sachverstand geschieht und seinen Ausdruck in der Leistungsbeschreibung des Spezialtiefbaus findet, ist dies nicht bedenklich. Schließlich kann über Mehraufwand und Sonderlösungen - im Einzelfall - oft auch eine höhere Genauigkeit erzielt werden. Bedenklich wird der Sachverhalt, wenn Planer ihre Aufgabe zur Schnittstellenklärung missachten und Toleranzen nicht berücksichtigen. Resultierende Probleme, die sich unweigerlich ergeben, müssen dann während oder nach der eigentlichen Produktion mit meist erheblichem Aufwand gelöst werden.

## **7 Literatur**

DIN 4014:1990 – Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005.  
DIN EN 1536:1999 – Berechnung des Erddrucks, Dezember 2002.



# Gründung der Talbrücke Bränn im Zuge der BAB A 73 über ausgelaugtem Salinarröt

Thomas Hecht  
DEGES, Berlin  
Rudolph Dürrwang  
ARCADIS, Darmstadt  
Manfred Becker  
Gerdum u. Breuer, Kassel

## 1 Bauwerk

Das Bauwerk überführt die A 73 über das weite und flache Tal der Bränna sowie die Bundesstraße B 4 und K 526 mit einer maximalen Höhe von 23 m über Talgrund. Die Brücke hat 14 Felder und eine Gesamtlänge von 696 m. Für beide Richtungsfahrbahnen wurde ein separater Überbau als durchlaufender Ortbetonträger mit einzelligem Hohlkastenquerschnitt in Mischbetonbauweise hergestellt. Die Herstellung erfolgte im Taktschiebeverfahren. Baubeginn war im März 2005, Fertigstellung im Dezember 2007.



*Bild 1: Talbrücke Bränn*

## 2 Geologie

Am Standort stehen zunächst nicht bzw. gering tragfähige pleistozäne Schichten in der Talaue sowie nicht tragfähiger Felsersatz an den Talhängen an. Darunter folgen die

Gesteine des oberen Buntsandsteins, Pelitröt und Salinarröt, die zunächst günstige Tragfähigkeitseigenschaften aufweisen. Jedoch weisen die Schichten des Salinarröt infolge Gipsauslaugung Hohlräume, Klüfte und Spalten auf, sodass hieraus resultierend grundsätzlich mit nicht kalkulierbaren Senkungserscheinungen zu rechnen war. Nach Auswertung des Thüringer Subrosionskatasters sind im Baufeld keine Erdfälle bekannt, sodass von keinem akuten Erdfallrisiko auszugehen war. Im Talgrund weist die Überdeckung des intakten und auskonsolidierten Pelitröts über dem Salinarröt eine vergleichsweise geringe Mächtigkeit auf; direkt am Übergang zum Salinarröt wurden in den Aufschlussbohrungen kavernöse Entfestigungszonen und kleinere Hohlräume festgestellt. Die Schichten des oberen Buntsandsteins besitzen im Bereich des Brückenstandortes Mächtigkeiten von 80 bis 120 m; darunter folgt der durch Subrosion nicht beeinträchtigte mittlere Buntsandstein.

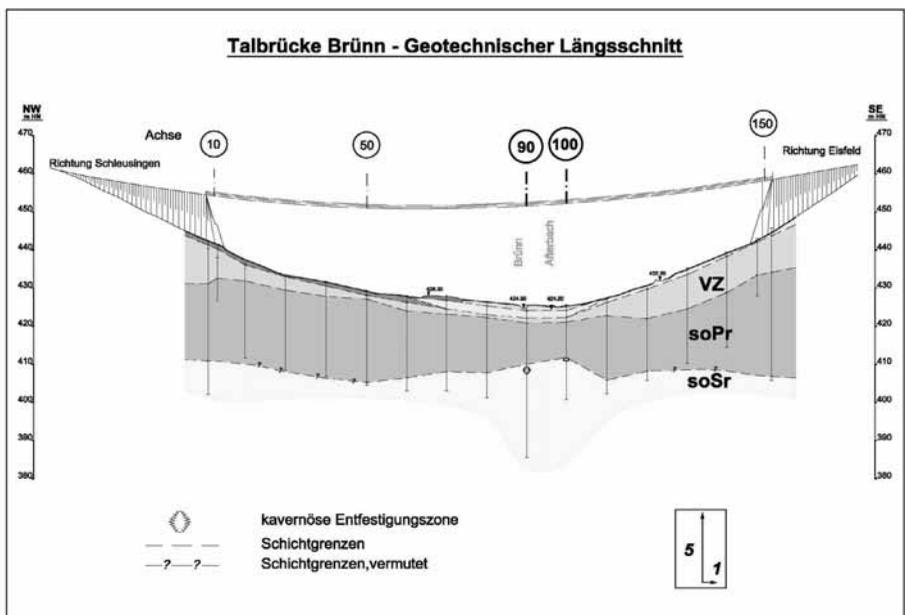


Bild 2: Geotechnischer Längsschnitt

### 3 Gründung

Die Pfeiler wurden auf jeweils vier geneigten Bohrpfehlern (Durchmesser 1,2 m) gegründet. Die Bohrpfehle sind im Verhältnis 8:1 geneigt. Die beiden hochgesetzten Widerlager sind

flach auf bindemittelstabilisierten Dämmen gegründet. Wegen der großen Mächtigkeit des gesamten Röt schied eine Gründung im mittleren Buntsandstein aus. Die Pfähle der Pfeiler wurden im Pelitröt abgesetzt. Die Pfähle wurden so dimensioniert, dass die Pfahlspitzen mehr als 5 m oberhalb der Schichtgrenze zum Salinarröt liegen. Auf Grund des in der Talniederung relativ geringmächtig anstehenden Pelitröts konnte diese Randbedingung bei den Pfeilerachsen 90 und 100 nicht eingehalten werden. Es wurden hier zur Auffüllung kaverner Entfestigungszonen und potentieller Hohlräume zusätzlich 5 bis 6 m lange Vorbohrungen,  $D = 0,4 \text{ m}$ , über die Pfahlfussebene hinaus, angeordnet und mit fließfähigem Beton aufgefüllt.

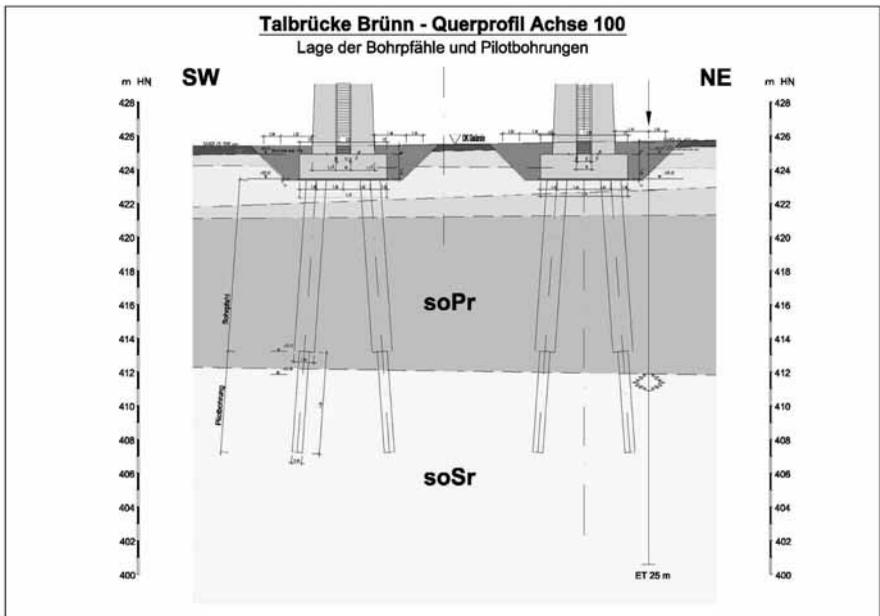


Bild 3: Querprofil Achse 100

#### 4 Zusätzliche Maßnahmen im Zuge der Bauausführung

Während des Taktchiebens des nördlichen Überbaus stellten sich bei Achse 100 überproportionale Setzungen von knapp 4 cm ein; diese konnten nicht als elastisch-plastische lastproportionale Baugrundverformungen bewertet werden.

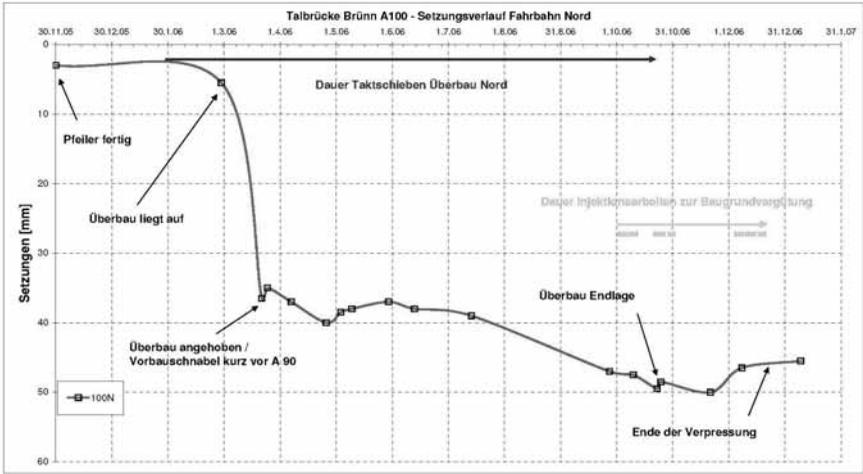


Bild 4: Achse 100; Setzungsverlauf nördlicher Überbau

Offensichtlich waren die Setzungen auf ausgelagte Bereiche, die durch oben genannte Baugrundvergütungsmaßnahmen nicht erreicht wurden, zurückzuführen. Die eingetretenen Verformungen waren jedoch beherrschbar und konnten durch Anheben des Überbaus ausgeglichen werden.

Zur Vermeidung weiterer, außerplanmäßiger Verformungen wurden zusätzliche Maßnahmen zur Untergrundertüchtigung durchgeführt. Es wurden Schrägbohrungen bis rund 10 m unter Pfahlfussebene von allen vier Seiten eines Pfeilers durchgeführt und mit Injektionsschläuchen besetzt.

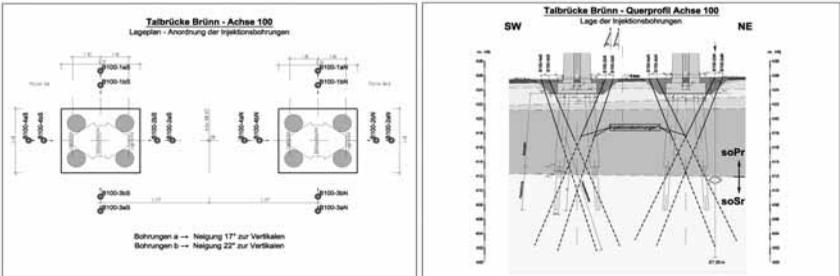


Bild 5: Lage der Injektionsbohrungen in Aufriss und Grundriss

Für die Verpressarbeiten wurde Drücke von 4 – 10 MPa in Abhängigkeit von Überlagerung und Pfeilergewicht festgelegt. Als Abbruchkriterien wurden neben dem Druck die Verpressmenge mit 5000 l pro Manschette und das Unterschreiten einer minimalen Durchflussrate von 5 l pro Minute festgelegt. Die erfolgreichen Verpressarbeiten konnten abgeschlossen werden, nachdem eine leichte Hebung von rund 5 mm bei dem Pfeiler festgestellt werden konnte (siehe Bild 4; rechter Ast der Zeitsetzungskurve). Bei der Auswertung der Verpressprotokolle konnte festgestellt werden, dass es keine bevorzugten Zonen gab, in denen konzentriert Verpressgut eingebracht werden konnte.

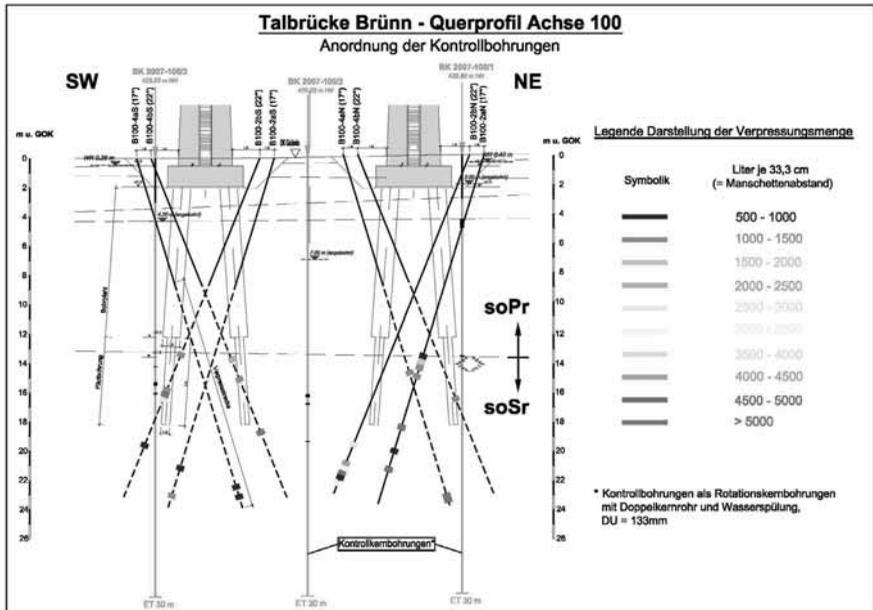


Bild 6: Verteilung der Verpressmengen über die Tiefe

Abschließend wurden im Bereich der Pfeiler Kontrollbohrungen bis 30 m abgeteuft, um das Vorhandensein von verbliebenen Zerrüttungszonen oder aber mit Injektionsgut erfüllte Bodenzonen stichprobenartig festzustellen. Bereiche mit ausgeprägten Zementsteinern in den Bohrungen sind in Bild 6 mit schwarzen Punkten markiert.

## **5 Résumé**

Völlig risikofreie Gründungen in tiefreichend verkarstetem Gebirge sind so gut wie unmöglich. Durch die Planung von mehrstufigen Sicherungsmaßnahmen und eine kontinuierliche vermessungstechnische Beobachtung des entstehenden Bauwerkes kann das aus dem Karstuntergrund resultierende Baugrundrisiko minimiert und kalkuliert beherrscht werden.

# Die Bewältigung von Risiken im Alltag des Spezialtiefbauers

Dipl.-Ing. Jan Linnemann

Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau, Gst. Bayern, München

Dipl.-Ing. Roland Jörger

Bilfinger Berger AG, Ingenieurbau - MPS, Wiesbaden

## 1 Einführung in das Thema

Der Alltag des Spezialtiefbauers wird durch viele Randbedingungen geprägt; ohne den Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben, sind diese im wesentlichen:

- Wechselnde Einsatzstellen / Örtlichkeiten / Randbedingungen
- Unterschiedliche Bauaufgaben (Zweck der Baumaßnahme)
- „Pionieraufgaben“ (zumeist sind die Spezialtiefbauer als erste auf der Baustelle)
- Wechselnde Ansprechpartner / Projektbeteiligte
- Der aufwändige Geräteinsatz
- Die Notwendigkeit des Einsatzes von hoch qualifiziertem Fachpersonal
- Der zumeist extrem kurze Planungsvorlauf
- Der Umgang mit dem Baustoff Baugrund / Grundwasser
- Witterungseinflüsse
- Wirtschaftliche Zwänge

Die damit im Zusammenhang stehenden Risiken können dabei größerer oder kleinerer Natur sein. Die Erfahrung zeigt jedoch, dass der Risikowert (das Produkt aus Risikohäufigkeit und Schadensausmaß) annähernd gleich hoch ist. Während sich die Aufmerksamkeit der meisten Projektbeteiligten zumeist auf die großen Risiken konzentriert, werden die Auswirkungen aus der Vielzahl der kleineren Risiken häufig unterschätzt. Es sind diese, die den Alltag und damit auch die eigentliche Projektabwicklung bestimmen.

## 2 Begriffsdefinitionen

Das Wort „Risiko“ hat seinen eigentlichen Ursprung im Arabischen (*risq*) und bedeutet „von Gottes Gnade abhängiger Lebensunterhalt“. Im Griechischen (*rhiza*, *rhizikon*) lautet die Übersetzung „Klippe“ und im Lateinischen (*rixari*) versteht man darunter „streiten, widerstreben“. Alle diese Übersetzungen sind im weitesten Sinne auf das anzuwenden, was man gemeinhin unter dem Begriff Risiko versteht.

Nachfolgend werden einige Definitionen zu den später verwendeten Begriffen abgeleitet, um daraus auf die weiteren Vergleiche aufbauen zu können.

## **Risiko**

Die kalkulierte Prognose eines möglichen Schadens, oder die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines negativen Ereignisses.

## **Risikomanagement**

Risikomanagement ist die systematische Erfassung, Bewertung und Steuerung der unterschiedlichsten Risiken, d. h. der planvolle Umgang mit Risiken.

## **Krise**

Eine Krise ist eine Situation, die eine Entscheidung erzwingt, um eine gefährliche Entwicklung zu beenden. Der Zeitpunkt der Entscheidung stellt somit auch den Höhe- oder Wendepunkt der Entwicklung dar. Nimmt die Entwicklung einen dauerhaft negativen Verlauf, so spricht man von einer Katastrophe (wörtlich in etwa „Niedergang“).

## **Krisenmanagement**

Krisenmanagement ist die Identifikation und Analyse von Krisensituationen, die Entwicklung von Strategien zur Bewältigung einer Krise (sofern nicht bereits im Rahmen eines Risikomanagements geschehen) sowie Einleitung und Verfolgung von Gegenmaßnahmen.

## **Problem**

Ein Problem ist eine Aufgabe oder Streitfrage, deren Lösung mit Schwierigkeiten verbunden ist. Die Lösung eines Problems kann durch Aufteilung in einfachere Unteraufgaben oder durch Zurückführung auf bereits gelöste Aufgabenstellungen erfolgen.

## **3 Typische Risiken im Spezialtiefbau**

Die typischen Risiken, die im Spezialtiefbau auftreten können, sind:

- Baugrund / Grundwasserverhältnisse
- Kontaminationen / Sparten / bestehende Einbauten
- Örtliche Verhältnisse / Verkehr / Nachbarn
- Planungsmängel / Planungsfehler
- Witterung
- Zuständigkeiten / Vertragsunklarheiten
- Kalkulationsfehler
- Materialkosten / Materialfehler / Materialverfügbarkeit
- NU-Leistungen (Vertragsdurchgängigkeit, Kosten, Qualität)
- Geräteverfügbarkeit / Geräteausfälle
- Personalverfügbarkeit / Qualifikation
- Ausführungsfehler / Vermessungsfehler

Alle Risiken wiederum lassen sich einigen wenigen übergeordneten Risikoarten zuordnen, wobei es sicherlich Überschneidungsbereiche gibt; eine Gliederung hierzu ist:

<b>Technik</b>	Planung, Ausführung, Örtlichkeiten
<b>Termine</b>	Ablaufabhängigkeiten, Verfügbarkeit
<b>Recht</b>	Gesetze, Normen, Garantien, Verträge
<b>Umfeld</b>	Politik, Natur, Umwelt, Nachbarn
<b>Wirtschaftlichkeit</b>	Kalkulation, Nachunternehmer, Material
<b>Management</b>	Organisation, Schnittstellen, Personal

Für den Umgang mit Risiken ist folgende Reihenfolge zu sehen:

1. Identifikation
2. Bewertung
3. Zuordnung
4. Bewältigung
5. Kontrolle

Die **Identifikation** ist dabei i. w. geprägt durch den individuellen Erfahrungshorizont und die Vorstellungskraft des Einzelnen. Um diesen Vorgang zu systematisieren, werden oft Check-Listen genutzt.

Die **Bewertung** umfasst vor allem die technischen, terminlichen, vertragsrechtlichen, wirtschaftlichen und versicherungstechnischen Auswirkungen.

Die **Zuordnung** setzt zunächst eine klare Definition und Abgrenzung der erkannten Risiken voraus. Diese sollte ferner unter Berücksichtigung der Beeinflussungsmöglichkeit der jeweiligen Projektbeteiligten erfolgen.

Hierauf aufbauend bildet die Zuordnung eindeutig die Grundlage für die **Bewältigung** bzw. Abarbeitung. Dies kann entweder in einem neuen technischen Konzept (Planung, Verfahren, Ablauf), oder auch einer Modifikation eines Bauvertrages erfolgen.

Die **Kontrolle** stellt hierbei im wesentlichen die Dokumentation des Ablaufes dar.

#### 4 Kategorisierung von Risiken

Eine Kategorisierung von Risiken erlaubt eine Abarbeitung nach Erfahrungswerten und mit einem der jeweiligen Gegebenheit angepassten Aufwand.

Im Alltag des Spezialtiefbauers sind es neben wirtschaftlichen Risiken vor allem ausführungstechnische Risiken, die sich baupraktisch in folgende drei Typen kategorisieren lassen:

- I: Bekannte Risiken
- II: Denkbare Risiken
- III: Unvorhergesehene Risiken

##### **Bekannte Risiken**

Es wurde eine Annahme getroffen und der Planung zugrunde gelegt, die innerhalb eines konkret bekannten Bereichs schwanken kann. Die mögliche Abweichung ist bekannt und wird beobachtet. Beispiele hierfür sind:

- Grundwasserstand erreicht doch HW und ist damit höher als angenommen

- Spartenleitung muss doch verlegt werden
- Die vermutete Tertiärrinne liegt doch (wie befürchtet) teilweise bis zu 2 m tiefer

Die Fragestellung, die man hier immer aufwerfen sollte ist:

„Was ist, wenn es doch der andere Fall sein sollte?“

Hintergrund ist die Tatsache, dass für

„Bekanntes immer eine Planung oder Sofortreaktion möglich ist“

### **Denkbare Risiken**

Die prinzipielle Möglichkeit, nicht jedoch das konkrete Detail ist bekannt. Eine Verwirklichung des Risikos ist zwar unwahrscheinlich, kann jedoch nicht ausgeschlossen werden. Beispiele hierfür sind:

- Geräteausfall / Geräteverfügbarkeit nicht gegeben
- Vorleistung nicht termingerecht fertiggestellt
- Qualitätsabweichungen (z. B. Bewehrungskorb beim Bohrpfahl mitgezogen)

Die Fragestellung, die man auch hier immer aufwerfen sollte, ist:

„Was ist, wenn so etwas doch vorkommt?“

Hintergrund ist die Tatsache, dass für

„Denkbares immer eine Vorbereitung oder eine Reaktion möglich ist“

### **Unvorhergesehenes Risiko**

Das eintretende Risiko ist nicht vorhersehbar, bzw. war aufgrund von Erfahrungswerten nicht zu erwarten, oder es wurde von den Projektbeteiligten zumindest nicht vorhergesehen. Beispiele hierfür sind:

- Angetroffener Baugrund stimmt nicht mit Sondierergebnissen überein
- Hindernisse in Form von unbekanntem Einbauten
- Havariefall / Fehlstellen

Die Fragestellung, die man auch hier immer aufwerfen sollte, ist:

„Was benötige ich, wenn so etwas doch vorkommt, um möglichst schnell reagieren zu können?“

Hintergrund ist die Tatsache, dass für

„Unvorhergesehenes nur eine Reaktion möglich ist“

## **5 Umgang mit Risiken**

Die Frage, die sich vor dem Eintrittsfall eines Risikos stellt, lautet also immer: „Was tun, wenn .....?“

Dabei ist zu beachten, dass diese Frage sich eigentlich alle Projektbeteiligten, d. h. Bauherr, Auftraggeber, Planer und Ausführende stellen sollten. Das Risiko eines Vertragspartners ist zwar nicht zwangsläufig auch das eigene, aber das Problem eines Vertragspartners ist oder wird sehr bald auch das eigene werden!

Wenn sich das Risiko verwirklicht (bzw. das Problem auftritt), ist zumeist nicht sofort klar, wer welche Ursachen zu vertreten hat, wer die Veranlassungen zu treffen und zu welchen Anteilen letztendlich welche Kosten gehen werden. Vielfach „menschelt“ es auch und der eigentlich Verantwortliche versucht, die Folgen ganz oder zum Teil dem jeweils anderen aufzubürden. Oft ist eine Lösung aber nur gemeinsam zu erzielen, da sie der Zustimmung des AG und der Ausführung durch den AN bedarf.

Im Normalfall ist die schnellste und wirtschaftlichste Lösung nur gemeinsam zu erreichen.

Wer sich noch damit beschäftigt, Argumente zu finden, warum der Vertragspartner die Ursache und die Auswirkungen des möglichen oder verwirklichten Risikos zu tragen hat, ist weder gewillt noch in der Lage, an der Lösung effektiv mitzuwirken. Folgen daraus sind:

- => Die Lösung wird verzögert!
- => Die Lösung ist u. U. nicht optimal!
- => Zeitbedarf und Kosten steigen!
- => Das Risiko / das Problem potenziert sich vielleicht zwischenzeitig?!

Ein Risiko (vielleicht verursacht durch einen Fehler) nicht zu offenbaren / nicht offenbaren zu können, bedeutet in der Regel auch, ihm nur unzureichend entgegenwirken zu können. Wenn bei einem Bauvorhaben ein Risiko angeblich nicht besteht, heißt das nicht, dass es nicht doch eintreten wird, sondern nur dass es nicht als solches erkannt wurde, oder dass es manchmal einfach nur nicht mitgeteilt wurde.

Ein nicht erkanntes Risiko trifft unvermittelt, wenn es sich verwirklicht. Es stellt naturgemäß eine weit größere Gefahr für den Erfolg der Bauleistung dar als ein bereits erkanntes Risiko, dem zur Schadensabwehr oder zumindest zur Schadensbegrenzung schon beizeiten entgegengewirkt werden kann. Aus diesem Grunde muss immer gelten:

- **Risikomanagement darf kein reiner Formalismus sein !**
- **Risikomanagement muss vor allem praktiziert werden!**

Die beiden vorgenannten Forderungen zur Minimierung von Risiken setzen bei allen Projektbeteiligten ingenieurmäßiges und baupraktisches Denken, Erfahrung sowie Offenheit und gegenseitiges Vertrauen voraus.

Weiter ist festzuhalten, dass alle Maßnahmen zur Minimierung von Risiken im Vorfeld Geld kosten. Der AG bestimmt daher mit der Auswahl des AN und der Vereinbarung der Vergütungshöhe auch über die Qualität des Risikomanagements, minimiert aber insgesamt die Projektkosten!

## **6 Beispiele aus der Praxis**

Nachfolgend werden zwei Beispiele aus der Praxis für die Kategorien I (bekannte Risiken) und die Kategorie II (denkbare Risiken) dargestellt:

## 6.1 Kategorie I (bekannte Risiken)

Die Erstellung des Tunnels Offenbau im Zuge der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt der DB AG erfolgte in Deckelbauweise mit einer überschnittenen Pfahlwand als Außenwand und dem anschließenden Aushub unter Druckluft. Insgesamt wurden auf diesem Baulos mehr als 6000 Pfähle mit zusammen über 110.000 lfm Pfahlbohrungen ausgeführt.



Bild 1: NBS Nürnberg-Ingolstadt, Los Nord, Herstellung der Pfähle beim Tunnel Offenbau

Die überschnittene Bohrpfahlwand, Durchmesser 1200 mm, hatte neben der Funktion als Außenwand (temporär und permanent) auch die der Gründung (permanent) zu übernehmen. Dazu war sicherzustellen, dass die bewehrten Gründungspfähle immer im definierten Traghorizont eingebunden werden. Bei der Erkundung im Baufeld zeigte sich eine sehr unterschiedliche Tiefenlage des Traghorizontes, so dass dies als (bekanntes) Risiko definiert wurde.

Zwischen der Arge NBS Nürnberg-Ingolstadt Los Nord und dem Bauherrn wurden in Abstimmung mit dem Planer und der Bauüberwachung verschiedene Maßnahmenpläne in Form von Arbeitsanweisungen vor Beginn der Arbeiten vereinbart, um kurzfristig auf Abweichungen reagieren zu können. Dabei handelt es sich um Risiken sowohl aus dem Verantwortungsbereich des Auftraggebers wie des Auftragnehmers.

### **Arbeitsanweisungen**

AA – 4.9 – 002.1 / TO

### **NBS Nürnberg - Ingolstadt, Los Nord**

Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung

	(Toleranz Abstemmen)
AA – 4.9 – 002.2 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Einschlüsse im Pfahlbeton)
AA – 4.9 – 002.3 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Warzen / Betonüberwuchs)
AA – 4.9 – 002.4 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Pfahlverlängerung / geänderte Geologie)
AA – 4.9 – 002.5 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Pfahlbewehrung zu hoch / zu tief)
AA – 4.9 – 002.6 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Betonverlust)
AA – 4.9 – 002.7 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Verbogene Anschlußbewehrung)
AA – 4.9 – 002.8 / TO	Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Pfahlneigung / Überschneidung < 4 cm)

Beispielhaft soll hier die Arbeitsanweisung AA – 4.9 – 002.4 / TO vorgestellt werden, mit der Pfahlverlängerungen infolge geänderter Geologie geregelt werden.

### **Beispiel: Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Pfahlverlängerung)**

Dem Nachweis der äußeren Pfahltragfähigkeit liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Kein Ansatz der Mantelreibung im Quartär (und im Bereich der überschrittenen Pfahlwand bis UK Primärpfahl), => Ansatz der Mantelreibung erst ab 10,50 m Tiefe
- Einbindung in Schicht  $q_c > 20$  MPa => Abtragung des angesetzten Spitzendrucks möglich

In der Arbeitsanweisung wurden drei mögliche Szenarien beschrieben und die einzuleitenden Maßnahmen definiert:

1. Die quartären Schichten sind mächtiger als angenommen  
=> es fehlt entsprechend Anteil aus Mantelreibung in der tragfähigen Schicht  
Maßnahme:      bis 11,00 m              keine Maßnahme erforderlich  
                         11,00 – 11,50 m      Pfahlverlängerung um 1,00 m  
                         11,50 – 12,50 m      Pfahlverlängerung um 2,00 m
  
2. Die tragfähige Schicht mit  $q_c > 20$  MPa liegt tiefer als in der statischen Berechnung angesetzt  
=> es fehlt entsprechend Anteil aus Mantelreibung  
=> geringerer Spitzendruck, wenn  $q_c > 20$  MPa nicht erreicht wird  
Maßnahme:      planmäßige Einbindetiefe in Schicht  $q_c > 20$  MPa  
                         Block 7 – 34    Einbindung  $t = 1,60$  m  
                         Block 35 – 44   Einbindung  $t = 3,00$  m

3. Die Kriterien 1 und 2 gelten gleichzeitig, d. h. eine Verlängerung nach Kriterium 2 ist zu der Verlängerung nach Kriterium 1 zu addieren.

Maßnahme: Die Verlängerungskörbe sind entweder 1,0 m oder 2,0 m lang, auch wenn sich rechnerisch ein Maß von 0,84 m oder 1,55 m ergibt. Eine Pfahlverlängerung von in der Summe mehr als 2,0 m ist mit dem Aufsteller der statischen Berechnung und dem Prüfingenieur abzustimmen.

Nachdem die Pfähle auf die erforderliche Endtiefe abgeteuft waren, wurden bei Bedarf die bereits vorgefertigten Korbverlängerungen (in den definierten Längen) eingebaut. Durch diese vorab getroffenen Festlegungen konnten Stillstände während der Umsetzung auf der Baustelle erfolgreich vermieden werden. Gemeinsam konnten so die Aufwendungen und die damit im Zusammenhang stehenden Kosten minimiert werden. Dem AN ermöglichte diese Vorabfestlegung die Optimierung seines Bauablaufes.



Bild 2: Vorgefertigte Korbverlängerungen

## 6.2 Kategorie II (denkbare Risiken)

Auf einem Baugrundstück wurden zwei Rammkernbohrungen ausgeführt, die fast übereinstimmende Ergebnisse hinsichtlich des anstehenden Bodenaufbaus zeigten. Unter einer Auffüllung sollten demnach ab einer Tiefe von ca. 2,00 m bis ca. 6,40 m quartäre Kiese und bis ca. 9,30 m tertiäre Sande anstehen. Bis zur Endtiefe der Bohrung bei ca. 18,20 m wurden im oberen Bereich zunächst ca. 1,00 m starke schwach feinsandige Tone und darunter durchgängig schwach feinsandige bis feinsandige, schwach tonige bis tonige Schluffe erbohrt. Auch wenn in den bindigen Bodenschichten keine wasserführenden Schichten



### 6.3 Kategorie III (unvorhergesehene Risiken)

Ebenso wie den zuvor genannten Kategorien lassen sich der Kategorie III unzählige Beispiele zuordnen. Oftmals handelt es während der Ausführungsphase um Vorkommnisse, die mit geologischen Gegebenheiten, vorgefundenen Einbauten, dem Grundwasser oder Ausführungsabweichungen (z.B. Lücken in der Pfahlwand, Schiefstellung von Pfählen, Schlossprung oder nicht erreichte Endtiefen bei Spundwänden, Fehlstellen in HDI-Sohlen, fehlende Tragfähigkeit von Ankern, usw.) im Zusammenhang stehen. Die Praxis zeigt, dass eine kurzfristige Reaktion auf solche Risiken nach Meinung der Verfasser in erster Linie nur dann möglich ist, wenn eine qualifizierte Ausführungsplanung der Verfassereine entsprechende Baustellenorganisation auf AG- und AN-Seite vorhanden ist.

Das hier dargestellte Beispiel zeigt einen anderen Bereich der oben bereits erwähnten Baumaßnahme. Im Zuge der Ausführung zeigte sich, dass entgegen der durch die vorliegenden Aufschlussbohrungen begründeten Erwartung der anstehende bindige Boden bereichsweise vollständig durchörtert wird und die Pfähle ca. 2,40 m in dem unterliegenden tertiären Sand mit dem zweiten Grundwasserstockwerk enden. Zum einen musste daraufhin das Bohrverfahren abgeändert werden (Bohren mit Wasserauflast), zum anderen mussten die Planungsannahmen für das Wasserhaltungskonzept und die Gründung überprüft werden. Grundlage dafür waren die genauen Eintragungen der angetroffenen Verhältnisse in die Ausführungspläne.

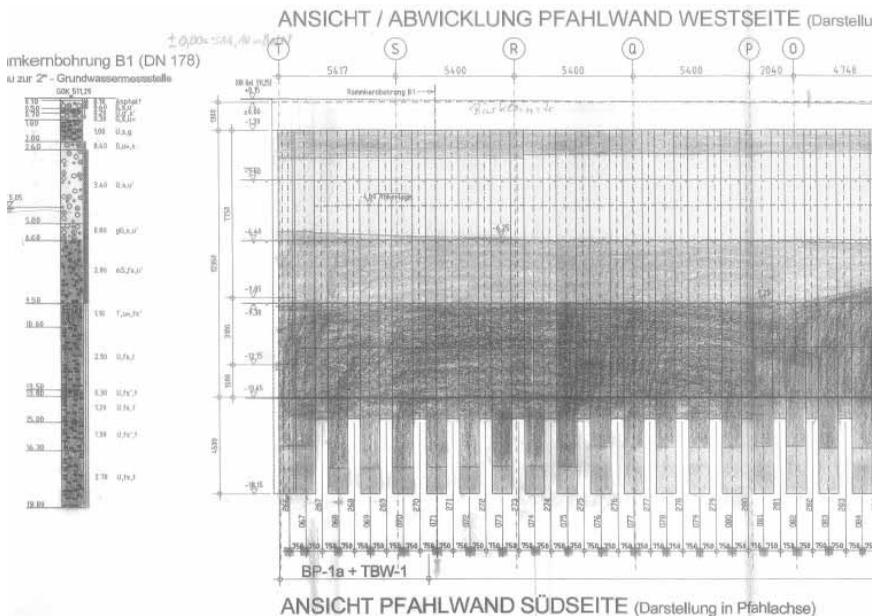


Bild 4: Auszug aus dem geotechnischen Arbeitsplan, der eine Dokumentation des Unvorhergesehenen als Grundlage für Entscheidungen / Kontrollen zulässt

### **Plandarstellung als Voraussetzung für die Reaktion auf Unvorhergesehenes**

- vollständige Plandarstellung der Baumaßnahme in Grundriss, Schnitten und Ansichten / Abwicklung
- vollständige Maßketten und Anbindung an Bestandsbauwerke
- durchgängige Nummerierung aller Pfähle, Träger, Spundbohlen, Anker, Bohrungen, usw.
- Bezugnahme auf Bauwerksachsen und Hauptachsen
- höhen- und lagegenaue Darstellung der bekannten Bodenprofile (z. B. Aufschluss- und Pegelbohrungen)
- möglichst lagegenaue Darstellung von bekannten und vermuteten Sparten sowie Altbestandsbauwerken
- Angabe der Wasserstände (GW, HW, HHW)
- Eintragung aller neuen Erkenntnisse im Zuge der Baumaßnahme

### **Baustellenorganisation:**

- Dokumentation / Eintragung der tatsächlichen Gegebenheiten in die Ausführungspläne
- Kritisches Hinterfragen aller Ereignisse
- Aufmerksamkeit sämtlicher Projektbeteiligten
- Regelmäßiger Informationsaustausch
- Vorhaltung Havarieausrüstung (z. B. Havariecontainer Grundwasserhaltung)

## **7 Zusammenfassung / Ausblick**

Risikomanagement bedeutet nicht, dass die vordringlichste Aufgabe eine Schuldzuweisung ist, sondern wie im Vorfeld sichergestellt werden kann, dass bei Verwirklichung eines Risikos die geeigneten Maßnahmen getroffen werden.

Dazu muss folgende Frage immer erlaubt sein und auch allen Projektbeteiligten gegenüber und untereinander gestellt werden: „Treffen die Annahmen der Ausführungsplanung wirklich zu?“ Der Fragesteller ist nicht zwangsläufig der Schuldige, nur weil er die Frage aufwirft!

Im Interesse aller Projektbeteiligten muss es das Ziel sein, die Risiken zu finden, geeignete Maßnahmen gemeinsam möglichst früh festzulegen und diese schnell umzusetzen.

Der Spezialtiefbauer hat keine anderen Wünsche als alle anderen Projektbeteiligten:

- Sicherheit für Mensch, Bauwerk und Umwelt
- Ursachenbehebung so schnell wie möglich und nötig
- Ursachenbehebung nur so aufwändig wie nötig
- Erfahrung aufnehmen, vermitteln und umsetzen
- Faire und partnerschaftliche Zusammenarbeit

## **8 Literatur**

DIN 1054:2005 – Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005.

DIN 4085:2002 – Berechnung des Erddrucks, Dezember 2002.

EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 1994.

# Treatment of Risks in Rock Engineering

Herbert H. Einstein  
Massachusetts Institute of Technology  
Cambridge, Massachusetts

## Preamble

The talk on this topic entitled "Riskverhalten im Felsbau" was given in German. This article is a condensed English version of the talk. Since a similar talk was presented at "TAIPEI 2006 – International Symposium on New Generation Design Codes for Geotechnical Engineering Practice" (Einstein, 2006), some parts of the following as well as some figures have been taken from this earlier publication. The figures with German explanations can be made available upon request.

## 1 Introduction

This article will first introduce some basic notions, in particular it will introduce the decision cycle, which will be used as a structure throughout the following discussion. The application of the decision cycle to typical rock structures will be discussed in Section 2 followed by comments on risk analysis and management in Section 3 and "updating" in Section 4.

It is important to recognize that engineered structures have to satisfy four major criteria: 1. Safety; 2. Serviceability; 3. Economics and 4. Aesthetics. Engineering problems in rock engineering, be they tunnels, slopes, foundations or flow of water (and other liquids or gases) have to satisfy these criteria. One of the problems is the uncertainties affecting much of what is done in rock engineering and geotechnical engineering in general.

One way to classify sources of uncertainty has been proposed by Einstein and Baecher (1982) and was also used in a slightly modified way by Christian et al. (1994) and by Lacasse and Nadim (1999):

- Innate spatial and temporal variability of geological factors (Type 1)
- Errors introduced by measurement and estimation of engineering properties including statistical fluctuation (Type 2)
- Model Uncertainty (Type 3)
- Load Uncertainty (Type 4)
- Omissions (Type 5)

In rock engineering one is usually concerned with uncertainty of Types 1, 2 and 3.

There is another way of describing the character of uncertainties, defining them as either aleatory or epistemic (Paté 1996, Chernoff and Moses 1959, Hoffman and Hammonds 1994, Nadim et al. 2005). Aleatory uncertainties represent the randomness of sampled variables while epistemic uncertainty (ambiguity) represents a lack of knowledge.

It is important to note that in most cases uncertainties type 1-3 are caused both by aleatory and epistemic uncertainties. E.g. spatial variability has an aleatory component such as the distribution of joint (fracture) orientation and an epistemic component in that one does not know if the same joint/fracture pattern exists at depth as on the surface.

Given the importance of uncertainty it is therefore, desirable to have a formal procedure relating the causes of uncertainty to performance uncertainty and to risk. The process of

decision making under uncertainty (Pratt et al 1965, Staël von Holstein 1974) as shown in Figure 1 is well suited for this purpose and has been used extensively by this author in the domains of rock engineering, natural hazards and tunneling (see e.g. Einstein 1997, 1996).

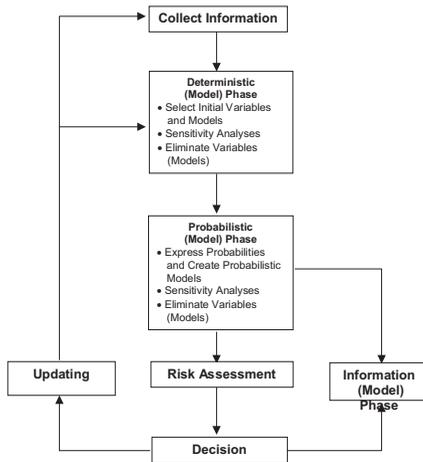


Figure 1: Decision Analysis Cycle

## 2 Application of the Decision Cycle in Typical Rock Engineering Problems

### 2.1 Information Collection

Information collection actually has two components, namely, information collection in a narrow sense and information representation.

Information collection in rock engineering, is mainly based on boring logs and outcrop surveys, Figure 2.

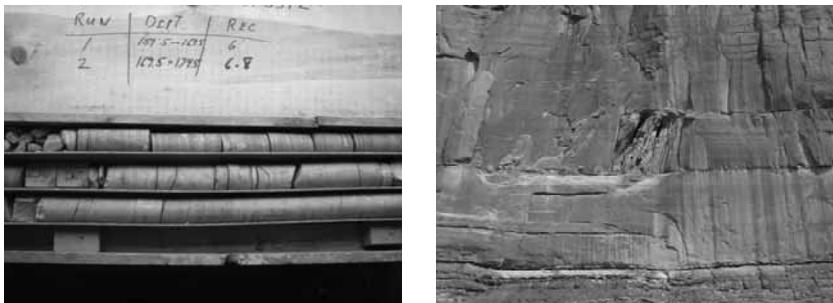


Figure 2: Boring Log and Outcrop

In rock engineering the most relevant characteristics are the geometry and resistance (possibly also deformability) of fractures (joints) and also the properties (strength, deformability, conductivity) of intact rock. Actually, one is mainly interested in rock joints (fractures) since they usually are involved in instabilities or excessive deformation. Rock fractures can be characterized i.e. represented as listed in Table 1.

Table 1: Distributional Forms to Characterize Discontinuities

Joint Characteristics	Distributional Form
Orientation	Fisher/Arnold, Bivariate Fisher, Bingham
Spacing	Exponential, Lognormal, Gamma
Trace Length	Exponential, Lognormal, Gamma
Aperture	Lognormal

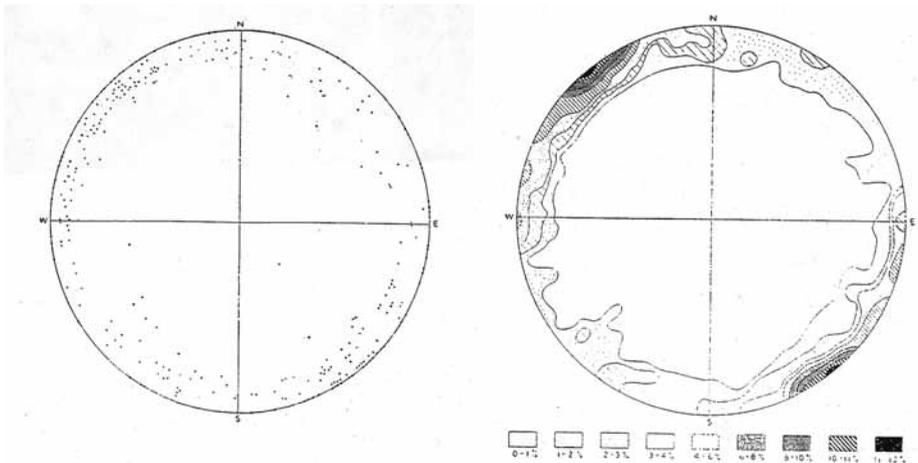


Figure 3: Stereoplots

Joint orientation has traditionally been represented in so called stereoplots (Figure 3) but this assumes that all joints go through one point. A better representation is with stochastic models such as GEOFRAC (Ivanova et al., 2004) shown in Figure 4 or FRACMAN (Dershowitz et al., 1993). Such models allow one to capture size, shape orientation and spacing of fractures and, most importantly, their variation (uncertainty) in space.

Joint roughness, a characteristic that affects their shearing resistance, can be described as shown in Figure 5. This figure makes it clear that information can be described deterministically, statistically and probabilistically, a fact that also applies to other intact rock and rock mass characteristics. This is important with regard to the subsequent steps in the decision cycle.

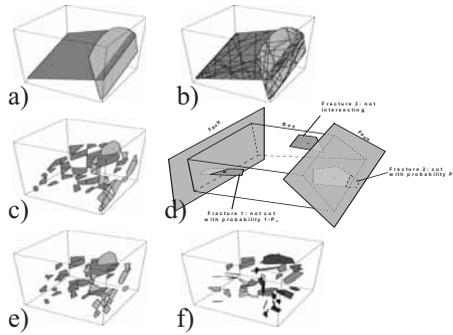
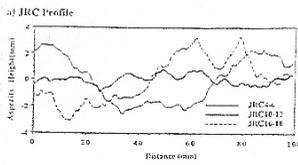
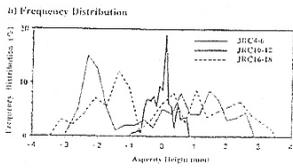


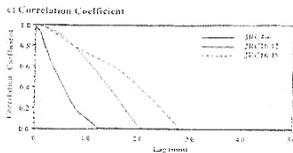
Figure 4: GEOFRAC – Stochastic Model for Jointed Rock



Roughness Profiles



Frequency Distribution of Asperity Heights



Correlation

Figure 5: Characteristics of Fracture Surface Roughness

## 2.2 Deterministic Modelling Including Sensitivity Analysis

Deterministic and for that matter probabilistic models can be

- Performance Models
    - Stability (e.g. wedge stability, bearing capacity)
    - Deformation (e.g. settlement, creep, swelling)
    - Flow
  - Economic Models
    - Cost/Time/Resource
- In all these cases it is possible to have
- Analytical and Numerical Models
  - Empirical Models
  - Combinations

Deterministic modeling will be demonstrated with examples of a stability (resistance) and water flow/pressure problems in rock engineering.

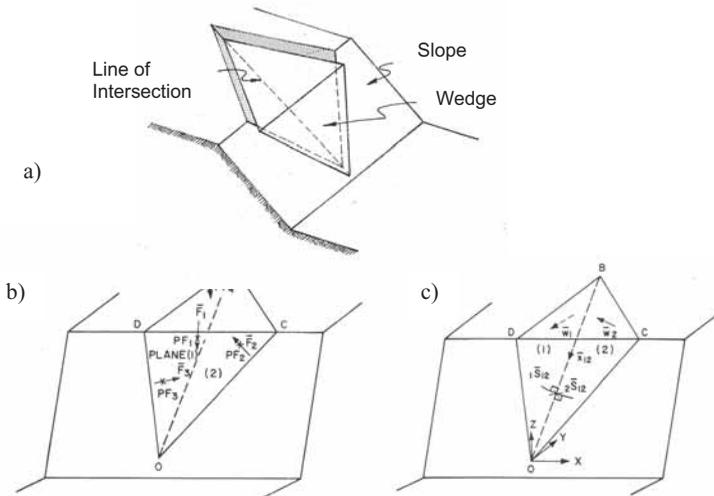


Figure 6: Deterministic Limit Equilibrium Analysis for Rock Wedge Stability  
 a) Geometry; b) Applied Forces; c) Vectors Defining Geometry

A typical analytical stability model, actually the classic rock engineering model, is that for wedge stability analysis. Figure 6 indicates how this is usually done with vector analysis, which allows one to consider both the kinematics and kinetics of the problem (see e.g. Wittke 1965 for a complete description of this approach). Stability issues arise usually in slopes but also in tunnels. Another well known encompassing approach to this problem is the keyblock analysis (Goodman and Shi 1985, Warburton 1981). An extension of the keyblock analysis is the use proposed by To et al. (2003) to investigate the lateral resistance of piles in fractured rock.

Flow in an individual fracture can also be represented by a purely analytical model, the well-known Poiseuille parallel plate model:

$$k = \frac{g}{12\nu} b_h^2 \quad (1)$$

where:

- k = Hydraulic conductivity of joint
- b<sub>h</sub> = Hydraulic aperture of joint

$$b_h = \sqrt[3]{\frac{L}{W} \frac{12\nu}{g} \frac{Q}{\Delta H}} \quad (2)$$

where:

- W,L = Joint Dimensions (Width and Length of Joints)
- ν = Kinematic Viscosity
- g = Acceleration of Gravity
- Q = Flow
- ΔH = Head Difference

Finally water pressure for instance in conjunction with stability can be modeled (in a very simplified manner) as shown in Figure 7.

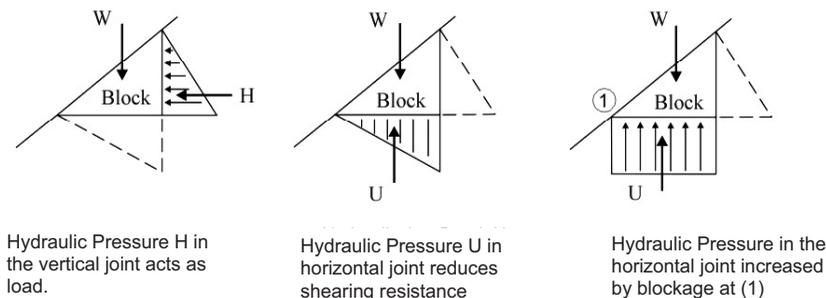
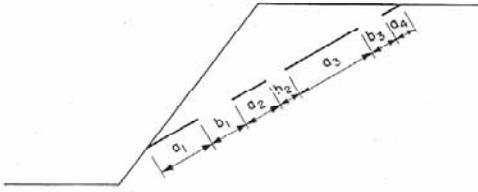


Figure 7: Effect of Water Pressure in a Jointed Rock

At this point it is opportune to introduce a, if not the major problem, in rock engineering. This is the fact that fractures are very rarely entirely jointed. This means that failure (instability), deformation and flow in rock masses involve a combination of fractures and intact rock. In stability problems this can be handled by the simplified approach according to Jennings (1970) (Figure 8).



$$K = \frac{\sum a_i}{\sum a_i + \sum b_i} = \frac{A_j}{A_j + A_r} = \frac{A_j}{A} \quad (3)$$

- $c_a = (1-K)c_i + (K)c_k$
- $\text{tg } \Phi_a = (1-K)\text{tg } \Phi_i + (K)\text{tg } \Phi_k$
- $\tau = c_a + \sigma \text{tg } \Phi_a$
- $c_i, c_k =$  Cohesion (intact rock, discontinuity)
- $\Phi_i, \Phi_k =$  Friction Angle (intact rock, discontinuity)

Figure 8: Consideration of Discontinuity Persistence in the Coulomb Expression for Shearing Resistance (after Jennings, 1970).

The expression in Figure 8 is a simple model to consider the effect of persistence on shearing resistance essentially using a Coulomb approach. This model is, however, often not applicable (see Lajtai 1969) even if the fractures are coplanar as in Figure 8. It definitely cannot be used if the fractures are offset. Much experimental work on this has been done at MIT (e.g. Wong and Einstein, 2007) and Figure 9 shows photographs from some of these experiments. A discontinuity element approach (Chan et al 1990) using a combined tension/shear failure criterion (Bobet and Einstein, 1998) allows one to properly consider the propagation of fractures and their coalescence (Figure 10).

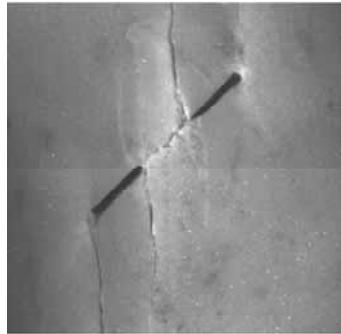
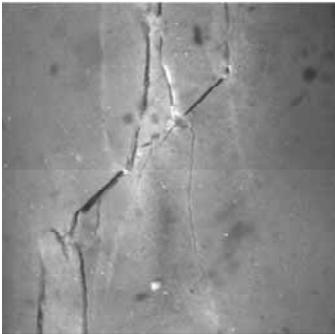
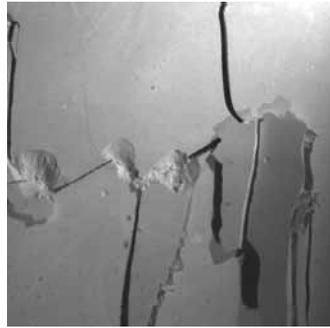
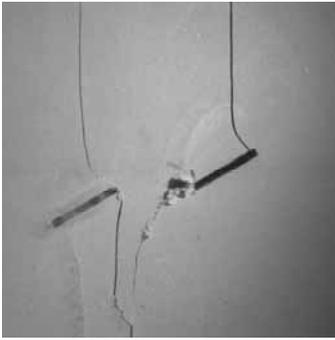
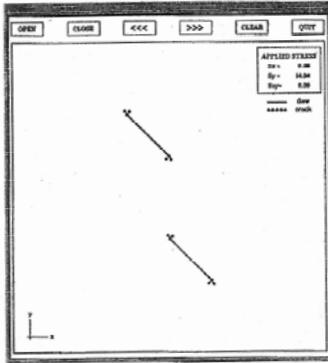
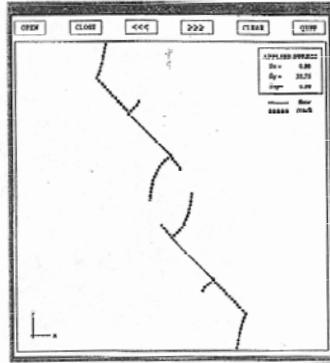


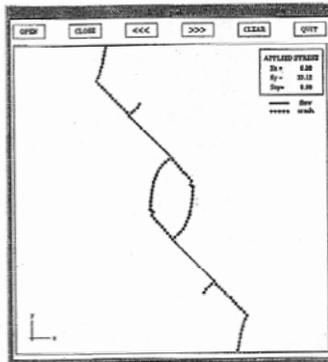
Figure 9: Coalescence of Pre-existing Cracks in Gypsum (top) and Marble (bottom)



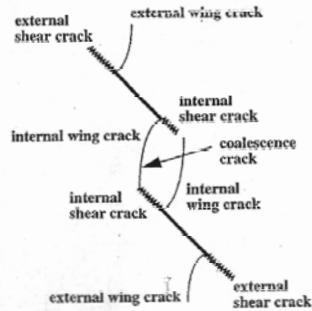
(a)  $\sigma = 14.04$  MPa



(b)  $\sigma = 32.75$  MPa



(c)  $\sigma = 33.12$  MPa



(d) Experiment

Figure 10: Comparison between Numerical Prediction and Experiment for Non-Coplanar Existing Discontinuities under Uniaxial Compression (from Bobet and Einstein, 1998)

As mentioned at the beginning, models can be empirical and economic aspects may have to be considered. Figure 11 relates tunnel cost to tunnel diameter in an empirical economic model.

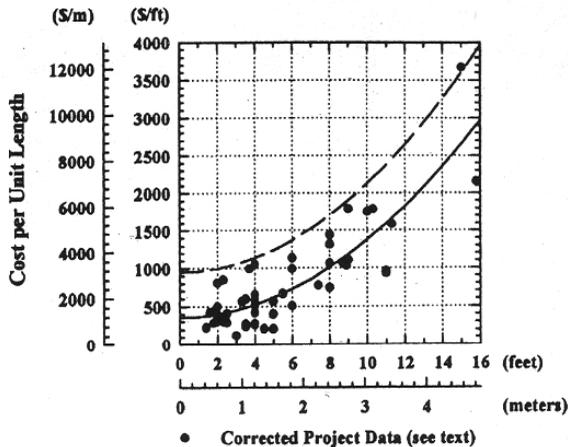


Figure 11: Best Fit and Upper Bound Relations between Tunnel Cost per Unit Length and Tunnel Diameter (from Sinfield and Einstein 1998)

An essential part of the deterministic modeling phase are sensitivity analyses. They are usually performed in the classic manner by holding all but one variable constant and thus determining where variation of a parameter has the greatest effect on the variability of the results (see e.g. Figure 12 a, b). (If more than one parameter is varied, correlation effects can be determined, also.) This sets the stage for the probabilistic phase in which the variables having the greatest effect on resulting variations (uncertainty) are probabilistically modeled while the others are held constant.

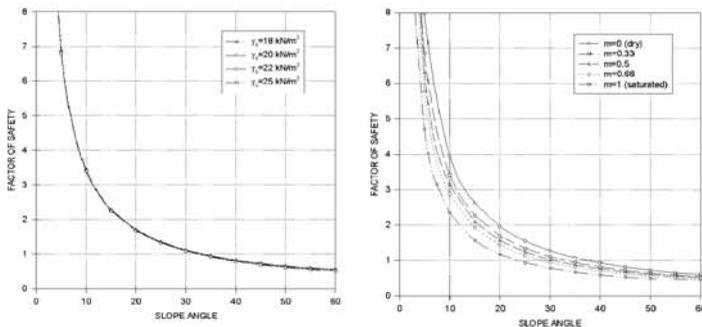


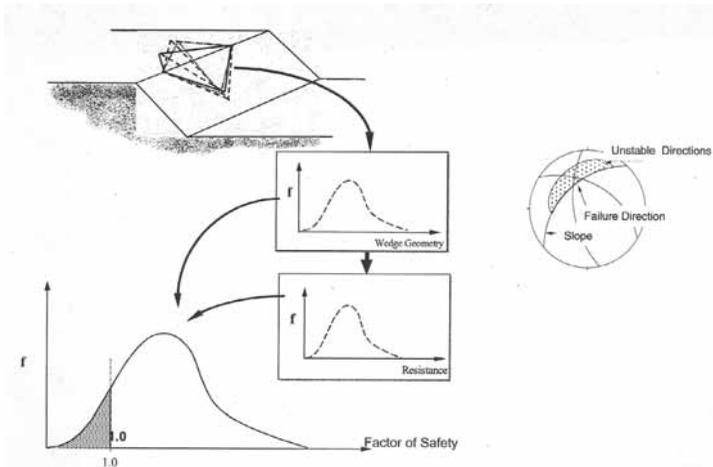
Figure 12: Deterministic Sensitivity Analysis for Slope Stability Using the Infinite Slope Model

- a) Effect of Unit Weight
- b) Effect of Degree of Saturation

### 2.3 Probabilistic Modelling

In essence, the uncertainties in the relevant variables are propagated through the model resulting in uncertainties (distribution) of the results. Possible techniques are Monte Carlo simulation, FOSM or FORM.

It should be remembered that when representing the collected information including uncertainties, the state of nature models discussed in Section 2.1 are used as input in the probabilistic modeling phase. The types of models (performance and economic) and the types of submodels (stability, etc.) are the same as in the deterministic phase. Hence the examples below will consider some problems related to stability, deformation, conductivity and economics in the context of the rock engineering by looking at slopes and tunnels.



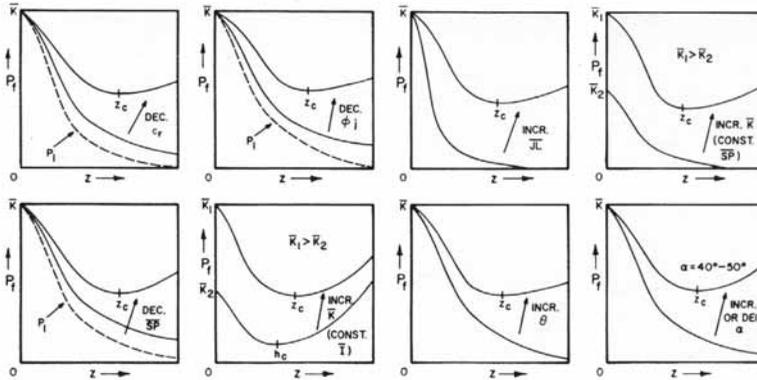
Probabilistically Expressed

$$P_f = P[\text{kinematic}] \times P[\text{kinetic}|\text{kinematic}]$$

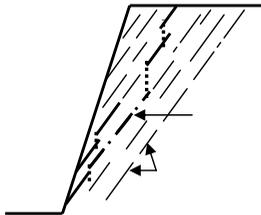
Figure 13: Probabilistic Wedge Stability (Reliability) Model

Figure 13 shows the principles of a probabilistic wedge stability (reliability) analysis. The distributions of wedge geometry and of resistance against sliding are the input, from which the factor of safety distribution can be obtained, for example. The geometry distributions are in the simplest case, the orientation distributions of the bounding discontinuity planes and the resistance distributions are e.g. distributions of friction angles. This approach has been pushed quite a bit further by Low (1997) considering more involved slope geometries, cohesion and friction and, importantly, the water table all with uncertainties. Low then uses a spreadsheet-based approach to compute the Hassover and Lind reliability index (Figure 14).





a) Probability of Failure  $P_f$  in Relation to Slope Height  $z$



b) Possible Failure Patterns

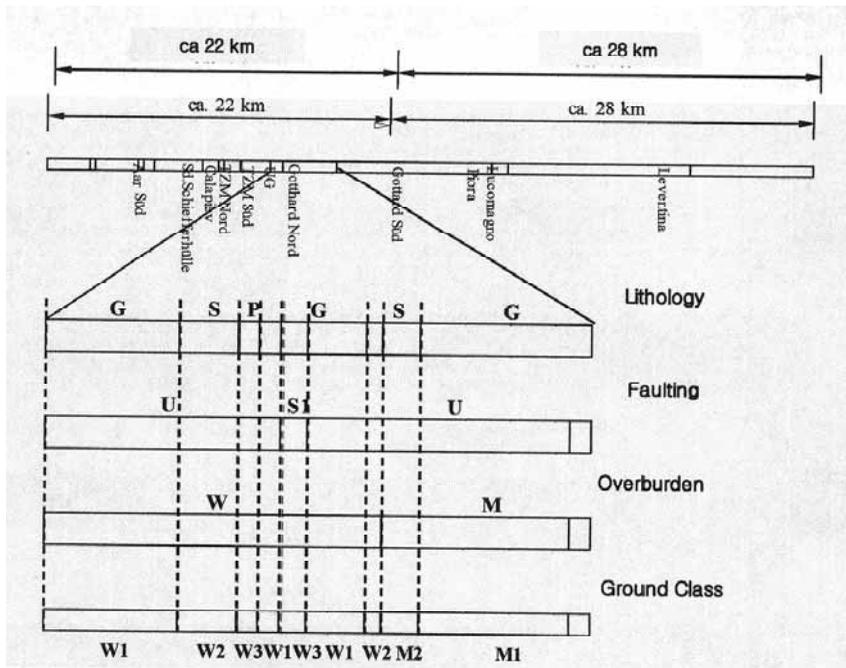
Other Parameters: Friction, cohesion, discontinuity length and spacing, persistence slope angle, discontinuity angle

Figure 15: Probabilistic Two-Dimensional Slope Stability Model by O'Reilly (see Einstein et al. 1983).

A probabilistic model with mostly economic characteristics is the Decision Aids for Tunnelling (DAT) (see Einstein, et al., 1999, Einstein, 2004). The DAT consist of the following components (modules)

- Geology Module
- Construction Module
- Resource Module
- Updatig Module

Specifically, geology is expressed by parameters, the uncertainty of which is expressed by a Markow process. This is then used to simulate a number of ground class profiles through each of which the construction of a tunnel is simulated. Construction itself can be uncertain, i.e. there is a distribution of time and cost for excavating a unit length of tunnel even if the geology is constant. The combined geologic and construction uncertainties produce time-cost scattergrams and time distance diagrams with distributions (Figures 16 - 19).



Lithology: G = Granite, P = Phyllite, S = Schist. Different Combinations of Lithology (G, P, S), Fault/No Fault (S1/U) and Overburden (W, M), Produce Different Ground Classes.

Figure 16: Application of the Decision Aids for Tunneling (DAT) to the Gotthard Base Tunnel.

Definition of Parameters, Parameter States and Ground Classes.

(The figure shows one of many different possibilities reflecting the probabilities of the parameter states)

1. Define Parameters  $X_i$   
 $X_1$  e.g. Lithology,  $X_2$  Faulting a.s.o.
2. Define parameter states and  
 Estimate mean length of parameter states  
 $X_1 = 1$  Lithology Granite  $L_{\text{mean}} = ,,,,$   
 $X_1 = 2$  Lithology Granite  $L_{\text{mean}} = ,,,,$   
 $X_1 = 3$  Lithology Granite  $L_{\text{mean}} = ,,,,$
3. Estimate transition Probabilities  
 e.g. P (Schist follows Granite) or P (Phyllite follows Granite)

$X_1 = 1$	$X_1 = 2$	$X_1 = 1$	$X_1 = 3. . . . .$
-----------	-----------	-----------	--------------------

Figure 17: Principle of Markov Process Applied to Characterization of Tunnel Geology

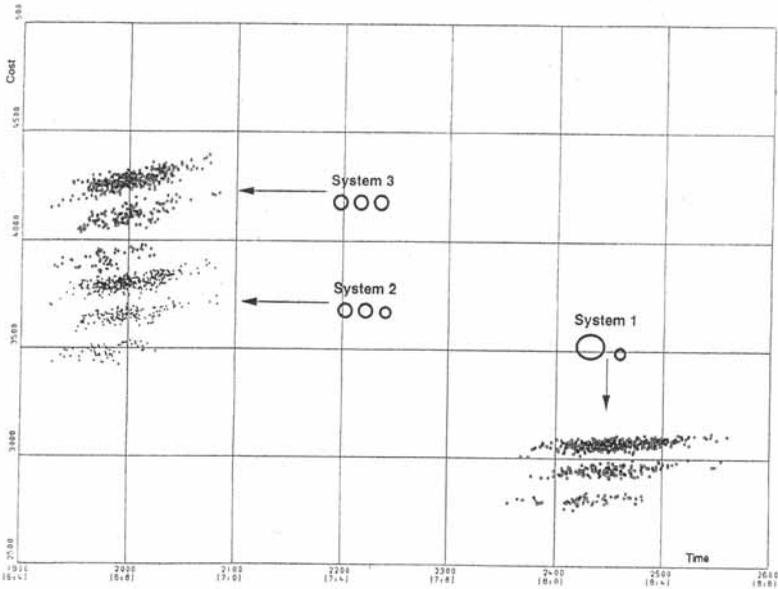


Figure 18: Application of the DAT to the Gotthard Base Tunnel.  
 Possible Time Cost Distributions – 1994 Study

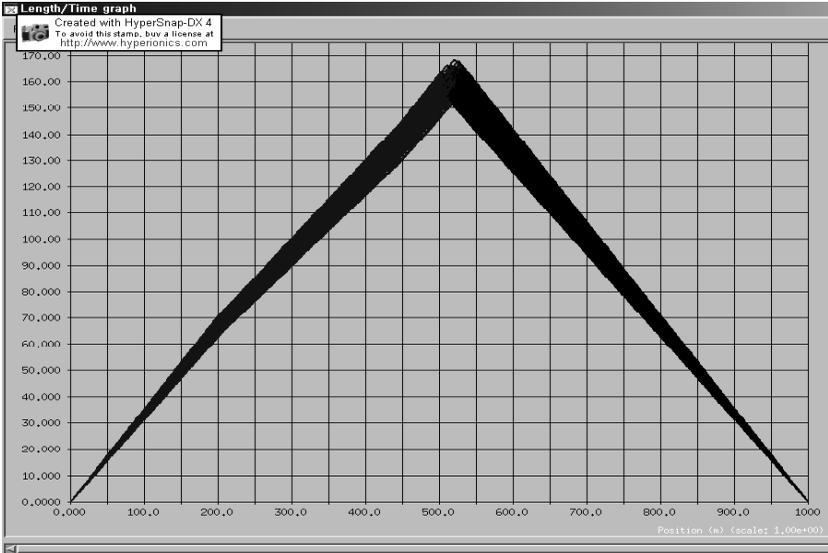


Figure 19: Typical Time Distance Diagram for Tunnel Construction with Uncertainties

Figure 20 is an example of a time-distance diagram with uncertainties as obtained by Geodata (Turin) in the application of the DAT to the planned Mt. Ambin - Maurienne Tunnel between Lyon and Turin.

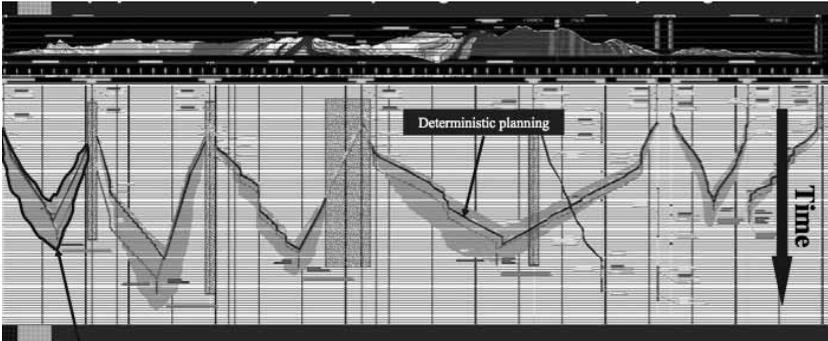


Figure 20: Time Distance Diagram with Uncertainties for Mt. Ambin – Maurienne Tunnel (developed by and made available by Geodata).

### 3 Risk Analysis and Management

In this paper as in preceding ones by this author (e.g. Einstein 1997) the definition

Risk = Probability of Unsatisfactory Performance x Worth of Loss

is used. Comments about this and other definitions of risk can be found in Baecher (1981), Einstein (1997).

One can also state:

Risk = Probability of Unsatisfactory Performance x Consequences

i.e.

$$R = P[U] \times C \quad (4)$$

P[U] can be obtained with models such as those described in Section 2.3. It is essentially an expression of reliability or hazard.

However, unsatisfactory performance does not necessarily lead to consequences and this fact is expressed by a conditional probability P[C|U]

$$R = P[U] \times P[C|U] \times C \quad (5)$$

Where P[C|U] is often called vulnerability (Varnes, 1984).

Consequences can be expressed as cost but it is often better to express this in form of utilities

$$R = P[U] \times P[C|U] \times u(\underline{X}) \quad (6)$$

Where u(X) is the utility of a vector of attributes X. If different types of attributes have to be used, multiattribute utility functions can be formulated according to Keeney and Raiffa (1976) in simple additive or multiplicative form:

$$u(\underline{X}) = \sum k_i u(X_i) \quad (7)$$

Where the  $k_i$  are scaling (weighting) factors.

As is well known (Pratt et al. 1965, Keeney and Raiffa 1976, Baecher 1981) utilities allow one to reflect the attitude of individuals or groups with regard to a particular attribute or a vector of attributes.

Many manipulations are possible with this basic concept e.g. one can express different unsatisfactory performance affecting the same structure:

$$R = P[\text{Tunnel Roof Failure}] \times u(\underline{X}_1) + P[\text{Excessive deformation}] \times u(\underline{X}_2) \quad (8)$$

There may be different attributes for the same unsatisfactory behavior, and so X<sub>1</sub> may consist of the sub-attributes:

- X<sub>11</sub> = Injuries
- X<sub>12</sub> = Loss of time
- X<sub>13</sub> = Cleanup cost

It should be noted that, while assessing risk in this formal way has advantages, particularly in the context of risk management, it is often not necessary to go all the way to risk. One can work with P[U] the "hazard" or the "reliability" directly, for instance when prioritizing remedial measures to assess risk management.

Risk management intends to reduce risk through active or passive remedial actions or countermeasures:

Active countermeasures reduce  $P[U]$  to  $P'[U]$ , where  $P'[U] < P[U]$

Passive countermeasures reduce the vulnerability  $P[C|U]$  to  $P'[C|U]$ , where  $P'[C|U] < P[C|U]$ ,

or they reduce the consequences from  $u(C)$  to  $u(C')$  where  $u(C') < u(C)$ ,

or they reduce both vulnerability and consequences.

In engineered structures, it is possible to use active and/or passive countermeasures as shown in Figure 21. When looking at natural threats, active countermeasures are rarely possible and one is limited to passive countermeasures or warning systems where the latter can trigger passive countermeasures (e.g. evacuation). The decision tree format is a convenient measure to show all possible decisions and then use the tree to evaluate (assess) the decision. Figure 22 is the basic decision tree for risk management, while Figure 23 is an example of a tree for active countermeasures; considering the probabilities and utilities in the tree allows one to assess the overall utility for active countermeasures. Similar trees and calculations can be done for the other risk management measures. It is then possible to conduct sensitivity analyses such as that shown in Figure 24 where the utility of reacting to a warning in relation to the probability of the threat is plotted. For low threat probabilities it is not worth it to trigger a countermeasure as to be expected. An alternative to using decision trees, which can become very cumbersome when many decisions and variabilities have to be considered, is to use Bayesian networks (Einstein and Sousa, 2007).

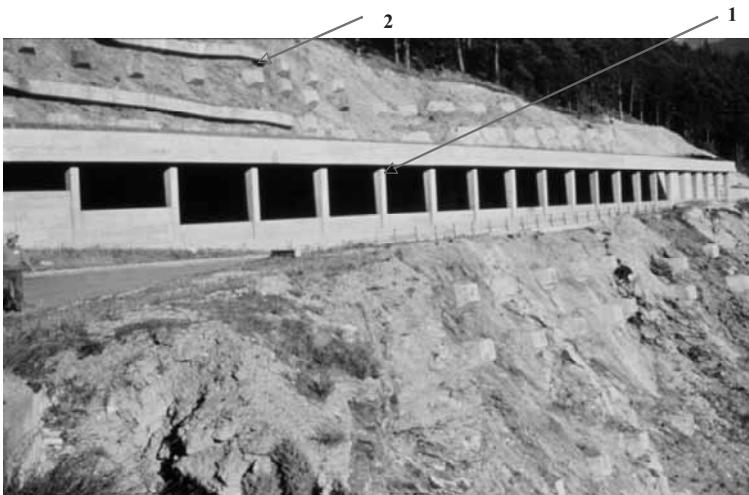


Figure 21: Photo Showing Passive (1 = Gallery) and Active (2 = Tiebacks) Countermeasures Against Slope Instabilities

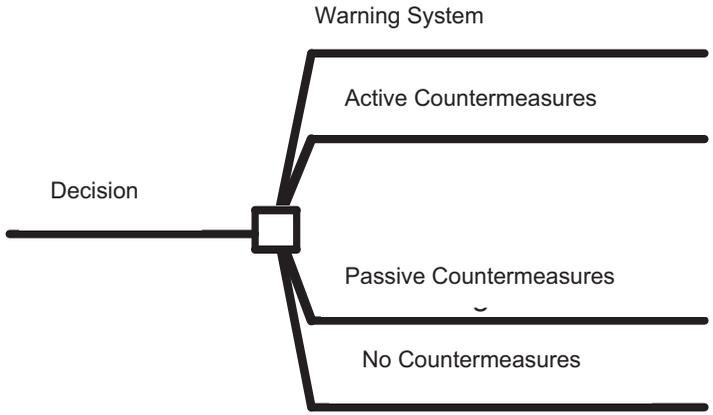


Figure 22: Basic Decision Tree for Countermeasures

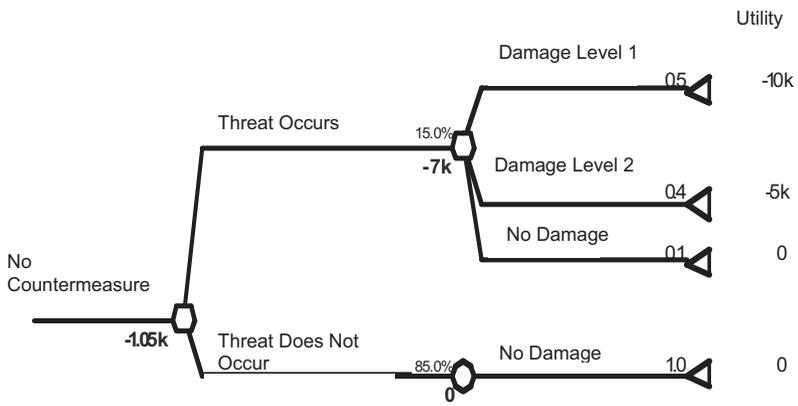


Figure 23. Sub-Decision Tree-Active Countermeasures

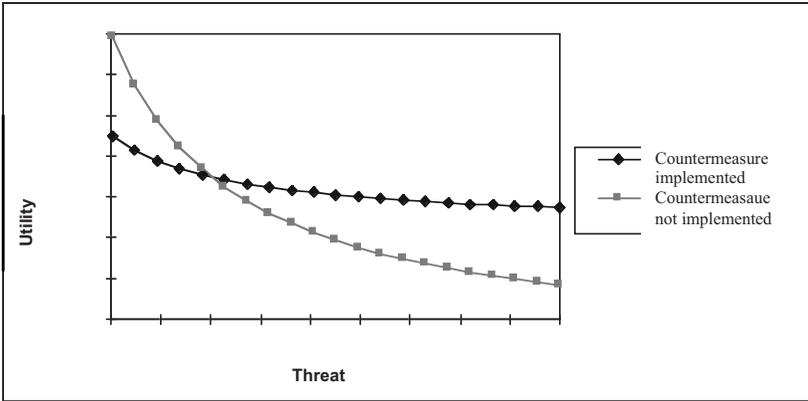


Figure 24. Sensitivity Analysis Relating Threat to Utility, Depending on Implementation/Non-implementation of Countermeasures

#### 4 Updating

One of the decisions that can be taken after assessing the risk is to collect more information and update the entire process (see Figure 1). The updating is formally achieved by modifying the original probabilities using Bayes theorem. However, one often likes to know prior to collecting additional information if it is worthwhile to do so. This can be examined using the information model (Figure 1). A good example is the evaluation of additional exploration, e.g. for a tunnel project, as was done for the Brightwater Conveyance project (Gilbert et al., 2005), a 10 km long tunnel in glacial soils (Figure 25 ). Nine borings were planned and for each of them it was investigated if information obtained from it would lower the tunnel cost compared to no exploration. The result are shown in Figure 26. As shown in this figure the information from several borings (located under the highest overburden) can potentially reduce the tunnel cost.

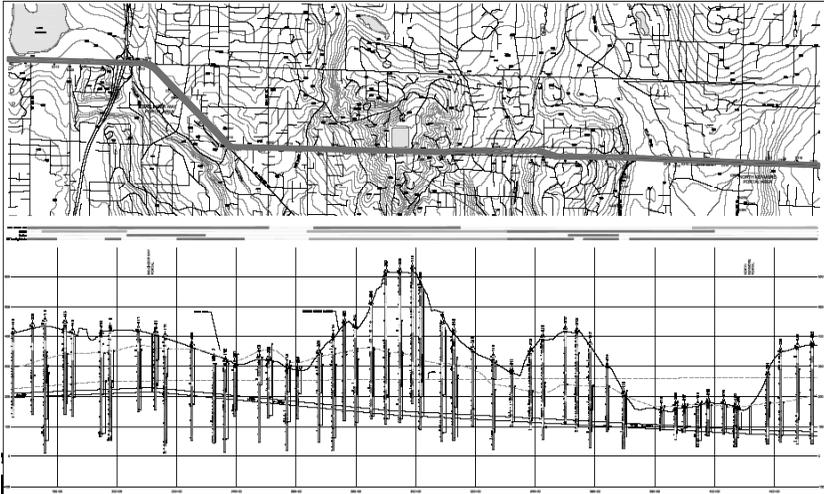


Figure 25: Brightwater Conveyance (Washington State)

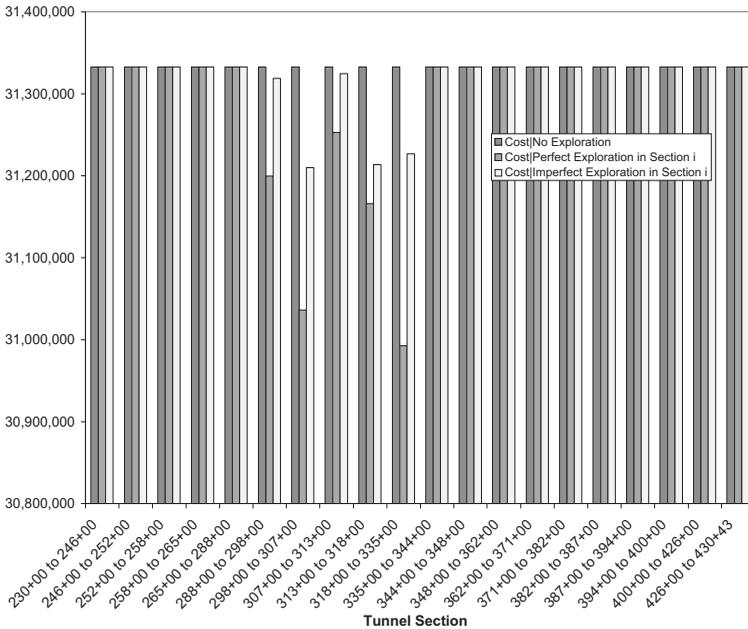


Figure 26: Brightwater Conveyance (Washington State) – Expected Tunnel Cost for the Cases of Exploration, Perfect Exploration and Imperfect Exploration Conducted in the Particular Section.

## 5 Summary and Conclusions

This article attempted to show that uncertainties affecting rock engineering and thus producing risk can be systematically assessed and represented by using the classic decision analysis cycle. This process from collection of information to deterministic and probabilistic modelling and eventually to risk has been illustrated with typical examples such as rock slopes and tunnels and considering safety, serviceability and economics. After analyzing the risk, it was then shown how risk can be managed by a variety of countermeasures. One can, therefore, state that, in principle, risk in rock engineering can be systematically assessed and managed. Clearly, the extent to which this is possible depends on the state-of-the-art and practice of the underlying procedures and models.

## 6 Literature References

- Baecher, G.B. (1981). Risk Screening for Civil Facilities. Massachusetts Institute of Tech., Report, Dept. of Civil Eng. CER-81-9. 20p.
- Bobet, A.; Einstein, H. (1998). Numerical Modeling of Fracture Coalescence in a Model Rock Material, *Int'l. Journal of Fracture*, 92: 221-252.
- Call, R.D.; Nicholas, D.E. (1978). Prediction of Step Path Failure Geometry for Slope Stability Analysis. *Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics*.
- Chan, H.C.M. (1991). Equivalent Crack Formation by Propagating Cracks Under Tension. *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 39, No. 2, pp. 433-441.
- Chernoff, H.; Moses, L.E. (1959). *Elementary Decision Theory*. Wiley.
- Christian, J.T.; Ladd, C.C.; Baecher, G. B. (1994). Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *ASCE Jnl. of Geot. Eng.* Vol. 10, No. 12.
- Dershowitz, W.S.; Lee, G.; Geier, J.; Hitchcock, S.; LaPointe, P. (1993). FracMan User Documentation. Golder Associates Inc., Seattle, WA.
- Einstein, H.H. (1996). Risk and Risk Analysis in Rock Engineering, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, No. 2, pp. 141-155.
- Einstein, H.H. (1997). Landslide Risk – Systematic Approaches to Assessment and Management, *Landslide Risk Assessment*, Cruden and Fell, eds., Balkema.
- Einstein, H. H. (2004). The Decision Aids for Tunnelling (DAT) – An Update. *Transportation Research Record*, No. 1892, pp. 199-207.
- Einstein, H.H.Risk (2006) Assessment in Rock Engineering, TAIPEI2006 International Symposium on New Generation Design Codes for Geotechnical Engineering Practice, Nov. 2~3, Taipei, Taiwan.
- Einstein, H.H.; Baecher, G.B. (1982). Probabilistic and Statistical Methods in Engineering Geology, I. Problem Statement and Introduction to Solution. *Rock Mechanics*. Suppl. 12, pp. 47-61.
- Einstein, H.H.; Indermitte, C.; Sinfield, J.; Descoedres, F.; Dudt, J.-P. (1999). The Decision Aids for Tunnelling. *Transportation Research Record*, No. 1656.
- Einstein, H.H.; Sousa, R.L. (2007). Warning Systems for Natural Threats. *GEORISK*, Vol. 1, No. 1, pp. 3-20. 2007.
- Einstein, H.H.; Veneziano, D.; Baecher, G.B.; O'Reilly, K.J. (1983). The Effect of Discontinuity Persistence on Rock Slope Stability, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 20, No. 5, pp. 227-236.
- Gilbert, M.B.; Perrone, V.J.; Maday, L. (2005). Exploration Decision Analyses for the Brightwater Tunnels, *Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conference*.
- Goodman R.E.; Shi G. (1985). *Block Theory and its Applications to Rock Engineering*. Prentice Hall.
- Hoffman, F.O.; Hammonds, J.S. (1994). Propagation of Uncertainty in Risk Assessments: the Need To Distinguish Between Uncertainty Due to Lack of Knowledge and Uncertainty Due to Variability. *Risk Analysis*, Vol. 14.

- Ivanova, V.M.; Einstein, H. (2004). Three-Dimensional Hierarchical Stochastic Modeling of Rock Fracture Systems: An Example from the Yates Field. *Proc. NARMS/Gulfrocks*.
- Jennings, J.E. (1970). A Mathematical Theory for the Calculation of the Stability of Open Case Mines. *Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines*. pp. 87-102, Johannesburg.
- Keeney, R.L.; Raiffa, H. (1976). *Decision Analysis with Multiple Conflicting Objectives*. John Wiley and Sons, New York.
- Lacasse, S.; Nadim, F. (1999). Risk Analysis in Geo-Engineering. *Rocksites, 1999. International Conf. on Rock Eng. Techniques for Site characterization*, Bangalore, India, 6-7 December.
- Lajtai, E.Z. (1969). Strength of Discontinuous Rocks in Shear. *Geotechnique* 19 (2), pp. 218-233.
- Low, B.K. (1997). Reliability Analysis of Rock Wedge. *ASCE Jnl. of Geotechnical and Geoenv. Eng.* Vol. 123, No. 6, pp. 498-505.
- McMahon, B. (1971). A Statistical Method for the Design of Rock Slopes, *Proc. 1st Australia - New Zealand Conference on Geomechanics*, 314-321.
- Nadim, F.; Einstein, H.; Roberds, W. (2005). Probabilistic Stability Analysis for Individual Slopes in Soil and Rock. *Proc. Landslide Risk Management*; Hungr. Fell, Couture, Eberhardt, Eds., Taylor and Francis.
- Paté-Cornell, M.F. (1996). Uncertainties in Risk Analysis: Six Levels of Treatment. *Reliability Engineering and Systems Safety*, No. 54.
- Pratt, J.W.; Raiffa, H.; Schlaifer, R. (1965). *Introduction to Statistical Decision Theory*, McGraw Hill.
- Sinfield, J. Einstein, H. (1998). Tunnel Construction Costs for Tube Transportation Systems. *ASCE, Jnl. Construction Eng. and Mgmt.*
- Stael v. Holstein, C.A.S. (1974). A Tutorial in Statistical Decision Analysis. *Readings in Decision Analysis*, Howard, Matheson, Miller, eds. GRI, Menlo Park.
- To, A.; Ernst, H.; Einstein, H. (2003). Lateral Load Capacity of Drilled Shafts in Jointed Rock, *ASCE Journal of Geot. and Geoenv. Eng.* Vol. 128, NO. 8. pp. 711-726, 2003.
- Varnes, D.J. (1984). Landslide Hazard Zonation; A Review of Principles and Practice. *Natural Hazards* 3. UNESCO. 63pp.
- Warburton, P.M. (1981). Vector Stability Analysis of Arbitrary Polyhedral Rock Block with any Number of Free Faces. *Int. J. Rock Mech. Min Sci.* 18, 415-427.
- Witke, W. (1965). Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschungen. *Rock Mechanics and Engineering Geology*. Supplementum II, pp. 57-79.
- Wong, L.N.Y.; Einstein, H.H. (2007) Coalescence in Carrara Marble and Molded Gypsum Containing Artificial Flaw Pairs under Uniaxial Compression. *Proc. 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, Vol. 1*, pp. 581-589.



# Der „Tunnel Code of Practice“ als Grundlage für die Versicherung von Tunnelprojekten

Dipl.-Ing. Heiko P. Wannick  
Münchener Rück AG, Risk Manager Construction Practice

Katastrophale Unfälle bei Tunnelprojekten belasten die internationale Assekuranz seit den 90er-Jahren schwer. Die Großschäden machten das Geschäftssegment „Bauwesensversicherung von Tunnelbauten“ zunehmend unattraktiver. Die „Richtlinien zum Risikomanagement von Tunnelprojekten“, welche die Münchener Rück entscheidend mitentwickelt hat, sollen nun helfen, Schadenhäufigkeit und -höhe im Tunnelbau zu minimieren.

*Catastrophic accidents in the course of tunnelling projects have been exerting a substantial strain on the international insurance industry since the 1990s. Major losses have led to contractors' all risks insurance for tunnelling projects becoming less and less attractive. The Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works, which Munich Re played a major role in developing, aims to minimise the frequency and size of claims in tunnel works.*

## 1 Einleitung

Kein anderer Bereich des Bauwesens ist seit Beginn der 90er-Jahre so massiv von Großschäden betroffen wie der Tunnelbau. Neben Sachschäden in bis zu dreistelliger Millionenhöhe waren hohe Haftpflichtschäden zu verzeichnen und zahlreiche Menschen verloren ihr Leben. Die internationale Assekuranz leistete bisher für Großschäden Zahlungen von über 600 Millionen US\$ (Tabelle 1).

Die Ursachen der Schäden waren vielfältig: Zu zahlreichen Einstürzen kam es, weil der Baugrund versagte; einige Tunnel wurden durch Flut oder Erdbeben beschädigt, in anderen brachen während der Bauzeit Brände aus. Etliche Schäden hätten verhindert oder ihr Ausmaß hätte gemindert werden können, wenn professionelle Risikomanagementkonzepte angewendet worden wären. Daher war es nur konsequent, dass Versicherer gemeinsam mit Vertretern der Bauindustrie 2005 die internationalen „Richtlinien zum Risikomanagement von Tunnelprojekten“ (Joint Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works) entwickelten. Das Ziel: ausgefeilte Risikomanagementmaßnahmen in jeder Projektphase einführen und anwenden, um Schadenergebnisse abzuwenden oder ihr Ausmaß zu minimieren.

Tabelle 1: Großschäden in Tunnelprojekten 1994–2007  
*Large losses in tunnel projects 1994 - 2007*

Schaden- datum	Projekt	Schaden- ursache	Schaden (Millionen US\$)
1994	Großer-Belt-Tunnel Fünen-Seeland, Dänemark	Feuer	33
1994	„Heathrow Express Link“, London, Großbritannien	Einsturz	141
1994	U-Bahn München-Trudering, Deutschland	Einsturz	4
1994	U-Bahn Taipeh, Taiwan	Einsturz	12
1995	U-Bahn Los Angeles, USA	Einsturz	9
1995	U-Bahn Taipeh, Taiwan	Einsturz	29
1999	Abwassertunnel Hull, Großbritannien	Einsturz	55
1999	Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnstrecke Bologna – Florenz, Italien	Einsturz	9
1999	Bolu-Tunnel Gümüşova – Gerede, Türkei	Erdbeben	115
2000	U-Bahn Taegu, Südkorea	Einsturz	24
2000	Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnstrecke Bologna – Florenz, Italien	Einsturz	12
2001	U-Bahn Hongkong „Tseung-Kwan-O-Line“	Taifun	–
2002	Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnstrecke Taiwan	Einsturz	30
2002	Socatop-Tunnel, Paris, Frankreich	Feuer	8
2003	U-Bahn Schanghai „Pearl Line“, Volksrepublik China	Einsturz	80
2004	U-Bahn Singapur „Circle Line“	Einsturz	–
2005	U-Bahn Kaohsiung „Orange Line“, Taiwan	Einsturz	–
2005	U-Bahn Barcelona, Spanien	Einsturz	–
2005	U-Bahn Lausanne, Schweiz	Einsturz	–
2005	Autobahntunnel „Lane Cove“, Sydney, Australien	Einsturz	–
2007	U-Bahn São Paulo, Brasilien	Einsturz	–
			Gesamt > 600

Quelle: Munich Re - Knowledge Management Topic Network Construction

## 2 Ausgewählte Großschäden im Überblick

### 2.1 Heathrow Express Link, London, Großbritannien, 1994

Der „Heathrow Express Link“ verbindet die Londoner Innenstadt mit dem Flughafen Heathrow. Während die Streckentunnel mit Tunnelbohrmaschinen (TBM) aufgeföhren wurden, sollten die beiden Stationen am Flughafen in Spritzbetonbauweise entstehen. Obwohl einige Teststollen erfolgreich vorgetrieben und danach einige Tunnelabschnitte problemlos erstellt werden konnten, kam es am 21. Oktober 1994 zur Katastrophe: Zunächst entdeckte man in einem der drei Vortriebe Risse in der Spritzbetonschale, denen großflächige Betonabplatzungen sowie Setzungskrater an der Oberfläche folgten. Die Probleme weiteten sich sukzessive auf die anderen beiden Vortriebe aus. Schließlich stürzten alle drei Tunnel nacheinander ein und rissen mehrere Gebäude mit in die Tiefe.

### 2.2 Bolu-Tunnel, Türkei, 1999

Der Bau des Bolu-Tunnels, Teil des „Anatolia Motorways“, war bereits weit fortgeschritten, als am 12. November 1999 ein Erdbeben die Gegend um die Stadt Düzce (nordwestlich von Bolu) erschütterte. Es hatte eine Stärke von 7,0 auf der Richter-Skala und zeichnete sich durch ungewöhnlich hohe Horizontalbeschleunigungen aus. Außer einem Brückenabschnitt der Autobahn

war insbesondere der nach der Stadt Bolu benannte Tunnel betroffen. Dieser – in Spritzbetonbauweise vorgetrieben – befand sich in einer bekannten Störzone. Während er dem vorangegangenen Erdbeben im August 1999 (100 km westlich von Bolu) widerstand, stürzte beim November-Erdbeben ein längerer Abschnitt ein. Der Tunnel war für die bis dato relevanten Erdbebenbeanspruchungen dimensioniert, konnte jedoch den enormen Horizontalbeschleunigungen nicht widerstehen.

### 2.3 U-Bahn Taegu, Südkorea, 2000

Beim Bau einer U-Bahn-Linie in Taegu kam es am 22. Januar 2000 zu einem folgenschweren Unfall (Bild 1). Eine Schlitzwand versagte, die Baugrube eines Bahnhofs stürzte teilweise ein. Die Trümmer begruben einen Linienbus; drei Insassen wurden getötet, der Fahrer schwer verletzt. An der benachbarten Bebauung entstand erheblicher Sachschaden. Als Ursache ermittelte man einen Lastfall, der in der Entwurfsphase nicht berücksichtigt worden war und aus unvorhergesehenen Baugrundbedingungen resultierte. Da der Grundwasserspiegel stark schwankte, gerieten vorher nicht erkundete Kies- und Sandbänke in Bewegung und lösten den Lastfall aus, für den die Schlitzwand nicht bemessen war.



Photo 1: *Einsturz einer offenen Baugrube in Taegu/Korea  
Collapse of a cut-and-cover box in Taegu/Korea*

#### **2.4 U-Bahn Hong Kong „Tseung-Kwan-O-Line“, 2001**

Die Tseung-Kwan-O-Linie erweitert das Hongkonger U-Bahn-Netz in neu erschlossene Wohngebiete. Die Tunnelstrecken waren bereits fertiggestellt und die elektromechanischen Arbeiten in den unterirdischen Stationen und den Tunnelröhren weit fortgeschritten, als ein schwerer Taifun das Gebiet überquerte. Er verursachte neben sintflutartigen Regenfällen und heftigstem Sturm eine Flutwelle, die am Morgen des 6. Juli 2001 die Küste erreichte. Das Dach des Streckentunnels zwischen den Stationen Hang Hau und Tseung Kwan O hatte eine Öffnung, durch die man Material ins Innere der Tunnelröhre transportierte. Obwohl diese Öffnung mit einer umlaufenden Betonwand gegen einströmendes Wasser versehen war, wurde sie von den Wassermassen überströmt und die Baustelle überschwemmt. Da keine Querschotten eingebaut waren, wurden 75 % der gesamten neuen U-Bahn-Linie geflutet. Der Hauptschaden entstand an den bereits installierten elektromechanischen Einrichtungen wie Schaltanlagen, Transformatorstationen, Verkabelungen, Signaltechnik sowie den Plattformtüren, Rolltreppen und Aufzügen.

#### **2.5 Socatop Tunnel Paris, Frankreich, 2002**

Hauptbestandteil des Projekts „Socatop“ (Société de Construction de l'Autoroute de Traversée de l'Ouest Parisien), das dem Ausbau der A 86 dient, ist ein Tunnel mit 11 m Durchmesser, der mit einer Mixshield-TBM aufgefahren wurde. In seinem Inneren liegen zwei übereinander angeordnete dreispurige Fahrbahnen sowie Be- und Entlüftungsleitungen im First- und Sohlbereich. Als baubetriebliche Besonderheit wurde die untere Fahrbahnplatte mit einem Schalwagen bereits während des Tunnelvortriebs 600 m hinter der TBM erstellt. Die TBM wurde durch im Sohlbereich fahrende Servicezüge versorgt. Am 5. März 2002 fing einer der Züge auf dem Weg zur Ortsbrust Feuer, das sich schnell auf den Tank der Diesellokomotive ausbreitete. Der Zug wurde automatisch gestoppt und die Mannschaft versuchte, den Brand zu löschen. Dies gelang nicht und das Feuer griff auf das Abraumförderband und die Belüftungslutte, den Schalwagen für die Fahrbahnplatte sowie die Betoninnenschale des Tunnels über. Wegen der starken Rauch- und Hitzeentwicklung war den Arbeitern der Weg zum Portal verstellt, sie retteten sich in die Druckluftkammer der TBM. Diese wurde vom Feuer nicht beschädigt, da sie durch eine Sprinklereinrichtung am Ende des Nachläufers geschützt wurde.

#### **2.6 U-Bahn Schanghai „Pearl Line“, Volksrepublik China, 2003**

Kernstück der neuen U-Bahn-Linie 4 in Schanghai ist die Unterquerung des Huangpu-Flusses vom neuen Wirtschaftszentrum Pudong aus in Richtung Innenstadt. Beide parallel verlaufenden Tunnelröhren waren bereits mit Erddruck-TBM aufgefahren worden, als sich bei der Herstellung eines Notquerschlags unterhalb des Flusses, in unmittelbarer Ufernähe, die Katastrophe ereignete. Kurz vor dem Durchbruch des Querschlags in ca. 35 m Tiefe kam es zu massiven Material- und Wassereinbrüchen, welche die Mineure vor Ort nicht mehr kontrollieren konnten. Während sie sich in Sicherheit brachten, setzte sich die Oberfläche großräumig, was sich gravierend auf benachbarte Gebäude auswirkte. Einige kommerziell genutzte Hochhäuser erlitten schwere Schäden, stürzten ein oder mussten wegen zu hoher Einsturzgefahr abgerissen werden. Auch ein Hochwasserschutzdamm wurde schwer beschädigt. Zeitweise drohte eine Überschwemmung, da der Huangpu zu dieser Jahreszeit viel Wasser führt. Beide Tunnelröhren sackten nach dem Grundbruch einige Meter ab und waren geflutet; die Tunnelschale war gebrochen. Als

Schadenursache identifizierte man ein Versagen des Vereisungskörpers, der die Aushubarbeiten für den Querschlag schützen sollte.

## 2.7 U-Bahn Singapur „Circle Line“, 2004

Das Baulos 824 der „Circle Line“ bestand zum einen aus Streckentunneln, die mit Erddruck-TBM aufgeföhren wurden, zum anderen aus Stationsbauwerken und Streckentunneln, die man in offener Bauweise erstellte. Den Verbau der bis zu 40 m tiefen Baugruben bildeten Schlitzwände und eine zehnlagige horizontale Stahlaussteifung. Als wasserdichtes Sohlelement diente eine durch Hochdruckinjektionen (HDI) erstellte Sohlplatte. Beim Aushub einer Baugrube, die direkt neben der sechsspürigen Stadtautobahn „Nicoll Highway“ lag, kam es am 20. April 2004 zu einem katastrophalen Einsturz: Die Baugrube, die zu diesem Zeitpunkt etwa 35 m tief war, kollabierte über eine Länge von über 100 m (Bild 2). Vier Bauarbeiter kamen ums Leben, die Autobahn stürzte ein und konnte erst nach mehrmonatigen Reparaturarbeiten wiedereröhft werden. Als Schadenursachen wurden mehrere Faktoren ermittelt: Fehlerhafte Bemessung der Schlitzwand, mangelhafte Verbindung der horizontalen Stahlaussteifung mit der Längsvergurtung sowie Abweichungen im Bauablauf, welche die Planungs- und Ausführungsfehler noch verschärften.



Photo 2:                   Einsturz der Baugrube am Nicoll Highway/Singapore  
*Collapse of the cut-and-cover box at Nicoll Highway/Singapore*

## 2.8 U-Bahn Kaohsiung „Orange Line“, Taiwan, 2005

In Kaohsiung errichtet man ein aus zwei Linien bestehendes U-Bahn-Netz. Im Baulos O2 der „Orange Line“ waren Stationsbauwerke und Streckentunnel bereits fertiggestellt, lediglich ein Querschlag mit Pumpensumpf am tiefsten Punkt eines Streckentunnels (ca. 40 m) musste noch

gebaut werden. Als nur noch wenige Zentimeter auszuheben waren, kam es am 5. Dezember 2005 zu massiven Sand- und Wassereintrüben. Trotz der Rettungsversuche der Arbeiter stürzten der Querschlag sowie ein großer Teil des Streckentunnels ein (Bild 3). In einem Straßentunnel, der darüber liegt, rief der Einsturz erhebliche Setzungen und Bauwerksschäden hervor. Als Ursache wurde fehlerhaftes Verpressen des Bodens in der unmittelbaren Umgebung des Pumpensumpfs ermittelt.



Photo 3: Grossschaden beim U-Bahnprojekt in Kaohsiung/Taiwan  
*Major loss in the metro project in Kaohsiung/Taiwan*

### 3 Richtlinien zum Risikomanagement von Tunnelprojekten

Die Richtlinien knüpfen an den „Joint Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works in the UK“ an. Diesen stellten die britische Versicherungswirtschaft und die Tunnelbauindustrie bereits am 24. September 2003 in London als Gemeinschaftsprodukt vor. Der Code, der zunächst für den britischen Markt konzipiert war, wurde danach von Mitgliedern der International Tunnelling Insurance Group (ITIG) für die Anwendung in den weltweiten Tunnelbaumärkten weiterentwickelt und der Fachwelt im April 2006 auf der Jahreskonferenz der International Tunneling Association (ITA) präsentiert. Die Münchener Rück hat die internationale Version des Codes ins Deutsche übersetzt und als „Richtlinien zum Risikomanagement von Tunnelprojekten“ in die

deutschsprachigen Märkte eingeführt. Die spanische und chinesische Version sind mittlerweile ebenso verfügbar, die französische ist in Bearbeitung.

### **3.1 Inhalt und Ziele der Richtlinien**

Ziel ist es, professionelle Risikomanagementmaßnahmen einzuführen und anzuwenden, um so Ausmaß und Eintrittshäufigkeit von Schäden im Tunnelbau zu minimieren. Die Richtlinien beschreiben Verfahren, wie Risiken erkannt und den am Projekt beteiligten Parteien und den Projektversicherern zugewiesen werden können. Ebenso wird erläutert, wie Risikobewertungen und -verzeichnisse das Management und die Überwachung von Risiken erleichtern. Die Richtlinien werden in den verschiedenen Phasen von Tunnelprojekten angewandt: bei Projektentwicklung, Planung, Ausschreibung und Ausführung.

### **3.2 Praktische Anwendung**

In Großbritannien setzt man den „Joint Code of Practice“ mittlerweile bei allen Tunnelprojekten ein. Vorläufer der internationalen Version wurden bereits bei Projekten in Hongkong (Kowloon Canton Railway), Singapur (Circle Line) und der Türkei (Marmaray Tunnel) implementiert. Für Großprojekte, die auf den internationalen Rückversicherungsmärkten auf Einzelrisikobasis platziert werden, ist die Anwendung mittlerweile Standardbedingung. Das gilt auch für Vorhaben, bei denen der Tunnelbau nur ein Teil der Baumaßnahmen ist, z. B. bei Wasserkraftwerken.

Seit die Richtlinien für die jeweiligen Projekte eingeführt wurden, gab es bei diesen keinen Großschaden. Versicherer beobachten während regelmäßiger Baustellenbesuche, dass die Beteiligten das Risikomanagement professionell umsetzen: Die Anforderungen der Richtlinien werden weitestgehend erfüllt. Allerdings ist es noch zu früh, um zu bestätigen, dass sich die Risikosituation im Tunnelbau generell verbessert hat, und dies den Richtlinien zuzuschreiben.

## **4 Ausblick**

Die Assekuranz erwartet, dass sich die Risikomanagementstandards bei Tunnelprojekten spürbar und nachhaltig verbessern und sich damit Eintrittswahrscheinlichkeit und Auswirkungen von Schadenereignissen verringern. Die Richtlinien sollen zudem dazu beitragen, dass solche Projekte weiterhin versicherbar bleiben.

Dafür ist es eine wichtige Voraussetzung, dass man sie auf allen Märkten einführt. Eine besondere Verantwortung haben dabei die großen Rückversicherer: Sie müssen ihren Erstversicherungskunden Bedeutung und Notwendigkeit vermitteln und mit ihnen zusammen dafür sorgen, dass die Richtlinien in die Tunnelprojekte einfließen.

Die Münchener Rück ist in der „International Tunnel Insurance Group“ mit erfahrenen Ingenieuren vertreten sowie internationaler Markt- und Meinungsführer in der Tunnelbauversicherung. Durch gezielte Marketingmaßnahmen werden wir auch weiterhin dafür sorgen, dass Bekanntheitsgrad und Akzeptanz der Richtlinien auf den weltweiten Märkten optimiert und sie fester Bestandteil der Bauleistungspolice für Tunnelprojekte werden.



# Experience with the application of the Code of Practice for Risk Management of Tunnelling Works

Dr. Terry Mellors  
Mellors & Associates, London

## 1 Outline

- Some basic principles of the Code
- Application of the Code
  - Pre-underwriting
  - Post-underwriting
- Examples
- Observations on the application of the principles of the Code

## 2 The framework

To seek to define 'best practice' for the risk management of tunnel works by –

- setting out appropriate design and construction management procedures
- requiring the use of formalised risk assessment procedures and risk registers

The Code is based on a 'project stage' basis rather than a task basis with four identified stages:

- the Project Development Stage
- the Construction Contract Procurement Stage
- the Design Stage(s)
- the Construction Stage

## 3 Some basic principles of the Code

- the Code is to operate in parallel with and not derogate from existing local Standards and statutory and legislative duties and responsibilities (relating to, for example, design regulations, health and safety)
- defines 'hazard' as "an event that has the potential to impact on matters relating to a project which could rise to consequences associated with health and safety, the environment, the design, the programmes for design and construction, cost and third parties etc"
- defines 'risk' as "a function of the consequence/severity of a hazard and the likelihood of its occurrence"
- hazard identification is required during the four stages of a project on a project-specific basis (*cradle to grave approach*)
- associated risks are to be identified through formalised risk assessment procedures
- risks should be reduced through appropriate design and construction procedures
- the concept of 'ground reference conditions' (ie 'geotechnical baseline conditions') is included

- risks are to be managed to ensure their reduction to a level “as low as reasonably practicable”
- risk assessments together with mitigation/control measures are to be recorded and summarised in risk registers at each stage of a project which include the identification of the party responsible for the control and management of an identified risk
- risk assessments/registers of ‘residual’ risks should ‘cascade’ throughout a project to ensure that parties, at any time during a project, are made familiar with previously identified hazards and associated risks which are still live for transparency
- risk registers are to be ‘live’ documents which are continuously reviewed and revised as appropriate and available for scrutiny at any time (eg construction stage risk register)
- insurance should not be considered as a contingency or mitigation measure in risk assessments

#### **4 Application of the Code**

##### Pre-underwriting

- As a benchmarking exercise of project management procedures and processes including risk management against the intent of the Code – commissioned by Brokers

##### Post-underwriting

- to confirm that the intentions in relation to the implementation of the Code from a pre-underwriting benchmarking exercise are being adhered to

or

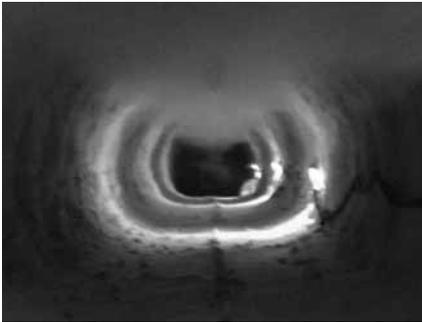
- to confirm project and risk management practices being applied (against information provided) in relation to the Code and seek assurance of their implementation

Code published in English in January 2006 (based on UK Code published September 2003) with the general support of the ITA. Translated into German, Spanish, Russian, Chinese, French (in progress)

#### **5 Examples of the application of the Code**

- Hallandsas Rail Tunnels Project, Sweden
- Terminal 5 Project, Heathrow Airport, London
- Budapest Metro, Hungary
- Marmaray Crossing, Istanbul, Turkey
- Gautrain Project, Johannesburg, South Africa
- Dubai Metro Project, Dubai, UAE
- Circle Line Stages 1-5, Singapore
- SMART Project, Kuala Lumpur, Malaysia
- GK Fixed Link, Pusan, South Korea
- North South Bypass Tunnel, Brisbane
- High-Speed Railway Figueras-Perpignan, France/Spain
- Kahranjukar Hydro Project, Iceland
- Bakun Hydro Project, Sarawak, Malaysia
- Jurong Rock Storage Caverns, Singapore

- Gil Gel Gibe III Hydro Project – Ethiopia, Africa
- East Side Access, New York
- 2nd Avenue Subway, New York
- Beacon Hill Tunnels, Seattle
- Brightwater Project, Seattle
- Niagara Tunnel Project, Niagara Falls



Picture 1 Hallandsas Rail Tunnels Project, Sweden



Picture 2 Budapest Metro, Hungary



Picture 3 Marmaray Crossing, Istanbul, Turkey



Picture 4 Terminal 5 Project, Heathrow Airport, London



Picture 5 SMART Project, Kuala Lumpur, Malaysia



Picture 6 GK Fixed Link, Pusan, South Korea



Picture 7 Gautrain Project, Johannesburg, South Africa



Picture 8 Bakun Hydro Project, Sarawak, Malaysia (1)



Picture 9 Bakun Hydro Project, Sarawak, Malaysia (2)



Picture 10 Niagara Tunnel Project, Canada (1)



Picture 11 Niagara Tunnel Project, Canada (2)



Picture 12 Beacon Hill Tunnel Project, USA

## 6 Observations

- design and construction management procedures generally in place
- lack of understanding about risk management
- inability to differentiate between 'risk management' and 'management of risk'
- lack of transparency of identified risks
- lack of risk assessments/registers (if you cannot readily identify risks how can you manage them?)
- lack of a requirement for a risk management procedure/process in Contract documents – risk management should be Client/Owner driven (*if you don't ask you won't get*)
- lack of involvement of Clients in risk management (*mis-guided hands-off approach*)
- lack of understanding about the management of identified risks and hence the inability to demonstrate the management of identified risks
- inappropriate formats of risk assessments and registers (*unnecessarily complicated, aspirational*)
- preparation of risk registers for 'bean-counters'
- lack of appreciation of benefit of appropriately formatted risk assessments and registers as a project management tool
- gradual improvement in the understanding of risk management
- gradual improvement in the perceived benefit of a formalised risk management process as a project management tool
- gradual improvement in demonstrating the management of risks at the Construction Stage

## 7 The way ahead – ICIG?

A generalised Code with addenda for civil engineering aspects such as -

- Tunnelling
- Marine works
- Foundations
- Dams
- Roads/Highways
- Bridges/Viaducts
- Other structures (Buildings)
- etc



# **Risiko von Setzungsschäden beim U-Bahn-Bau - Auswertung von Setzungen**

Dr.-Ing. Jochen Fillibeck  
Dipl.-Ing. Roger Höfle  
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt  
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

Dipl.-Ing. Michael Zaunseder  
Baureferat Hauptabteilung U-Bahn-Bau der Landeshauptstadt München

## **1 Einführung**

Der Bau von Tunneln führt zwangsweise zu Spannungsumlagerungen und Verformungen im umliegenden Gebirge. Daher stellt sich bei der Planung von Tunnelbaumaßnahmen im innerstädtischen Bereich unter bestehender Bebauung immer die Frage, welche Verformungen oberhalb des Tunnels auftreten und ob diese Verformungen bauwerksschädlich sind. Während in der Literatur bereits verschiedene Beurteilungskriterien zu finden sind, anhand derer bei bekannter Setzungsmulde das Schadenspotenzial an Gebäuden beurteilt werden kann, gibt es hinsichtlich der zu erwartenden Größe der Setzungsmulde nur wenige relativ unkonkrete Angaben. Es werden zwar immer wieder Messergebnisse einzelner Tunnelbauprojekte veröffentlicht, allerdings sind diese aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen der Vortriebe nur bedingt miteinander vergleichbar, so dass die Bandbreite der Größe möglicher Setzungsmulden insgesamt betrachtet sehr groß ist.

Das nachfolgend beschriebene empirische Bemessungsverfahren zur Ermittlung der Größe von Setzungsmulden beruht auf den vielfältigen, seit den 60-iger Jahren gesammelten Setzungsmessungen im Zuge Münchner U-Bahn-Baumaßnahmen. Für den nachfolgend berücksichtigten Spritzbetonbau konnten insgesamt nahezu 200 Messquerschnitte je Tunnelröhre ausgewertet werden. Aufgrund der grundsätzlichen Vergleichbarkeit der Messergebnisse konnten die bezüglich der Größe der Setzungsmulde maßgeblichen Einflussfaktoren bestimmt werden. Mit dem vorgestellten empirischen Bemessungsverfahren lässt sich weiterhin die Größe der Setzungsmulde in Abhängigkeit von einer frei zu wählenden Auftretenswahrscheinlichkeit ermitteln.

## **2 Allgemeine Geologische und hydrogeologische Verhältnisse**

Die geologischen Verhältnisse sind beispielhaft am Baugrundmodell Münchens in Bild 1 dargestellt.

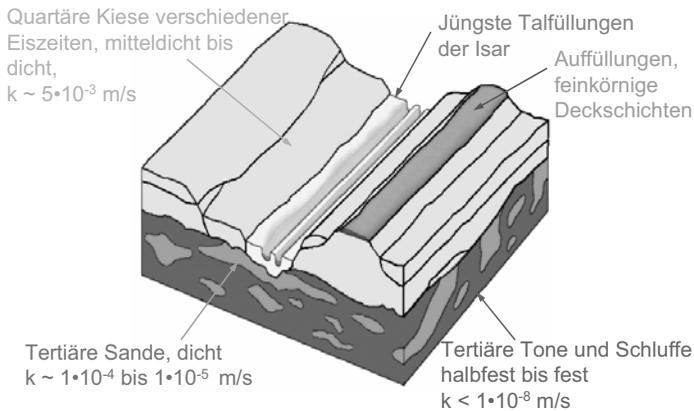


Bild 1: Schnitt durch den Baugrund Münchens

Unter geringmächtigen Auffüllungen, Mutterboden- und teils feinkörnigen Deckschichten stehen die quartären Kiese mit unterschiedlicher, teils über 20 m reichender Mächtigkeit an, die in der Eis- und Nacheiszeit durch mehrmaligen Wechsel von Aufschotterung und Erosion entstanden sind. Sie besitzen überwiegend eine mitteldichte bis dichte Lagerung, sind geschichtet und weisen je nach Ablagerungsbedingungen und Alter einen sehr unterschiedlichen Sand- und Feinkornanteil auf. Die mittlere Durchlässigkeit der quartären Kiese wird mit etwa  $k = 5 \cdot 10^{-3}$  m/s abgeschätzt. Unter dem Quartär folgen die tertiären Schichten. Sie bestehen überwiegend aus Wechsellagerungen dicht gelagerter Fein- bis Mittelsande mit Tonen bzw. Schluffen in halbfester bis fester Konsistenz. Entsprechend ihrer Entstehung weisen diese Schichten engräumlich teils stark unterschiedliche Mächtigkeiten auf. Die Durchlässigkeit der tertiären Sande beträgt im Mittel etwa  $1 \cdot 10^{-4}$  bis  $1 \cdot 10^{-5}$  m/s, die tertiären Tone und Schluffe sind in baupraktischem Sinne als "dicht" zu bezeichnen.

Die quartären Kiese weisen einen gebietsweise sehr unterschiedlichen freien Grundwasserspiegel auf, mit einem geringen, etwa nach Norden bis Nordosten gerichteten Strömungsgefälle. Die Sande mit feinkörniger Überdeckung weisen gespannten Grundwasserspiegel auf, deren Druck etwa dem Quartärwasserdruck entspricht.

### 3 Beschreibung der untersuchten Spritzbetonbauweisen

Nachfolgend wird unterschieden zwischen:

- atmosphärischem Spritzbetonvortrieb im Quartär über dem Grundwasser
- atmosphärischem Spritzbetonvortrieb im Tertiär mit Tertiärsandentwässerung
- Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung im Tertiär, ggf. mit Entspannungswasserhaltung

Bild 2 zeigt beispielhaft den Quartärvortrieb oberhalb des Grundwassers im Querschnitt. Bei einer Gesamtquerschnittsfläche von ca. 35 m<sup>2</sup> bis 42 m<sup>2</sup> wird im Quartär zunächst die Kalotte aufgefahren. Markant sind der große Stützkern im Kies zur Ortsbrustsicherung sowie das Einschlagen von Pfändblechen zum Schutz der Firste. Bereichsweise wurden vorhandene Rollkieslagen im Kalottenfußbereich injiziert.

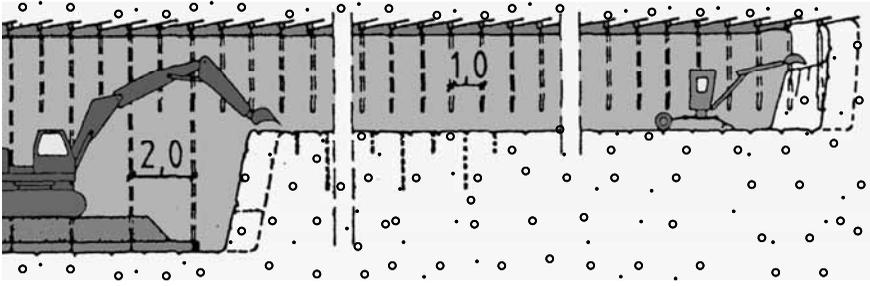


Bild 2: Typischer Kalottenvortrieb im Quartär mit Stützkernen und Pfändung im Firstbereich

Der Tertiärvortrieb ist durch den anstehenden Wasserdruck in den tertiären Sanden geprägt. Können die tertiären Sande entwässert werden, so ist ein atmosphärischer Vortrieb möglich. Überwiegend wurden Vortriebe mit kurz vorausseilender Kalotte (abgestufter Vollausschub) aufgeföhren (s. Bild 3). Können die Sande nicht entwässert werden, besteht die Möglichkeit eines Vortriebs mit Druckluftstützung, wobei der Luftüberdruck im Vortrieb an jeder Stelle größer sein muss als der maximale Wasserdruck (s. Bild 4), damit dem Vortrieb kein Wasser zufließt. Damit der erforderliche Luftüberdruck nicht zu groß wird, kann es zweckmäßig sein, den Wasserdruck in den relevanten Sandschichten durch Brunnen zu vermindern.

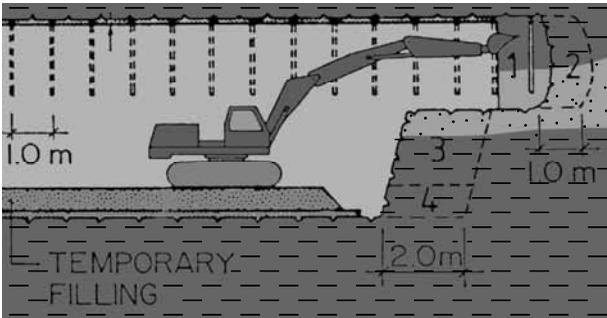


Bild 3: Ausbruchsfolge beim Tertiärvortrieb als abgestufter Vollausschub

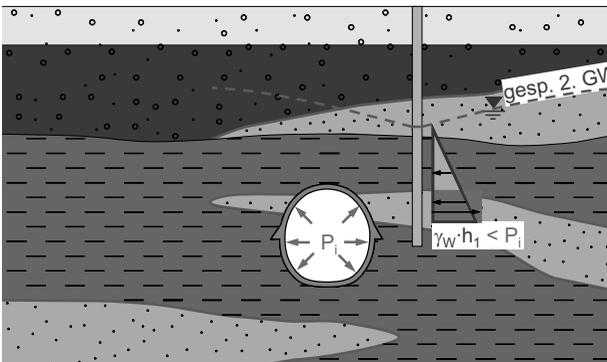


Bild 4: Druckluftvortrieb mit Wasserdruckentspannung im 1. Tertiärsand

Bezüglich der Auffahrfolge beim meist vorliegenden Parallelvortrieb (2 Tunnelröhren) wurde zwischen synchronen und versetzt synchronen Vortrieben unterschieden.

Weiterhin ist bei Parallelvortrieben noch der Abstand zwischen beiden Tunnelröhren (Bodenpfeiler) von Bedeutung. Das Verhältnis zwischen dem Bodenpfeiler  $a$  und Tunneldurchmesser  $d$  wird Pfeilerverhältnis ( $a / d$ ) bezeichnet.

#### 4 Mathematisch Beschreibung der Setzungsmulden

Nachfolgend werden die Setzungsmulden senkrecht zum Vortrieb betrachtet. 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 ist durch 2 Unbekannte, die maximale Setzung  $s_{\max}$  sowie den Abstand des Wendepunkts von der Tunnelachse  $i$  bestimmt (s. Bild 5).

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

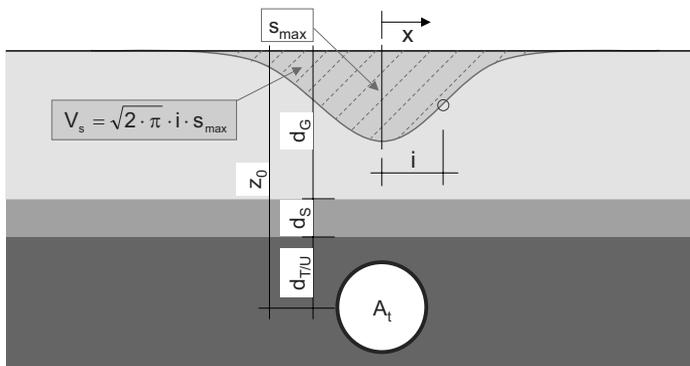


Bild 5: Definitionen zur Beschreibung der Setzungsmulde

Bei Parallelvortrieben ergibt sich die Gesamtsetzungsmulde aus der Summe der beiden Einzelsetzungsmulden der Tunnelröhren. Sie wird demnach durch die 4 Unbekannten  $s_{\max,1}$ ,  $s_{\max,2}$ ,  $i_1$  und  $i_2$  beschrieben.

Definiert man den Volume loss  $VL_s$  als das Verhältnis zwischen  $V_s$  und der Fläche des Tunnelquerschnitts  $A_t$ , so kann die Unbekannte  $s_{\max}$  alternativ auch durch  $VL_s$  ausgedrückt werden.

Gleichung 2: 
$$s_{\max} = VL_s \cdot \frac{A_t}{\sqrt{2} \cdot \pi \cdot i}$$

Zur Auswertung wurden zunächst die Setzungen aus der Wasserhaltung abgezogen. Da die Setzungen aus der Wasserhaltung sehr große Setzungsmulden mit Breiten größer 200 m verursachen, ergibt sich aus der Wasserhaltung kein Schadenspotenzial im Hinblick auf Setzungen (Fillibeck et al., 2006).

Anschließend wurde durch eine Optimierung im mathematischen Sinne (Variation der 2 bzw. 4 Unbekannten) nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate die Setzungsmulde ermittelt, die sich am besten an die Messwerte anschmiegt. Neben den Unbekannten  $i$  und  $s_{\max}$  wurden u.a. auch die maximale Tangentenneigung  $1/n$  sowie der Volume loss  $VL_s$  der Einzelmulden errechnet.

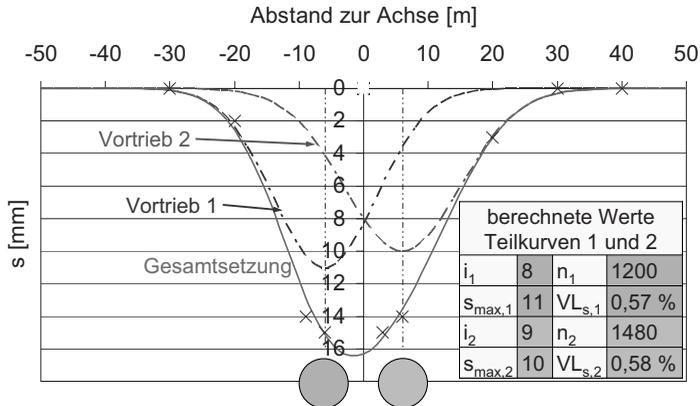


Bild 6: Auswertung der Setzungsmessungen am Beispiel des Profils 3 der Linie U8, Los 14

## 5 Ergebnisse

### 5.1 Allgemeines

Nachfolgend kann aus Platzgründen nur auf die zur Bestimmung der Größe der Setzungsmulde wesentlichsten Eingangsgrößen eingegangen werden. Bei der Auswertung hat sich gezeigt, dass sich bei

- einem Pfeilverhältnis  $a / d < 0,3$  sowie beim
- Synchronvortrieb beim Pfeilverhältnis  $1 < a / d < 0,3$  und einer Tunneltiefe  $z_0 > 12$  m

die Tunnelröhren auch hinsichtlich der Setzungsmulde an der Oberfläche beeinflussen - die Setzungsmulden werden größer ( $s$  auch Kirschke, 1990). Diese wurden daher bei der nachfolgenden Auswertung nicht berücksichtigt.

### 5.2 Ermittlung des Wendepunktabstands $i$

Zunächst wird auf die Ermittlung des Wendepunktabstands in den Kiesen  $i_G$  eingegangen. In Bild 7 ist  $i_G$  in Abhängigkeit von der Tunneltiefe  $z_0$  dargestellt. Mit  $z_0$  nimmt, wie zu erwarten, der Wendepunktabstand zu. Insgesamt kann der Wendepunktabstand  $i_G$  in den Kiesen in guter Näherung durch die Regressionsgerade

Gleichung 3: 
$$i_G = 0,57 \cdot z_0$$

beschrieben werden.

### Spritzbetonvortrieb - Quartär - atmosphärisch

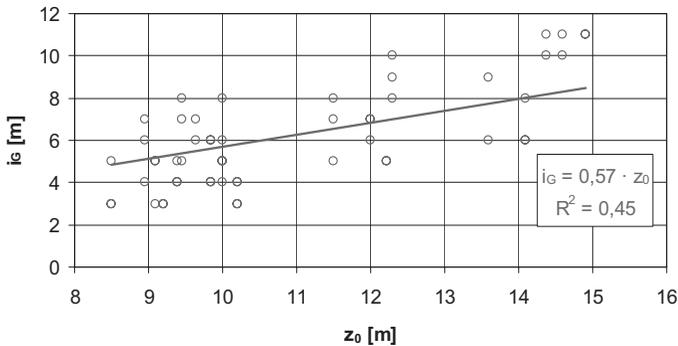


Bild 7: Wendepunktastand  $i_G$  im Kies in Abhängigkeit von der Tunneltiefe

Die Ermittlung des Wendepunktastands in den tertiären Schichten ist, da es sich hier um ein Mehrschichtsystem handelt, etwas komplizierter (siehe auch O'Reilly und New, 1991). Der Wendepunktastand der Gesamtsetzungsmulde  $i_{ges}$  setzt sich hier aus Anteilen der einzelnen Schichten zusammen (s. Bild 8).

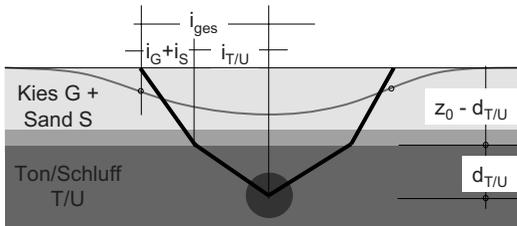


Bild 8: Wendepunktastand  $i_{ges}$  im Tertiär

Unter der Annahme, dass der Anteil des Wendepunktastands in den quartären Kiesen und den tertiären Sanden bei gleicher Schichtdicke etwa gleich ist (sie besitzen ähnliche Steifigkeit und Scherfestigkeit) und nach Gleichung 3 ermittelt werden kann, lässt sich der Anteil des Wendepunktastands in den feinkörnigen tertiären Schichten  $i_{T/U}$  errechnen und in Abhängigkeit von deren Schichtdicke  $d_{T/U}$  darstellen (s. Bild 9).

### Spritzbetonvortrieb - Tertiär Atmosphärisch + Druckluftstützung

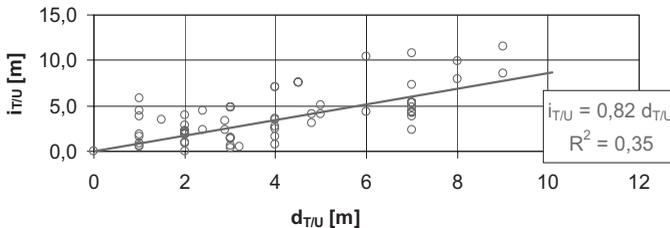


Bild 9: Wendepunktastand  $i_{T/U}$  im feinkörnigen Tertiär in Abhängigkeit von der Tunneltiefe

Auch hier zeigt sich deutlich die erwartete Abhängigkeit von der Tunneltiefe  $z_0$ . Insgesamt lässt sich somit der Wendepunktabstand im feinkörnigen Tertiär  $i_{T/U}$  nach der

Gleichung 4: 
$$i_{T/U} = 0,82 \cdot d_{T/U}$$

sowie der Wendepunktabstand der Setzungmulde im Mehrschichtsystem  $i_{ges}$  nach der

Gleichung 5: 
$$i_{ges} = 0,82 \cdot d_{T/U} + 0,57 \cdot (z_0 - d_{T/U})$$

ermitteln. Der Wendepunktabstand kann somit in Abhängigkeit von der Geologie und der Tunneltiefe durch einfache empirische Formeln bestimmt werden. Im Vergleich zu Literaturangaben (vgl. Tan und Ranjith) ist der ermittelte Wendepunktabstand im feinkörnigen Tertiär  $i_{T/U}$  vergleichsweise groß, was durch die Überkonsolidation der tertiären Schichten in München zu begründen ist.

### 5.3 Ermittlung des Volume loss $VL_s$

An Stelle von  $s_{max}$  wurde nachfolgend, wie in Abschnitt 4 bereits beschrieben, der Volume loss  $VL_s$  als zweite zu ermittelte Unbekannte eingeführt. Wie nachfolgend dargestellt wird, lässt sich der  $VL_s$  in Abhängigkeit von der Vortriebsart, den geologischen Verhältnissen, der Tunneltiefe  $z_0$  und der gewählten Auftretenswahrscheinlichkeit ermitteln.

Bild 10 zeigt beispielhaft für atmosphärische Tertiärvortriebe, dass auch der Volume loss  $VL_s$  mit  $z_0$  zunimmt.

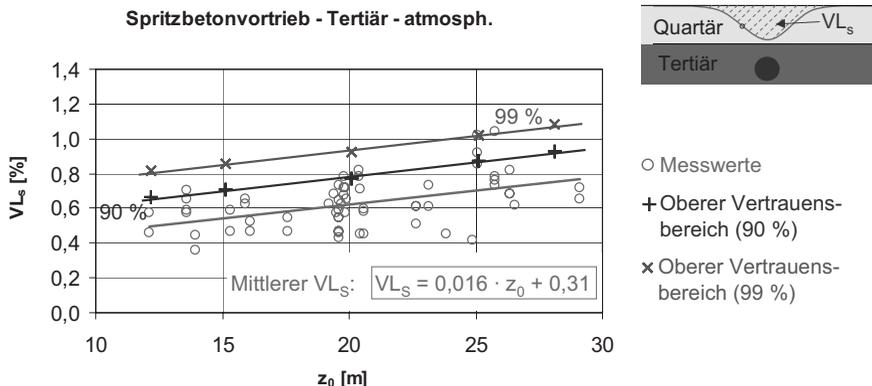


Bild 10: Atmosphärischer Tertiärvortrieb:  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $z_0$  und der Auftretenswahrscheinlichkeit

Der mittlere Volume loss kann gut durch die in Bild 10 angegebene Regressionsgerade bestimmt werden. In der Praxis ist es meist von Interesse, die Setzungmulde für geringere Auftretenswahrscheinlichkeiten zu ermitteln. Hierzu ist für die angegebenen Messwerte das Konfidenzintervall zu bestimmen. In Bild 9 sind die Ergebnisse für die oberen Vertrauensbereiche von 90 % und 99 % für verschiedene  $z_0$ -Werte dargestellt, die ebenfalls wieder in guter Näherung durch jeweils eine Regressionsgerade beschrieben werden können. Ein Vertrauensbereich von 99 % bedeutet damit beispielsweise, dass mit einer 1 %-igen Auftretenswahrscheinlichkeit der Volume loss über dem Wert entsprechend der Regressionsgeraden liegt. Es lässt sich also in Abhängigkeit von der gewählten Auftretenswahrscheinlichkeit der gesuchte Volume loss  $VL_s$  angeben.

In Bild 11 ist der Volume loss  $VL_s$  in Abhängigkeit von der Tunneltiefe in Abhängigkeit von den 3 untersuchten Vortriebsweisen dargestellt.

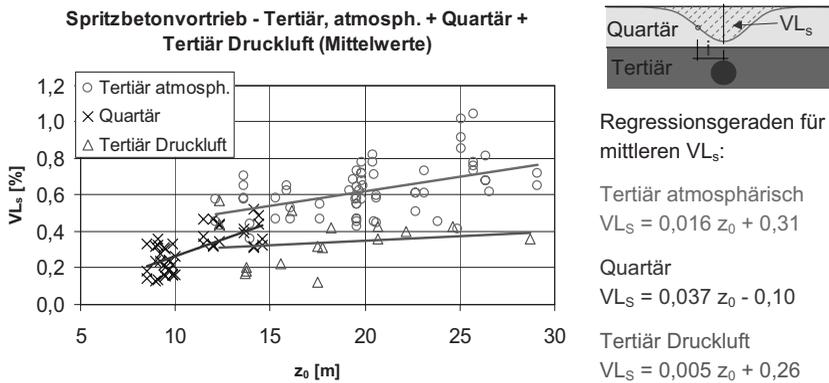


Bild 11:  $VL_s$  für unterschiedliche Vortriebsweisen in Abhängigkeit von  $z_0$

Der Vergleich der Tertiärvortriebe zeigt klar, dass  $VL_s$  beim atmosphärischen Vortrieb etwa doppelt so groß ist wie beim Druckluftvortrieb. Beim Druckluftvortrieb wirkt der Überdruck auf die Tunnelwandung stützend, so dass insgesamt kleinere Setzungen auftreten. Es liegt daher nahe, den Einfluss der Ortsbruststandsicherheit auf den Volume loss mit zu berücksichtigen, ein Thema, dem am Zentrum Geotechnik der TU München derzeit weiter nachgegangen wird.

Die Regressionsgleichungen für den Quartärvortrieb bei einem Vertrauensbereich von 90 % und 99 % lauten wie folgt:

Gleichung 6:  $VL_{s,99\%} = 0,037 \cdot z_0 + 0,09$

Gleichung 7:  $VL_{s,90\%} = 0,037 \cdot z_0 + 0,00$

Beim Druckluftvortrieb ist die Abhängigkeit von der Tunneltiefe nur noch sehr gering. Lässt man den Einfluss der Tunneltiefe außer Acht, so ergibt sich ein mittlerer Volume loss von 0,30 %, für einen oberen Vertrauensbereich von 90 % ein Volume loss von 0,44 % und für einen oberen Vertrauensbereich von 99 % ein Volume loss von 0,55 %.

## 6 Beurteilung von Setzungsmulden hinsichtlich möglicher Schäden an Gebäuden

Auf Basis von vielfachen intensiven Studien zur Beurteilung des Schadenspotenzials von Gebäuden infolge von Baugrundverformungen (Burland und Wroth, 1974 / Burland et al., 1977 / Burland, 1995 / Boscardin und Cording, 1989 ), wird eine dreistufige Vorgehensweise zur Klassifizierung des Schadenpotenzials vorgeschlagen (Bild 12, aus Franzius, 2003). Dieses Verfahren gilt für setzungsunempfindliche, nicht vorgeschädigte Bauwerke.

In einem 1. Schritt werden nur die Tangentenneigungen und maximalen Setzungen der Setzungsmulde betrachtet. Die Einflüsse aus dem Bauwerk bleiben dabei unberücksichtigt (greenfield settlements). Werden die Grenzwerte überschritten, wird das Biegeverhältnis DR sowie die maximale horizontale Dehnung im Bauwerksbereich ebenfalls unter „greenfield

conditions“ (s. Bild 12) und damit dann die Schadenskategorie nach Burland, 1995 bestimmt. Zur Ermittlung der horizontalen Dehnung  $\varepsilon(x)$  wird davon ausgegangen, dass die an der Geländeoberfläche entstehenden Verformungen, als Vektoren betrachtet, zur Tunnelachse zeigen. Durch Differentiation der horizontalen Verformungsanteile kann die Dehnung abgeleitet werden.

Gleichung 8:

$$\varepsilon_h(x) = \frac{s(x)}{z_0} \cdot \left( \frac{x^2}{i^2} - 1 \right)$$

Wenn die Schadenskategorie größer als 2 ist, sind detailliertere Untersuchungen notwendig, bei denen auch das Bauwerk modelliert und dessen Steifigkeit mit berücksichtigt wird.

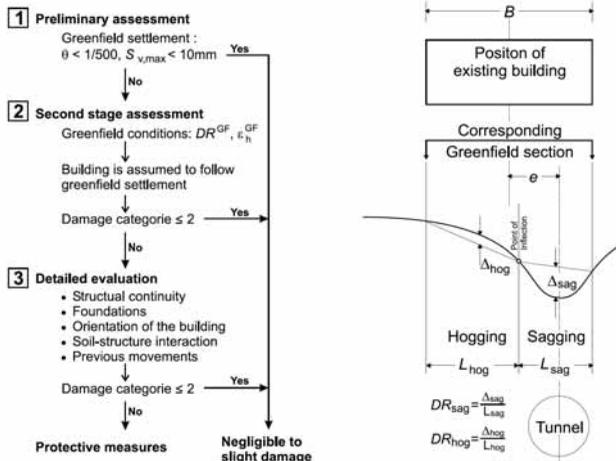


Bild 12a und b: Vorgehen zur Beurteilung von Setzungsmulden hinsichtlich möglicher Setzungsschäden (aus Franzius, 2003)

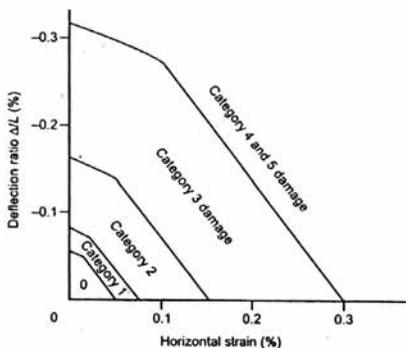


Bild 12c: Schadenskategorie nach Burland, 1995

## 7 Anwendungsbeispiel

Die Anwendung des vorgestellten Verfahrens zur Bestimmung der Setzungsmulde wird nachfolgend am Beispiel eines Vortriebs für die U-Bahn-Linie U6 Nord, Los 6 in Garching bei München demonstriert. Das Los wurde in den Jahren 2001 bis 2006 durch die Fa. Kunz Untertagebau GmbH im Auftrag der Stadt Garching unter der technischen Leitung des Baureferats der Landeshauptstadt München erstellt. Die Errichtung der 2 mal 98 m<sup>2</sup> großen Röhren für den Bahnhof Garching erfolgte in Spritzbetonbauweise im Ulmenstollenvortrieb mit Druckluftstützung (s. Bild 13). Die Bahnsteige sind durch Querschläge miteinander verbunden. In Bild 13 ist die zeitliche Abfolge der 4 im Tertiär hergestellten Tunnelröhren dargestellt. Sie wurden im abgestuften Vollausbau bei einem Überdruck von 0,5 bar aufgeföhren.

Der Pfeilerabstand  $a$  zwischen den beiden Tunnelröhren war mit ca. 13 m ausreichend groß, so dass nach den vorliegenden Erfahrungen hinsichtlich der entstehenden Setzungsmulden keine zusätzliche gegenseitige Beeinflussung der beiden Tunnelröhren zu berücksichtigen war. Weiterhin kann sich beim Vortrieb der Ulmenstollen mit ausreichend großem Vorlauf das entstehende Bodengewölbe auf dem bereits erhärteten Spritzbeton des vorausgehenden Vortriebs abstützen. Die dabei zusätzlich auftretenden Verformungen der vorausgehenden Spritzbetonschale sind so gering, dass sie bezüglich der Oberflächensetzungen vernachlässigt werden können.

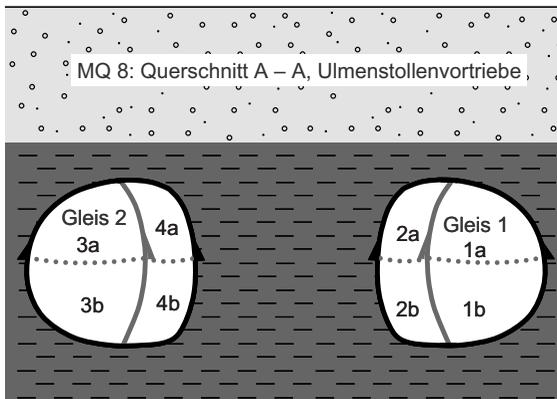


Bild 13: Auffahrreihenfolge

Zunächst wird der Wendepunktabstand  $i_{ges}$  ermittelt. Mit der Tunneltiefe  $z_0 = 16$  m und der Schichtdicke der tertiären Tone / Schluffe  $d_{T/U} = 5,5$  m ergibt sich nach Gleichung 5 ein Wendepunktabstand  $i_{ges} = 10$  m.

Der Ermittlung des Volume loss wurde ein mittlerer Vertrauensbereich zugrunde gelegt. Nach Bild 11 ergibt sich für einen Tertiärvortrieb unter Druckluft  $VL_s = 0,34$  %.

Nun wurden die Setzungsmulden der 4 Einzelvortriebe sowie die Gesamtsetzungsmulde als Summe der Einzelvortriebe ermittelt (s. Bild 14). Die maximale Setzung beträgt 14 mm bei einer maximalen Tangentenneigung  $1/n = 1/1400$ . (Bei Vorgabe eines 99 %-igen Vertrauensbereichs für  $VL_s$  ergibt sich  $1/n = 1/670$ ).

Da die maximale Setzung größer ist als 10 mm, ist das maximale Biegeverhältnis  $DR_{sag} = 0,012$  % sowie die maximale horizontale Dehnung ( $\epsilon_h(x) = 0,05$  %) zu bestimmen.

Nach Bild 12c ist der Vortrieb der Schadenskategorie 0 bis 1 zuzuordnen, wonach gemäß Abschnitt 6 für setzungsunempfindliche, nicht vorgeschädigte Bebauung eine detailliertere Untersuchung nicht erforderlich ist.

Zum Vergleich der rechnerisch ermittelten Setzungsmulde mit den tatsächlich aufgetretenen Setzungen sind in Bild 14 zusätzlich die geodätischen Messwerte nach Beendigung beider Vortriebe dargestellt. Deutlich ist die sehr gute Übereinstimmung von Rechnung und Messung zu erkennen.

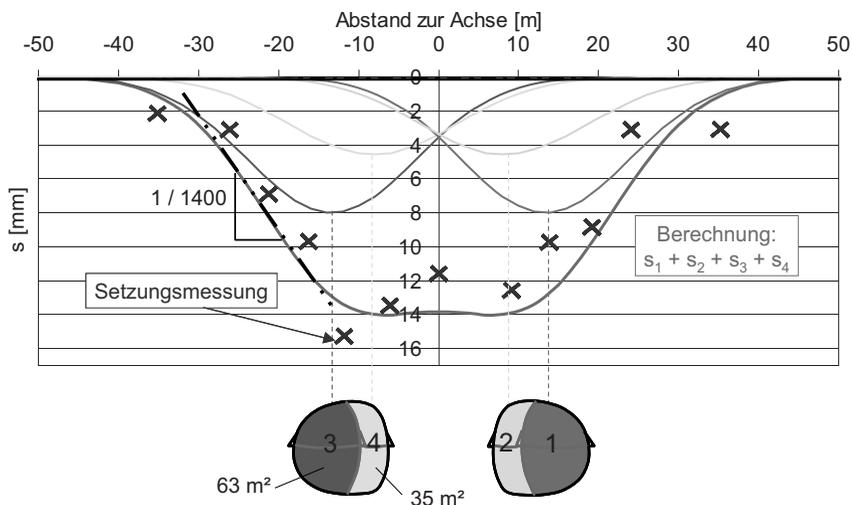


Bild 14: Vergleich der Messergebnisse mit dem empirisch ermittelten Setzungsverlauf

## 8 Zusammenfassung

Das vorgestellte empirische Bemessungsverfahren ermöglicht die Bestimmung von Setzungsmulden beim Spritzbetonvortrieb in Abhängigkeit von der Vortriebsart, den geologischen Verhältnissen, der Tunneltiefe und der Querschnittsgröße des Tunnels. Diesem Verfahren liegt eine sehr große Anzahl von Messwerten zugrunde, und so kann der Größe der Setzungsmulde auch eine Auftretenswahrscheinlichkeit zugeordnet werden.

Es konnten Aussagen zu Vortrieben in Kiesen, Sanden sowie Schluffen / Tonen mit mitteldichter bis dichter Lagerung bzw. halbfester bis fester Konsistenz getroffen werden, wobei die Ergebnisse grundsätzlich auf diese beim Spritzbetonvortrieb im Lockergestein sehr häufig anzutreffenden Böden übertragbar sind. Zu berücksichtigen ist, dass auch Details beim Vortrieb (z.B. Sicherung durch Spieße, Ringschlusszeiten, Schrittweiten usw.) die Setzungen in gewissem Maße beeinflussen werden. Dies kann z.B. durch Zu- bzw. Abschläge berücksichtigt werden. Vergleiche mit Setzungsmessungen bei leicht unterschiedlichen Vortriebsweisen unter vergleichbaren geologischen Verhältnissen zeigen jedoch, dass der Einfluss der vorgenannten Vortriebsdetaillens – von extremen Ausnahmen abgesehen – nicht groß ist.

Mit dem vorgestellten empirischen Bemessungsverfahren lässt sich im Zuge der Planung auf einfache Weise abschätzen, welche Schäden an Gebäuden oberhalb der geplanten Tunnel zu erwarten sind, bzw. ob Zusatzmaßnahmen zur Setzungsreduzierung erforderlich sind. Das Verfahren ersetzt nicht gesonderte Untersuchungen bei empfindlicher oder vorgeschädigter Bebauung und es können keine Setzungen berücksichtigt werden, die durch außerplanmäßige Vortriebsituationen wie z.B. veränderte geologische Randbedingungen, bautechnische Unzulänglichkeiten usw. bedingt sind. Das dadurch bedingte Vortriebsrisiko ist gesondert zu betrachten.

## 9 Literaturverzeichnis

- Boscardin, M. D.; Cording, E. J. (1989): Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotech. Engineering, ASCE*, 115(1), 1-21.
- Burland, J. B.; Wroth, C. P. (1974): Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conference "Settlement of structures". Pentech Press, London, S. 611-654.
- Burland, J. B.; Broms, B. B.; de Mello, V. F. B. (1977): Behaviour of foundations and structures. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, S. 495-546.
- Burland, J. B. 1995. Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited Special Lecture. In: 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering, IS Tokyo '95.
- Fillibeck, J.; Vogt, N.; Döbler, G.; Eicher, L. (2005): Spritzbetonvortriebe im Grundwasser für den U-Bahnbau in München. *Felsbau* 23, 5/2005, S. 113 ff.
- Fillibeck, J.; Vogt, N.; Zaunseder, M. (2006): Bau der U-Bahn-Linie U3 Nord, Los 1 in München - Oberflächensetzungen beim Spritzbetonvortrieb mit Schirmgewölbesicherungen. *Bauingenieur* 81, 2006, S. 359 ff.
- Franzius, J. N. (2003): Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. PhD thesis, Imperial College, University of London.
- Krischke, A.; Weber, J. (1990): 25 Jahre U-Bahn-Bau in München. U-Bahn Referat der LH München, S. 76-141.
- New, B.M.; O'Reilly, M.P.: Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitudes and effects. *Ground Movement and Structures*, ed. J.D. Geddes, 1991, 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, 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.: Parameters and Considerations in Soft Ground Tunneling. Heruntergeladen von <http://www.ejge.com/2003/Ppr0344/Abs0344.htm>.
- Diverse unveröffentlichte Messberichte für die U-Bahn-Baumaßnahmen erstellt von TU München -Zentrum Geotechnik im Auftrag der LH München.

# Schildvortrieb unter einem Kriechhang mit Wohnbebauung im Zuge des Katzenbergtunnels

Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke  
Ingenieurbüro für Tunnelbau u. Felsmechanik, Ettlingen  
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser,  
Smolczyk & Partner GmbH, Stuttgart

## 1 Projekt, Problemstellung

Im Zuge des viergleisigen Ausbaus der Eisenbahnstrecke Karlsruhe - Basel wurde kurz vor der Schweizer Grenze der 9 km lange Katzenbergtunnel aufgeföhren. Der Tunnel besteht aus zwei parallelen, jeweils eingeleisig zu befahrenden Röhren. Aus dem Wettbewerb zwischen den alternativ ausgeschriebenen Varianten eines konventionellen Vortriebs in der Spritzbetonbauweise und eines maschinellen Vortriebs war der Maschinenvortrieb als Sieger hervorgegangen. Abb. 1 zeigt die Lage des Tunnels und des Wohngebiets auf dem Bad Belling Hang.

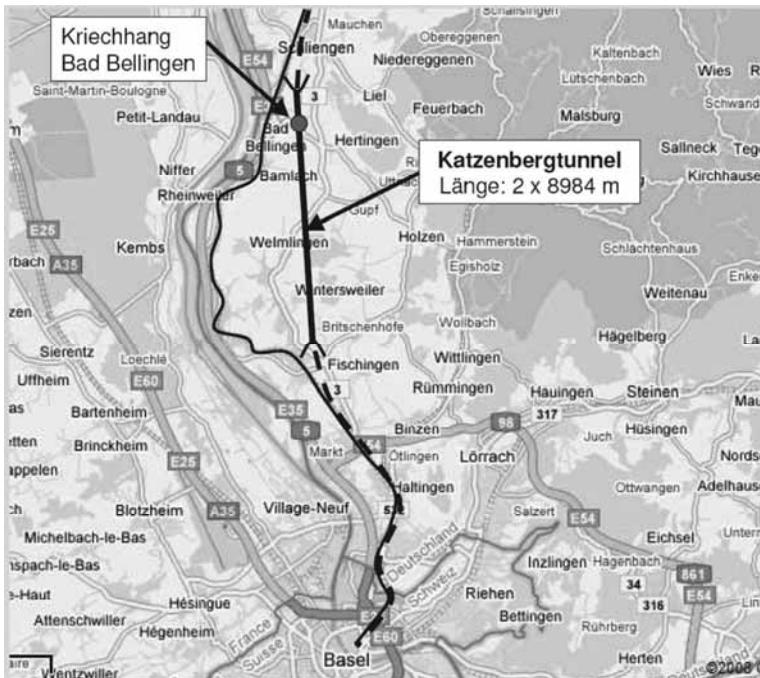


Abbildung 1: Lage des Katzenbergtunnels und der Gemeinde Bad Bellingen.

Zu den beim Vortrieb besonders zu berücksichtigenden Randbedingungen gehörte die Unterfahrung eines Wohngebiets der Gemeinde Bad Bellingen. Hierbei mussten nicht nur Setzungsschäden an den Gebäuden verhindert werden. Zugleich war sicherzustellen, dass eine seit Jahrzehnten bekannte Kriechbewegung des geneigten Geländes durch die Vortriebsarbeiten nicht in einem gefährlichen Ausmaß beschleunigt wurde. Etwas plakativ kann das Gefahrenszenario in seiner stärksten Form als „Gebäudeeinsturz“ und „Hangrutschung“ beschrieben werden. Es war aber selbstverständlich, dass derartige Großschäden zuverlässig ausgeschlossen werden mussten. Abb. 2 zeigt die Lage der beiden Tunnelröhren und einige der auf dem Kriechhang installierten Messeinrichtungen.

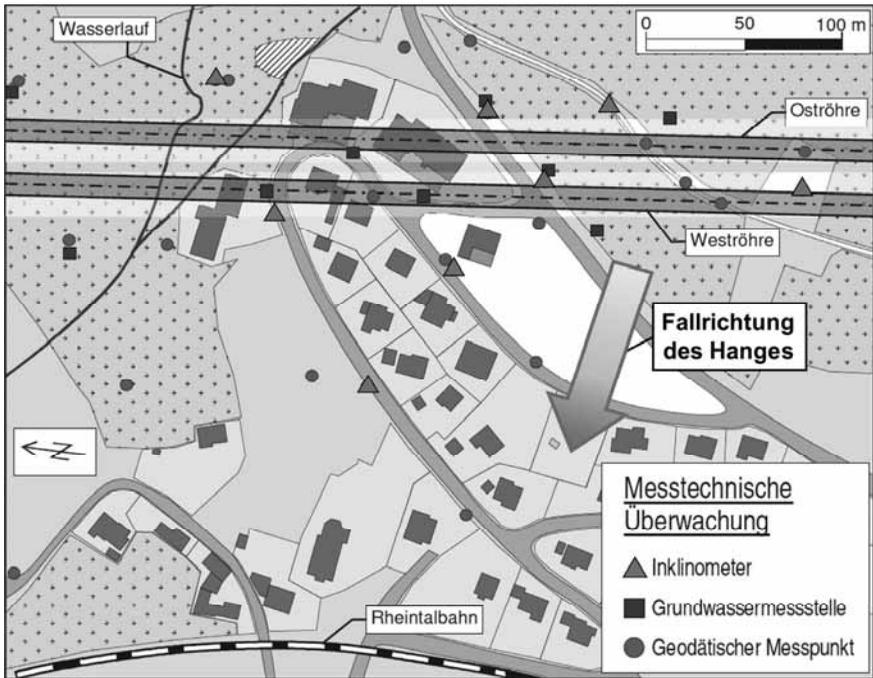


Abbildung 2: Das Bild zeigt die Lage der West- und Oströhre unter dem Wohngebiet von Bad Bellingen. Außerdem sind die seit Jahren beobachteten Messeinrichtungen dargestellt. Diese wurden teilweise bereits Ende der 1980er Jahre installiert.

## 2 Morphologie und Geologie des Hanges

Der Bad Bellingener Kriechhang hat eine ziemlich einheitliche Neigung von maximal 11 % (Abb. 3). Der vom Tunnel zu durchzufahrende Baugrund setzt sich aus etwas sählig gelagerten Schichten des Tertiärs zusammen. Grundsätzlich handelt es sich um Festgestein, wobei die Festigkeit allerdings je nach Gesteinsart und Verwitterungsgrad sehr unterschiedlich ist. Tonstein und Mergelstein als die Hauptbestandteile sind geringfest in der Größenordnung von wenigen MN/m<sup>2</sup>, eingeschaltete Kalkstein- und Sandsteinbänke haben z.T. Festigkeiten von 100 MN/m<sup>2</sup>. Bisweilen hat der Baugrund wegen tiefreichender Verwitterung auch Lo-

ckergesteincharakter. Der folgende Querschnitt zeigt den geologischen Aufbau des Hanges und die Lage der Tunnelröhren im Kriechhang.

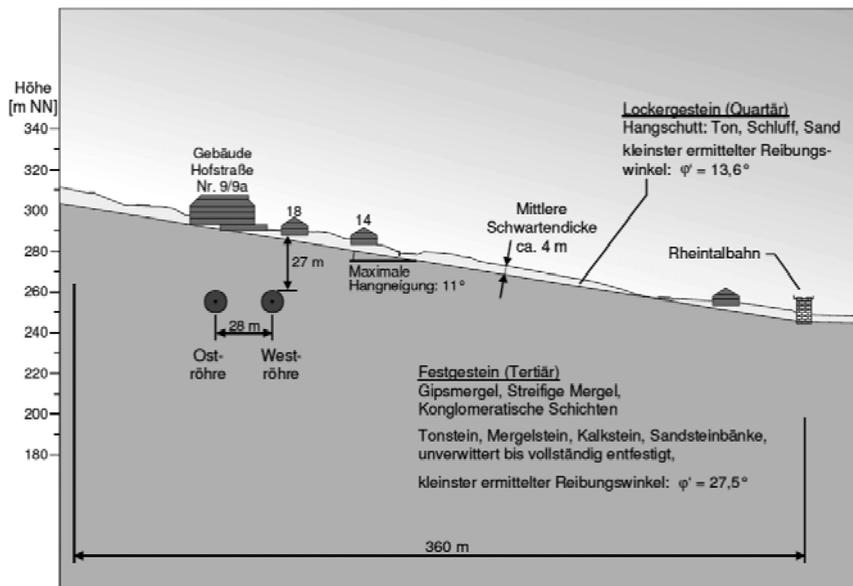


Abbildung 3: Der Querschnitt zeigt die Lage der Tunnelröhren im Kriechhang Bad Bellingen. Außerdem sind die Wohnbebauung und der geologische Aufbau des Hangs dargestellt.

Die Bezeichnung „Kriechhang“ bezieht sich auf eine quartäre Deckschicht mit einer mittleren Dicke von ca. 4 m. Örtlich wurde unter Einbeziehung von Auffüllungen und stärker verwitterten Partien des Tertiärs eine Mächtigkeit von bis zu 10 m festgestellt.

Das Gebirge ist uneinheitlich mit Grundwasser gefüllt, bereichsweise mit mehreren Stockwerken und größeren jahreszeitlichen Schwankungen vor allem im oberflächennahen Bereich.

An Proben aus Erkundungsbohrungen wurden die üblichen boden- und felsmechanischen Kennwerte bestimmt. Maßgeblich für Standsicherheitsnachweise war der kleinste Reibungswinkel. Für die quartäre Deckschicht wurde  $\varphi' = 13,6^\circ$ , für das tertiäre Gebirge  $\varphi' = 27,5^\circ$  ermittelt.

### 3 Beobachtung des Kriechhanges vor seiner Unterfahrung

Etwa ab 1980, seit den ersten Überlegungen zur neuen Eisenbahntrasse wurden messtechnische Beobachtungen des Bad Bellingener Hanges durchgeführt. Erst kurz zuvor war dieses Gebiet erschlossen und bebaut worden, wofür ein Gutachten des geologischen Landesamtes die Grundlage bildete. Ausdrücklich war darin die Unbedenklichkeit der Bebauung bestätigt worden.

Zur Beobachtung waren Inklinometer und Extensometer installiert worden. Die Messergebnisse zeigten keine klare Tendenz und schwankten überwiegend innerhalb der Messgenauigkeit. Auf jeden Fall ergaben sich hieraus keine Erkenntnisse, die eine Korrektur der vom GLA getroffenen Einschätzung nahelegten.

Das Netz der Beobachtungsstellen wurde in mehreren Kampagnen auf eine größere Fläche ausgedehnt, teilweise automatisiert und schließlich durch geodätisch eingemessene Meßpunkte ergänzt. Etwa ab dem Jahr 2000 konnten an einigen Messstellen tatsächlich signifikante Kriechbewegungen bis zu etwa 5 mm/Jahr nachgewiesen werden. Innerhalb des als Kriechhang ausgewiesenen Gebietes gab es aber auch weiterhin Punkte ohne signifikante Verschiebungsrate.

Um die Beurteilung des Kriechhanges auf eine noch breitere Basis zu stellen, wurde eine Auswertung von Satellitenmessungen in Auftrag gegeben, mit der Vertikalbewegungen von Dachflächen über einen Zeitraum von etwa 11 Jahren ermittelt werden konnten. Überraschenderweise stellt sich eine signifikante, ungefähr konstante Senkungsrate von ca. 1 - 2 mm/Jahr heraus, und zwar nicht nur an Gebäuden auf dem Kriechhang. Eine größere Senkungsrate von ca. 4 mm /Jahr an einem Gebäude im Hanggebiet nahe der Tunneltrasse deutete auf lokal abweichende Baugrundverhältnisse hin, möglicherweise infolge einer Auffüllung oder tieferreichender Verwitterung. Das betreffende Gebäude wies allerdings keine Schäden auf.

Insgesamt konnte aufgrund aller vorliegenden Informationen zum Zeitpunkt der Planfeststellung und später bei der Ausschreibung davon ausgegangen werden, dass

- die Kriechbewegung auf die quartäre Deckschicht begrenzt ist,
- es innerhalb des Hanges nur einige Stellen mit signifikanten Verschiebungsraten gibt, zwischen denen sich Bereiche ohne nennenswerte Bewegung befinden (Abb. 4),
- die Kriechgeschwindigkeit äußerst gering und damit unkritisch ist. Gemäß Abb. 5 ist sie der Klasse 7, der langsamsten Klasse überhaupt, zuzuordnen.

Zugleich war der messtechnisch erbrachte Nachweis einer Kriechbewegung wichtig im Rahmen der Beweissicherung. Der später mögliche Vorwurf, erst durch den Tunnelbau sei es überhaupt zu Hangbewegungen gekommen, konnte angesichts gesicherter Messergebnisse jederzeit entkräftet werden. Jetzt ging es nur noch darum, eine Beschleunigung der Kriechraten und eine Ausdehnung der bewegten Hangfläche zu verhindern.

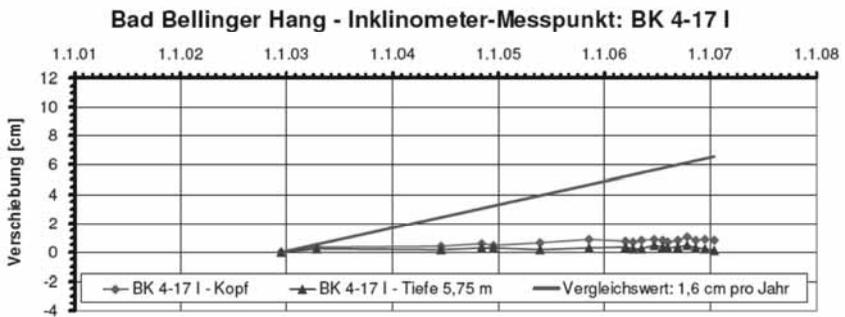
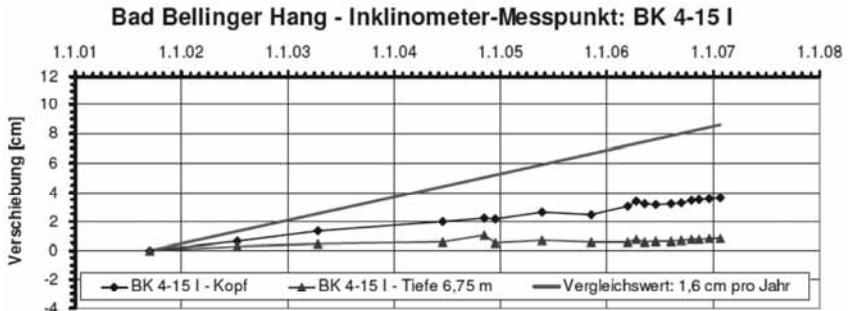


Abbildung 4: Zeitanglinien von Inklinometermessergebnissen vor der Hangunterfahrung. Positive Messwerte entsprechen einer hangabwärts gerichteten Verschiebung.

Klasse	Beschreibung	Geschwindigkeit
1	äußerst schnell	5 mm/Sekunde
2	sehr schnell	3 m/Minute
3	schnell	1,8 m/Stunde
4	mittel	13 m/Monat
5	langsam	1,6 m/Jahr
6	sehr langsam	1,6 cm/Jahr
7	äußerst langsam	

Quelle: Empfehlungen Arbeitskreis 4.2 „Böschungen“ der DGGT, Geotechnik 20 (1997) Nr.4

Abbildung 5: Die Abbildung zeigt eine geschwindigkeitsabhängige Rutschhangklassifizierung. Alle im Kriechhang Bad Bellingen festgestellten Verschiebungsraten können lediglich der Klasse 7, also „äußerst langsam“ zugeordnet werden (Quelle: Empfehlungen Arbeitskreis 4.2 „Böschungen“ der DGGT, Geotechnik 20 (1997) Nr. 4)

## 4 Rechnerische Nachweise der Gleitsicherheit im Ausgangszustand

### 4.1 Grundsätzliches

Rechnerische Standsicherheitsnachweise dienen üblicherweise der Prognose für einen noch nicht bestehenden Zustand. Unter Verwendung von Rechenwerten aus Baugrunduntersuchungen soll an geeigneten Modellen gezeigt werden, dass das geplante Bauwerk aller Voraussicht nach standsicher sein wird.

Für einen natürlichen Berghang, dessen Standsicherheit allein durch seine Existenz bewiesen ist, haben rechnerische Nachweise im Regelfall keinen Sinn. Führt man einen solchen Nachweis dennoch aus und ermittelt mit den getroffenen Annahmen eine Sicherheit kleiner als 1,0 bzw. ein Defizit an haltenden Kräften, so beweist dies nur falsche Annahmen, nicht aber das Versagen des Hanges. Die Realität hat stets einen höheren Stellenwert als die Theorie.

Abweichend vom Regelfall sind rechnerische Nachweise für bestehende Zustände immer dann angebracht, wenn es Anzeichen für Versagensmechanismen gibt oder wenn die Auswirkung bislang nicht berücksichtigter Einflüsse geklärt werden soll. Hierfür ist allerdings ein gutes Augenmaß erforderlich, damit sich die Fragestellung nicht verselbständigt und schließlich ohne Notwendigkeit aufwändige Sicherungsmaßnahmen nach sich zieht.

Die Situation am Bad Bellingner Hang entsprach genau diesem Szenario: Gewisse Bewegungen waren zwar nicht visuell erkennbar, jedoch messtechnisch nachgewiesen. Und die beabsichtigte Unterfahrung des Hanges mit zwei Tunnelröhren stellte zweifellos einen statisch zu untersuchenden Sachverhalt dar. Jetzt ging es nur noch darum, eine passende Methodik der Nachweisführung zu entwickeln.

### 4.2 Konventionelle Gleichgewichtsbetrachtungen

#### 4.2.1 Quartäre Deckschicht

Die ungünstigsten Scherparameter stammen von einer in geringer Tiefe entnommenen Probe, die als TA-Boden angesprochen wurde:

$$\varphi' = 13,6^\circ$$

$$c' = 29 \text{ kN/m}^2$$

Unter der Annahme, dass in der angesetzten Gleitfläche kein Wasserdruck wirkt, beträgt die Gleitsicherheit allein aufgrund der Reibung (Abb. 6):

$$\eta = \frac{\tan 13,6^\circ}{\tan 11^\circ}$$

$$\eta = 1,24$$

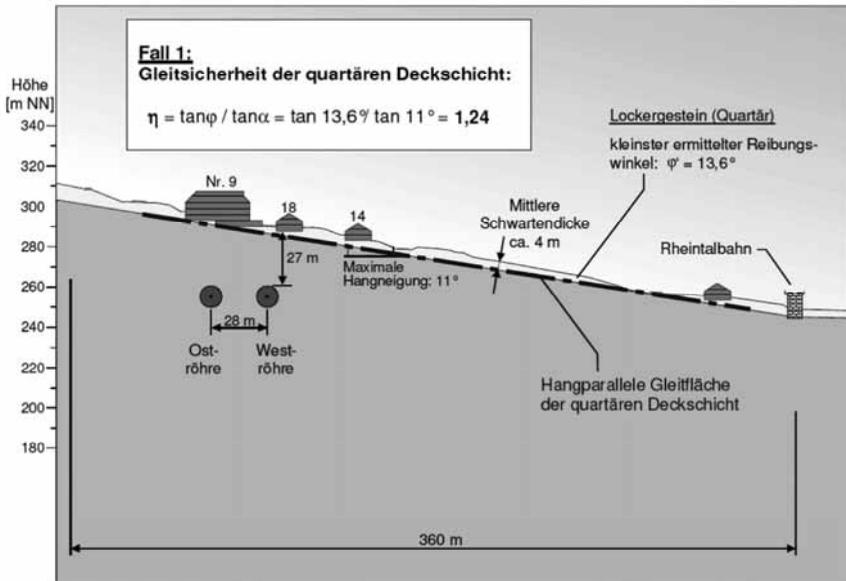


Abbildung 6: Rechnerischer Nachweis für die ca. 4 m dicke quartäre Deckschicht.

Wird auch die Kohäsion berücksichtigt, geht auch das Gewicht der Gleitschicht in die Berechnung ein. Als realistisches Beispiel wird eine 4 m dicke Bodenschicht mit einem Raumgewicht von  $20 \text{ kN/m}^3$  betrachtet:

$$4 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 80 \text{ kN/m}^2$$

$$\eta = \frac{80 \cdot \cos 11^\circ \cdot \tan 13,6^\circ + 29}{80 \cdot \sin 11^\circ} \quad \eta = 3,14$$

Nimmt man an, dass in der Gleitfläche ein Wasserdruck von  $20 \text{ kN/m}^2$  wirkt, so sinkt die Gleitsicherheit auf:

$$\eta = \frac{(80 \cdot \cos 11^\circ - 20) \cdot \tan 13,6^\circ + 29}{80 \cdot \sin 11^\circ} \quad \eta = 2,83$$

Unter der Annahme, dass die Kohäsion an der Gleitfläche durch Aufweichen des Bodens völlig verloren gegangen ist, würde ein Grenzzustand etwa bei einem Wasserdruck von  $15 \text{ kN/m}^2$  erreicht:

$$\eta = \frac{(80 \cdot \cos 11^\circ - 15) \cdot \tan 13,6^\circ}{80 \cdot \sin 11^\circ} \quad \eta = 1,01$$

An einer als TM-Boden eingestuftten Probe, die eher der Bodenansprache in Höhe der messtechnisch beobachteten Zone einer Kriechbewegung entspricht, wurden folgende Scherparameter ermittelt:

$$\varphi' = 22,9^\circ$$

$$c' = 46 \text{ kN/m}^2$$

Dieselben Betrachtungen wie zuvor führen damit zu wesentlich höheren Sicherheiten:

Ohne Kohäsion, ohne Wasserdruck:  $\eta = 2,17$

Mit Kohäsion, ohne Wasserdruck:  $\eta = 5,19$

Ohne Kohäsion, Wasserdruck 20 kN/m<sup>2</sup>:  $\eta = 1,62$

Ohne Kohäsion würde ein Grenzzustand bei einem Wasserdruck von ca. 42 kN/m<sup>2</sup> erreicht.

Mit derartigen Betrachtungen, die bis zu theoretischen Grenzzuständen reichen, wurde gezeigt, dass ein allgemeines Abrutschen der quartären Deckschichten unter realistischen Bedingungen nicht möglich ist. Diese rechnerisch hergeleitete Feststellung entspricht auch dem Augenschein sowie der als gefahrlos geltenden Nutzung des Hanggebiets. Eine mögliche Gefährdung kann nur von einem Anstieg des Wasserspiegels deutlich über das Niveau der angenommenen Gleitfläche ausgehen.

Auf spezielle rechnerische Nachweise für den Kriechvorgang wird im Abschnitt 5 eingegangen.

#### 4.2.2 Tertiäres Gebirge

Jede kinematisch mögliche Gleitfläche muß flacher als die allgemeine Hangneigung von 11° einfallen. Als minimale Scherparameter wurden an stark verwittertem Gestein  $\phi' = 27,5^\circ$  und  $c = 20 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Bereits ohne Ansatz der Kohäsion ergab sich hieraus eine Sicherheit von  $\eta = 2,68$ . Auch mit anderen Bruchkörpermodellen unter Berücksichtigung eines in ungünstigster Konstellation angenommenen Wasserdrucks sank die Sicherheit nicht unter  $\eta = 2,1$ .

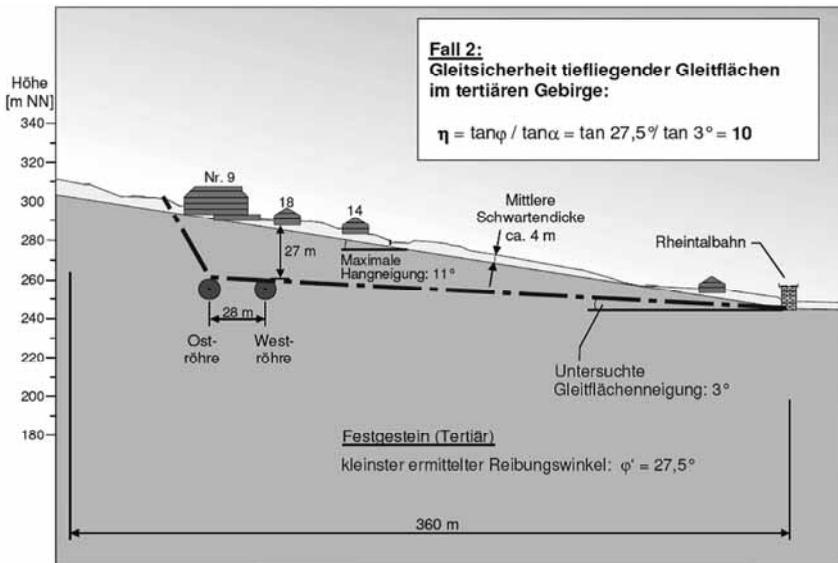


Abbildung 7: Rechnerischer Nachweis für eine mit ca. 3° Neigung verlaufende tiefe Gleitfläche.

Noch günstiger konnte die Frage beurteilt werden, ob eine den fertigen Tunnel gefährdende Hangrutschung möglich ist. Da die steilstmögliche Gleitlinie von der Tunnelfirste bis zum Böschungsfuß nur eine Neigung von  $3^\circ$  aufweist (Abb. 7), konnte ein solcher Mechanismus definitiv ausgeschlossen werden. Die Sicherheit beträgt hier  $\eta = 10$ .

Insgesamt war damit nachgewiesen, dass weder vom Tunnelvortrieb eine Rutschung im tertiären Gebirge ausgelöst werden konnte, noch der fertige Tunnel später durch eine Hangrutschung beschädigt werden kann.

## 5 Mögliche Auswirkungen des Tunnelvortriebs auf die Gleitsicherheit und das Kriechen der quartären Deckschichten

Ein Tagbruch beim Tunnelvortrieb war konstruktiv durch die Baumethode definitiv ausgeschlossen. Die größte anzunehmende Auswirkung des Vortriebs auf die Basis der kriechenden Schicht war die Ausbildung einer Senkungsmulde.

Es konnte aufgrund eines messtechnisch überwachten Probevortriebs als sicher gelten, dass sich die vortriebsbedingte Senkung auf ein Gesamtmaß von 15 mm begrenzen ließ. Rechnerische Untersuchungen hierzu ergaben ebenfalls Werte in dieser Größenordnung.

Da der Tunnelvortrieb schräg zur Fallrichtung des Hanges verläuft, eher quer als parallel, war die Senkungsmulde in Querrichtung für die Beeinflussung der Kriechbewegung maßgebend. Bergseitig führt die Mulde zu einer Versteilung des Hanges, talseitig zu einer Verflachung. Bei einer Betrachtung über die gesamte Breite der Mulde sollten sich diese Einwirkungen gegenseitig aufheben, so dass insgesamt keine Vergrößerung der Kriechgeschwindigkeit auftritt. Betrachtet man nur die Versteilung, so wäre diese prinzipiell mit einer Verringerung der Gleitsicherheit bzw. mit einer vorübergehenden größeren Kriechgeschwindigkeit verbunden. Die Größenordnung der Veränderung ist allerdings minimal:

Nimmt man auf der sicheren Seite an, dass sich das Gelände auf 10 m Länge um 20 mm schräg stellt, so führt das nur zu einer Winkeländerung von

$$\Delta \alpha = \arctan 20 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \alpha = 0,1146^\circ$$

Eine solche Neigungsänderung ist so gering, dass sich die zugehörige Reduzierung der Gleitsicherheit zahlenmäßig fast nicht bemerkbar macht. Näherungsweise gilt bei alleiniger Betrachtung der Reibung:

$$\Delta \eta = \frac{\tan 0,1146^\circ}{\tan 11^\circ} = \frac{0,002}{\tan 11^\circ}$$

$$\Delta \eta = 0,01$$

Damit würde eine Sicherheit von z.B. 1,20 auf einen Wert von 1,19 abnehmen.

In Tunnellängsrichtung bedeutet die vor der Ortsbrust entstehende Senkungsmulde, dass in der Überdeckung zunächst ein Gefälle zum fertigen Tunnel auftritt. Mit fortschreitendem Vortrieb kippt das Gelände wieder in die Ausgangsneigung zurück. Eine Versteilung in Richtung des Hangeinfallens war beim Bad Bellingner Hang jedenfalls aus dieser Komponente der Senkungsmulde zu keinem Zeitpunkt zu erwarten. Damit ist die Vernachlässigung der Längsrichtung bei obiger Betrachtung zulässig.

Die mögliche Auswirkung der Versteilung auf den Kriechvorgang wurden auf Vorschlag des Büros Smoltczyk & Partner quantitativ mit Hilfe von Formeln untersucht, die an der Universität Karlsruhe für die Bemessung von Hangverdübelungen entwickelt worden sind [1, 2]. Auf diese Weise konnte von einer aktuellen Kriechgeschwindigkeit auf eine nach der Versteilung zu erwartende Geschwindigkeit geschlossen werden. Zugleich ließ sich aus der Relation zwischen einer vorhandenen Schubspannung und einer im Labor ermittelten Grenzscherungsspannung eine Sicherheit gegenüber dem Übergang vom Kriechen zum Rutschen angeben. Es war dies ein erster Versuch, für einen Kriechvorgang zahlenmäßige Angaben zur Sicherheit zu machen. Als Beispiel mögen folgende Zahlen dienen:

- Sicherheit gegen Versagenskriechen (Rutschen) im Ausgangszustand:  $\eta = 2,77$
- dito nach einer Versteilung um  $0,2^\circ$ :  $\eta = 2,70$ .

Das Beispiel zeigt, dass ein großer Sicherheitsabstand zu einem kritischen Zustand besteht und dass sich dieser auch bei einer übertrieben angenommenen vortriebsbedingten Versteilung nicht nennenswert verringert.

Eine weitere mögliche Auswirkung des Vortriebs sind die von der TVM ausgehenden Schwingungen, wie sie insbesondere am Schneidrad beim Abbau des Gebirges entstehen. Im vorliegenden Fall waren diese aber sowohl aufgrund der überwiegend geringen Gesteinsfestigkeit, als auch anhand der am Katzenbergtunnel speziell für diese Fragestellung gewonnenen Messergebnisse als minimal einzustufen.

## **6 Mögliche Auswirkungen des Tunnelvortriebs auf die Infrastruktur und Bebauung**

Hinsichtlich möglicher Schäden war für die gegebene Situation grundsätzlich zwischen Folgen einer beschleunigten Kriechbewegung und Auswirkungen von Oberflächen-senkungen zu unterscheiden. In beiden Fällen geht es vor allem um Differenzbeträge. Eine gleichmäßige horizontale Verschiebung führt ebenso wenig zu Schäden wie eine gleichmäßige Senkung.

Weiterhin war zu unterscheiden zwischen

- geringfügigen, jederzeit reparierbaren Schäden,
- schweren Schäden an der Bausubstanz, die aufwändige Sanierungen bis hin zum Abriß und Neubau erforderlich machen,
- schwersten Schäden mit unmittelbarer Einsturzgefahr, die eine sofortige Evakuierung der Gebäude verlangen,
- und spontanem Einsturz ohne Vorwarnung mit Gefahr für Leib und Leben der Bewohner.

Ziel aller Planungen war selbstverständlich, die Schäden auf die erste Kategorie zu begrenzen. Für niemals ganz auszuschließende weitergehende Schäden musste gelten, dass Personenschäden mit absoluter Zuverlässigkeit zu vermeiden waren. Sowohl die Bautechnik, als auch die messtechnische Überwachung war hierauf auszurichten. Tab. 1 zeigt einen Auszug aus den Antragsunterlagen, die für das EBA erstellt wurden.

Auszug aus Risikobetrachtung - 'Tunnelvortrieb im Bad Bellinger Hang'		
Schadensereignis	Eintrittswahrscheinlichkeit	Maßnahmen
<b>1) <u>Hangrutschung oberflächlich</u></b> <b>a. katastrophal</b> (plötzlich, keine Fluchtmöglichkeit)  <b>b. örtlich begrenzte Rutschung</b>	<b>äußerst unwahrscheinlich</b>  <b>unwahrscheinlich</b>	-/-  - Benachrichtigung der Anwohner - ggfs. Straßensperrung bzw. Stützmaßnahmen an Gebäuden - Sanierung nach Vortriebsende
<b>2) <u>Hangrutschung auf tiefen Gleitflächen</u></b>	<b>Aus kinematischen Gründen unmöglich</b>	-/-
<b>3) <u>Auswirkung der Setzungsmulde infolge Tunnelvortrieb auf Gebäude</u></b> <b>a. Risse im Putz</b>  <b>b. Sichtbare Gebäudeschrägstellung</b>	<b>Wahrscheinlich</b>  <b>unwahrscheinlich</b>	- Sanierung durch Maler  - Sanierung nach Vortriebsende

Tabelle 1: Auszug aus der Tabelle Risikobetrachtung und Maßnahmen aus den Antragsunterlagen, erstellt für das EBA.

Den Betrachtungen des Regelfalls wurden die folgenden Annahmen zugrunde gelegt:

- Keine Auslösung einer Rutschung durch den Tunnelvortrieb
- Keine Verschiebungsunterschiede entlang der Hangoberfläche infolge lokaler Beschleunigung des Kriechens
- Maximale Tiefe der vortriebsbedingten Senkungsmulde gegenüber ihren Rändern 15 mm
- Maximale Schrägstellung (Verkantung) = 1/1300
- Maximale Zerrung und Pressung 6 mm auf 10 m.

Die drei letztgenannten Annahmen beruhen auf den Messergebnissen des bereits erwähnten Probevortriebs. Bei den Zerrungen/Pressungen handelt es sich nicht um tatsächliche Verschiebungen im Sinne einer Rutschung, sondern nur um vorübergehende Differenzen während des Durchwanderns der Senkungsmulde.

Die Bewertung dieser Vorgaben in ihren möglichen Auswirkungen auf die Gebäude wurde zunächst nur anhand von Standardtabellen unter Berücksichtigung der Gebäudeposition zu den Tunnelröhren vorgenommen (Tab. 2). Hierbei ergab sich, dass allenfalls architektonische Schäden, keinesfalls aber Beschädigungen der Gebäudesubstanz zu erwarten waren. Mit dieser Prognose wurde die Freigabe des Vortriebs beim EBA beantragt.

Schäden	Winkelverdrehung
leichte architektonische Schäden	1:600 bis 1:400
mittlere architektonische Schäden	1:400 bis 1:300
starke architektonische Schäden	1:300 bis 1:200
leichte bis mittlere konstruktive Schäden	1:200 bis 1:150

Tabelle 2: Winkelverdrehungen und daraus möglicherweise resultierende Gebäudeschäden [3].

Die Genehmigungsbehörde gab sich hiermit allerdings nicht zufrieden, sprach von Gefahr für Leib und Leben - was konkret Gebäudeeinsturz infolge des Tunnelvortriebs bedeutete - und forderte spezielle Gebäudegutachten für jedes Haus in Tunnelnähe. Durch diese unerwartete, erst kurz vor der Unterfahrung erhobene Forderung wurde ein Vortriebsstillstand herbeigeführt. Zunächst mussten Statiker gefunden werden, die die Gebäude gründlich zu untersuchen und zu beurteilen hatten. Je nach deren Konstruktion und Größe waren schließlich für verschiedene Punkte zulässige gegenseitige Verschiebungen in horizontaler und vertikaler Richtung anzugeben (Abb. 8).

Die Einbeziehung der vielen zusätzlichen Meßpunkte in das bereits installierte Meßsystem bereitete große Probleme, weil kurzfristig weitere Geräte beschafft und aufgebaut werden mussten. Hierfür sowie für die Befestigung der neuen Meßpunkte waren auch neue Vereinbarungen mit den Grundstückseigentümern erforderlich. Insgesamt ist hierdurch ein Stillstand von 19 Tagen entstanden.

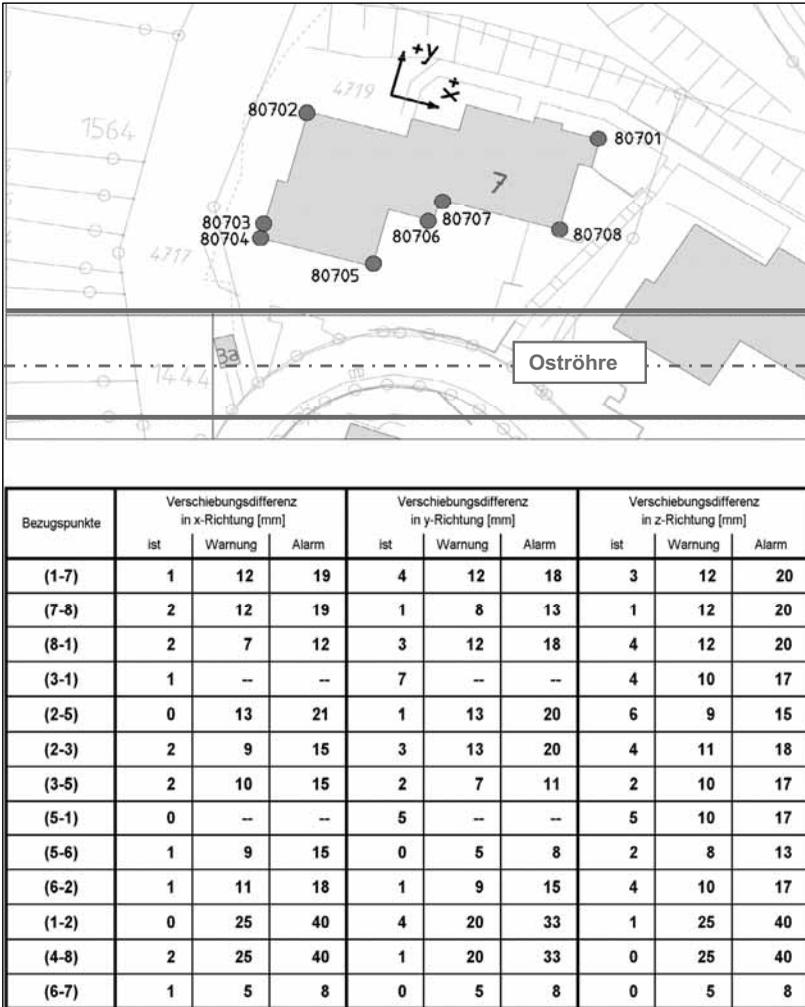


Abbildung 8: Warn- und Alarmwerte sowie tatsächlich gemessene Verschiebungswerte (Zwischenzustand) für das Gebäude Hofstrasse 7. Die Warn- und Alarmwerte wurden vom Gebäudegutachter festgelegt.

## 7 Messprogramm auf dem Hang für die Zeit der Unterfahrung

Zusätzlich zum vorhandenen, aus Inklinometern und konventionell eingemessenen Punkten bestehenden Dauermessprogramm (Abb. 2) wurde für die Dauer der Unterfahrung ein automatisches, kontinuierliches Meßsystem eingerichtet (Abb. 9). In seiner letzten Ausbaustufe bestand dieses aus 6 tachymetrischen Totalstationen und ca. 110 Zielpunkten in Form von Prismen an Gebäuden und auf dem Gelände.



Abbildung 9: Das Bild oben zeigt einen mit einem PVC-Rohr geschützten Tachymeter auf einem festen Pfeiler. Das untere Bild zeigt zwei Tachymeter mit den Blickrichtungen auf die zugehörigen Prismen.

Das automatische Messprogramm diente zugleich mehreren Zwecken:

- Fortlaufende Datengewinnung im Gegensatz zu den gelegentlichen Messungen des Regelprogramms
- Ständige Beobachtung der durch den Tunnelbau ausgelösten Bewegungen mit der Möglichkeit zur sofortigen Veranlassung von Gegenmaßnahmen im Vortrieb
- Basis eines Warnsystems zur sicheren Verhinderung von Personenschäden.

Die ständig anfallenden Daten wurden über Funk an eine Zentrale geleitet und dort fortlaufend ausgewertet. Die Ergebnisse standen den beteiligten Fachleuten online als Tabellen und Grafiken zur Verfügung. Bei Überschreitung vorgegebener Grenzwerte erfolgte eine Benachrichtigung per SMS.

Da sich alle Tachymeterstationen auf dem Kriechhang befanden und damit nicht als definitive Festpunkte gelten konnten, war eine Anbindung an außerhalb liegende Festpunkte erfor-

derlich. Außerdem fand ein Fehlerausgleich zwischen den verschiedenen Teilbereichen über mehrfach angepeilte Zielpunkte statt. Insgesamt wurde eine Genauigkeit nach Lage und Höhe von ca.  $\pm 2$  mm erreicht.

Bisweilen entstanden Irritationen durch Fehlmessungen, wie sie an einzelnen Messstrecken durch Sabotage (Entfernen oder Verdrehen von Spiegeln), Wetter (Nebel, Morgentau) oder versperrte Sicht (gewachsenes Gras oder bewegte Sträucher) verursacht wurden. Beim Fehlerausgleich wirkten sich diese Störungen auch auf andere Meßpunkte aus, und nach dem Entfall der Ursache dauerte es bisweilen mehrere Stunden, bis sich das System rechen-technisch wieder stabilisiert hatte. Wenngleich im Regelfall die Ursache sehr schnell erkannt und der ausgelöste Alarm wieder aufgehoben werden konnte, so waren die Fehlmessungen doch immer wieder Wasser auf die Mühlen der Bedenkenträger. Bis heute werden durch Fehlmessungen bedingte Grenzwertüberschreitungen als Beleg für ein riskantes Vorgehen bei der Hangunterfahrung herangezogen [4].

## **8 Zusatzmaßnahmen beim Vortrieb zur Minimierung der Baugrundverformungen**

Durch den Bauvertrag war ein Vortrieb im geschlossenen Modus mit vollständiger Erdbrei-verfüllung der Abbaukammer verbindlich vorgeschrieben. Bei sorgfältiger Kontrolle der Massenbilanz war hierdurch sichergestellt, dass es zu einem Großschaden in Form eines Verbruchs nicht kommen konnte. Dieser Argumentation hatte sich das Eisenbahn-Bundesamt bei der Planfeststellung angeschlossen. Auch war das EBA aufgrund der langjährigen Beobachtung davon ausgegangen, dass der Kriechhang auf dem zu unterfahrenden Hang infolge des Vortriebs nicht in eine Rutschung übergehen kann.

Diese bis zum Baubeginn als gesichert geltenden Annahmen wurden im Zuge der Ausführungsplanung und der bauaufsichtlichen Genehmigung mehr und mehr in Frage gestellt. Zunächst meldete die Arge Katzenbergtunnel Bedenken an und war zur Hangunterfahrung nur nach Anweisung des Bauherrn bereit. In den Vergabeverhandlungen hatte sie die Machbarkeit noch zugesichert, und in ihrer Kalkulation war sie von einem Vortrieb ohne Sondermaßnahmen ausgegangen. Das schließlich umgesetzte Konzept wurde dementsprechend nicht vom AN, sondern vom Tunnelbausachverständigen des AG entwickelt und geleitet.

Weiterer Druck, Sondermaßnahmen für die Hangunterfahrung zu planen, entstand durch die Weigerung des EBA-Prüfers, die Beurteilung der Risiken aus der ebenfalls vom EBA durchgeführten Planfeststellung zu übernehmen. Die Gefahr einer katastrophalen Hangrutschung, ausgelöst durch den Tunnelvortrieb, wurde trotz aller dagegen sprechenden Beobachtungen und Nachweise zum Hauptkriterium der Vortriebsfreigabe. Es liegt in der Natur der Sache, dass eine Lösung nur in der Minimierung der durch den Vortrieb ausgelösten Gebirgsverformungen zu suchen war. Das zur Genehmigung eingereichte Konzept sah folgende Maßnahmen vor (Abb. 10 und 11):

- hoher Stützdruck auf die Ortsbrust, Vermeidung von Druckschwankungen im Erdbrei
- gezielte Stützung des freigeschnittenen Gebirges im Steuerspalt über und neben dem Schild durch einen separat eingepressten Bentonitbrei
- verstärkte Kontrolle der Ringraumverfüllung hinsichtlich Menge und Druck
- bei Bedarf Nachverpressung des Ringspalts über speziell ausgerüstete Tübbings.

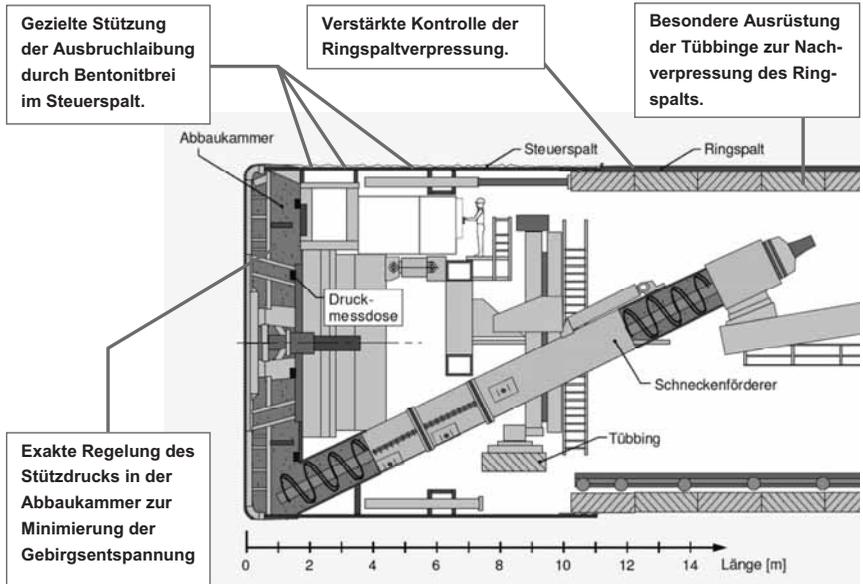


Abbildung 10: Zusatzeinrichtungen und -maßnahmen für die Unterfahrung der Wohnbebauung.

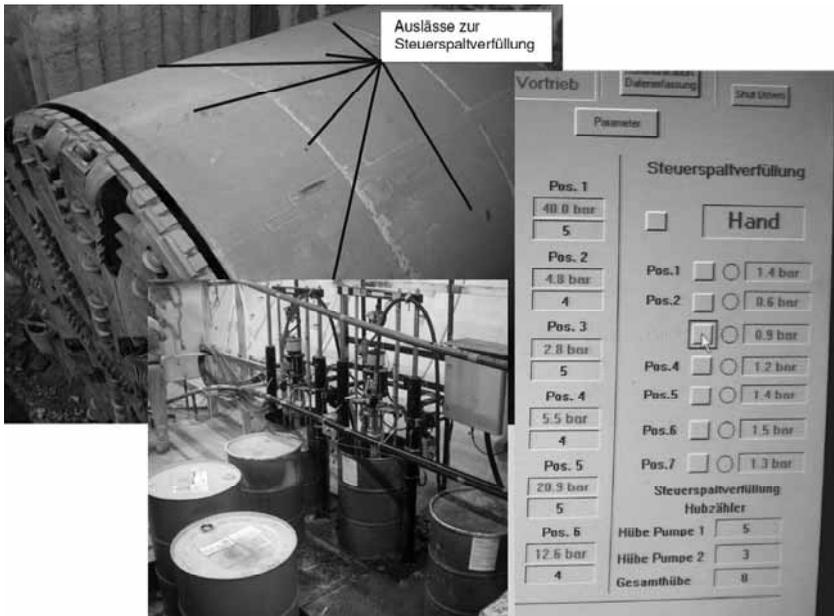


Abbildung 11: Zusatzeinrichtungen für die Steuerspaltverfüllung.

Für den Fall eines erforderlichen Einstiegs in die Abbaukammer, vor allem zum Werkzeugwechsel und zur Ortsbrustinspektion, war eine Teilabsenkung des Erdbreis nur in Verbindung mit einer Druckluftstützung erlaubt. Zur Beherrschung von Undichtigkeiten und Nachbrüchen war eine in der Abbaukammer einsetzbare Spritzbetonanlage bereitzuhalten, das eingesetzte Personal musste drucklufttauglich sein.

Die vorgenannten Maßnahmen machten Umrüstungen sowie die Anmietung spezieller Geräte für die Dauer der Hangunterfahrung erforderlich. Insgesamt hielt sich der Aufwand aber in eher bescheidenen Grenzen und erscheint auch nachträglich als der Aufgabenstellung angemessen. Im Vergleich dazu wäre die Ausführung einer kompletten Hangverdübelung, wie sie von interessierter Seite als unverzichtbare Voraussetzung einer Unterfahrung vorgeschlagen wurde, als monströse Fehlinvestition in die Baugeschichte eingegangen. Möglicherweise hätte der Vortrieb wegen fehlender Zustimmung der Grundstückseigentümer auch gänzlich abgebrochen werden müssen. Dagegen bewegten sich die Sondermaßnahmen beim Vortrieb voll im Rahmen der Planfeststellung.

## **9 Die Hangunterfahrung**

### **9.1 Ablauf, Beobachtungen und grundsätzliche Feststellungen**

Nach der Freigabe des Vortriebs durch das EBA wurde die als Sonderbereich definierte Hangstrecke von 400 m Länge von der ersten Maschine (Oströhre) in 37 Tagen, von der zweiten in 44 Tagen durchfahren. Um die vortriebsbedingten Einflüsse der beiden Vortriebe voneinander unterscheiden zu können, eine Kumulation möglicher Probleme zu vermeiden und eine direkte gegenseitige Störung auszuschließen, lief die Westmaschine der Ostmaschine um 100 m nach. Insgesamt dauerte die „heiße Phase“ der Hangunterfahrung damit 52 Tage.

In dieser Zeit wurden sämtliche Daten des Messprogrammes vom Hang und vom Vortrieb über ein Internetportal den Mitgliedern einer speziellen „task force“ fortlaufend zur Verfügung gestellt. Bei Überschreitung festgelegter Grenzwerte erfolgte eine automatische Benachrichtigung über SMS. Wegen der bereits angesprochenen Sondersituation eines Vortriebs nach Anweisung wurden alle sicherheitsrelevanten Entscheidungen im Auftrag der DB durch den SV Tunnel und seinen Vertreter auf der Baustelle getroffen. Diese Entscheidungen betrafen vor allem:

- Vortriebsgeschwindigkeit
- Stützdruck
- Druck und Einpressmenge der Umfangsverfüllung am Schild
- Nachverpressungen im Spalt zwischen Tübbingring und Gebirge
- Festlegung zulässiger Stillstandsstationen und Betriebsbedingungen für erforderliche Werkzeugwechsel
- Veranlassung einer Gebäudekontrolle durch den jeweiligen Gebäudegutachter entsprechend Alarmplan
- Persönliche Ansprache der Anwohner, z.B. wegen Geräuschen vom Vortrieb.

Als vertrauensbildende Maßnahme war bereits lange vor der Unterfahrung der direkte Kontakt zu den Hauseigentümern und Mietern im Rahmen einer Informationsveranstaltung hergestellt worden. Die hierbei zugesagte Bekanntgabe des aktuellen Vortriebsstands wurde an

einer großen Schautafel vorgenommen, auf der in einem genauen Lageplan der Stand der beiden Maschinen täglich neu markiert wurde. Das Angebot einer Hotelunterbringung während der geräuschintensivsten Phase wurde von einigen Betroffenen gern in Anspruch genommen. Tatsächlich waren die mahlenden und gelegentlich auch pochenden Geräusche des arbeitenden Schneidrads geeignet, empfindliche Personen um den Schlaf zu bringen. Durch die intensive Aufklärung und Betreuung der Anwohner konnte aber vermieden werden, dass der Vortrieb durch besondere Rücksichtnahme in irgendeiner Weise eingeschränkt werden musste.

Umgekehrt musste aufgrund der Messergebnisse und Gebäudebefunde auch niemals irgendein Notfallszenario aus dem Alarmplan in Kraft gesetzt werden. Insbesondere war keine vorsorgliche oder gar durch tatsächliche Gefahr bedingte Evakuierung erforderlich. Die Auflage des EBA, die Anwohner bereits über das Erreichen interner Vorwarnstufen zu informieren, konnte in Form eines „gerade einmal Vorbeischauens“ erfüllt werden, ohne dass hierdurch eine unnötige Beunruhigung ausgelöst wurde.

Die Messergebnisse lagen ganz überwiegend in der durch den Tunnelgutachter der DB prognostizierten Größenordnung (Abb. 12). Einzelne Überschreitungen waren durch örtliche Besonderheiten erklärbar und haben in keinem Fall zu einer Gefahrensituation oder zu Schäden geführt.

Eine die Prognose deutlich übersteigende Setzung von mittlerweile 40 mm beruht auf einem örtlich stärker verformbaren Baugrund in Verbindung mit einer unerwartet starken Grundwasserabsenkung. Das betroffene Gebäude hat sich als Ganzes schadensfrei gesenkt. Maßgebendes Kriterium im Alarmplan war eine bestimmte Setzungsdifferenz zwischen den Hausecken, die zu jeder Zeit eingehalten wurde. Angesichts dieser Tatsachen ist es unverstänlich, warum dieses Ergebnis von interessierter Seite als Nachweis eklatanter Fehlprognosen und Beinahe-Katastrophen verwendet wird [4].

In Wirklichkeit hat es Fehlprognosen im Sinne einer erheblichen Gefahrenüberschätzung eher auf der Gegenseite gegeben. Durch FE-Berechnungen ermittelten Hangverschiebungen um ca. 100 mm („real case“) standen gemessene Verschiebungen von max. 6 mm gegenüber. Wer so eklatant danebengegriffen hat und durch die Realität einer schadensfreien Unterfahrung so eindeutig widerlegt wurde, sollte sich nicht noch durch Hinweis auf angebliche Fehlprognosen der echten Akteure exponieren.

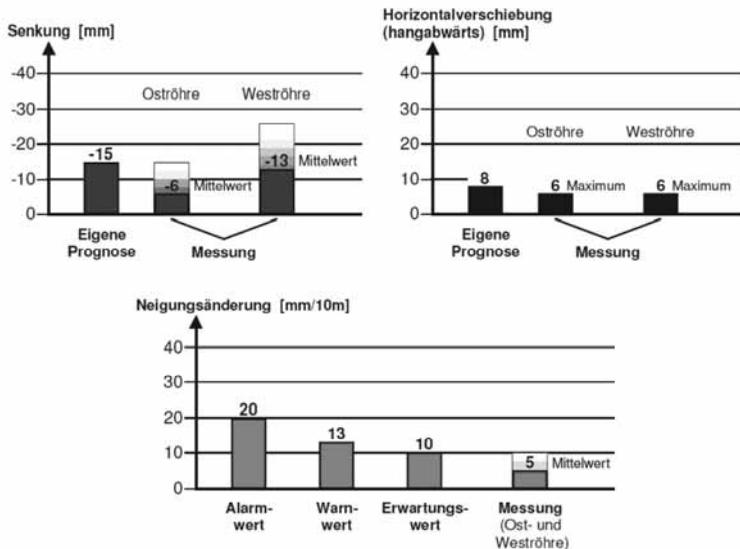


Abbildung 12: Die beiden oberen Grafiken zeigen eine Gegenüberstellung der prognostizierten Verschiebungen mit den tatsächlich gemessenen. Die untere Grafik stellt die für die Neigungsänderung an der Geländeoberfläche festgelegten Alarm-, Warn- und Erwartungswerte sowie die tatsächlich gemessenen Werte dar. Die Prognosen beziehen sich auf den Zustand 20 m hinter der Ortsbrust.

## 9.2 Ausgewählte Messergebnisse

Die kontinuierliche Messung von Zielpunkten durch automatische Tachymetertheodoliten betraf einerseits die Gebäude, andererseits die Geländeoberfläche (Abb. 13). Letzterer Teil des Meßprogrammes umfasst zwei Linien über den beiden Tunnelröhren und einige Querprofile. An diesen Punkten läßt sich das durch den Tunnelvortrieb bedingte Verformungsgeschehen besser verfolgen als an den Gebäudepunkten. Zwar sind die Messlinien im Bereich der Gebäude zwangsläufig unvollständig, doch lassen sich trotzdem klare Aussagen zu den verschiedenen Mechanismen machen:

- Die durch den Vortrieb bedingte Senkungsmulde lief der Ortsbrust einige m voraus. Dementsprechend stellte sich das Gelände in Längsrichtung leicht schräg und erfuhr zugleich eine Verschiebung in Richtung TVM. Als Differenz zu den noch nicht verschobenen Punkten vor der Ortsbrust entstand eine Zerrung. Schrägstellung und Zerrung gingen während der weiteren Unterfahrung im Regelfall fast vollständig zurück, während die Senkung bis weit nach der Passage der TVM noch zunahm.

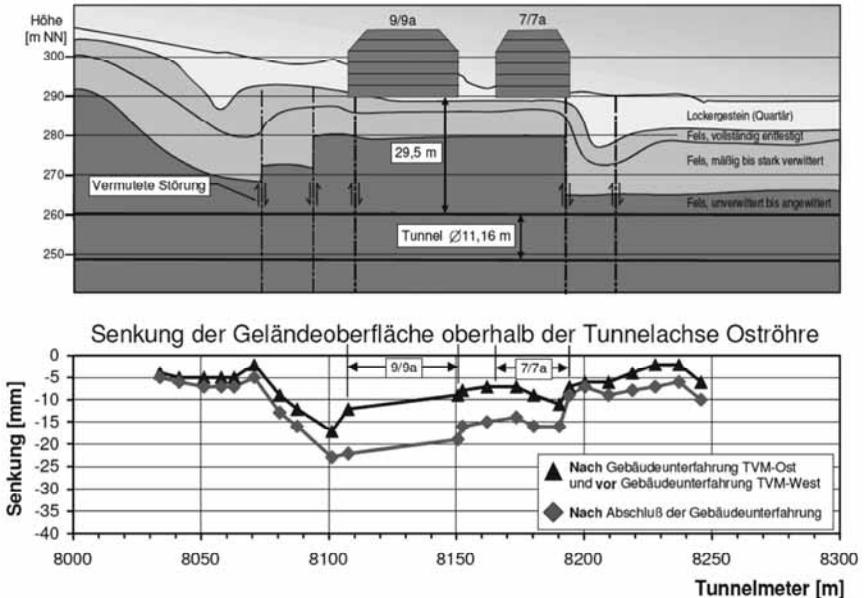


Abbildung 13: Von den Tachymetern gemessene Setzungen über der Tunnelröhre Ost.

- In Querrichtung reichte die Senkungsmulde bis etwa 30 m beiderseits der Tunnelachse. Dies entspricht etwa einem Winkel von  $45^\circ$ , ausgehend von der Seitenwand in halber Tunnelhöhe.
- Die geneigte Geländeoberfläche machte sich in den Verschiebungen nicht bemerkbar. Wo aufgrund des Gefahrenbildes „Hangrutschung“ eher eine allgemeine talwärtige Verschiebung erwartet wurde, ergab sich in der Tendenz klar erkennbar, aber unterschiedlich stark ausgeprägt eine Verschiebung symmetrisch zur Tunnelachse entsprechend der Flankenneigung der Senkungsmulde. Dies führte örtlich zu einer signifikanten Bewegung hangaufwärts im talseitigen Teil der Senkungsmulde.
- Die zu Relativverschiebungen führenden Bodenbewegungen aus direktem Vortriebs-einfluss waren in aller Regel etwa 50 m hinter der TVM, auf jeden Fall aber nach Abschluß der Unterfahrung abgeklungen. Anschließend sind allenfalls leichte Nachsetzungen im Bereich der Messgenauigkeit aufgetreten. Unabhängig vom direkten Vortriebs-einfluss finden weitere Verschiebungen seither nur - jeweils örtlich - als Setzungen infolge Grundwasserabsenkung und als Horizontalverschiebung infolge Hangkriechen statt. Bei den Setzungen ist mit wieder ansteigendem Grundwasser eine Tendenzumkehr zu erwarten, die Kriechbewegungen werden sich dagegen fortsetzen.
- Die automatischen Tachymetermessungen zeigen eine unveränderte Fortsetzung des Kriechens mit der auch vor der Unterfahrung gemessenen Geschwindigkeit (Abb.14). Eine anhaltende Beschleunigung hat nicht stattgefunden. Eine vorübergehend höhere Geschwindigkeit oder auch ein einmaliger Verschiebungssprung während der unmittelbaren

Unterfahrung wurden an wenigen, bereits zuvor auffälligen Meßpunkten festgestellt. Diese Ausnahmefälle lassen sich aber weder verallgemeinern, noch zeitlich extrapolieren.

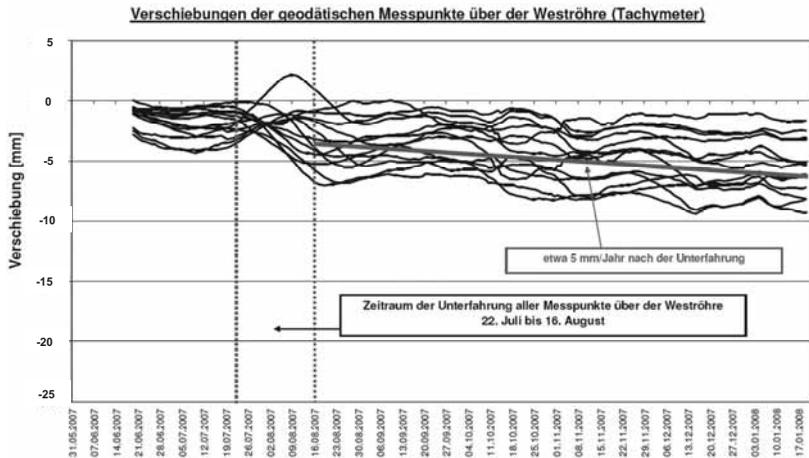


Abbildung 14: Zeitanglinien der Horizontalverschiebungen automatisch gemessener Messpunkte an der Geländeoberfläche über der Weströhre.

- Eine Zusammenstellung aller Messpunkte des händischen Regelmessprogramms lässt im Mittel überhaupt keine Verschiebung erkennen (Abb. 15). Diese Messungen sind grundsätzlich genauer als die nur für die Unterfahrung konzipierten automatischen Messungen. Es kann daher als sicher gelten, dass weiterhin keine allgemeine Kriechbewegung des ganzen Hanges stattfindet. Bei Einzelpunkten liegt die durchschnittliche Kriechrate immer unter 5 mm.

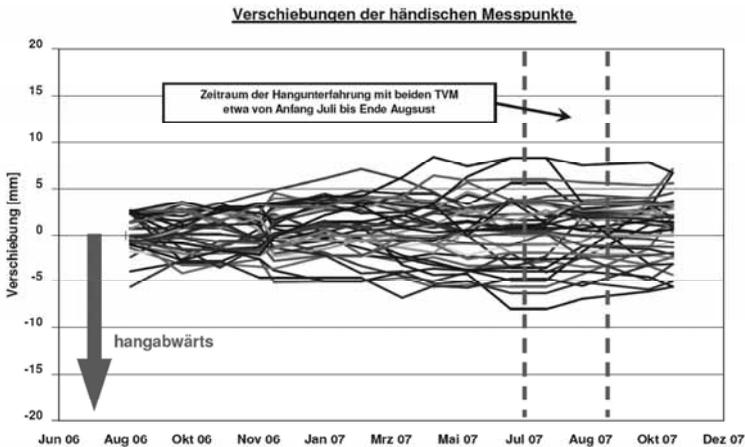


Abbildung 15: Zeitanglinien der Horizontalverschiebungen händisch gemessener Messpunkte an der Geländeoberfläche.

## 10 Zusammenfassung, Schlussbemerkungen

Die Unterfahrung des bebauten Bad Bellinger Hanggebietes war eine anspruchsvolle Ingenieuraufgabe, die aber allen Beteiligten von Anfang an mit allen damit zusammenhängenden Aspekten bekannt war. Das Eisenbahn-Bundesamt hatte für die jetzt realisierte Trasse die Planfeststellung durchgeführt und alle erhobenen Einsprüche gegen den Tunnelvortrieb zurückgewiesen. Bezüglich des Hangkriechens und der Bebauung wurde in der Begründung geltend gemacht, dass ein Schildvortrieb im geschlossenen Modus allein schon durch die gefüllte Abbaukammer ein hinreichendes Sicherheitsniveau gewährleistet. Dieser Ansatz hat sich als absolut richtig erwiesen.

Zur Minimierung der Vortriebseinflüsse auf den Hang wurde der für die Hangunterfahrung verbindlich vorgeschriebene Vortrieb mit gefüllter Abbaukammer noch um einige zusätzliche Komponenten ergänzt. Als besonders nützlich ist hierbei die gezielte Verpressung des Steuerspaltes mit Bentonitbrei anzusehen, durch die das Nachbrechen des freigelegten Gebirges bis zum Schildmantel verhindert oder zumindest verringert wurde. Im Vergleich dazu dürfte der Einfluss der verstärkten Ortsbruststützung eher gering gewesen sein. Allerdings haben die sehr genaue Druckregelung in Verbindung mit dem gezielten Kleinhalten des durch Schaumzugabe zwangsläufig entstehenden Luftpolsters eine besonders gute Massenkontrolle ermöglicht. Dies ist unerlässlich, wenn das versehentliche Herstellen eines durch Nachbruch entstehenden Hohlraums über dem Tunnel unbedingt verhindert werden muß.

Neben den Maßnahmen am Tunnel war auch die fortlaufende meßtechnische Verformungskontrolle auf dem Hang ein integraler Bestandteil des Gesamtkonzepts. Die Messergebnisse waren die Grundlage einer bedarfsgerechten Vortriebssteuerung, hätten aber im Sinne eines Frühwarnsystems im Notfall auch die rechtzeitige Veranlassung von Stütz- oder Evakuierungsmaßnahmen ermöglicht.

Irgendwelche kritischen Situationen sind während der Hangunterfahrung nicht entstanden. Gelegentliche, messtechnisch bedingte Fehlalarme lösten die jeweils vorgesehenen Reaktionen aus und zeigten so die Handlungsfähigkeit des verantwortlichen Teams. Definitiv hat der Tunnelbau weder zu Rutschungen oder anhaltend beschleunigten Kriechbewegungen, noch zu über das Klemmen einer Tür hinausgehenden Gebäudeschäden geführt. Schon gar nicht ist es zu den immer wieder ins Feld geführten Personenschäden gekommen. Damit mußte die Diskussion über die Zweckmäßigkeit der Sondermaßnahmen, über Art und Umfang erforderlicher Nachweise und das mögliche Zurückfahren des Messprogrammes eigentlich beendet sein.

## 11 Literaturverzeichnis

- [1] Leinenkugel, H. J.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 66, 1976.
- [2] Lippomann, R.: Ingenieurgeologische Kriechhangsicherung durch Dübel, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 111, 1988.
- [3] Hilmer, K.: Schäden im Gründungsbereich, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [4] Dollowski, P. ; Erichsen, C.: Der Katzenbergtunnel: TVM-Vortrieb im Fels mit einschaligem Tübbingausbau und 9 bar Wasserdruck, die Aufgaben des Eisenbahn-Bundesamtes, 18. Symposium für Felsmechanik und Tunnelbau, Stuttgart, 2008.

# Risikobewertung eines Schildvortriebs im Bereich eines vertikalen Geologiewechsels am Beispiel des Tunnels Wiesing/Jenbach

Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer, Dipl.-Ing. Heiko Peter Neher, Fernando Acosta MSc.  
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Abteilung Tunnelbau

## 1 Einführung

Anhand aktueller Auswertungen der STUVA (1) ist festzustellen, dass die Anzahl maschinell aufgefahrener Tunnel kontinuierlich ansteigt. Die dabei entstehenden Fragestellungen hinsichtlich der Bemessung der Schildmaschine und des Tunnelausbaus oder der sich entwickelnden Verformungen des Tunnels und des Gebirges führen weg von konventionellen Stabwerkmodellen und hin zu numerischen Lösungsansätzen, häufig unter Verwendung der Finite-Element-Methode (FEM). Insbesondere bei Interaktionsvorgängen zwischen Tunnelvortriebsmaschine (TVM) und Gebirge gilt die Anwendung der FEM mittlerweile als Standard. Dies gilt für ebene Berechnungsmodelle, aber bisher noch nicht für räumliche Aufgabenstellungen. Die Schwierigkeiten in der Anwendung steigen mit der Modellgröße und den boden- sowie felsmechanischen Anforderungen an das zu verwendende Stoffgesetz. Häufig sind diese Berechnungen Teil des Risikomanagements, um etwaige Bodenverformungen vor Baubeginn zu quantifizieren und die sich daraus abzuleitenden Auswirkungen auf umgebende Bauwerke zu spezifizieren. Entscheidend bei dieser Vorgehensweise sind Maßnahmen zur Eingrenzung oder Reduzierung des Risikos, im Sinne von möglichen vorbeugenden Zusatzmaßnahmen oder auch Notfallmaßnahmen. Dies können Bodenverbesserungen oder Änderungen an der Konstruktion sein. In diesem Gesamtkontext betrachtet, sind Berechnungsmodelle, die sowohl den Bauablauf als auch Details der Herstellung erfassen, von besonderer Bedeutung und lohnen in der Regel den größeren Planungsaufwand.

Arbeiten von KASPER (2) und MÖLLER (3) konzentrieren sich auf die Simulation des maschinellen Tunnelvortriebs mit FEM. Aufgrund der komplexen Interaktion von Boden bzw. Fels mit der Schildmaschine, der Ringspaltverpressung und dem abschließenden Tunnelausbau sind Vortriebsberechnungen nach Aussage von KASPER nur unter Berücksichtigung aller vorhandenen Randbedingungen zielführend. Der große Vorteil dieser detaillierten Berechnungsmodelle liegt in den konkreten Aussagen über alle relevanten Entwurfsgrößen, wie z.B. Oberflächensetzung, Pressenkräfte, Verformungen und Schnittkräfte der Tunnelschale. In Sensitivitätsstudien können Einflussfaktoren eingegrenzt und spezifiziert werden. Konzentriert man sich auf die Ermittlung der Schnittkräfte oder der Relativverschiebungen zwischen benachbarten Tübbingringen, können gebettete Finite-Element-Modelle bereits aussagekräftige Ergebnisse liefern (4). Sie sind insbesondere bei Ansatz von exzentrischen bzw. ungleichmäßig verteilten Pressenkräften im Vergleich zu konventionellen Stabwerkberechnungen im Vorteil (5). Dies gilt gleichermaßen für eine genaue Ermittlung der Spaltzugspannungen im Bereich des Gelenkhalses oder der Betonzugspannungen im Einflussbereich der Verschraubung, wie u.a. Arbeiten von WITTKÉ (6) zeigen.

Ein entscheidendes Kriterium für den Einsatz großer Rechenmodelle in der Praxis sind die entstehenden Rechenzeiten. Da es sich in der Regel um Interaktionsprobleme mit nichtlinearen



Bild 1: Startbaugrube – Baustelle Tunnel Wiesing/Jenbach

Materialgesetzen und Kontaktformulierungen handelt, sind stark parallelisierte Finite-Element-Codes nahezu zwingend. Die Arbeit von DICHEV (7) zeigt das große Potential, das in optimierten Solverstrategien für den Tunnelbau steckt. Insbesondere leistungsfähige Direktsolver waren Gegenstand interner Forschungsprojekte zur Verringerung der Rechenzeiten. Ihr Einsatz in unterschiedlichen Forschungs- und Ausführungsprojekten führte zu signifikanten Verbesserungen in Rechenzeit und Stabilität, wie auch Berechnungen im Rahmen des europäischen Verbundforschungsprojektes TUNCONSTRUCT zeigen (8).

## 2 Projektbeschreibung und Ziel der Untersuchungen

Auf der Bahnstrecke München – Verona ist für das Los H8, "Hauptbaumaßnahmen Jenbach", der Neubau eines zweigleisigen Eisenbahntunnels mit Rettungsstollen geplant (Bild 1). Der Tunnel im Schildvortrieb hat eine Länge von 3.470 m und ist Bestandteil der Zulaufstrecke Nord des künftigen Brenner Basistunnels. Der Tunnel wird kontinuierlich mit einer TVM und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust aufgeföhren. Der Außendurchmesser des Tunnels beträgt 12,63 m. Der Ausbau besteht aus einschaligen Stahlbetontübbungen mit einer Dicke von 50 cm, die tem-

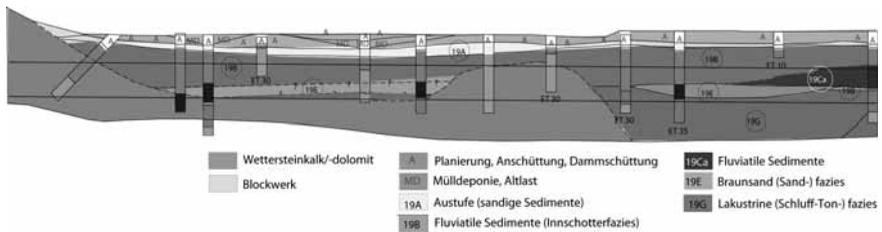


Bild 2: Tunnellängsschnitt

porär verschraubt werden. Der Tunnel unterquert in einem Streckenabschnitt von ca. 300 m Länge einen vorhandenen Steinbruch, die sogenannte Grube Gubert. Es ist davon auszugehen, dass im Verlauf seiner Bewirtschaftung eine zusätzliche Auflast von  $150 \text{ kN/m}^2$  aufgebracht wird.

Ziel der vorliegenden Untersuchungen ist es, die Endsetzungen in Folge der an der Geländeoberkante aufgetragenen Auflast von  $150 \text{ kN/m}^2$  im Bereich der Grube Gubert zu prognostizieren. Für die Risikoabschätzung von Bedeutung sind einerseits die maximalen Setzungsdifferenzen und die damit verbundenen Spannungsänderungen in der Tübbingenschale, aber auch zulässige Winkelverdrehungen in den Tübbingelenken bzw. Versätze in den Ringfugen sind zu diskutieren, um die Wasserdichtigkeit des Ausbaus zu gewährleisten. Zunächst wird die Geologie für den betrachteten Bereich der Grube Gubert beschrieben und ein räumliches Modell der Geologie entwickelt. Im Anschluss werden das verwendete dreidimensionale Berechnungsmodell sowie die verwendeten Materialkennwerte und Stoffgesetze erläutert. Auf Besonderheiten der Diskretisierung und der eingesetzten Gleichungslöser wird hingewiesen.

### 3 Geologie und Hydrogeologie

Das Los H8 der Eisenbahnachse Brenner von München nach Verona, Teilprojekt Nord, Abschnitt Kundl/Radfeld-Baumkirchen liegt im Inntal auf den Gemarkungen der Gemeinden Wiesing, Jenbach und Stans (Bezirk Schwaz) östlich von Innsbruck. Der Tunnel Wiesing/Jenbach, der von km 39+574 bis km 43+050 mit Hilfe einer Hydro-Schildmaschine aufgeföhrt wird, liegt vorwiegend in fluvialen Sedimenten und Ablagerungen der randlichen Zubringer des Inns (Schwemmfächer-sedimente des Kasbachs). Im betrachteten östlichen Bereich des Tunnels (vgl. Bild 2) findet schließend die Einbindung in das Festgestein des Jenbacher Tiergartens (Wettersteinkalk/-dolomit) mit Durchbruch zum Los H3 statt. Bedingt durch die Rinnenstruktur der Festgesteinsoberfläche steht der Fels dort mit wechselndem Anteil im Querschnitt an.

Unter einer mehrere Meter mächtigen Anschüttung folgen ca. 1 bis 2 m mächtige Ausedimente. Diese bestehen aus locker bis sehr locker gelagerten, sandigen Schluffen und schluffigen Sanden bzw. teilweise auch kiesigen Sanden von hellbrauner bis graubrauner Farbe. Der Hauptanteil des Tunnelquerschnitts liegt in den darunter liegenden mitteldicht bis dicht gelagerten, weitgestuften Kiesen (Innschotterfazies, Schwemmfächerfazies und deren Verzahnung). Diese sind teils steinig und besitzen einen wechselnden Schluff- sowie Sandanteil (lokale Sandlagen

Tabelle 1: Zuordnung Gebirgsart - Lithologie - Fazies im betrachteten östlichen Bereich des Tunnels Wiesing/Jenbach

Gebirgsart	Lithologie	Fazies	Fazies-Nr.
A	Anschüttung	Anschüttung	
MD	Müldeponie, Altlast		
GA_T6	Ausande und -schluffe	Austufe	19A
GA_T1	weitgestufte Kiese	Innschotterfazies	19B
GA_T1	weitgestufte Kiese	Verzahnungsbereich Innschotter-Schwemmfächer	19Ca
GA_T3	Fein-Mittelsande	Braunsandfazies	19E
GA_T5	tonige Schluffe	lakustrine Fazies	19G
GA_F6	Kalkstein, gebankt		

und Blöcke sind möglich). Die Durchlässigkeit der Kiese ist überwiegend hoch. Eine mit unterschiedlicher Mächtigkeit anstehende mitteldicht bis dicht gelagerte, schwach schluffige bis schluffige, teilweise kiesige Fein-Mittelsandschicht (Braunsandfazies) unterlagert die weitgestuften Kiese. Sie besitzt eine geringe bis mittlere Durchlässigkeit. Es folgen tonige bis stark tonige, teilweise gering sandige Schluffe mit geringer bis mittlerer Plastizität, welche vorwiegend horizontal gelagert sind. Die Konsistenz der Schluffe ist breiig bis weich bei geringer Durchlässigkeit.

Das Festgestein des Jenbacher Tiergartens besteht aus grauem massigem Kalkstein (Lagunenfazies). Es handelt sich dabei um überwiegend mittelständig, teilweise weitständig gebankten Kalkstein zum Teil mit dünnen Tonschieferzwischenlagen, der teilweise stark wasserführende karsterweiterte Klüfte bzw. Klüfte mit kataklasitischer Füllung enthält.

Der relativ gut durchlässige Aquifer im betrachteten östlichen Bereich des Tunnels Wiesing/Jenbach besteht aus den weitgestuften Kiesen. Die Aquifermächtigkeit beträgt etwa 10 bis 12 m. Die unterhalb der weitgestuften Kiese anstehenden Fein-Mittelsande bzw. die darunter liegende Schluffschicht dienen als Grundwasserstauer. Der Grundwasserspiegel steht im Mittel zwischen 7 m und 4 m unterhalb Geländeoberkante an. Der Innspiegel bestimmt dabei im Normalfall als Vorflutniveau den Grundwasserspiegel.

In Tabelle 1 sind sämtliche Gebirgsarten (GA) im betrachteten östlichen Bereich des Tunnels Wiesing/Jenbach, soweit möglich, der zugehörigen Lithologie sowie Fazies zugeordnet.

#### 4 Materialkennwerte für Boden und Fels

Die hier vorgestellten Berechnungen werden mit einem elastisch-idealplastischen Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium von Mohr-Coulomb durchgeführt. Die effektiven Scherfestigkeitsparameter  $\varphi'$  und  $c'$  bestimmen darin die Grenzbedingung. Die Annahme eines Dilatanzwinkels von  $\psi \neq \varphi'$  führt zu nicht-assoziertem Fließen des Materials. Das Stoffgesetz wird in der Literatur ausführlich beschrieben, sodass auf eine detaillierte Darstellung verzichtet wird.

Theoretisch mögliche Zugspannungen im Boden werden durch ein sogenanntes "Tension-Cut-off" Kriterium begrenzt. Die Eingabe der Steifigkeit des Bodens erfolgt beim verwendeten FE-

Tabelle 2: Bodenkennwerte für die Gebirgsarten im östlichen Bereich des Tunnels Wiesing/Jenbach

Gebirgsart		Anschüttung	GA_T6	GA_T1	GA_T3	GA_T5	GA_F6
Feuchtwichte $\gamma_f$	kN/m <sup>3</sup>	22,0	20,0	21,0	21,0	20,0	27,0
Auftriebswichte $\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	13,0	10,0	12,0	11,0	10,0	17,0
E-Modul $E$	kN/m <sup>2</sup>	40.000	10.000	f(p)	f(p)	15.000	10.700.000
Querdehnzahl $\nu$	-	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,25
effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	°	35,0	30,0	37,0	33,0	27,0	49,4
effektive Kohäsion $c'$	kN/m <sup>2</sup>	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	1.700
Dilatanzwinkel $\psi$	°	5,0	0,0	5,0	3,0	0,0	0,0
initialer Seitendruckbeiwert $K_0$	-	0,43	0,50	0,40	0,46	0,55	0,24

Tabelle 3: Bodenkennwerte für die spannungsabhängige Steifigkeit der weitgestuften Kiese und der Fein-Mittelsande

Gebirgsart		GA_T1	GA_T3
Referenzelastizitätsmodul $E_0$	kN/m <sup>2</sup>	40.000	30.000
Referenzspannung $p_0$	kN/m <sup>2</sup>	60	64
Exponent $\alpha$	-	0,7	0,5

Programm durch die Vorgabe des Elastizitätsmoduls  $E$ . Die Umrechnung des Steifemoduls  $E_s$  in den Elastizitätsmodul  $E$  geschieht auf Grundlage der Elastizitätstheorie. Die notwendigen Eingangsparameter für die unterschiedlichen Gebirgsarten sind in Tabelle 2 angegeben. Die Schichten der weitgestuften Kiese sowie der Fein-Mittelsande werden mit einer spannungsabhängigen Steifigkeit berücksichtigt. Alle anderen Schichten werden mit einer spannungsunabhängigen konstanten Steifigkeit modelliert.

Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wird bei den weitgestuften Kiesen sowie den Fein-Mittelsanden mit einem Ansatz nach Ohde berücksichtigt:

$$E = E_0 \left( \frac{p}{p_0} \right)^\alpha \quad (1)$$

- mit  $E$  aktueller Elastizitätsmodul
- $E_0$  Referenzelastizitätsmodul
- $p$  aktuelle hydrostatische Spannung
- $p_0$  hydrostatische Referenzspannung
- $\alpha$  Exponent

Tabelle 3 fasst die für die Modellierung der spannungsabhängigen Steifigkeit notwendigen Eingangsparameter ( $E_0$ ,  $p_0$  und  $\alpha$ ) für die weitgestuften Kiese und Fein-Mittelsande zusammen.

Tabelle 4: Materialkennwerte für den DSV-Körper

DSV-Körper in Gebirgsart		GA_T1	GA_T3	GA_T5
Auftriebswichte $\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	12,0	11,0	10,0
E-Modul $E$	kN/m <sup>2</sup>	2.000.000	1.000.000	500.000
Querdehnzahl $\nu$	-	0,25	0,25	0,25
effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	°	37,0	33,0	27,0
effektive Kohäsion $c'$	kN/m <sup>2</sup>	400	300	150
Dilatanzwinkel $\psi$	°	5,0	3,0	0,0

## 5 Materialkennwerte für DSV-Körper und Tübbingausbau

### 5.1 DSV-Körper

Ein DSV-Körper liegt im Bereich der schleifenden Einbindung des Tunnels in das Festgestein des Jenbacher Tiergartens; sogenannter Mixed-Face Bereich. Er soll zur Stabilisierung der Tunnelröhre für den Fall zu großer prognostizierter Setzungen zwischen Fels und Lockergestein und zur Vergleichmäßigung der Ortsbrusteigenschaften eingesetzt werden und wird in den Schichten der weitgestuften Kiese, der Fein-Mittelsande sowie der tonigen Schluffe hergestellt. Ein weiterer DSV Körper liegt im Bereich der Unterfahrung der ÖBB-Gleise (vgl. Bild 6). In den FE-Berechnungen wird der DSV-Körper ebenfalls mit einem elastisch-idealplastischen Stoffgesetz mit einem Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb modelliert.

Es wird davon ausgegangen, dass sich die Auftriebswichte  $\gamma'$  in Folge des Vermischens von Boden und Zementsuspension nicht ändert. Des Weiteren wird angenommen, dass der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  und der Dilatanzwinkel  $\psi$  dieselben sind wie für den natürlich anstehenden Boden. In Folge der Herstellung des DSV-Körpers kommt es zu einer Erhöhung der Steifigkeit und der effektiven Kohäsion. Sowohl die Steifigkeit als auch die effektive Kohäsion werden vorsichtig abgeschätzt. Die Querdehnzahl wird wie zuvor für den Fels mit  $\nu = 0,25$  angenommen.

Die Werte für die effektive Kohäsion  $c'$  und den E-Modul  $E$  werden wie folgt abgeleitet: Der Mindestwert der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  für den DSV-Körper in den weitgestuften Kiesen, Fein-Mittelsanden bzw. tonigen Schluffen wird mit 10,5 MN/m<sup>2</sup>, 7,5 MN/m<sup>2</sup> und 4,5 MN/m<sup>2</sup> angenommen. Unter Berücksichtigung einer Sicherheit von  $\eta = 3,0$  ergeben sich rechnerische einaxiale Druckfestigkeiten  $q_{ud}$  (Bemessungswert) in den jeweiligen Bodenschichten von 3,5 MN/m<sup>2</sup>, 2,5 MN/m<sup>2</sup> und 1,5 MN/m<sup>2</sup>. Bei Verwendung des Versagenskriteriums von Mohr-Coulomb gilt:

$$q_{ud} = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos\varphi'}{1 - \sin\varphi'} \quad \text{bzw.} \quad c' = \frac{q_{ud} \cdot (1 - \sin\varphi')}{2 \cdot \cos\varphi'}$$

Damit ergibt sich bei konstanten Reibungswinkeln für die jeweiligen Bodenschichten eine effektive Kohäsion von 873 kN/m<sup>2</sup>, 679 kN/m<sup>2</sup> und 460 kN/m<sup>2</sup>. Diese Werte werden auf der sicheren Seite liegend auf die in Tabelle 4 angegebenen Werte abgemindert.

Die E-Moduln werden für den DSV-Körper auf der sicheren Seite in den weitgestuften Kiesen mit  $E = 2.000$  MN/m<sup>2</sup>, in den Fein-Mittelsanden mit  $E = 1.000$  MN/m<sup>2</sup> und im tonigen Schluff mit  $E = 500$  MN/m<sup>2</sup> angesetzt.

Tabelle 5: Materialkennwerte für die Tübbingsteine

Tübbingsteine		
Wichte $\gamma_B$	kN/m <sup>3</sup>	25,0
E-Modul $E_B$	kN/m <sup>2</sup>	37.000.000
Querdehnzahl $\nu_B$	-	0,25



Bild 3: Schematische Darstellung der explizit modellierten Tübbingsteine (3 Ringe)

## 5.2 Tübbingausbau

In einem 40 m langen Übergangsbereich (Lage des Tunnels im Mixed-Face Bereich, Länge 10 m, sowie Lage des Tunnels im Lockergestein, Länge 30 m) wird der Tunnel mit Längs- und Ringfugen abgebildet. Dies dient insbesondere dem Ziel, die Verformungsmöglichkeiten der Tübbingsegmente in einem kritischen Bereich realitätsnah in das Modell zu integrieren. Der Tübbingring weist eine Teilung von 7 Steinen und 1 Schlussstein auf, wobei der Schlussstein als Gelenk modelliert wird. In Bild 3 ist die Situation auszugswise an Hand von drei Ringen dargestellt. Längs- und Ringfugen sind eingefärbt. Es wird angenommen, dass die Tübbingsteine sich linear-elastisch Verhalten. Die notwendigen Materialkennwerte sind in Tabelle 5 angegeben. Es handelt sich dabei um einen Beton der Festigkeitsklasse C50/60.

Um das Tragverhalten des Systems Tübbing-Boden wirklichkeitsnah abzubilden, werden die Längsfugen im Übergangsbereich durch sogenannte HINGE-Elemente diskretisiert. Diese Elemente simulieren den konstruktiv vorhandenen Beton-Beton Kontakt, der vergleichbar einem Betongelenk im Tragsystem wirkt. Berechnungsansätze für Betongelenke stützen sich auf Versuche von LEONHARDT & REIMANN und sind im Heft 175 DAFStb (9) zu finden. Die hier verwendeten HINGE-Elemente (10) wirken in ihrem mechanischen Verhalten als nichtlineares Momentengelenk. Die Momenten-Drehwinkelbeziehung basiert auf den Versuchsergebnissen aus (9), wobei ein bilinearer Ansatz von JANSSEN (11) zur besseren Vergleichbarkeit zu Stabwerksberechnungen verwendet wurde. HINGE-Elemente beruhen auf den bekannten Ansätzen für isoparametrische Interface-Elemente und sind kinematisch mit 8-, 20- und 27-knotigen Ele-

menten verträglich. Der Elementansatz beruht auf der Annahme "kleiner" Verschiebungen nach Theorie I. Ordnung. Dies gestattet eine geometrisch lineare Formulierung, wobei das Materialverhalten des Gelenks durch ein nichtlineares Materialgesetz (12) beschrieben wird. Für das elastische Momentengelenk gilt:

$$\Delta M = c_\varphi \Delta \varphi$$

mit  $M$  Moment  
 $\varphi$  Rotationswinkel  
 $c_\varphi$  Rotationssteifigkeit

Das Biegemoment ergibt sich aus der Normalspannung zu:

$$M = \int_A \sigma_n s dA = K_{nn} I \Delta \varphi$$

mit dem Trägheitsmoment  $I = I^3/12$ . Somit ergibt sich die Bettungssteifigkeit des HINGE-Elementes  $K_{nn}$  zu  $c_\varphi/I$  bzw. zu  $12c_\varphi/I^3$ . Weitere Vereinfachungen sind möglich unter der Annahme, dass die Drehfeder nur in einer Richtung wirkt bzw. die Kanten der Tübbinglängsfugen nicht gekrümmt sind.

Im vorliegenden Fall ergibt sich eine Rotationssteifigkeit von  $c_\varphi = 92.500 \text{ kNm/rad}$  und ein Fließmoment von  $M_{F_I} = 0,07 \cdot N \text{ kNm}$ , mit  $N$  als Ringnormalkraft in kN.

Die Kraftübertragung in den Ringfugen wird konstruktiv mittels einer sogenannten "Topf-Nocke"-Koppelung sichergestellt. Im Berechnungsmodell werden diese Koppelstellen durch Kontaktelemente abgebildet. Jedes Kontaktelement besitzt eine Normal-  $t_n$  und zwei Schubsteifigkeiten  $t_{k1}$  (radiale Richtung) und  $t_{k2}$  (tangential Richtung). Die Schubsteifigkeit  $t_{k1}$  ist entscheidend für die Modellierung der Querkraftübertragung in der durch das Kontaktelement abgebildeten Topf-Nocke-Verbindung. Es wird hierfür ein trilinearere Steifigkeitsverlauf in Abhängigkeit des Verschiebungsweges zwischen Topf und Nocke angenommen. Die Normalsteifigkeit  $t_n$ , Kraftübertragung in den Hartfaserplatten zur Übertragung der Längsnormalkräfte, und die Schubsteifigkeit  $t_{k2}$  in tangentialer Richtung werden mit einem konstanten Steifigkeitswert modelliert.

Die Normalsteifigkeit ergibt sich aus dem E-Modul der Hartfaserplatten,  $E_{HFP} = 120 \text{ MN/m}^2$ , und dem Verhältnis der Kontaktflächen der Hartfaserplatten pro Tübbingstein, in diesem Fall 4 Hartfaserplatten mit  $A_{HFP} = 4 \cdot 0,74 \text{ m} \cdot 0,28 \text{ m} = 0,83 \text{ m}^2$ , zur modellierten Fläche pro Tübbingstein mit 2 Koppelstellen wobei  $A_{Modell} = 2 \cdot 0,45 = 0,9 \text{ m}^2$ , zu  $t_n = 110 \text{ MN/m}^2$ .

In den übrigen Bereichen wird der Tunnel als monolithische Zylinderschale abgebildet. Die im Vergleich zu einer monolithischen Schale geringere Steifigkeit eines aus mehreren Tübbingsteinen zusammengesetzten Rings wurde dabei über eine nach Muir-Wood (13) abgeminderte Biegesteifigkeit berücksichtigt.

## 6 Berechnungsmodell

### 6.1 Geometrie und Randbedingungen

Die Höhe des Berechnungsmodells ergibt sich mit den gewählten Schichtdicken zu 60 m. Die Modellbreite beträgt 200 m und die Modelllänge 260 m. Der Tunnel liegt in der Modellmitte, sodass der Abstand der Tunnelachse zum Rand links und rechts jeweils 100 m beträgt. Der Tunnel liegt generell in einer Tiefe von 20 m unter GOK, wobei eine konstante Geländeoberfläche von 529 müA angenommen wird. Sowohl die Neigung in Tunnellängsrichtung, als auch der Radius im Grundriss werden vereinfachend vernachlässigt und der Tunnel als gerade Röhre abgebildet.

An der unteren Modellgrenze soll die Belastung in Folge Auflast in etwa 10% der dort vorhandenen Ausgangsspannung (effektive Vertikalspannung) betragen. Es wird zur Ermittlung der zugehörigen Tiefe ein Lastausbreitungswinkel von  $45^\circ$  angenommen. Des Weiteren wird auf der sicheren Seite davon ausgegangen, dass es sich bei der vorliegenden Lastausbreitung um ein ebenes Problem handelt. Die Wichte unter Auftrieb wird für das anstehende Gebirge mit  $10 \text{ kN/m}^2$  abgeschätzt. Der Grundwasserstand liegt in dieser Betrachtung an der Geländeoberkante. Folglich ergibt sich die Modellhöhe zu

$$\frac{150 \text{ kN/m}^2 \cdot 75 \text{ m}}{(2 \cdot x + 75) \text{ m}} = 0,1 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot x$$

Daraus folgt eine Modellhöhe von  $x = 58,56 \text{ m}$ ; die gewählte Modellhöhe entspricht  $h = 60 \text{ m}$  und die gewählte Modellbreite von  $b = (75 + 2 \cdot 60 + 5) \text{ m} = 200 \text{ m}$ .

Das Modell wird an der Unterseite horizontal und an den Seiten vertikal verschieblich gelagert. Als Oberflächenlast wird im Endzustand die Aufschüttung von  $150 \text{ kN/m}^2$  aufgebracht (Bild 4).

### 6.2 Besonderheiten im Modellaufbau

In der Regel wird zuerst ein Geologiemo­dell als CAD-Drahtmodell mit den anstehenden Bodenschichten erstellt. Im Rahmen interner Forschungsprojekte wurde in der Zentralen Technik der Ed. Züblin AG ein Programm zur Strukturvernetzung des Tunnels entwickelt, das die automatische Vernetzung von Tübbingtunneln ermöglicht. Dieser "Tunnelbuilder" generiert den Tunnel als Sub-Struktur, welche anschließend mit dem Drahtmodell der Geologie verschnitten wird. In Bild 5 ist die Verschneidung zwischen Felskante und Tübbingröhre dargestellt. Die vollständige Vernetzung von Geologie- und Strukturmodell erfolgt im Anschluss gemeinsam mit der Generierung der Kontaktflächelemente zwischen Tunnelstruktur und Gebirge.

Der Prozess ist aufgrund vieler Verschneidungsbereiche aufwendig und erfordert entsprechende Erfahrung. Der Einsatz leistungsfähiger Software mit entsprechenden Qualitätssicherungsinstrumenten, wie Geometrieprüfung der Elemente im Hinblick auf Ihre Verzerrung oder Inkonsistenzen in der Vernetzung, ist dringend zu empfehlen. Im hier beschriebenen Projekt wurde für die Vernetzung Hyperworks von Altair Engineering eingesetzt.

Nach Abschluss der Modellgenerierung ergibt sich ein Gesamtmodell mit 226.462 Elementen, wobei Boden und Gebirge mit Tetraeder-Elementen und der Tunnel mit Hexaeder-Elementen vernetzt wurden. Die durchschnittliche Rechenzeit des Modells beträgt ca. 12 Stunden und beinhaltet 25 Berechnungsschritte. Der Hauptspeicherbedarf liegt bei ca. 12 GB. Aus Sicht der

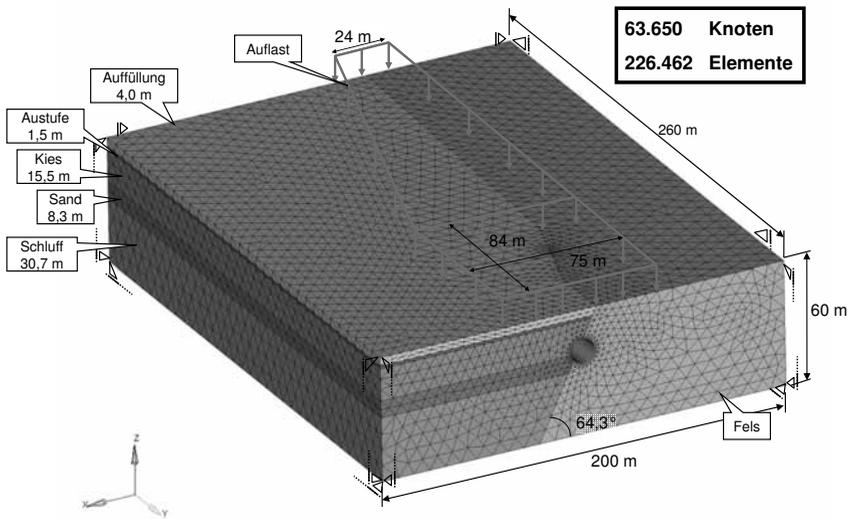


Bild 4: Berechnungsmodell mit Angabe der Oberflächenlast, der Randbedingungen und der geologischen Schichtung

Praxis sind diese Rechenzeiten noch akzeptabel, basieren allerdings auf der Möglichkeit eines parallelisierten FE-Codes und leistungsfähiger Mehrprozessormaschinen.

### 6.3 Simulation des Vortriebs

Um eine zeitnahe Berechnung in einem aktuellen Ausführungsprojekt zu ermöglichen, wurden verschiedene Vereinfachungen getroffen. Hierzu gehört, dass die Porenwasserdruckentwicklung nicht ermittelt wurde, der Wasserdruck wird als externe Last angesetzt. Somit sind auch keine Aussagen zum zeitlichen Setzungsverlauf möglich. Die Berücksichtigung der Konsolidation des unteren Schluffpaketes hätte den zeitlich vorgegebenen Rahmen der Berechnungen gesprengt und nach unserer Einschätzung auch keine signifikanten Auswirkungen auf das Endergebnis gehabt.

Die Berechnungsschritte lassen sich in 4 Hauptphasen zusammenfassen.

1. Initialisierung des Ausgangsspannungszustandes
2. Herstellung des DSV-Körpers
3. Schrittweiser Tunnelvortrieb
4. Aufschüttung im Bereich der Grube Gubert

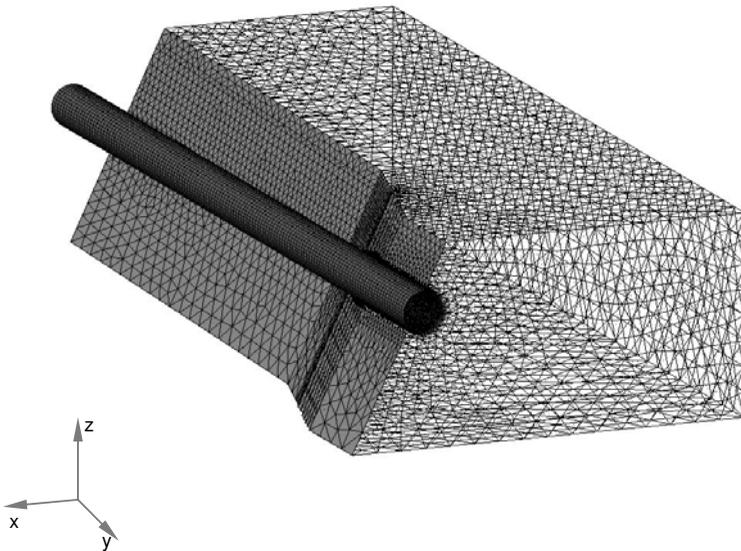


Bild 5: Verschneidung zwischen Tunnel und Gebirge, Kontaktflächenelemente Tunnel-Boden blau bzw. Lockergestein-Fels grün dargestellt

Grundsätzlich steht am Beginn die Initialisierung des Ausgangsspannungszustandes. Danach folgt die Simulation der DSV-Körperherstellung durch einen Materialwechsel im Bereich der DSV-Körper. Die Geometrie der DSV-Körper muss somit im Ausgangsnetz vorhanden sein. Daran schließt sich die Simulation des Tunnelvortriebs durch schrittweisen Aushub des Tunnels an. Die Elemente werden entfernt und die Ortsbrust fixiert. Auf eine genaue Modellierung der Ortsbruststützung wird verzichtet, da der Setzungsanteil aus der Ortsbruststützung vernachlässigbar klein ist. Im Anschluss daran wird die Tunnelschale eingebaut. Diese Vorgehensweise wiederholt sich, bis der vollständige Tunnel aufgefahren ist. Die einzelnen Ausbruchsschritte sind in Bild 6 dargestellt. In den Bereichen außerhalb des Übergangsbereichs (Bereich mit expliziter Fugenmodellierung) werden Abschnitte bis 40 m Länge in einem Schritt im Modell aufgefahren. Die Ausbruchsschrittweite wird im Übergangsbereich auf die Ringbreite von 2 m reduziert und somit jeder Ring in einem separaten Berechnungsschritt eingebaut. Danach wird die Aufschüttung aktiviert.

Der Grundwasserspiegel wird für das gesamte Modell an der Schichtgrenze Austufe-Kies bei 523,5 müA angesetzt und steht somit 5,5 m unter der horizontal angenommenen Geländeoberkante.

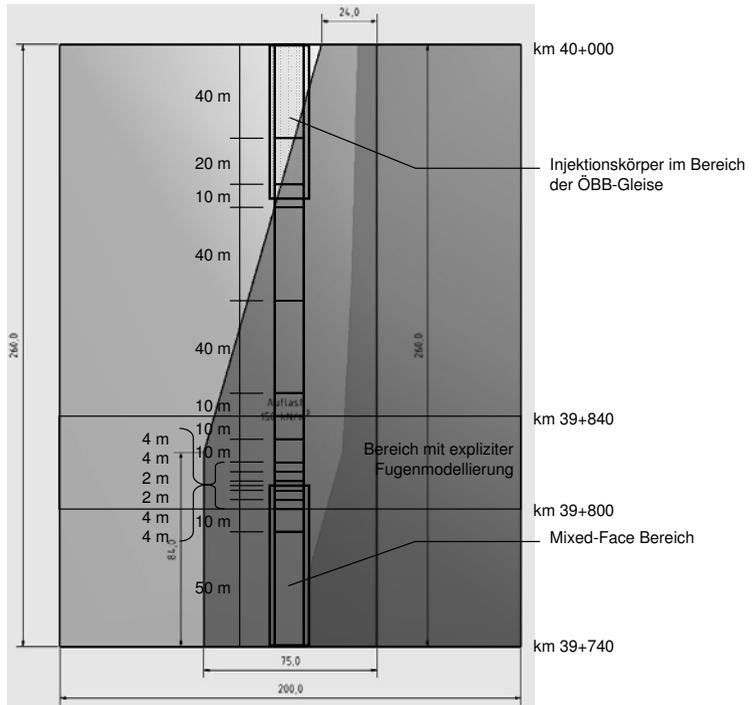


Bild 6: Darstellung der Ausbruchsschritte im Grundriss

## 7 Berechnungsergebnisse

Eine wesentliche Zielstellung der vorliegenden Berechnungen war die Prognose der zu erwartenden Senkungen und Verschiebungen im Nahfeld des Tunnels und der Tunnelröhre selbst. Dies war insofern von Bedeutung, da der Einbau einer festen Fahrbahn in den Tunnel mögliche Gradienten- und Querneigungen begrenzt. Die Auswertung der Ergebnisse nach Aufbringen der Oberflächenlast im Endzustand ergibt eine ausgeprägte Längssetzungsmulde am Übergang vom DSV-gesicherten Mixed-Face Bereich in den Bereich der Lage des Tunnels im Lockergestein (vgl. Bild 7). Die maximale Gradientenneigung stellt sich erwartungsgemäß im Übergangsbereich ein, der eine hohe Detailmodellierung des Tunnels beinhaltet (siehe Bild 8). Deutlich erkennbar in Bild 7 ist zudem eine unsymmetrische Senkungsmulde in Querrichtung zur linken Ulme hin. Im Ergebnis kommt es somit zu einer Verschiebung der Tunnelröhre von der Felskante weg in den Lockergesteinsbereich.

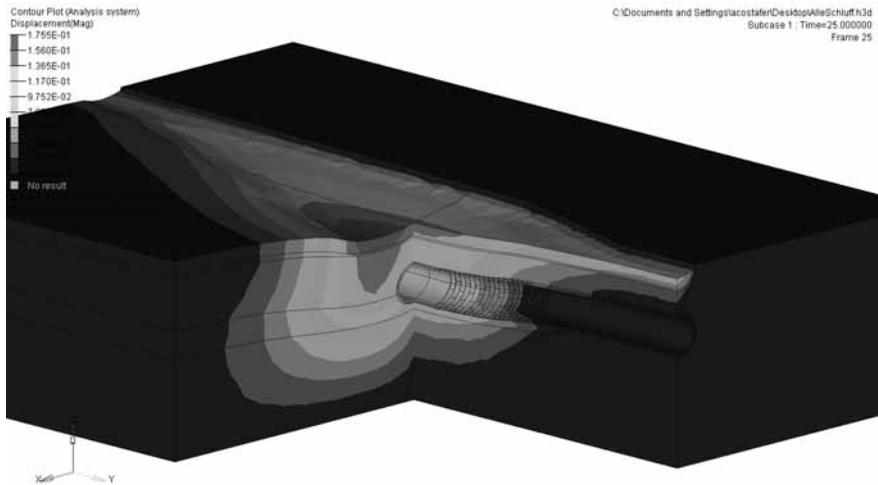


Bild 7: Senkungsmulde des Tunnelmodells nach Aufbringen der Oberflächenlast

Die Detailauswertung am Beispiel ausgewählter Punkte des Tunnelquerschnitts zeigt die Verschiebungen entlang der Tunnelachse auf. Gut zu erkennen ist der Bereich mit DSV-Sicherung, in dem eine Setzung des Tunnels vermindert wird. Die Gradienten im Bereich der detaillierten Fugenmodellierung ist wie erwartet maximal, sodass sich auch für diesen kritischen Bereich verwertbare Ergebnisse hinsichtlich der Tübbingverschiebungen und Segmentverdrehungen ergeben. Die Größenordnung der berechneten Segmentverdrehungen erreicht keinen kritischen Wert.

Als problematisch erweisen sich in diesem Zusammenhang die bereits angesprochenen Differenzverschiebungen zwischen linker und rechter Ulme in einigen Bereichen der Tunnelstrecke, die eine nicht mehr verträgliche Größenordnung erreicht. Dafür verantwortlich ist die Lagerung der rechten Ulme im Fels, wobei die linke Ulme und auch ein Teil der Sohle im setzungsempfindlichen Lockergestein liegt. Der Fels fixiert im Ergebnis den Tunnel auf der rechten Seite.

Als Konsequenz auf diese Berechnungsergebnisse entschließt sich der Auftraggeber, einen zusätzlichen DSV-Bereich zu diesen, der analog einer Konsole setzungsmindernd wirkt; einen entsprechend kraftschlüssigen Verbund zwischen Felsformation und DSV-Block vorausgesetzt. Die Ringverschiebungen konnten um ca. 50% reduziert werden, sodass wir wieder in einen vertretbaren Risikorahmen zurückkehren.

Die Auswertung der sich einstellenden Gradienten dient sowohl der Beurteilung der zulässigen Längsneigung für den nachträglichen Einbau der festen Fahrbahn als auch der Auswertung des Versatzes. Die Gradientenneigung ist mit 0,3% allerdings deutlich kleiner als die üblicherweise zulässige Neigung der festen Fahrbahn von 4%, da diese auch unempfindlicher ist als ein vergleichbarer Schotterunterbau. Der Vertikalversatz von Ring zu Ring erreicht z.B. in der Firste maximal 1,2 mm und befindet sich somit ebenfalls in einem verträglichen Rahmen.

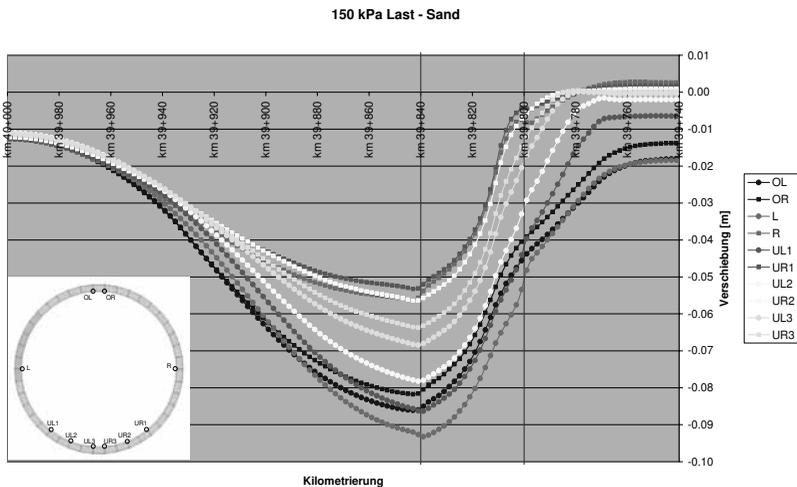


Bild 8: Vertikale Verformungen an verschiedenen Stellen der Tunnelschale nach Aufbringen der Oberflächenlast

## 8 Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Berechnungen bestätigen Umfang und Länge der ausgeschriebenen DSV-Sicherung am Übergang vom Fels zum Boden. Die DSV-Sicherung wirkt über die ursprünglich vorgesehene Bodenverbesserung hinaus auch in statischer Hinsicht und erreicht aufgrund ihrer Eigenschaften eine deutliche Verringerung der Verformungen des Tunnels. Dadurch gelingt es, die Verschiebungen, Tübbingrotationen und Längsneigungen so weit zu reduzieren, dass sie für die feste Fahrbahn in einem verträglichen Rahmen bleiben. Insbesondere Längsfugenrotation und Tübbingversatz an der Ringfuge führen nicht zu einem erhöhten Risiko hinsichtlich der Dichtigkeit.

Als nicht verträglich erweisen sich die Verschiebungen des Querschnitts im Ulmenbereich. Der Auftraggeber hat sich entschlossen, in den gefährdeten Bereichen zusätzliche DSV-Maßnahmen zu beauftragen, um die Risiken zu verringern.

Vortriebssimulationen geben sowohl dem Auftraggeber als auch dem Auftragnehmer wertvolle Hinweise zur Risikoeingrenzung, insbesondere bei kritischer Geologie und Geometrie. Die Berechnungen sind allerdings zeitaufwendig und sollten über einen entsprechenden Vorlauf verfügen.

## Literatur

- [1] Haak, A. "Tunnelbau in Deutschland: Statistik (2005/2006), Analyse und Ausblick", Tunnel 25 (2006), S. 16-26
- [2] Kasper, T. (2004), "Finite Element Simulation maschineller Tunnelvortriebe in wassergesättigtem Lockergestein", Dissertation, Ruhr-Universität Bochum
- [3] Möller, S. "Tunnel induced settlements and structural forces in lining", Mitteilung des Institutes für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft Nr. 54, 2006
- [4] Mayer, P.-M. Sängler, Ch. "Tübbingdesign für Tunnel in quellfähigem Gebirge", Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Vermeer, S. 91-106, Verlag Glückauf GmbH
- [5] Mayer, P.-M. Hörrle, D. "Außerplanmäßige Lastfälle bei Schildvortrieben durch Richtungs- und Pressenlaständerungen", Stuva Tagung 2007, S. 93-99
- [6] Witke, W. "Statik und Konstruktion maschineller Tunnelvortriebe", WBI-Print 6, Verlag Glückauf GmbH
- [7] Dichev, K. "Performanceanalyse und -optimierung der Gleichungslösung eines bestehenden Strukturmechanik-FEM-Programms für den Tunnelbau", Studienarbeit Nr. 2045, Universität Stuttgart, Institut für Parallele und Verteilte Systeme, 2005
- [8] Klotz C. Mayer P. Kelm M. "Numerical prediction of failure for segmental tunnel lining considering important sequences of operations", CD-ROM Proceedings of the ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EURO:TUN 2007), August 27-29, 2007, Vienna, Austria, Eds.: J. Eberhardsteiner, G. Beer, Ch. Hellmich, H.A. Mang, G. Meschke, W. Schubert, Publisher: Vienna University of Technology, Austria, ISBN: 978-3-9501554-7-1
- [9] Leonhardt, F. Reimann, H. "Betongelenke, Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktive Ausbildung." DAfStb. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1965
- [10] Roddeman, D. "Tochnog Professional - User Manual, Version 4.3", Print by FEAT b.v., 2007
- [11] Janßen, P. "Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings", Bericht Nr. 83-41 aus dem Institut für Statik der Technischen Universität Braunschweig, 1983
- [12] Hilber, H. "A 2d interface element for geotechnical application - Technical report to Ed. Züblin AG", Interne Publikation 2003, Stuttgart
- [13] Muir-Wood, A.M. "The circular tunnel in elastic ground", Geotechnique 25, No. 1, 1975



## Verzeichnis der Autoren

Fernado Acosta MSc	Ed. Züblin AG Zentrale Technik, Abteilung Tunnelbau	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart
Dipl.-Ing. Manfred Becker	Gerdum + Breuer	34123 Kassel
Dipl.-Ing. Rudolf Dürrwang	ARCADIS Consult GmbH	Postfach 10 03 31 64203 Darmstadt
Prof. Dr.-Ing. Herbert Einstein	Massachusetts Institute of Technology	Cambridge USA
Dr.-Ing. Jochen Fillibeck	Technische Universität München - Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München  j.fillibeck@bv.tum.de
Dr.-Ing. Udo Hartwig	Ed. Züblin AG	Albstadtweg 1 70567 Stuttgart  u.hartwig@zueblin.de
Dipl.-Ing. Thomas Hecht	DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH  Bodenmechanik, Erd- und Grundbau	Zimmerstraße 54 10117 Berlin  hecht@deg.es.de
Dipl.-Ing. Johann Herdina	Brenner Eisenbahn GmbH BEG	Karl-Kapferer-Str. 5 6020 Innsbruck Österreich  gft@beg.co.at
Dipl.-Ing. Roger Höfle	Technische Universität München - Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München  r.hoeffle@bv.tum.de
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser	Smoltczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70569 Stuttgart  Post@SmoltczykPartner.de

Dipl.-Ing. Roland Jörger	Bilfinger Berger AG Spezialtiefbau	Diffenésstr. 14 68169 Mannheim
	SCT - STA	rjoe@bilfinger.de
Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke	Ing.-Büro Prof. Dr.-Ing. Kirschke Felsmechanik und Tunnelbau	Gutenbergstraße 9 76275 Ettlingen
		prof.kirschke@t-online.de
Dipl.-Ing. Jan Linnemann	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau	Kistlerhofstraße 144 81379 München
		jan.linnemann@bilfinger.de
Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer	Ed. Züblin AG Zentrale Technik, Abteilung Tunnelbau	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart
Dr. Terry Mellors	Mellors & Associates	London UK
Dipl.-Ing. Heiko Neher	Ed. Züblin AG Zentrale Technik, Abteilung Tunnelbau	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart
		hv-tbt.neher@zueblin.de
Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach
		W.Sondermann@Kellerholding.com
Dr.-Ing. Ulrich Trunk	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach
		U.Trunk@Kellerholding.com
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München - Zentrum Geotechnik	Baubachstr. 7 81245 München
		Vogt@bv.tum.de
Dipl.-Ing. Heiko P. Wannick	Münchner Rück Versicherungs- AG Asia-Pacific and Africa Division	Königinstraße 107 80802 München
		hwannick@munichre.com
Dr.-Ing. Klaus Weber	Züblin Spezialtiefbau GmbH	Albstadtweg 1 70567 Stuttgart
		k.weber@zueblin.de

Dipl.-Ing. (FH) Andreas  
Wedening

Bauer Spezialtiefbau GmbH

Wittelsbacherstraße 5  
86529 Schrobenhausen

[andreas.wedening@bauer.de](mailto:andreas.wedening@bauer.de)

Dipl.-Ing. Michael Zaunse-  
der

Landeshauptstadt München  
Baureferat - Hauptabteilung  
Ingenieurbau

Friedenstraße 40  
81660 München

[michael.zaunse-  
der@muenchen.de](mailto:michael.zaunse-<br/>der@muenchen.de)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin  
Ziegler

RWTH Aachen  
Geotechnik im Bauwesen

Mies-van-der-Rohe-Str. 1  
52074 Aachen

[ziegler@geotechnik.rwth-  
aachen.de](mailto:ziegler@geotechnik.rwth-<br/>aachen.de)



Lehrstuhl und Prüfam  
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	Kröber, 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 Hohlrumbauteen	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	Nimmessgern, 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 Prüfamf 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	Irgartinger, 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

