

2

# Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau

84. Jahrgang  
Februar 2007  
Heft 2, S. 103–112  
ISSN 0932-8351

A 1556

Sonderdruck

## **Bestimmung des Einflusses von Karststrukturen auf die dauerhafte Stand- und Betriebssicherheit von Verkehrstunneln durch 3D-Finite-Element-Modellierung**

Rudolf Pöttler  
Andreas Spiegl



# Bestimmung des Einflusses von Karststrukturen auf die dauerhafte Stand- und Betriebssicherheit von Verkehrstunneln durch 3D-Finite-Element-Modellierung

Zahlreiche Tunnelbauten werden in verkarstem Gebirge geplant und ausgeführt. Eine Beherrschung der Karst- und Erdfallproblematik bedeutet, daß für das Bauwerk eine dauerhafte Betriebssicherheit bei möglichst ständiger Verfügbarkeit gegeben ist. Basis für die Behandlung der Problematik bilden umfangreiche Baugrunderkundungen, auf deren Dokumentation sich die geologisch/hydrogeologische Risikobeurteilung stützt. Daraus ergibt sich der Umfang der erforderlichen zusätzlichen Baugrunduntersuchungen für eine weitere Erkundungsphase. Aufbauend auf diesen Grundlagen werden Gebirgsmodelle und Gefährdungsbilder entwickelt und in weiterer Folge der Einfluß von Karststrukturen auf das Tunnelbauwerk untersucht. Dieser Beitrag befaßt sich schwerpunktmäßig mit den numerischen Untersuchungen, die zum Nachweis der Stand- und Betriebssicherheit des Tunnel Irlahüll der Neubaustrecke Nürnberg–Ingolstadt der Deutschen Bahn vorgenommen wurden. Die Ausführungen veranschaulichen die Nützlichkeit und Sinnhaftigkeit aufwendiger numerischer Berechnungsverfahren, um das komplexe Trag- und Verformungsverhalten eines Tunnels im Karstgebirge realitätsnah zu erfassen und damit wirtschaftlich optimierte und gleichzeitig nachhaltig standsichere Lösungen zu erarbeiten.

**Determination of the influence of karst structures on the serviceability and stability of traffic tunnels by 3D finite element modelling.** Numerous tunnels are planned and constructed in karstified rock. Control of karst and rockfall problems signifies that permanent serviceability of the structure will be ensured. Rock models and failure mechanisms are developed in a next step and the influence of karst structures on the tunnel is investigated by numerical analyses.

*The basis for the treatment of this problem is provided by extensive site investigations. The geological/hydrogeological documentation supports the risk assessment defining the scope of the necessary additional site investigations in a second investigation phase.*

*The paper primarily addresses the numerical analyses undertaken to verify the stability and serviceability of the Irlahüll Tunnel of the New Nuremberg–Ingolstadt Railway Line (Deutsche Bahn). The discussion shows the usefulness and purpose of complex numerical analysis methods to realistically model the complex load-bearing and deformation behaviour of a tunnel in karst formations and thus to elaborate both economically optimized and permanently stable solutions.*

## 1 Einführung

Zahlreiche Tunnelbauten werden in verkarstem Gebirge geplant und ausgeführt. Eine Beherrschung der Karst- und Erdfallproblematik bedeutet, daß für das Bauwerk eine dauerhafte Betriebssicherheit bei möglichst ständiger Verfügbarkeit gegeben ist. Dazu müssen folgende Fragen beantwortet werden:

- Welche Karststrukturen haben einen Einfluß auf die Standsicherheit der Tunnelröhre?
- Wie wird das Spannungs- und Verformungsverhalten der Tunnelröhre durch in der Nähe liegende Karststrukturen beeinflusst?
- Werden durch diese möglichen Einflüsse zusätzliche, baugrundverbessernde oder konstruktive Maßnahmen erforderlich, um ein kollaps-

artiges Versagen der Struktur zu vermeiden?

- Werden karstbedingte Überwachungen während des Betriebes erforderlich?

Basis für die Beantwortung der Fragen bilden umfangreiche Baugrunderkundungen. Aufbauend auf eine erste Erkundungsphase wird die Vortriebsplanung durchgeführt. Während des Tunnelvortriebs erfolgt eine Vorauserkundung von der Ortsbrust aus und im unmittelbaren Nahbereich des Tunnels. Der Vortrieb wird geologisch/hydrogeologisch dokumentiert. Auf diese Dokumentationen und Erkenntnisse stützt sich die geologisch/hydrogeologische Risikobeurteilung, die den Umfang der notwendigen zusätzlichen Baugrunduntersuchungen in einer zweiten Erkundungsphase definiert.

Wesentlichen Anteil an der Beantwortung der Fragestellung stellen numerische Untersuchungen des Tragverhaltens von Gebirge und Ausbau dar. Die numerischen Untersuchungen dienen zur Bestimmung:

- der relevanten Größe von Karststrukturen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Tunnel
- des Einflusses und der Maßnahmen bei großen detektierten Karststrukturen
- des Einflusses von möglichen nicht erkannten Karststrukturen

Die folgenden Ausführungen befassen sich schwerpunktmäßig mit den numerischen Untersuchungen, die zum Nachweis der Stand- und Betriebssicherheit des Tunnels Irlahüll der Neubaustrecke Nürnberg–Ingolstadt der Deutschen Bahn vorgenommen wurden (Bilder 1 und 2). Im Tunnel Irlahüll wurden Karststrukturen in



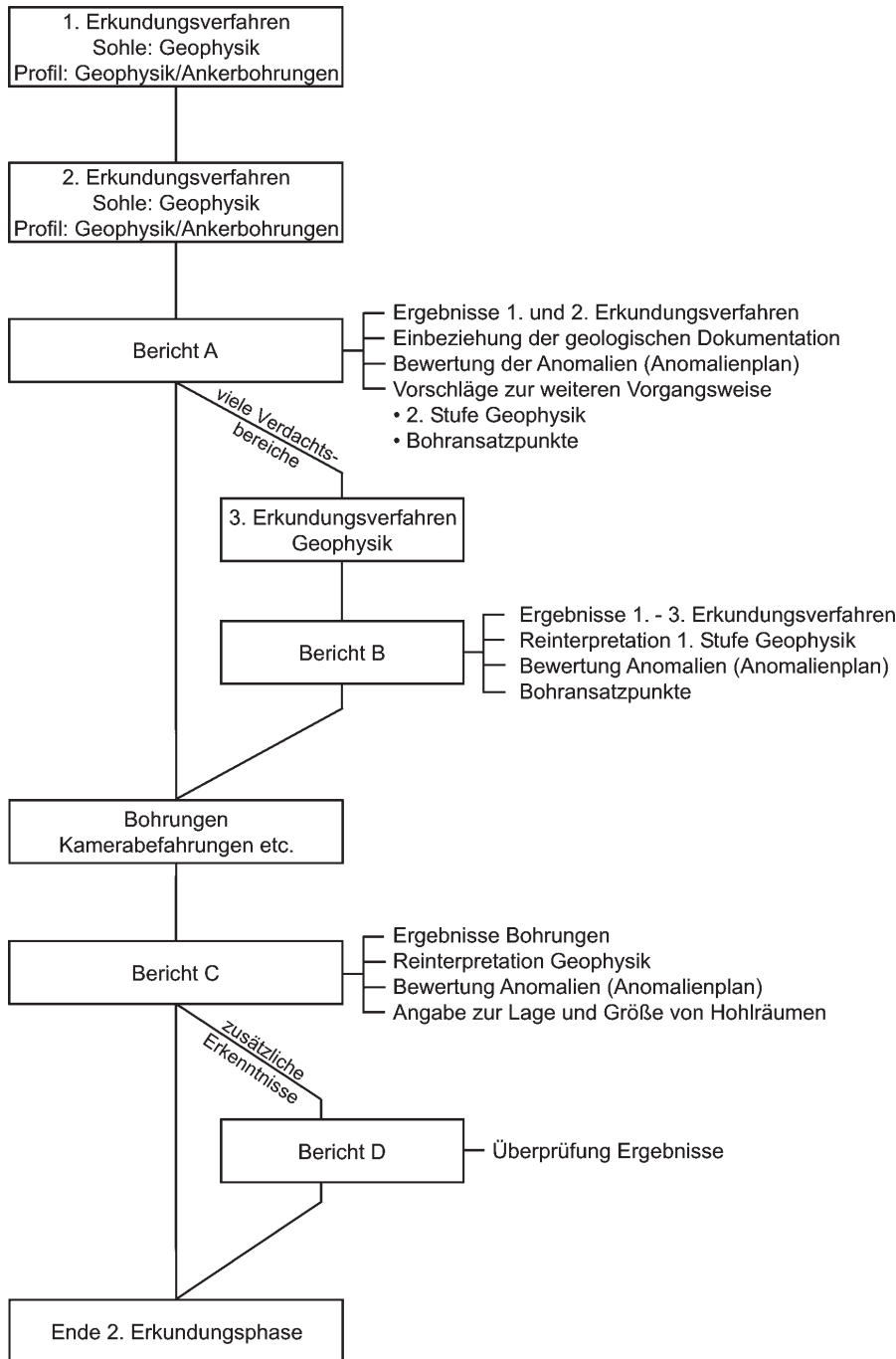


Bild 3. Stufenkonzept: zweite Erkundungsphase  
Fig. 3. Graded concept: second investigation phase

### Erarbeiten eines Gebirgsmodells

### Ableiten von Gefährdungsbildern

### Betrachtung und Beurteilung der Homogenbereiche

- Betrachtungen aufgefahrener Hohlräume
- Festlegen von Ertüchtigungsmaßnahmen im Baugrund und/oder Bauwerk
- Stand- und Betriebssicherheitsnachweise
- Kontrollen

- **Ergebnis:** Beherrschung der Karst- und Erdfallproblematik

### 3 Bestimmung der relevanten Größe der Karststrukturen für die zweite Erkundungsphase

#### 3.1 Grundlagen

In der zweiten Erkundungsphase (Bild 3) sind die relevanten Karststrukturen durch direkte und indirekte Erkundungsmaßnahmen im Nahbereich des Tunneln zu detektieren Als Erkundungsziel ist die Detektierung

derjenigen Karst- und Erdfallstrukturen zu definieren, die Einfluß auf die Stand- und Betriebssicherheit des Tunnelbauwerks haben.

Die Relevanz ist abhängig von der Größe der Strukturen, deren Lage zum Tunnel und deren Entfernung zur Innenschale und zum Sohlgewölbe. Für den Tunnel Irlahüll erfolgte die Ermittlung des Erkundungsziels, welches damit auch das Leistungsbild der Erkundungskampagne darstellte, unter Anwendung numerischer und analytischer Modelle, die den Einfluß von Anomalien auf das Tunnelbauwerk quantifizieren. Es wurden verschiedene Größen und Lagen der Anomalien zum Tunnel bei unterschiedlichen Gebirgskennwerten untersucht [1], [7]. Alle wesentlichen Parameter wurden in der Untersuchung berücksichtigt:

### Geotechnische Parameter

Die geotechnischen Parameter wurden für unterschiedliche Gebirgstypen aus der Vortriebsplanung übernommen:

- Gebirge unverwittert bis angewittert, ungestört
- Gebirge mäßig bis stark verwittert, wenig gestört
- Gebirge mäßig bis stark verwittert, gestört

### Größe des Hohlräume/der Anomalie

- Die Größe der Hohlräume bzw. der Anomalien wurde auf Basis der beim Auffahren der Tunnel angetroffenen Karststrukturen bestimmt. Die Ausdehnung wurde von 0,5 m bis zu 10 m variiert. Die Form der Hohlräume wurde rechteckig, stehend und liegend angenommen (Bild 4).

### Lage des Hohlräume/der Anomalie in Bezug zum Tunnel

- Es wurden Hohlräume unterhalb, seitlich und oberhalb der Tunnelröhre untersucht.

### Abstand des Hohlräume/der Anomalie vom Tunnel

- Der Abstand zur Tunnelröhre wurde variiert, bis der Einfluß auf die Innenschale vernachlässigbar war.

### 3.2 Beanspruchung des Gebirgspfeilers

Da das Gebirge im Tunnelbau als tragendes Element wirkt, ist die Tragfähigkeit des verbleibenden Gebirgspfeilers zwischen dem Tunnel und

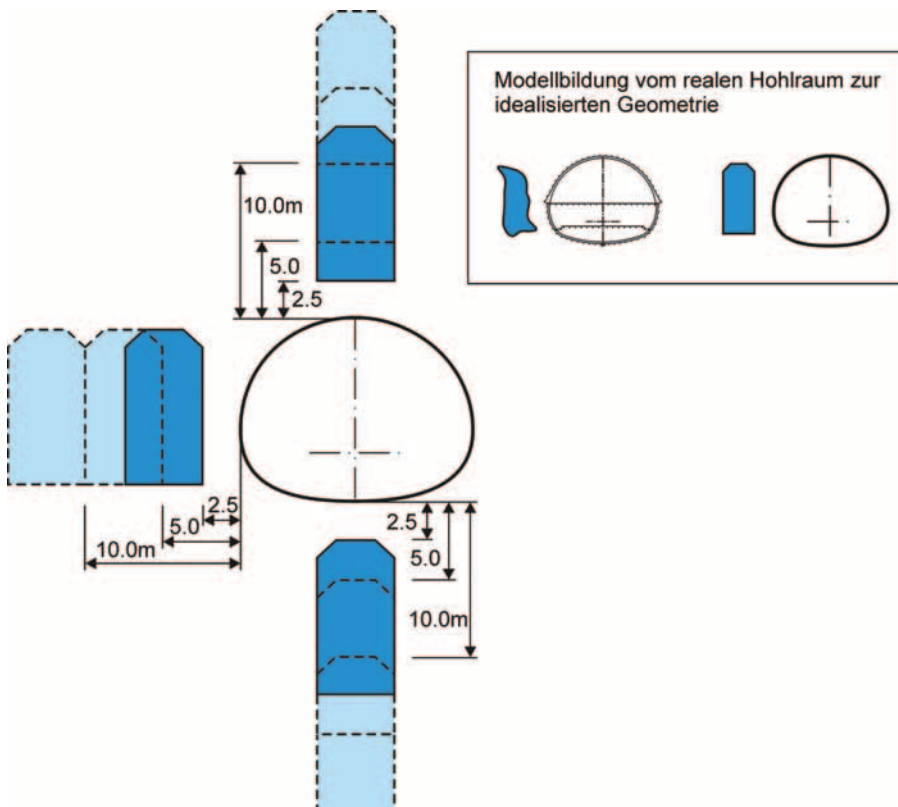


Bild 4. Variation der Lage des „stehenden“ Hohlraums  
 Fig. 4. Variation of the position of an „upright“ cavity

einer Karststruktur ein wesentlicher Faktor zur Beurteilung der Standicherheit (Bild 5). Maßgebend sind nicht lokale Spannungsspitzen, sondern das Gesamttragverhalten des Gebirgspfeilers. Dazu wurde in einem Horizontalschnitt durch den Pfeiler der mittlere Beanspruchungsfaktor (strength factor) ermittelt. Dieser stellt das Verhältnis von aufnehmbarer zu vorhandener Spannung bei Anwendung des Bruchkriteriums von *Mohr-Coulomb* dar, wobei ein Sicherheits-

beiwert von 1,4 als ausreichend angesehen wurde. Karststrukturen, die zu einem Unterschreiten dieses Wertes führten, waren auf jeden Fall zu detektieren.

### 3.3 Beanspruchung der Schwebe

Liegt ein Karsthohlraum unter der Tunnelröhre, wird die verbleibende Schwebe zwischen Tunnel und Karsthohlraum durch ihr Eigengewicht, die Einbauten und den Verkehrsbe-

trieb beansprucht. Zu geringe Schwebendicke kann zu einem Schubbruch oder Biegezugversagen führen. Für unterschiedliche Abstände der Karsthohlräume zum Tunnel wird ebenfalls der Beanspruchungsfaktor ermittelt. Als Kriterium wurde, wie bei der Untersuchung des Gebirgspfeilers, ein Sicherheitsbeiwert von 1,4 vorausgesetzt. Karststrukturen, die zu einem Unterschreiten dieses Wertes führten, waren auf jeden Fall zu detektieren.

### 3.4 Beanspruchung der Innenschale

Im Nahbereich von Karsthohlräumen liegt bereits vor dem Auffahren der Tunnelröhre ein erhöhter Spannungszustand vor. Beim Auffahren des Tunnels in diesem Gebirgsbereich ist von einer gegenüber dem Regelfall ungünstigeren Beanspruchung und einem veränderten Verformungsverhalten der Innenschale auszugehen. Die Ursachen liegen in der erhöhten Gebirgsspannung, der fehlenden oder geringeren stützenden Wirkung durch das Gebirge (Bettung) und dem durch den Hohlraum verursachten unsymmetrischen Verhalten. Der Einfluß der Karststrukturen auf die Innenschale ist vor allem dann wesentlich, wenn die Außenschale auf Dauer nicht standfest ist (Verrotten der Spritzbetonschale) oder die Stabilität der Füllungen der Karststrukturen auf Dauer nicht gegeben ist.

Für alle möglichen Ausbildungen und Anordnungen der Karstanomalie (siehe Bild 4) wurden die Spannungszustände in der Innenschale errechnet. Aus dem Vergleich dieser Spannungszustände mit dem Spannungszustand ohne Karstanomalie wurde die Zunahme der Beanspruchung der Innenschale durch die Karststruktur ermittelt. Als relevant wurden alle Hohlräume eingestuft, bei welchen die Zunahme der Beanspruchung mehr als 10 % der „zulässigen“ Spannung

$$\Delta\sigma \leq 0,10 \sigma_R/2,1 \quad (1)$$

beträgt. Durch die Wahl dieses Grenzwertes war gewährleistet, daß alle Hohlräume/Anomalien das Trag- und Verformungsverhalten der Innenschale so wenig beeinflussen, daß die Anordnung der Mindestbewehrung bei der Regelausführung ausreichend war.

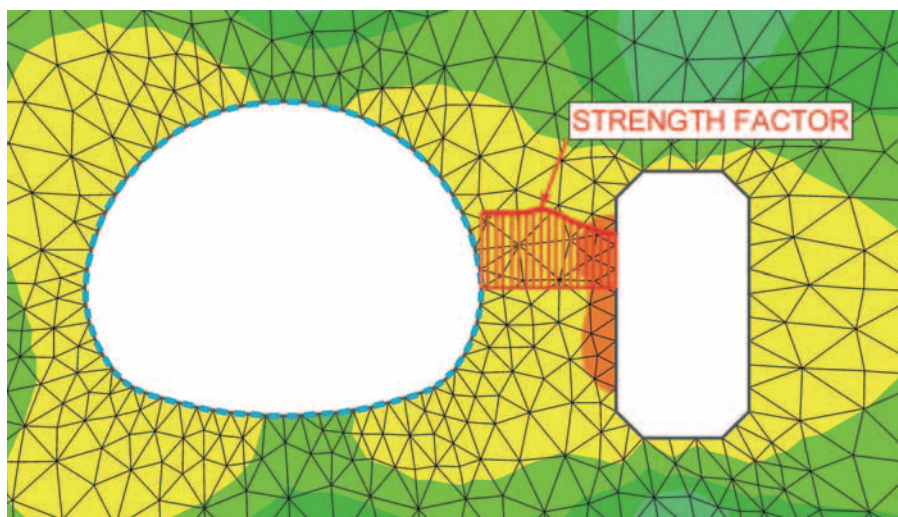


Bild 5. Beanspruchung im Gebirgspfeiler [7]  
 Fig. 5. Stresses and strains in the rock pillar [7]

### 3.5 Leistungsbild für die geophysikalischen Untersuchungen

Die zu detektierende Mindestgröße des Hohlraums/Anomalie als Funktion der Entfernung von der Tunnelaibung für den Tunnel Irlahüll unter Berücksichtigung der Kriterien nach den Abschnitten 3.2, 3.3 und 3.4 ist in Bild 6 [1], [2], [3] als Zwiebelschalenmodell dargestellt und wurde als Leistungsbild für die zweite Erkundungsphase festgelegt. Die Untersuchung wurde in einem ersten Schritt an einem zweidimensionalen (2D) Finite-Element-Modell durchgeführt. Das bedeutet, daß die modellierten Hohlräume über die gesamte Länge parallel zum Tunnel verlaufen. Die Ergebnisse der Berechnung liegen auf der sicheren Seite. Sie dienen nur der Festlegung des Leistungsbildes (Erkundungsziels) der Geophysik und nicht zur Dimensionierung der Innenschale.

Die Erkundung und Dokumentation der während des Vortriebs angetroffenen Karstanomalien ergab, daß diese räumlich begrenzt sind und die Annahme der unendlich langen, tunnelparallelen Karststruktur nicht zutreffend ist. Zur Abschätzung, wie groß der Effekt der räumlichen Tragwirkung ist, wurden dreidimensionale Berechnungen angestellt. Dabei wurde die Karststruktur als Würfel angenommen. Zur Festlegung der Grenze der Bauwerksrelevanz wurde dasselbe Kriterium wie für die Definition des Leistungsbildes der Geophysik verwendet: Es wurde die Entfernung bzw.

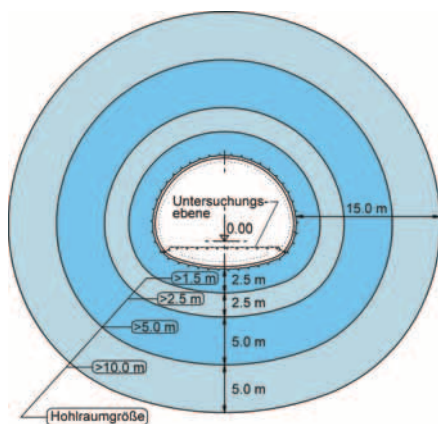


Bild 6. Bauwerksrelevante Anomalien: Leistungsbild Geophysik  
Fig. 6. Relevant size of anomalies: Terms of references for geophysical investigations

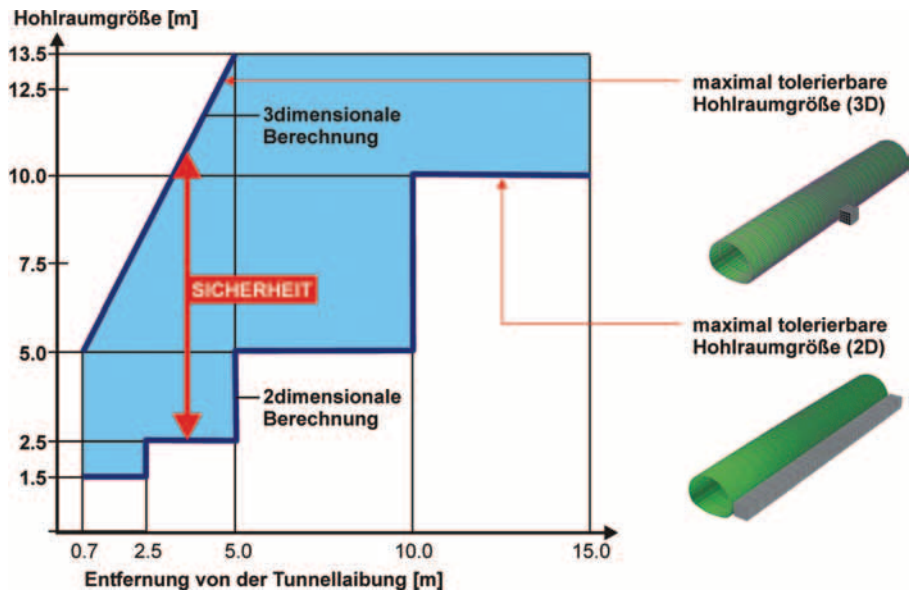


Bild 7. Vergleich 2D-Berechnung - 3D-Berechnung: maximal tolerierbare Anomaliegröße ohne Zusatzmaßnahmen im Ausbau  
Fig. 7. Comparison 2d-calculation and 3d-calculation: maximum tolerable size without additional measures in the lining

Größe der Struktur ermittelt, die einen Spannungsanstieg von 10 % der zulässigen Spannung zur Folge hat (Gl. (1)). Diese Spannungserhöhung ergibt sich bei einem Hohlraum von  $5,0 \times 5,0 \times 5,0$  m in 0,7 m Entfernung vom Tunnel. Dieselbe Spannungserhöhung tritt bei einem Hohlraum von ca.  $13,5 \times 13,5 \times 13,5$  m in 5 m Entfernung auf. Aufgrund der ungünstig angenommenen geomechanischen Form des Hohlraums tritt an der Oberfläche eine geringfügige Überschreitung der aufnehmbaren Spannungskombination im Gebirge auf. Durch Spannungsumlagerung in weniger beanspruchte Gebirgsbereiche wird jedoch ein Stabilitätszustand erreicht.

In Bild 7 ist das Leistungsbild, das der zweiten Erkundungsphase unter Ansatz eines zweidimensionalen Modells zugrunde gelegt wurde (Bild 6) mit den Ergebnissen der dreidimensionalen Berechnungen verglichen. Die dreidimensionalen Berechnungen zeigen, daß der tatsächliche Einfluß der in Tunnellängsrichtung begrenzten Karststrukturen auf das Bauwerk bedeutend kleiner ist als er mit 2D-Rechenmodellen abgeschätzt wird. Damit ergibt sich bei Anwendung der Grenzen im Leistungsbild basierend auf einer 2D-Berechnung eine erhebliche Sicherheitsreserve bezogen auf die realistische, dreidimensionale Situation.

### 4 Nachweis von detektierten Hohlräumen

Bei den meisten großen Hohlräumen, die während des Tunnelvortriebs aufgefahen wurden, konnte der Nachweis der dauerhaften Stand- und Betriebssicherheit des Bauwerks ohne Anordnung von zusätzlichen Maßnahmen erbracht werden. Die aus dem Hohlraum resultierende Mehrbelastung des Ausbaus kann von der Regelausführung der Innenschale und der Anordnung der Mindestbewehrung aufgenommen werden. Nur in Einzelfällen mußte eine Verstärkung der Bewehrung der Innenschale und/oder eine Erhöhung der Betongüte durchgeführt werden. Eine Erhöhung der Innenschalendicke war an keiner Stelle notwendig. Der geringe Einfluß der Karststruktur auf das Trag- und Verformungsverhalten der Innenschale ist auf die hohe Gebirgsfestigkeit in diesem Bereich, welche auch die Voraussetzung für das Auftreten von großen offenen Hohlräumen ist, zurückzuführen.

Um die räumliche Lastabtragung im Bereich der Hohlräume realitätsnah zu erfassen, wurden dreidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt (Bild 9). Dazu wurde der Ausbruchvorgang (Kalotte, Strosse/Sohle) mit darauffolgendem Einbau der Außenschale und der Innenschale schrittweise simuliert (Bild 8). Ein Ver-

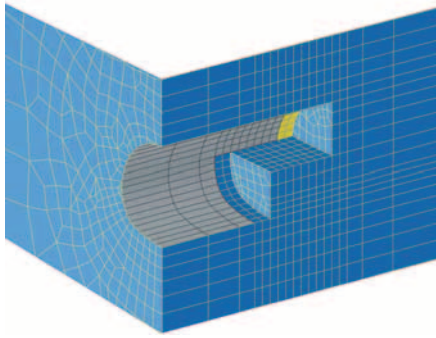


Bild 8. Numerisches Modell – Detail: Ausbruchsvorgang  
Fig. 8. Numerical model – detail: excavation process

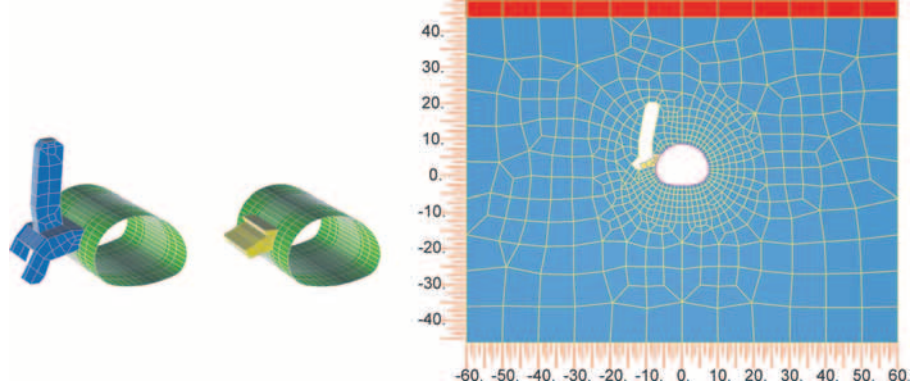


Bild 9. 3D-Berechnungsmodell (Finite Elemente): Darstellung der Innenschale (grün) und der Karststruktur sowie der Hohraumverfüllung (gelb)  
Fig. 9. 3d-calculation model (finite elements): inner lining (green), karst structure and partial cavity filling (yellow)

rotten der Spritzbetonschale und der Anker infolge von Langzeiteinflüssen wurde nach der Gray-Rock-Theorie berücksichtigt.

Für den bei Bau-km 65 + 100 angetroffenen Karsthohlraum H9 (Bild 9) wurden in der numerischen Berechnung folgende repräsentative Parameter angesetzt:

#### Spritzbeton

Junger Elastizitätsmodul 7000 MN/m<sup>2</sup>  
Erhärteter Spritzbeton 30000 MN/m<sup>2</sup>  
Spritzbetondicke 0,25 m

#### Innenschale

Elastizitätsmodul 30000 MN/m<sup>2</sup>  
Innenschalendicke 0,35 m

#### Gebirge

Aktuelle Überlagerung 40 m  
Elastizitätsmodul 375 MN/m<sup>2</sup>  
Poissonzahl 0,35  
Reibungswinkel 35°  
Kohäsion 0,225 MN/m<sup>2</sup>  
Seitendruckbeiwert 0,6  
Wichte 0,024 MN/m<sup>3</sup>  
Materialgesetz *Mohr-Coulomb*

#### Abschlagslängen

Kalotte 2,08 m  
Strosse 4,16 m

Im Bereich des Karsthohlraums fanden weitgreifende räumliche Spannungumlagerungen bereits vor dem Tunnelausbruch statt. Die nahe dem Hohlraum liegenden Gebirgsbereiche wurden höher beansprucht als im Fall ohne Karsthohlraum. Beim Ausbruch des Tunnels resultieren daraus auch höhere Beanspruchungen der Spritzbetonschale und der Innenschale in den Nachbarbereichen des Hohlraums.

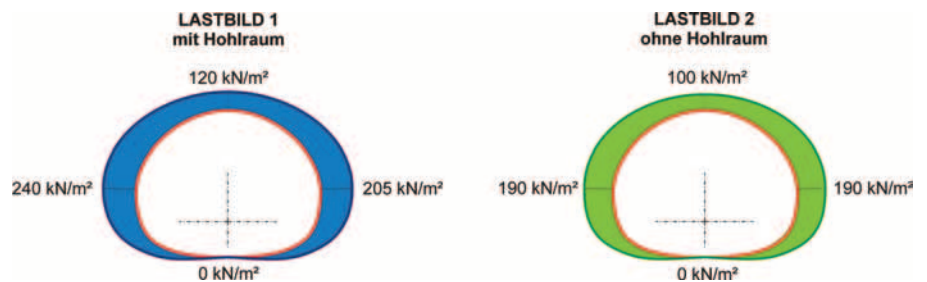


Bild 10. Radialspannungen auf die Innenschale mit (links) und ohne (rechts) Karsthohlraum  
Fig. 10. Radial stresses on the permanent lining with (left) and without (right) karst cavity

Die auf die Innenschale wirkenden Radialspannungen sind in Bild 10 links dargestellt, im Vergleich dazu die auf die Innenschale wirkenden Spannungen im Regelquerschnitt ohne Karsthohlraum bei gleichen geotechnischen Randbedingungen in Bild 10 rechts.

Der Standsicherheitsnachweis der Innenschale konnte erbracht werden, ohne daß eine Verstärkung der Innenschale (Innenschalendicke und/oder Bewehrung) erforderlich wurde. Der vorhandene Karsthohlraum wurde im tunnelnahen Bereich verplombt (Bild 9, gelber Bereich).

### 5 Nachweis von Gefährdungsbildern

Durch die im tunnelnahen Bereich durchgeführten direkten und indirekten Baugrunderkundungen wurden Karst- und Erdfallerscheinungen in einem 15 m dicken Gebirgsring erkannt und darauf abgestimmte Maßnahmen angeordnet. Dadurch konnte davon ausgegangen werden, daß die

ser Gebirgsbereich homogen und ohne wesentliche Schwächezonen ist bzw. diese ertüchtigt wurden.

Karst- und Erdfallerscheinungen, welche zum Hochbrechen von Hohlräumen außerhalb des Erkundungsbereichs führen können – auch wenn dies sehr unwahrscheinlich ist –, konnten nicht vollständig ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund wurde untersucht, welchen Einfluß ein hochbrechender Karstschlauch mit 8 m Durchmesser auf die Standsicherheit des Bauwerks hat. Dieser Lastfall stellt eine außergewöhnliche Einwirkung für den Tunnel dar. Für die Untersuchung wurden zwei unterschiedliche Lagen der Karststruktur angenommen:

- Fall 1: Der Karstschlauch bricht 10 m seitlich vom Tunnel hoch (Bild 11)
- Fall 2: Der Karstschlauch bricht zentrisch bis 10 m unter dem Tunnel heran (Bild 12). Das Durchbrechen des 10 m tunnelnahen Gebirgsringes konnte ausgeschlossen werden, da in



diesem keine Schwächezonen vorhanden waren oder aber, falls erosionsfähiges Lockermaterial eingelagert war, dieses durch Injektionen in seiner Lagestabilität gesichert wurde.

Die Berechnung wurde mittels dreidimensionalen FE-Modellen durchgeführt. Die Untersuchungen wurden mit den wahrscheinlichsten und den unteren Grenzwerten der Gebirgsparameter durchgeführt. Als

wesentliche Parameter wurden angesetzt:

Spritzbeton	
Junger Elastizitätsmodul	7000 MN/m <sup>2</sup>
Erhärteter Spritzbeton	30000 MN/m <sup>2</sup>
Spritzbetondicke	0,25 m
Innenschale	
Elastizitätsmodul	30000 MN/m <sup>2</sup>
Innenschalendicke	0,35 m

Gebirge	
Überlagerung	40/60 m
Elastizitätsmodul	250 bis 500 MN/m <sup>2</sup>
Poissonzahl	0,35
Reibungswinkel	30/40°
Kohäsion	0,15/0,30 MN/m <sup>2</sup>
Seitendruckbeiwert	0,4/0,8
Wichte	0,024 MN/m <sup>3</sup>
Materialgesetz	Mohr-Coulomb

In Bild 13 sind die auf den Spannungszustand vor Beginn des Hochbrechens des Karstschlauches bezogenen Spannungen in der Innenschale bei unterschiedlicher Entfernung D des seitlichen Hohlraums vom Tunnel dargestellt (D in Bild 13, oben links). Die Maximalwerte der Erhöhung der Spannung sind als Funktion der Entfernung des Hohlraums vom Tunnel in Bild 14 aufgetragen. Die prozentual vordergründig sehr großen Spannungserhöhungsfaktoren sind zu relativieren, da das Spannungsniveau in der Innenschale auch bei Ansatz des Versagens der Außenschale gering ist.

Nach DIN 1055 können die Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert werden: Das Hochbrechen eines Karstschlauches ist in den Bereich EK3 – außergewöhnliche Kombination, die außer den Einwirkungen der Regelastfälle eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung berücksichtigt – nach DIN 1054 einzuordnen. Die Sicherheitsklasse berücksichtigt den unterschiedlichen Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkung. Da die Einwirkung des hochbrechenden Karstschlauches einmalig oder aber voraussichtlich nie auftreten wird, ist die Sicherheitsklasse 3 (SK3) zutreffend. Die DIN 1055 erlaubt für die außergewöhnliche Lastfallkombination (LF3) EK3 ∩ SK3 in Abstimmung mit den geotechnischen Sachverständigen, den Teilsicherheitsbeiwert auf

$$\gamma_F = \gamma_E = \gamma_R = 1,0 \quad (2)$$

$\gamma_F \geq 1,00$  Einwirkung nach Tabelle 2 DIN 1054

$\gamma_E \geq 1,00$  Beanspruchung nach Tabelle 2 DIN 1054

$\gamma_R \geq 1,00$  Widerstände nach Tabelle 3 DIN 1054

zu reduzieren.

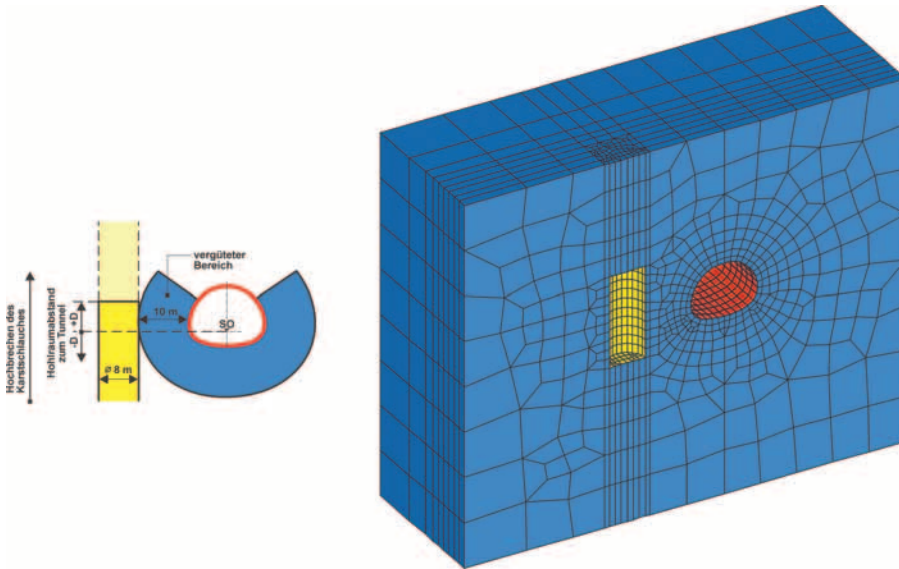


Bild 11. Statische Untersuchungen des seitlichen Hochbrechens eines Karstschlauches  
Fig. 11. Structural analyses of an lateral upward collapse of a karst chimney

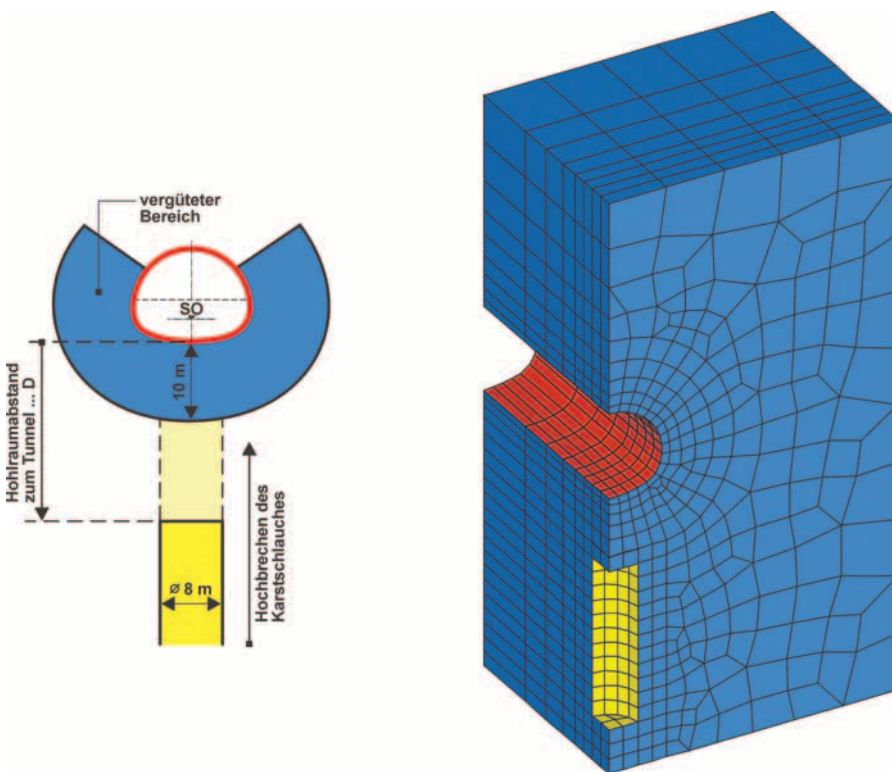


Bild 12. Statische Untersuchungen des mittigen Hochbrechens eines Karstschlauches  
Fig. 12. Structural analyses of an upward collapse of a karst chimney below the tunnel

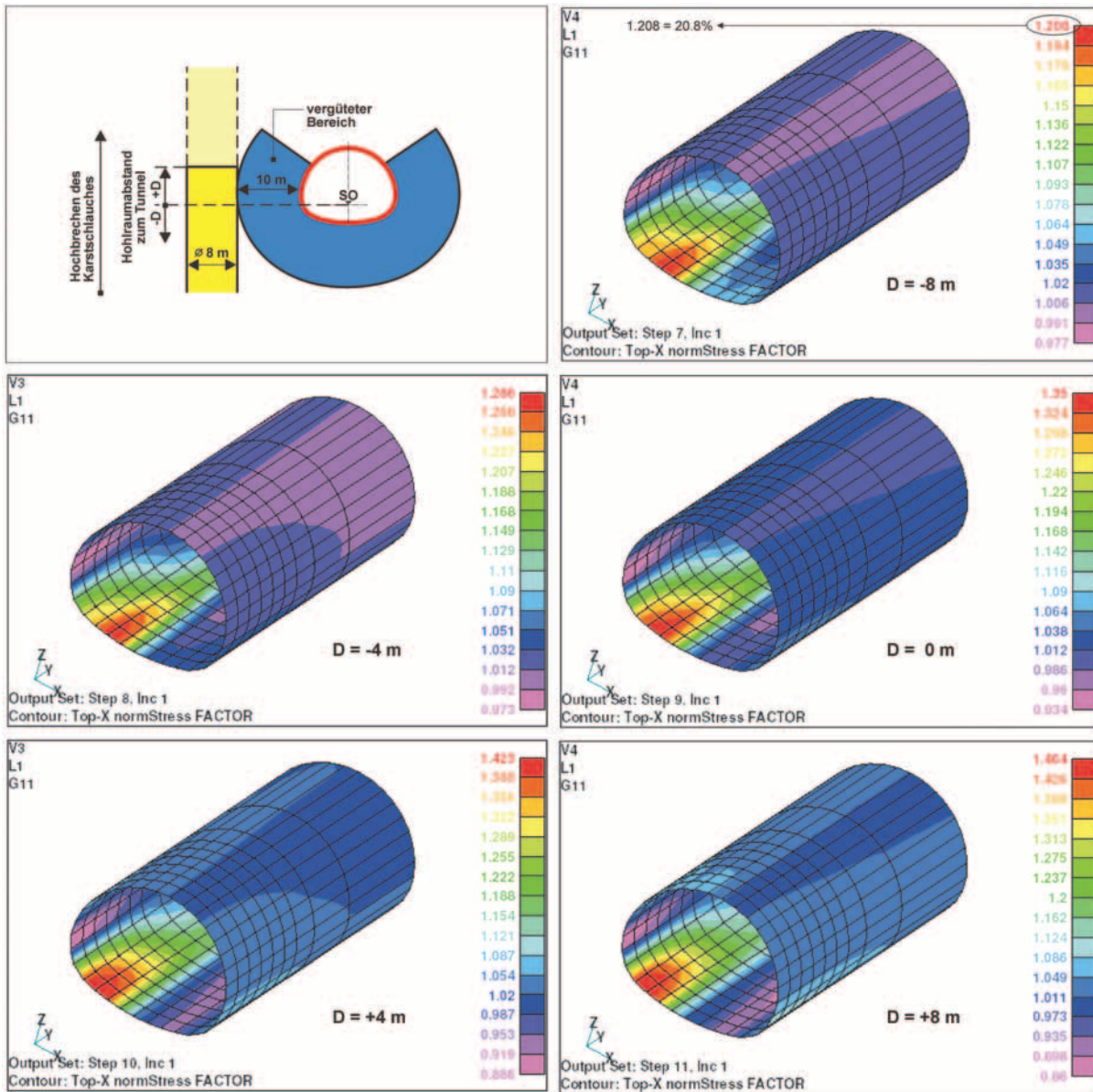


Bild 13. Prozentuale Spannungserhöhung infolge seitlich hochbrechenden Karsthohlraums (untere Grenzwerte der Gebirgskennwerte) bezogen auf den Spannungszustand ohne Karsthohlraum  
 Fig. 13. Percentage increase of stress due to lateral upward collapse of karst cavity (lower limit values of the geotechnical parameters)

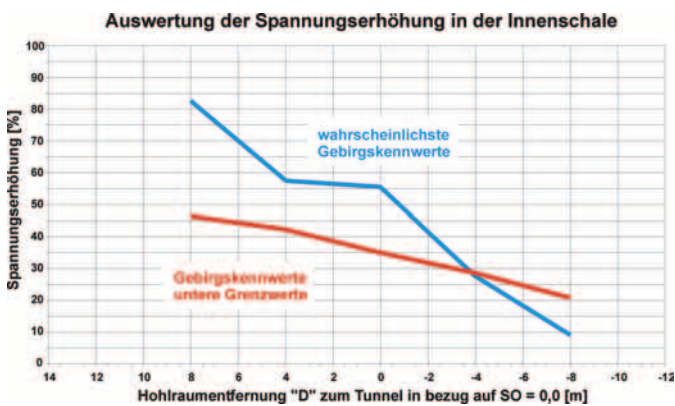


Bild 14. Maximalwert der Spannungserhöhung infolge seitlich hochbrechenden Karsthohlraums  
 Fig. 14. Maximum value of stress increase due to lateral upward collapse of karst cavity

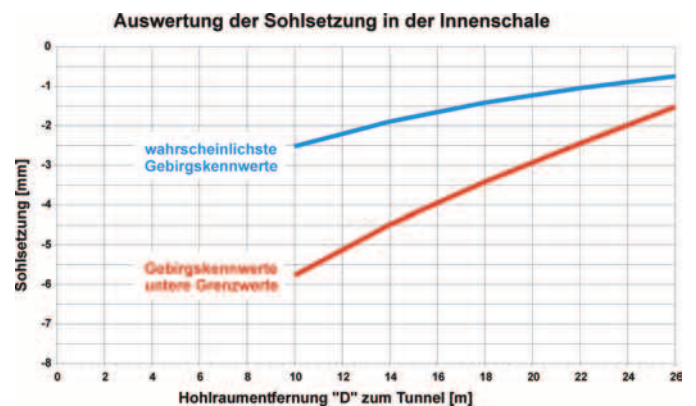


Bild 15. Sohlsetzungen infolge mittig hochbrechenden Karsthohlraums als Funktion der Entfernung vom Tunnel  
 Fig. 15. Invert settlements due to upward collapse of karst cavity below the tunnel as a function of the distance from the tunnel

Die auftretenden zusätzlichen Spannungen, hervorgerufen durch das Hochbrechen, können von der Regelausführung der Innenschale mit Mindestbewehrung aufgenommen werden. Es sind keine zusätzlichen Maßnahmen erforderlich. Die durch die außergewöhnliche Lastfallkombination hervorgerufene Spannungserhöhung im Gebirge und der Innenschale war für den untersuchten Fall des Tunnel Irlahüll so gering, daß die auftretenden

Spannungen auch mit der vollen normgemäßen Regelsicherheit aufgenommen hätten werden können. Die auftretenden zusätzlichen Verformungen der Innenschale und des Sohlgewölbes sind untergeordnet.

Qualitativ und quantitativ dieselben Ausführungen gelten für den Fall des Hochbrechens des Hohlraums direkt unter dem Tunnel. Auch hier sind keine Verstärkungsmaßnahmen der Innenschale gegenüber der Regelaus-

führung mit Mindestbewehrung erforderlich. Der Verlauf der Verformungen (Sohlsetzungen) ist in Bild 15, die auf den Spannungszustand ohne Karstschlauch bezogenen Spannungen in der Innenschale sind in Bild 16 und die Maximalwerte der Spannungserhöhungen in Bild 17 dargestellt. Auch für diesen Lastfall sind keine Zusatzmaßnahmen im Gebirge und in der Innenschale/Sohlgewölbe erforderlich.

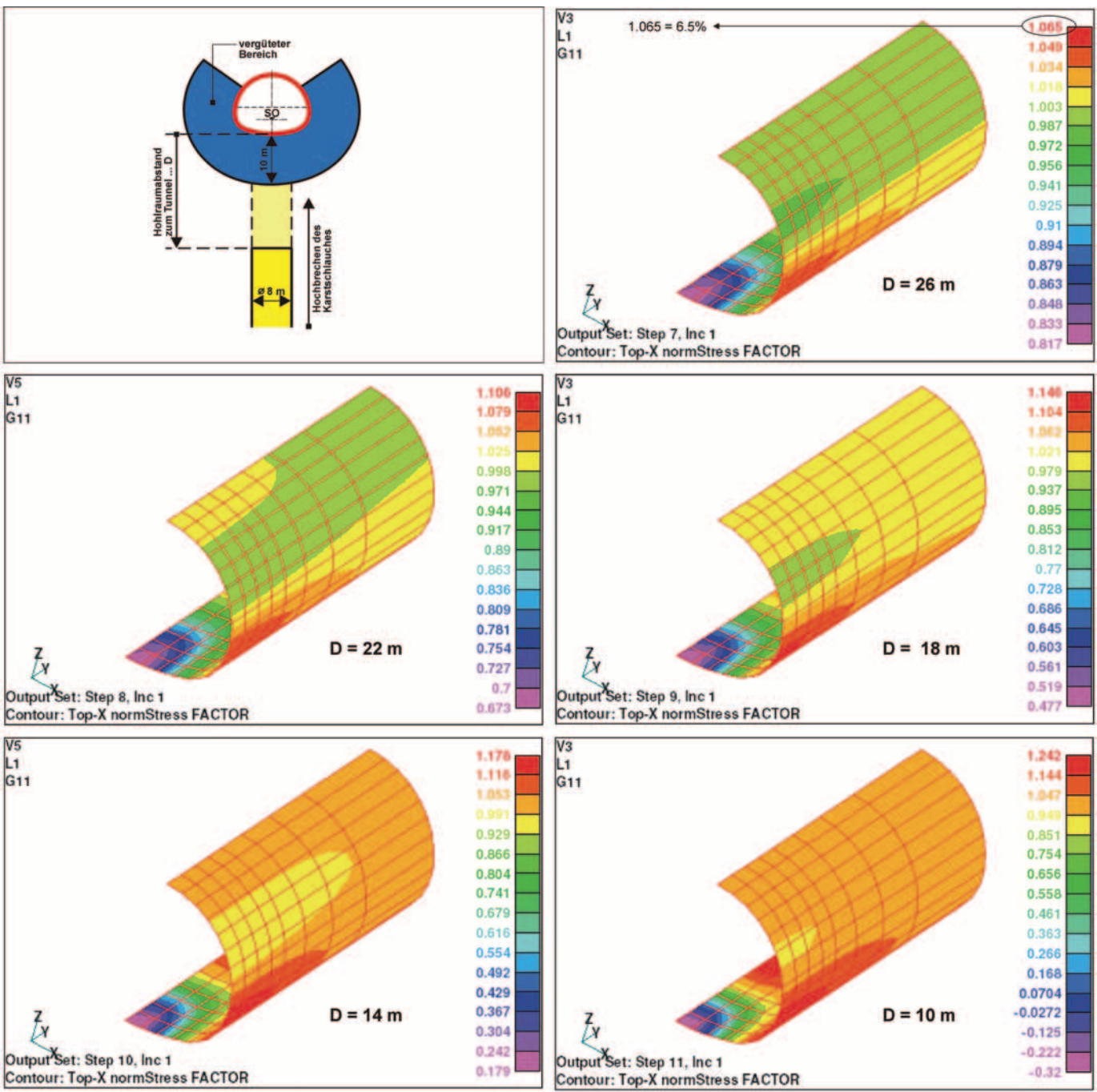


Bild 16. Prozentuale Spannungserhöhung infolge mittig hochbrechenden Karsthohlraum (untere Grenzwerte der Gebirgskennwerte) bezogen auf den Spannungszustand ohne Karsthohlraum  
 Fig. 16. Percentage increase of stress due to upward collapse of karst cavity below the tunnel (lower limit values of the geo-technical parameters)

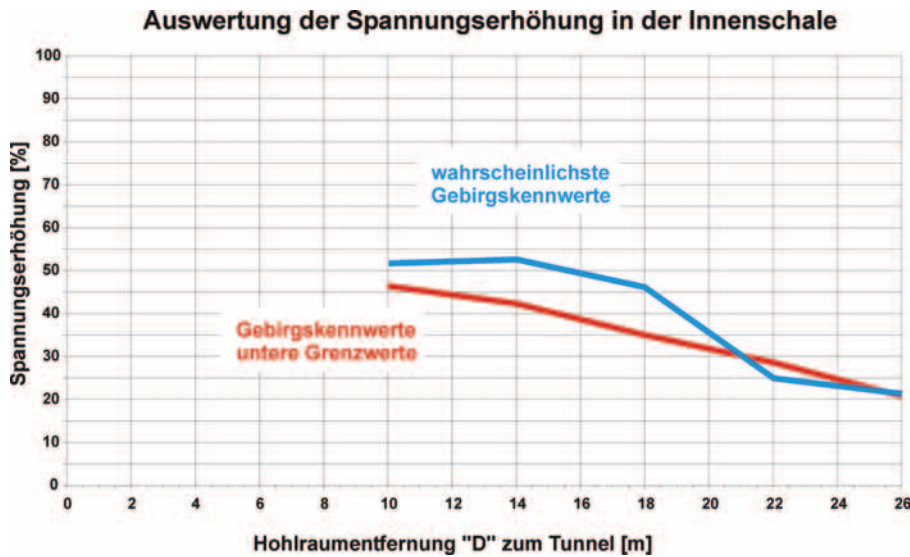


Bild 17. Maximalwert der Spannungserhöhung infolge mittig hochbrechenden Karsthohlraums

Fig. 17. Maximum value of stress increase due to upward collapse of karst cavity below the tunnel

## 6 Zusammenfassung

Eine sorgfältige Erkundung des Bau- und erdfallgefährdeten Gebirges ist die Grundvoraussetzung zur Ermittlung eines realistischen Tragverhaltens des Tunnels. Basierend darauf kann der Nachweis der dauerhaften Stand- und Betriebssicherheit erbracht werden. Numerische Untersuchungen stellen ein wertvolles und unerlässliches Hilfsmittel dar, die Einflüsse von Karststrukturen zu quantifizieren und Maßnahmen festzulegen. Nur bei Anwendung von dreidimensionalen Berechnungs-

modellen, die den Vortrieb und das Gebirgsverhalten wirklichkeitsnah simulieren, können auch wirtschaftliche Lösungen von Zusatzmaßnahmen im Ausbau und/oder Gebirge gefunden oder aber auch der Nachweis erbracht werden, daß diese nicht notwendig sind.

### Literatur

[1] Pöttler, R.: Beherrschung der Karst- und Erdfallproblematik im Tunnelbau. Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik der TU BA Freiberg. Heft 2004-2 2004.

[2] Pöttler, R., Maidl, R.: Behandlung der Karstproblematik bei den Tunneln der Neubaustrecke der DB AG. Tunnelbautaschenbuch 2003, VGE Essen, 173–194.

[3] Pöttler, R., Schneider, V., Rehfeld, E., Quick, H.: Grundkonzept zur Lösung der Karst- und Erdfallproblematik für den Bau von Verkehrswegen. Felsbau 20 (2002), 10–21.

[4] Eder, S., Plank, M., Mattle, B., Haas, Ch.: Risk Management of Karst Underground Conditions. Int. Conf. Probabilistics in Geotechnics; Technical and Economic Risk Estimation. Eds.: Pöttler, R., Klapperich, H., Schweiger, H. F. Verlag Glückauf Essen (2002), 179–188.

[5] Lehmann, B., Radinger, A., Scheibe, R., Pöttler, R., Michael, J.: Erkundung von Karsthohlräumen/Erdfällen durch Kombination von Bohrungen und Geophysik im Zuge der Errichtung von Hochgeschwindigkeitsstrecken. 14. Tagung für Ingenieurgeologie, Kiel (2003), 325–330.

[6] Radinger, A., Scheibe, R., Lehmann, B., Kaus, A.: Die Geophysik im Einsatz zur Karst- und Erdfallerkundung im Zuge von Hochleistungsstrecken. Felsbau 21 (2003), 42–49.

[7] Mattle, B., John, M., Spiegl, A.: Numerische Untersuchungen für den Tunnelbau im verkarsteten Gebirge. Felsbau 21 (2003), 29–34.

### Autoren dieses Beitrages:

Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Rudolf Pöttler,  
Ing. Andreas Spiegl, ILF ZT GmbH,  
Feldkreuzstraße 3, 6063 Rum bei Innsbruck  
rudolf.poettler@ibk.ilm.com  
andreas.spiegl@ibk.ilm.com