

---

# Über die Notwendigkeit der Innenschale und den Sicherheitsbegriff im Tunnelbau

---

ON THE NECESSITY OF THE INNERLINING AND THE SAFETY-CONCEPT IN TUNNELLING

**RUDOLF PÖTTLER, HELMUT F. SCHWEIGER**

Tunnelbauwerke sind für die moderne Infrastruktur aufgrund von Trassenführung und Umweltrandbedingungen wesentliche Bauelemente. Der in der Praxis überwiegend gewählte 2-schalige Ausbau weist erhebliche Tragreserven aus. Eine Verminderung des Ausbaus führt zu Kosteneinsparungen durch Mindermassen im einzubringenden Material aber auch durch Verringerung der Ausbruchmassen und damit zu einer Verkürzung der Bauzeit. Es wird versucht zu quantifizieren, welche Tragreserven in der Spritzbetonschale vorhanden sind und wieweit der Ausbauwiderstand dieses Primärausbaus durch einen Sekundärausbau vergrößert werden muß, um die notwendige Sicherheit des Gesamttragssystems zu erhalten.

*Owing to location-related and environmental considerations, tunnels have become essential elements of modern infrastructure. It is common practice to realise double-shell linings, which show a considerable higher bearing capacity - as required from structural point of view. Any reduction of the support will lead to cost savings because less material needs to be placed, and due to the reduction of excavation cubage the construction time is shortened. The authors of the paper try to quantify the structural reserves available in the shotcrete shell and to determine to what extent the bearing capacity of this primary support must be increased by means of a secondary support in order to ensure the required safety of the overall load-bearing system.*

## 1. Einführung

Die nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NATM) aufgefahrene Tunnel werden in der Regel mit einem 2-schaligen Ausbau hergestellt. Diese Ausführung wurde bereits von Rabcewicz [1] so vorgeschlagen:

"Nach Ausbruch des Tunnels wird ein verhältnismäßig schwaches Hilfsgewölbe aus Beton (Spritzbe-

tongewölbe) eingezogen. ... Nach einer gewissen Zeit, wenn durch Messungen der Deformation des Hilfsgewölbes das Abflauen des Gebirgsdruckes oder das Eintreten eines Gleichgewichtszustandes festgestellt wird, wird das Traggewölbe (Innenschale) gleichfalls unter Zuhilfenahme einer entsprechenden Schalung betoniert bzw. in das Hilfsgewölbe eingezogen. ... Durch Messung der Deformation des Hilfsgewölbes kann die für das Traggewölbe erfor-

derliche Stärke der Stahlbewehrung bestimmt werden, so daß das Traggewölbe entsprechend bemessen werden kann. Falls bei günstigerem oder gutem Gebirge eine Deformation des Hilfgewölbes nicht festzustellen ist, kann auf das Einbringen von Stahleinlagen im Traggewölbe völlig verzichtet oder dieses Traggewölbe ganz weggelassen werden."

In der Praxis wird diesen Prinzipien der NATM folgend der Primärausbau dem Gebirgsverhalten laufend angepaßt. Dies führt zu variablen Spritzbetonstärken der Außenschale, verschiedenen Abschlagslängen und unterschiedlicher Systemankerung.

Die Innenschale wird zu einem Zeitpunkt eingebaut, zu dem die Gebirgsverformungen weitgehend abgeklungen sind. Sie erhält damit keine oder nur eine untergeordnete Last aus dem Gebirge. Die Innenschale dient im wesentlichen zur Erhöhung der Sicherheit. Die Innenschale wird überwiegend über die gesamte Tunnellänge gleich, sowohl in Stärke als auch Betongüte, ausgelegt. Diese konstante Auslegung der Innenschale erfolgt nach konstruktiven Gesichtspunkten, unabhängig vom Tragverhalten und statischen Modell: Die Stärke variiert von 20 - bis 25 cm bei Ausbildung einer unbewehrten Innenschale bzw. 35 - 40 cm bei Anordnung einer Bewehrung.

Die Innenschale auf der NBS Hannover - Würzburg Südabschnitt der Hochleistungsstrecke der Deutschen Bundesbahn wurde größtenteils mit einer Stärke von 30 cm unbewehrt und in der Betongüte B25 ausgeführt [2]. Lediglich auf 6,6 % der Strecke, d.h. auf insgesamt 2.500 m der insgesamt 37.600 m langen Tunnelstrecke, wurde in der Innenschale eine Bewehrung angeordnet.

Der Lastfall, der die größte Beanspruchung der Innenschale ergeben hat, war der Lastfall "Versagen der Außenschale": Dabei wurde angenommen, daß die Tragkraft der Außenschale durch Verrotten vollkommen verloren geht. Es konnte selbst mit einem äußerst konservativen Modell nachgewiesen werden, daß von der Innenschale sämtliche Lasten, die aus einem unwahrscheinlichen Versagen der Außenschale resultieren, aufgenommen werden können. Die Innenschale wurde dabei als elastisch gegen das Gebirge abgestützter Stabzug diskretisiert. Die in den Außenschalen vorhandenen Lasten wurden als nachdrängende Last zur Gänze auf die Innenschale wirkend angesetzt.

In einem sehr viel realistischeren Modell wurde bei der Überleitstelle des Kanaltunnels mit Hilfe der Finite Element Methode nachgewiesen, daß bei ei-

nem Versagen der Spritzbetonschale die wesentlichen Lasten in das Gebirge abgetragen werden und die Zusatzbeanspruchung der Innenschale für diesen Lastfall untergeordnet ist [3]. Diese Erkenntnis führt im allgemeinen nicht zu einer Reduktion der Stärke der Innenschale. Ein Anpassen der Innenschale auf das jeweilige Gebirgsverhalten ist nicht gegeben bzw. wird nicht durchgeführt. Mit einem konstanten 2-schaligen Ausbau wird damit dem Grundsatz der NATM, nämlich der Anpassung des Ausbaus an das Gebirgsverhalten [1] nicht Rechnung getragen.

Eine Reduktion der Innenschalenstärke entsprechend den geotechnischen Erfordernissen führt in letzter Konsequenz zur Anwendung des 1-schaligen Ausbaus. Dieser Aspekt wird zur Zeit intensiv diskutiert, wie auch jüngste Beiträge in der Literatur zeigen [4] [5]. Jüngste Forschungsergebnisse im Bereich der Spritzbetontechnologie sind die Voraussetzung für die im folgenden angestellten Betrachtungen [u.a. 6].

## 2. Zielsetzung

Um Entscheidungen über die statisch erforderliche Stärke der Innenschale treffen zu können und Aussagen über das Maß der Tragkraftserhöhung nicht nur qualitativ sondern auch quantitativ zu belegen sind Überlegungen bezüglich der Sicherheit im Tunnelbau unter Einbeziehung des Gebirges und des kombinierten Tragverhaltens Außenschale/Innenschale erforderlich. Diese sollen im vorliegenden Artikel angestellt werden.

In einem ersten Schritt wird die derzeit geübte Praxis, der Untersuchung des Tragverhaltens eines Tunnelbauwerks unter den wahrscheinlichsten Parameterkombinationen und anschließenden Parameterstudie beleuchtet. Die Ergebnisse sind im wesentlichen qualitativ. Die Untersuchungen zeigen deutlich den unterschiedlichen Einfluß der einzelnen Gebirgsparameter. Aufgrund der Nichtlinearität des Materialverhaltens und der Tatsache, daß es sich um ein Verbundsystem Schale/Baugrund handelt, ist es auch nicht sinnvoll und nicht richtig, die Standicherheit des Tunnels allein auf die Sicherheit im Spritzbeton zu beziehen.

Um über die statische Notwendigkeit eines Sekundärausbaus und dessen Stärke eine Aussage treffen zu können, muß für die Definition der Sicherheit des Tunnels eine Annahme getroffen werden. Dies wird in einem zweiten Schritt versucht, wobei versucht wird die diskutierte Sicherheitsphilosophie des Eurocodes der gesplitteten Sicherheitskoeffizienten -

Sicherheit auf der Materialseite und auf der Widerstandsseite - auf die hier behandelte Problemstellung anzuwenden. Die Schwierigkeiten dieser Vorgangsweise wird deutlich gemacht. Zur Anwendung dieser Philosophie muß die Festigkeit und das Verformungsverhalten des Gebirges und deren Diskontinuitäten nach den Grundsätzen des Eurocodes eingeschätzt werden. Dies gilt für die Standardverteilung der einzelnen Parameter selbst als auch deren Kombinationen untereinander.

In einem letzten Abschnitt wird untersucht, welche größeren Tragreserven ein zweischaliger Ausbau gegenüber einem einschaligen hat, sofern die genormten Arbeitslinien zugrundegelegt werden. Dabei wird berücksichtigt, daß es bei voller Aktivierung des Ausbauwiderstandes der Innenschale zu einer Zerstörung der Außenschale kommt, falls die Bruchstauchung der Spritzbetonschale überschritten wird.

Die Auswirkungen der folgenden Überlegungen lassen sich sehr anschaulich mit dem Kennlinienverfahren aufzeigen. Dazu wird das in [7] angeführte Beispiel gewählt (Bild 1, Tabelle 1):

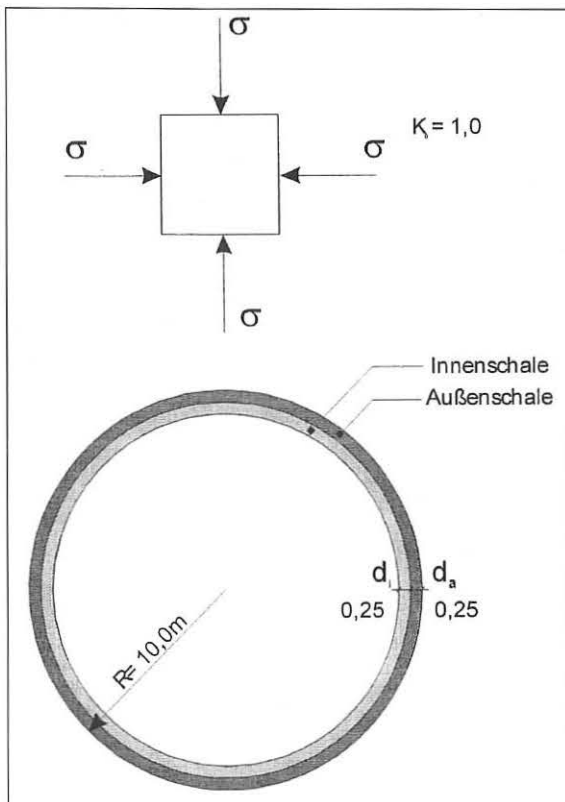


Bild 1: Grundmodell

### 3. Qualitative Sicherheitsüberlegungen

Die aus dem konstruktiven Ingenieurbau bekannten Sicherheitsüberlegungen mit festen Sicherheitsbeiwerten auf der Material- und Lastseite können im Tunnelbau nicht angewandt werden. Dies liegt in der Komplexität des Tragsystems - das Gebirge ist sowohl Belastung als auch Stützelement - und in der Schwierigkeit der Definition und der Simulation des Materialverhaltens des Baugrunds. Neben diesen Unsicherheiten lassen auch die an und für sich nicht bekannten Verhältnisse vor der Ortsbrust - Schichtung, Klüftung, Störungen - und außerhalb des Tunnels eine exakte Ermittlung eines globalen Sicherheitsbeiwertes als nicht möglich erscheinen.

Ausbruchsradius	R	10,00	m
Kohäsion	c	0,2	MN/m <sup>2</sup>
Reibungswinkel	φ	30	°
Materialverhalten	-	Ideal, elastisch/ plastisch	
Elastizitätsmodul	E	3000	MN/m <sup>2</sup>
Primärspannung (k <sub>0</sub> =1)	σ	2,00	MN/m <sup>2</sup>
Querdehnungszahl	ν	0,25	
Außenschale	d <sub>a</sub>	0,25	m
Innenschale	d <sub>i</sub>	0,25	m
Betongüte B225 Außenschale	β <sub>a</sub>	17,5	MN/m <sup>2</sup>
Betongüte B300 Innenschale	β <sub>i</sub>	17,5	MN/m <sup>2</sup>

Tab. 1: Parameter des Referenzmodells

Zur Beurteilung der Standsicherheit werden in der üblichen Ingenieurpraxis Sensibilitätsanalysen durchgeführt. Es wird der Einfluß verschiedener Parameter auf das Tragverhalten des Systems Ausbau/Gebirge untersucht. Beispielhaft werden die Ergebnisse einer derartigen Analyse im folgenden dargestellt. Ausgehend vom Grundmodell werden die Parameter

- Reibungswinkel
- Kohäsion
- Elastizitätsmodul Gebirge
- Primärspannung
- Einachsiale Gebirgsfestigkeit

- Reibungswinkel
- Kohäsion
- Elastizitätsmodul Gebirge
- Primärspannung
- Einachsiale Gebirgsfestigkeit

variiert. Auf den in Bild 2 dargestellten Diagrammen ist auf der x-Achse der Faktor f

$$f = \frac{\pi_B}{\pi_G}$$

π<sub>B</sub> Parameter aktuelle Berechnung  
π<sub>G</sub> Parameter Grundmodell

aufgetragen. Ein Wert f > 1,0 bedeutet eine Erhöhung der Belastung des Tragsystems durch ungünstigere Bodenkennwerte oder höhere Belastung. Auf der y-Achse ist die auf den Wert des Grundmodells

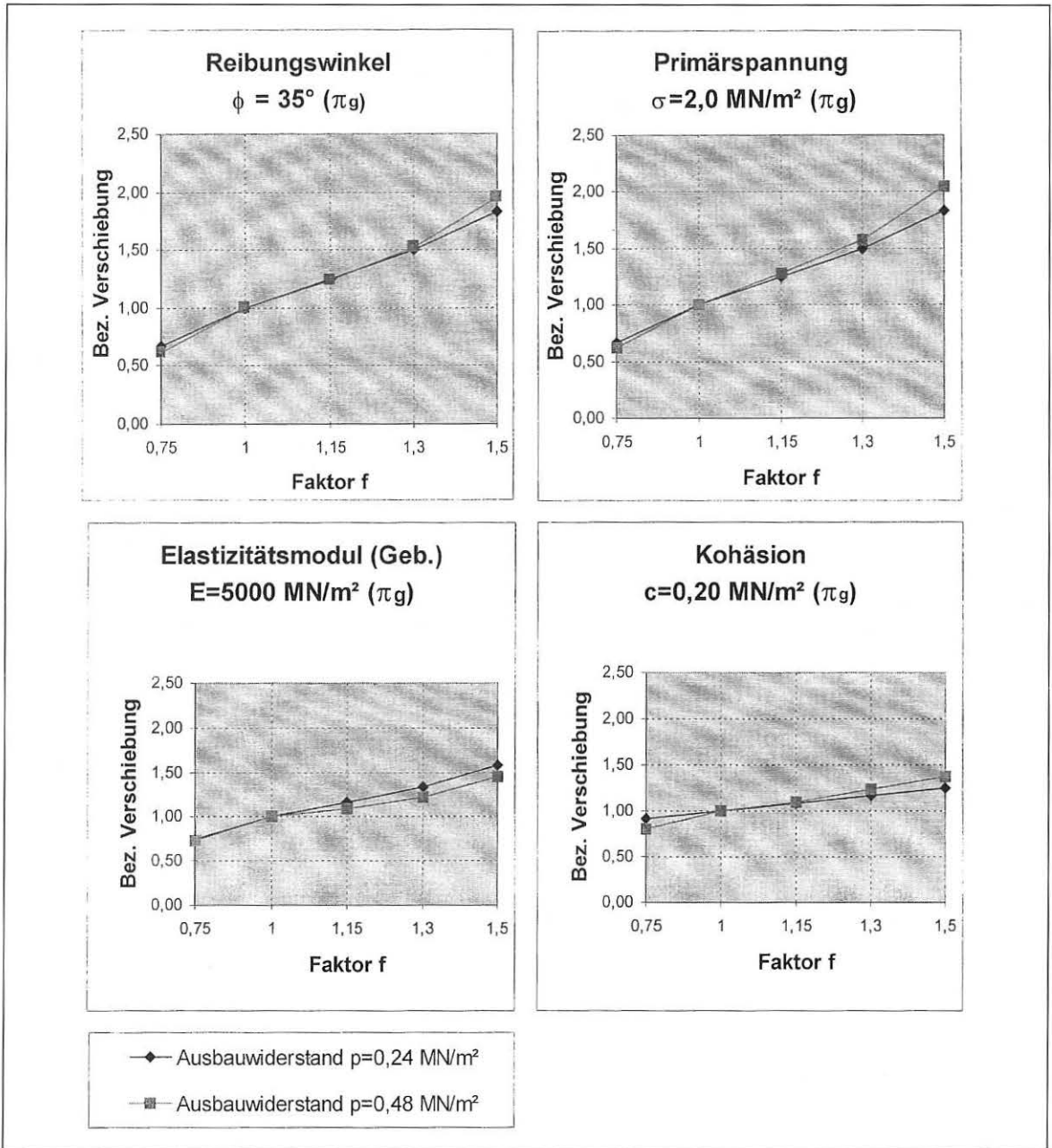


Bild 2: Parameterstudie: Einfluß der Parameter auf die Radialverschiebung

bezogene Radialverschiebung aufgetragen. Die Größe der Verschiebung stellt ein Maß für die Sicherheit, wenn auch kein absolutes, dar. Je größer die Verschiebung ist, desto mehr sind die Tragreserven des Bauwerks ausgenutzt.

Für die beiden Ausbauwiderstände  $p_A = 0,48 \text{ MN/m}^2$  und  $p_A = 0,24 \text{ MN/m}^2$  wurde die Untersuchung durchgeführt. In Tabelle 2 sind die partiellen Ableitungen der Verformungen ( $v$ ) nach den einzelnen Parametern ( $\pi$ ) aufgelistet. Diese stellt die inkrementellen Neigungen der in Bild 2 dargestellten Kurven dar, wobei in Tabelle 2 Mittelwerte für den

Bereich  $\pm 15\%$  aufgetragen sind. Bei rein elastischen Materialverhalten ergibt sich der Wert zu

$$\frac{\delta v}{d\pi} = 1,0$$

Eine überproportionale Beeinflussung der Verschiebung durch den jeweiligen Parameter ergibt ein Wert größer 1,0.

Die starke Nichtlinearität und deren Anstieg mit ab-sinkendem Ausbauwiderstand geht aus der Tabelle hervor. Auch wird deutlich, daß verschiedene Parameter unterschiedlich starken Einfluß auf die Verschiebung/Standsicherheit haben.

$p_A$	0,48 MN/m <sup>2</sup>	0,24 MN/m <sup>2</sup>	Ableitung nach
$\frac{\delta v}{\delta \phi}$	1,46	1,55	Reibungswinkel
$\frac{\delta v}{\delta c}$	0,42	0,71	Kohäsion
$\frac{\delta v}{\delta E}$	1,04	0,91	E-Modul
$\frac{\delta v}{\delta \sigma}$	1,15	1,67	Primärspannung

Tab. 2 Einfluß der Parameteränderung auf das Verschiebungsverhalten

Tabelle 2 ist beispielhaft für die in Tabelle 1 getroffenen Annahmen gültig. Unter anderen Voraussetzungen ( $k_0 \neq 1,0$ ; oberflächennaher Tunnel) ergeben sich unterschiedliche Abhängigkeiten.

Aufgrund einer derartigen Sensibilitätsanalyse wurde, ausgehend vom Grundmodell, das die am wahrscheinlichsten erwarteten Parameterkombinationen berücksichtigt, die Sicherheit des Tunnels abgeschätzt. Gleichzeitig wird ersichtlich, welche Parameter wesentlichen Einfluß auf die Standsicherheit haben und dabei genauer untersucht werden sollten.

Die gewählte Vorgehensweise ermöglicht keine quantitative Abschätzung und Beurteilung von Primär- und Sekundärausbau und des Sicherheitsniveaus. Die Standsicherheit ist gewährleistet, wenn der Spannungs-Verformungszustand der jeweiligen Parameterkombination aufgenommen werden kann. Grundvoraussetzung ist, daß der Ausbauwiderstand durch den gewählten Ausbau aufgebracht werden kann. Dies ist im betrachteten Beispiel der Fall.

Der Ausbauwiderstand im Bruchzustand in der Außenschale beträgt

$$p_{A,a} = \frac{d_s \cdot \beta_i}{R} \cdot \frac{0,25 \times 17,5}{10} = 0,44 \text{ MN/m}^2$$

und die der Innenschale

$$p_{A,i} = \frac{d_s \cdot \beta_i}{R} \cdot \frac{0,25 \times 22,5}{10} = 0,56 \text{ MN/m}^2$$

$$p_{\Sigma} = p_{A,a} + p_{A,i} = 0,44 + 0,56 = 1,00 \text{ MN/m}^2$$

Wird eine Materialsicherheit von  $\gamma = 1,5$  eingerechnet, ergibt sich für den kombinierten Ausbau Außenschale und Innenschale ein "zulässiger" Ausbauwiderstand von

$$p'_{\Sigma} = \frac{p_{\Sigma}}{\gamma} = 0,67 \text{ MN/m}^2$$

und für die Außenschale allein

$$p'_A = \frac{p_{A,a}}{\gamma} = 0,29 \text{ MN/m}^2$$

ein genügend großer Sicherheitsabstand gegenüber dem lokalen Versagen im Spritzbeton und der Innenschale.

Die auftretenden zusätzlichen Verformungen bei der Variation der Parameter können von der Spritzbetonschale aufgenommen werden. Die Änderung der Verformung beträgt im vorliegenden Fall maximal 0,02 m und damit ergibt sich eine zusätzliche Stauchung von 2 ‰, ein Wert, der von Beton aufnehmbar ist, sofern die Arbeitslinie nach Eurocode zugrundegelegt wird und davon ausgegangen wird, daß der Spritzbeton durch den Ausbruch nicht bis an die Bruchgrenze belastet wurde (Bild 3). Es wird dabei angenommen, daß von dem durch den Ausbruch eingprägten Spannungsniveau an, das Materialverhalten des Spritzbetons bei weiterer Stauchung analog dem eines Normalbetons ist. Aus dem Spannungsniveau im Ausbau infolge Ausbruch wird ein fiktiver Dehnungswert ermittelt, sodaß der Spannungs-/Dehnungspunkt auf der Arbeitslinie des Betons zu liegen kommt. Die Annahme, daß sich der Spritzbeton nach der Belastung durch den Ausbruch wie ein Normalbeton verhält, ist gerechtfertigt, da eine eventuelle zusätzliche Belastung erst auf einen bereits voll erhärteten Spritzbeton kommt.

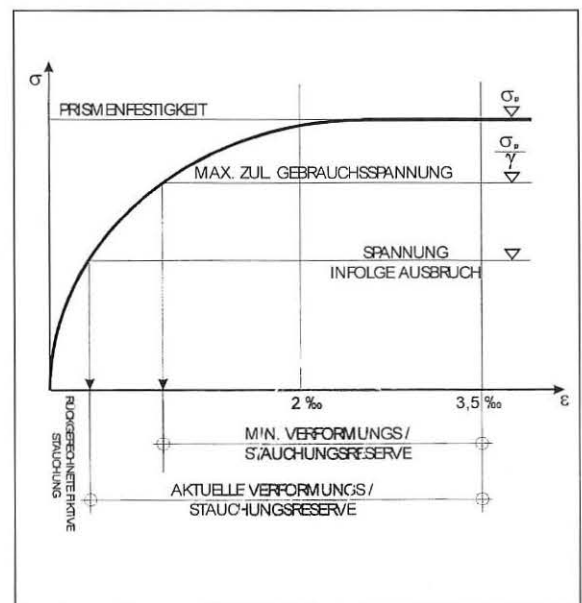


Bild 3: Arbeitslinie Spritzbeton: Verformungsreserven in der Außenschale

Damit ergibt sich weiter, daß der Einbau einer Innenschale, sofern sich die Gebirgsparameter im untersuchten Rahmen bewegen, aus statischer Sicht nicht durchgeführt werden muß, wenn ein Ausbauwiderstand von  $p = 0,24 \text{ MN/m}^2$  notwendig ist und die auftretenden Verformungen akzeptiert werden können. Ist nur eine geringe Verformung akzeptabel und damit ein höherer Ausbauwiderstand (z.B.:  $p = 0,48 \text{ MN/m}^2$ ) notwendig, ist der Einbau einer zweiten Schale erforderlich.

#### 4. Quantitative Sicherheitsüberlegungen

Es wird die Philosophie der geteilten Sicherheitsbeiwerte auf der Materialeite und auf Seite der Belastung angewandt. Nicht Berücksichtigung finden die Ausbauelemente Baustahlgewebe, Ausbaubogen und Anker. Zur Darstellung der prinzipiellen Zusammenhänge sind diese von untergeordneter Bedeutung. Die Wirkungsweise der Anker geht in das Gebirgsverhalten ein und wird durch ein günstigeres Tragverhalten desselben erfaßt.

Der Nachweis der Gebrauchssicherheit ist gegeben, wenn die in den einzelnen Tragelementen auftretenden Spannungen bei den wahrscheinlichsten Gebirgsparametern mit genügend großem Abstand von der Bruchgrenze im Tragelement aufgenommen werden können. Bei Spannungumlagerungen, wie sie im Gebirgstunnelbau durch das große Tragpotential des Gebirges auftreten können, ist der Nachweis erforderlich, daß die auftretenden Verformungen die Gebrauchsfähigkeit des Bauwerkes nicht beeinflussen. Auf der Belastungsseite ist dabei ein entsprechend erhöhter Lastansatz zu berücksichtigen.

Für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit wird beim Spritzbeton und beim Innenschalenbeton der dem Eurocode entsprechende Sicherheitsbeiwert von 1,5 auf der Materialeite angesetzt. Die Sicherheitsbeiwerte auf der Materialeite des Gebirges

sind in den Rechenwerten der Gebirgskennwerte enthalten.

Das Tragsystem im Tunnelbau besteht aus Ausbau und Gebirge. Bei mitteltief und tiefliegenden Tunneln wird durch die Gebirgsverformung die Spritzbetonschale vorgespannt. Der geweckte Ausbauwiderstand erzeugt einen für das Gesamttragverhalten positiven mehrachsigen Spannungszustand im Gebirge durch die gegenüber dem Zustand ohne Ausbauwiderstand geringere Deviatorspannung. Die Beanspruchung dieses Tragsystems ist eine Funktion der Gebirgskennwerte. Entsprechend den Überlegungen der vorangegangenen Abschnitte wird versucht, die Erhöhung der Beanspruchung durch eine entsprechende Reduktion der Gebirgskennwerte zu erfassen.

In Anlehnung an den Eurocode wird dabei ein Sicherheitsfaktor von 1,3 für die Lastseite gewählt.

In Bild 4 ist neben der Kennlinie des Ausbaus unter den wahrscheinlichsten Parametern (Tabelle 1) die Kennlinie mit abgeminderter einachsialer Druckfestigkeit des Gebirges dargestellt. Der Schnittpunkt mit der Kennlinie des Spritzbetonausbaus ergibt den Gleichgewichtszustand für den Tunnelausbruch. Für den Spritzbetonausbau wurde dabei der reduzierte Wert des Elastizitätsmoduls, der ideale Elastizitätsmodul ( $E_t=7000 \text{ MN/m}^2$ ) zur Berücksichtigung von Kriechen und Erhärtung des jungen Spritzbetons

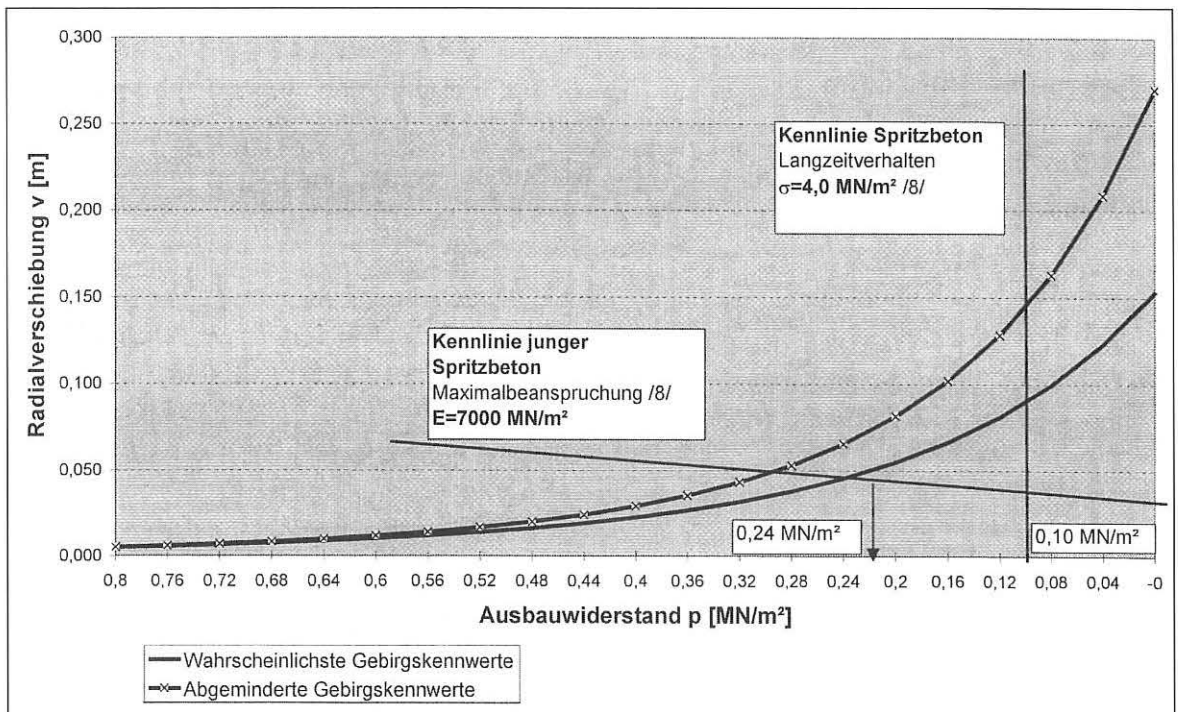


Bild 4: Kennlinien des Grundmodells bei unterschiedlichen Festigkeitsparametern



erhärteten Spritzbeton. Bei Ansatz der Außenschale allein ergibt sich ein zusätzlicher Ausbauwiderstand von

$$\Delta p_a = 0,13 \text{ MN/m}^2,$$

eine Erhöhung der Spannung im Spritzbeton von

$$\Delta \sigma_a = 5,2 \text{ MN/m}^2$$

und damit eine Gesamtspannung von

$$\sigma_s = 4,0 + 5,2 = 9,2 \text{ MN/m}^2.$$

Aus dieser Betrachtung folgt, daß die Außenschale allein in der Lage ist dem Tunnel die erforderliche Sicherheit zu geben. Bei Einbau der Innenschale ist das Spannungsniveau in der Außenschale nur unwesentlich geringer als beim 2-schaligen Ausbau. Aufgrund der Vorbelastung der Außenschale durch den Ausbruchvorgang erreicht diese zuerst den Grenzwert der Gebrauchsfähigkeit. Im wirtschaftlichsten Fall wird die Außenschale so dimensioniert, daß sie geringe, aber für den Gebrauchszustand ausreichende Tragreserven hat und damit auf die Anordnung einer Innenschale verzichtet werden kann.

### 5. Sicherheitsbetrachtungen basierend auf FE-Berechnungen

Die in den vorangegangenen Abschnitten diskutierte Betrachtungsweise wird im folgenden durch Sicherheitsbetrachtungen basierend auf Finite-Elemente-Berechnungen ergänzt. Als Vereinfachung wird das Beispiel aus Abschnitt 4 übernommen, d.h. es wird ein konstanter Ausgangsspannungszustand ( $K_0 = 1,0$ ) angenommen und nur der Vollausbuch betrachtet. Ein ebener Verformungszustand wird vorausgesetzt. Bedingt durch die für die numerische Modellierung erforderlichen Annahmen bezüglich Berechnungsausschnitt und Randbedingungen entsprechen die im folgenden diskutierten Kennlinien nicht exakt denen des Abschnittes 4, sondern stellen die Gebirgskennlinie eines (repräsentativen) Punktes dar. Dies hat für die hier diskutierten Aussagen jedoch keine Relevanz, auf eine detaillierte Beschreibung der geometrischen Annahmen (Größe des Berechnungsausschnittes, Elementanzahl, Elementtyp, etc.) kann daher verzichtet werden. Verwendet wird das Programmsystem PLAXIS V7.1, als Stoffgesetz kommt das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium zur Anwendung. Dieser Abschnitt soll im wesentlichen verdeutlichen, daß eine Sicherheitsbetrachtung bezogen auf die Tunnelschale allein problematisch ist, jedenfalls einer kritischen Interpretation bedarf und nur eine bedingte Aussage über

die Sicherheit des Gesamtsystems Ausbau/Gebirge ermöglicht. Es wird in diesem Abschnitt nur die Außenschale betrachtet.

Als Referenzberechnung werden die Parameter nach *Tabelle 1* angenommen, die Spritzbetonschale (mit abgemindertem Elastizitätsmodul) wird nach einer Vorentlastung von 50 % aktiviert. Die Berechnung erfolgt nach dem Stützlastverfahren, d.h. die am Ausbruchrand im primären Spannungszustand wirkenden Knotenkräfte werden schrittweise reduziert. Als alternative Berechnungen werden die Festigkeitsparameter  $\phi$  und  $c$  mit dem Faktor 1.3 abgemindert. Weiters wird eine Berechnung mit späterer Aktivierung der Spritzbetonschale (80 % Vorentlastung) durchgeführt. *Bild 6* zeigt einen Ausschnitt aus der Kennlinie für alle berechneten Fälle, die Gleichgewichtszustände der Berechnungen mit Schale sind besonders hervorgehoben, die Endzustände der Berechnungen ohne Schale liegen bei weit höheren Verschiebungen. Aufgetragen ist in *Bild 6* die berechnete Horizontalspannung  $\sigma_x$  in einem Integrationspunkt im Gebirge nahe dem Ausbruchrand in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung (beides im Ulmbereich). Dies entspricht etwa den in den vorangegangenen Abschnitten gezeigten Kennlinien. Die gewählte Darstellung bedingt, daß auch die Kurven mit aktivierter Spritzbetonschale auf der "Gebirgskennlinie" liegen. Erwartungsgemäß ergeben sich bei reduzierten Festigkeitsparametern bzw. späterem Einbau der Schale wesentlich größere Verschiebungen.

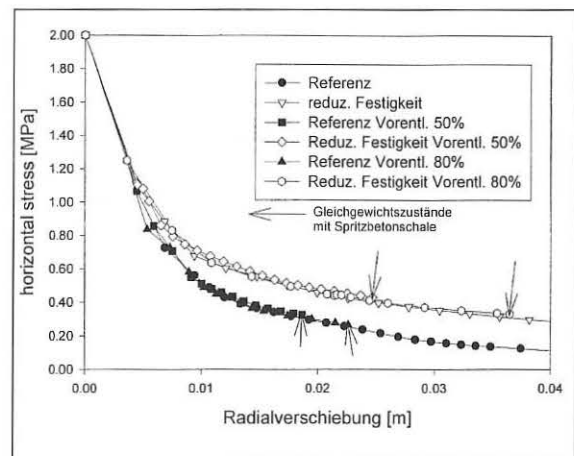


Bild 6: "Kennlinien" aus FE-Berechnung

Wird nun die Sicherheitsbetrachtung ausschließlich auf die Spannungen in der Schale bezogen so ergibt sich folgendes Bild (*Tabelle 5*): Die angegebenen Sicherheiten beziehen sich auf  $\beta_{zul} = 17,5 \text{ MPa}$  und ergeben sich aus  $\beta_{zul}/\sigma_a$  wobei bei Berechnungen mit reduzierten Kennwerten der errechnete



Kennwerte	s [-]	$\sigma_a$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$p_A$ [MN/m <sup>2</sup> ]	v [cm]	$\gamma$ [%]	$R_p$ ca.	Festigkeit		Vorentlastung [%]
							c [MN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	
Referenzmode II	-	-	-	6	1.7	2.1xR	0.2	30	0
Referenzmode II	1.73	10.12	0.25	2	0.5	1.6xR	0.2	30	50
Referenzmode II	2.13	8.2	0.20	2.5	0.6	1.7xR	0.2	30	80
reduz. Kennwerte	-	-	-	25	5.4	3.4xR	0.15	23	0
reduz. Kennwerte	1.55	14.68	0.37	2.5	0.5	1.8xR	0.15	23	50
reduz. Kennwerte	2.05	11.08	0.28	4	0.8	2.2xR	0.15	23	80

s ..... Sicherheit  
 $p_A$  ..... Ausbauwiderstand  
 $\sigma_a$  ..... Spannung Ausbau  
v ..... Radialverschiebung  
 $\gamma$  ..... Schubverzerrung  
 $R_p$  ..... plastischer Radius

Tab. 5: Errechnete Sicherheiten für alle untersuchten Fälle

Wert mit dem Faktor 1.3 multipliziert wurde. Wie ersichtlich ergibt sich durch die Einführung eines "Teilsicherheitsfaktors" von 1.3 auf die Festigkeitsparameter des Gebirges ein geringeres Sicherheitsniveau in der Schale im Vergleich zur Referenzberechnung (1.55 gegenüber 1.73 bei 50% Vorentlastung), obwohl der erzielte Ausbauwiderstand höher ist.

Allerdings erhöhen sich auch die Verschiebungen. Betrachtet man den Fall des späteren Schaleneinbaus (80 % Vorentlastung) so ergeben sich erwartungsgemäß geringere Ausbauwiderstände und höhere Verschiebungen, aber nominell höhere Sicherheiten, die selbstverständlich für das Gesamtsystem Ausbau/Gebirge, und nur das ist nach den Grundsätzen der NATM entscheidend, keine Aussagekraft hat. Als mögliche Abschätzung zur Tragreserve im Gebirge sind in *Tabelle 5* noch die maximalen Schubverzerrungen im Gebirge und der plastische Radius eingetragen. Dieser folgt exemplarisch für den Fall 50 % Vorentlastung mit reduzierten Kennwerten auch aus *Bild 7*. Im Fall  $k_0 = 1,0$  ist er konstant über den Ausbruchsquerschnitt, bei anderen Seitendruckbeiwerten könnte der Maximalwert herangezogen werden. Die höhere Beanspruchung des Gebirges kommt klar zum Ausdruck, ist jedoch schwer in einem Sicherheitsfaktor auszudrücken. Die Reduktion der Festigkeitsparameter führt selbstverständlich ebenfalls zu einer Erweiterung der plastischen Zone und führt zu einer verfälschten Einschätzung der Tragreserven im Gebirge.

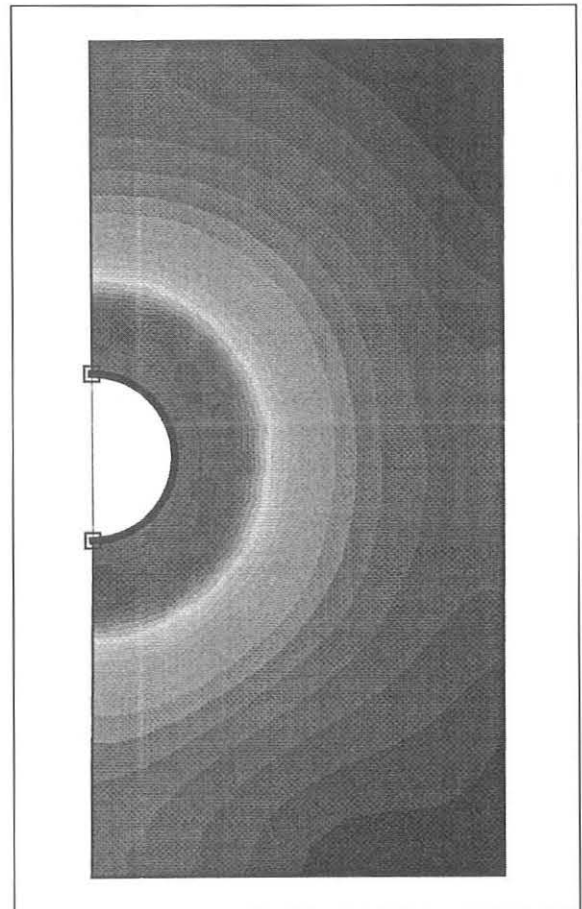


Bild 7: Plastischer Radius für Fall reduzierte Gebirgskennwerte, 50 % Vorentlastung

Die derzeitige Bemessungsphilosophie vor allem in Deutschland [12], derzufolge länger andauernde Bauzustände mit der vollen DIN Sicherheit abzudecken sind, ergibt auch bei voller Ausnutzung der zulässigen Spannung im Spritzbeton einen geringen Auslastungsgrad. Dadurch benötigt kein Tunnel, der längere Zeit im Bauzustand standsicher ist, eine Innenschale bzw. 2. Lage Spritzbeton, da die volle Sicherheit bereits in der Außenschale vorhanden sein muß.

## 8. Literatur

- [1] Rabcewicz, L.: Patentschrift Nr. 165573. Österreichisches Patentamt, 25. März 1950.
- [2] Könnings, H.-D.; John, M.; Pöttler, R.: Auslegung der Tunnel-Innenschale im Südbahnabschnitt der Neubaustrecke Hannover - Würzburg. Beton- & Stahlbetonbau 12/1987, 320-324.
- [3] Pöttler, R.: Die Standsicherheitsuntersuchung für die Kaverne der englischen Überleitstelle im Kanaltunnel. Bautechnik 11/69 (1992), 602-617.
- [4] Hagedorn, H.: Rock Mechanics for Monocoque Shotcrete Linings. Felsbau 15 (1997), 410-415.
- [5] Golser, J.; Kienberger, G.: Permanente Tunnelauskleidung im Spritzbeton - Beanspruchung und Sicherheitsfragen. Felsbau 15 (1997), 416-421.
- [6] Lukas, W.; Kusterle, W.; Pichler, W.: Innovations in Shotcrete Technology. Shotcrete for Underground Support VII. Proc. EF Conference Telfs, Eds Klapperich, Pöttler, Willoque 1995. 155-164.
- [7] Egger, P.: Einfluß des Post-Failure-Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe 1973.
- [8] Pöttler, R.: Time dependent rock shotcrete interaction. - A numerical shortcut. Computers and Geotechnics 9 (1990), pp. 149-169.
- [9] Rokahr, R.B.; Zachow, R.: Ein neues Verfahren zur täglichen Kontrolle der Auslastung einer Spritzbetonschale. Felsbau 15 (1997), 430-434.
- [10] Österr. Betonverein (Hrsg.): Richtlinie Spritzbeton, Anwendung und Prüfung. Ausgabe Oktober 1998. Wien.
- [11] RVS 9.32: Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, ÖIAV, Jänner 1993.
- [12] DS 853: Eisenbahntunnel planen, bauen und instandhalten. DB AG, Bekanntgabe 3, gültig ab 01.01.1997.