

**Entfellner Manuel** Implenia Österreich GmbH

**Wannenmacher Helmut** Implenia AG

**Sammer Georg** Implenia Österreich GmbH

**Dietler Karl** Rohrdorfer Baustofftechnik GmbH

**Schubert Wulf** Technische Universität Graz

# Untersuchung und Implementierung mechanischer Spritzbetoneigenschaften für den Tunnelbau in druckhaftem Gebirge

## Einleitung

Der Tunnelvortrieb in überbeanspruchtem Störungsgebirge unter sogenannten „druckhaften Gebirgsverhältnissen“ stellt eine besondere untertägige Herausforderung dar. Dabei kommt es durch die Kombination von Störungsgestein und hoher Gebirgsspannung/Überlagerung zu großen und meist langanhaltenden Deformationen (Abbildung 1). Das Deformationsausmaß unter solchen Randbedingungen hängt maßgeblich vom angewandten Vortriebs- und Sicherungskonzept ab [1], beträgt jedoch typischerweise einige Dezimeter [2]. Da es keine einheitliche Definition des Begriffs „druckhaftes Gebirge“ gibt, ist eine spezifische und geotechnisch relevante Beschreibung des Systemverhaltens unerlässlich [3].

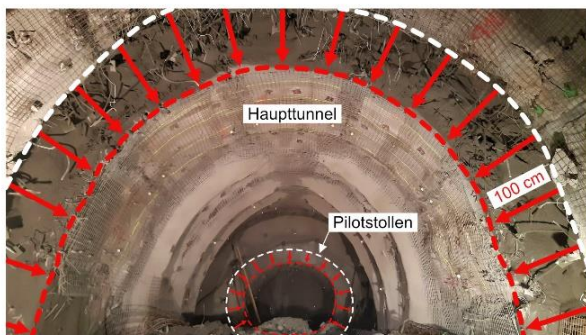


Abb. 1 Große Gebirgsdeformationen >100 cm beim Semmering-Basistunnel, Österreich [4].

Grundsätzlich stehen zur Beherrschung eines solchen Systemverhaltens zwei verschiedene

Planungsprinzipien zur Auswahl:

- das Widerstandsprinzip und
- das Nachgiebigkeitsprinzip.

Der gegenständliche Bericht befasst sich ausschließlich mit dem Nachgiebigkeitsprinzip, welches sich als die am besten geeignete Bauweise unter solchen geotechnischen Bedingungen erwiesen hat [5]. Die Grundsätze des Nachgiebigkeitsprinzips erlauben ein projektspezifisches Maß an Deformationen des Ausbaus. Dadurch reduziert sich der erforderliche Ausbauwiderstand und ermöglicht ein stabiles Systemverhalten mit vertretbarem Stützmittelbedarf, selbst bei stark druckhaften Gebirgsverhältnissen. Dieser Sachstand kann anhand der Gebirgskennlinie beschrieben werden [6, 7], welche die direkte Beziehung zwischen Ausbauwiderstand und Gebirgsdeformation formuliert (Abbildung 2).

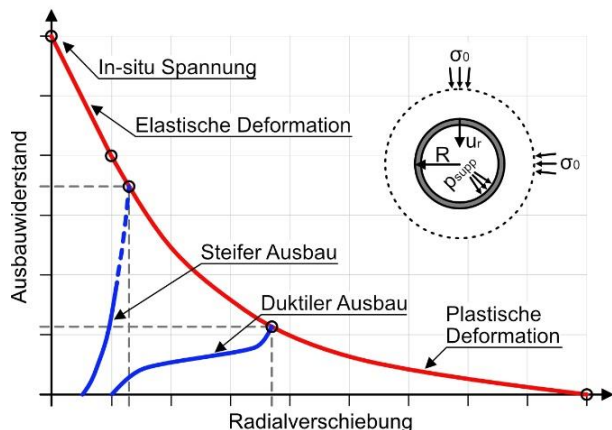


Abb. 2 Gebirgs- und Ausbauskennlinie für (a) steifen Ausbau; und (b) duktilen Ausbau [4].

Als Ausbau können beim Nachgiebigkeitsprinzip grundsätzlich zwei verschiedene Systeme angewandt werden:

- eine duktile Spritzbetonschale mit Stauchelementen, oder
- ein stählerner Gleitbogenausbau.

Im Folgenden wird auf die duktile Spritzbetonschale mit Stauchelementen eingegangen. Dieses System stellt besondere Anforderungen an den Spritzbeton, welcher bereits in einem frühen Stadium zum Teil hohen Beanspruchungen ausgesetzt wird. Die zeitabhängigen Spritzbetoneigenschaften dominieren dabei die gesamte Ausbaudimensionierung. Eine genaue Kenntnis der mechanischen, zeitabhängigen Spritzbetoneigenschaften ist hierfür unabdingbar.

## Duktile Spritzbetonschale mit Stauchelementen

### Funktionsweise

Eine Standard-Spritzbetonschale kann – abhängig vom Spannungspfad – etwa 0,8 % bis 1,4 % axiale Stauchung aufnehmen, bevor Risse/Schäden auftreten [8, 9, 10]. Werden höhere Verformungen erwartet bzw. prognostiziert, müssen Stauchelemente in die Spritzbetonschale integriert werden. Die durch den Gebirgsdruck verursachten (radialen) Deformationen werden in eine tangentielle Stauchung des duktilen Ausbaus übergeführt und von den Stauchelementen absorbiert. Dadurch wird eine Überbeanspruchung des Spritzbetons verhindert. In Abbildung 3 ist die Funktionsweise einer duktilen Spritzbetonschale dargestellt.

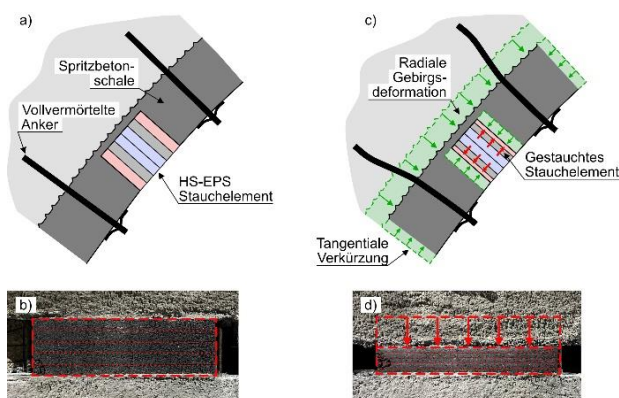


Abb. 3 Schematische Darstellung des Deformationsprozesses einer duktilen Spritzbetonschale mit Stauchelementen, mit (a) & (b) initialer Zustand nach Einbau; und (c) & (d) gestauchter Zustand nach Vortrieb [4].

## Planungsgrundsätze

Aus statischer Sicht muss die verformungsabhängige Festigkeit/Spannung der Stauchelemente  $\sigma_{YE}(\varepsilon)$  zu jedem Zeitpunkt geringer sein als die zeitabhängige Festigkeit des Spritzbetons  $f_{ck}(t)$ , um eine Überbeanspruchung zu vermeiden. Folglich muss die zeit- und deformationsabhängige Auslastung des Spritzbetons  $\mu_{SpC} = f_{ck}(t)/\sigma_{YE}(\varepsilon) \leq 100 \%$  ohne Teilsicherheiten betragen (Abbildung 4).

Um ein rasches, statisches Verformungsgleichgewicht zu erreichen, ist eine Erhöhung des Ausbauwiderstands während des Deformationsprozesses erforderlich. Neben der zeitabhängigen Erhöhung der Steifigkeit des Spritzbetons  $E_c(t)$  muss auch das verformungsabhängige Spannungsverhalten der Stauchelemente  $\sigma_{YE}(\varepsilon)$  zunehmen. Je nach Deformationsverhalten des Gebirges, Vortriebsgeschwindigkeit, Spritzbetoneigenschaften und Ausbau- und Sicherungskonzept können Stauchelemente mit unterschiedlichen Spannungs-Dehnungskurven erforderlich sein. Um dieses hohe Maß an Flexibilität erreichen zu können, wurden vom Hauptautor neuartige, modulare Stauchelemente aus hochfestem Polystyrol (HS-EPS) entwickelt [4]. Zur Überwachung und Optimierung wird die Beobachtungsmethode mit täglicher Dateninterpretation von 3D-Verformungsmessungen angewandt [11].

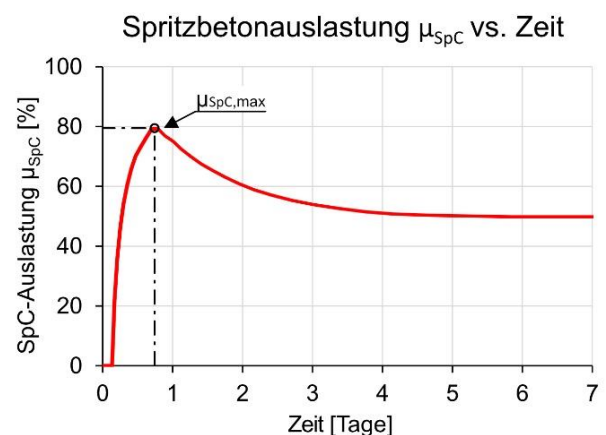


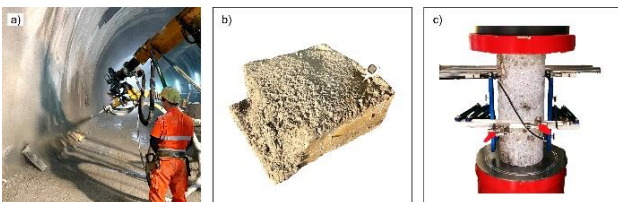
Abb. 4 Beispielhaftes Berechnungsergebnis der zeit- und deformationsabhängigen Spritzbetonauslastung.

## Versuchsprogramm mit Spritzbeton

Die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung von Spritzbeton beeinflussen maßgeblich den zeitlichen Auslastungsgrad einer Spritzbetonschale. In der Literatur und auf Baustellen sind eine Vielzahl an Daten betreffend der Spritzbeton-Frühfestigkeit innerhalb der ersten 24 Stunden vorhanden. Andererseits gibt es nur wenige publizierte, aktuelle Daten von Spritzbeton inklusive Beschleuniger, welcher älter als 24 Stunden ist [10]. Daher wurden zur Kalibrierung der nachfolgenden mathematischen Formulierungen kombinierte in-situ- und Laborversuche auf der Baustelle Semmering-Basistunnel durchgeführt. Tabelle 1 und Abbildung 5 geben einen Überblick über das Versuchsprogramm. Bei duktilen Spritzbetonschalen kommt üblicherweise eine konventionelle Stahlbewehrung in Form von Matten zum Einsatz, um den lokalen Zug- und Biegebeanspruchungen während des initialen Verformungsprozesses bestmöglich entgegenzuwirken. Faserbewehrter Spritzbeton war deshalb nicht Teil des gegenständlichen Versuchsprogramms. Die Versuche wurden von Implenia Österreich GmbH und Rohrdorfer Baustoffe Austria GmbH durchgeführt.

**Tab. 1 Versuchsprogramm zur Bestimmung der zeitabhängigen Spritzbetonfestigkeit und -Steifigkeit.**

Typ	Zeitpunkt	Testmethode	Testrate
Frühfestigkeit	6 min   10 min   20 min 30 min   45 min 1 h   1,5 h   3 h 6 h   12 h   24 h	Penetrationsnadel- und Setzbolzenverfahren	n = 10 pro Zeitpunkt
Festigkeit	2 d   3 d   5 d 7 d   10 d   14 d   21 d 28 d   42 d   56 d	UCS-Test an Bohrkernen	n = 3 pro Zeitpunkt
E-Modul	7 d   14 d   21 d 28 d   56 d	Test an Bohrkernen	n = 3 pro Zeitpunkt



**Abb. 5 Spritzbetonversuche mit (a) in-situ Herstellung der Spritzkisten, (b) Spritzkiste für Frühfestigkeitsversuche, (c) E-Modul Laborversuch [4].**

### Rahmenbedingungen der Spritzbetonversuche

Ziel der Versuche ist eine separate, mathematische Kalibrierung der Festigkeits- und

Steifigkeitsentwicklung und des rheologischen Materialverhaltens des Spritzbetons. Für die Versuche wurde ein Standard-Spritzbeton SpC 25/30 J2, welcher typischerweise im konventionellen Tunnelbau in Mitteleuropa angewandt wird, verwendet. Aufgrund der langsamen Vortriebsgeschwindigkeit im druckhaften Gebirge mit vielen Teilflächen wurde eine entsprechend lange Verzögerung (VV300) eingestellt. Nach der Produktion des Spritzbetons in der Mischanlage wurde eine Konformitätsprüfung am frischen Spritzbeton durchgeführt (Tabelle 2). Alle Prüfungen erfolgten gemäß der ÖBV-Richtlinie [12].

**Tab. 2 Spritzbetonrezeptur, Ergebnisse der Konformitätsprüfung und Rahmenbedingungen während des Spritzvorgangs.**

Komponente	Bezeichnung	Anteil
Spritzbeton-Sorte	SpC 25/30(56) II J2 XC4 XF3 XAT F59 GK8 RV0,70 VV300	-
Sand	0/4 GF85 f3	1391 kg/m <sup>3</sup>
Kies	4/8 GC85/20 f1	446 kg/m <sup>3</sup>
Wasser	-	199 kg/m <sup>3</sup>
Zement	CEM I 52,5R (CRH)	279 kg/m <sup>3</sup>
AHWZ	AHWZ (Wopfinger)	140 kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel	dynamIQ flow L-09 (Rohrdorfer)	3,0 kg/m <sup>3</sup>
Verzögerer	dynamIQ retard S-01 (Rohrdorfer)	3,6 kg/m <sup>3</sup>
Luftporenbildner	dynamIQ ari S-01 (Rohrdorfer)	0,4 kg/m <sup>3</sup>
equ. W/B-Wert	= 199 kg/m <sup>3</sup> / (279 kg/m <sup>3</sup> / 0,745)	0,54
Beschleuniger	BASF MasterRoc SA 193	8,0 %
Spritzgerät	Putzmeister SPM 500 Wetkret	10,9 m <sup>3</sup> /h
Klima	Tunnelumgebung	15°C

Die Proben für die Frühfestigkeit und UCS-Tests wurden im Tunnel in sogenannte Spritzkisten (Abbildung 5b) mit den Eigenschaften gemäß Tabelle 2 gespritzt. Alle Prüfungen wurden orthogonal zur Spritzrichtung und ohne Vorbelastung durchgeführt.

### Frühfestigkeitsentwicklung

Die Frühfestigkeit bis zu einem Alter von 1,5 Stunden wurde mittels Penetrationsnadelverfahren direkt im Tunnel bestimmt. Nach dem anschließenden Transport der Proben ins Baustellenlabor wurde die Festigkeit bis zu 24 Stunden mit dem Setzbolzenverfahren ermittelt. Abbildung 6 zeigt die Ergebnisse der 10 Frühfestigkeits-Testreihen. Alle Serien liegen innerhalb der vorgesehenen Frühfestigkeitsklasse J2 [12] und zeigen eine gute Homogenität mit einer durchschnittlichen Standardabweichung von SA = 0,34 MPa je Zeitpunkt.

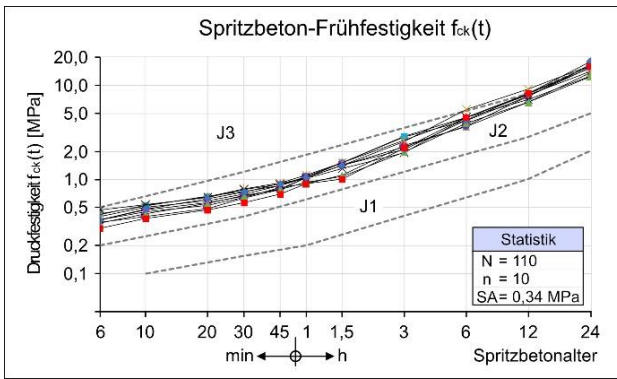


Abb. 6 Frühfestigkeitsentwicklung der 10 Spritzbeton-Testreihen mit 8 % Beschleuniger. Darstellung als log-log Diagramm gemäß [12].

### Festigkeitsentwicklung

Für die UCS-Prüfungen (Alter > 1 Tag) wurden Kernproben mit den Abmessungen  $d = 100$  mm und  $h = 100$  mm aus den Spritzkisten gebohrt. Alle Prüfungen wurden in Übereinstimmung mit der ONR 23303 [13] durchgeführt. Abbildung 7 zeigt die Prüfergebnisse der zeitabhängigen Zylinderdruckfestigkeitsentwicklung  $f_{ck}(t)$  des Spritzbetons. Die rote Linie stellt den Mittelwert der drei Proben pro Zeitabschnitt dar. Der schnellste Festigkeitsanstieg ist in den ersten vier Tagen zu beobachten, gefolgt von einer mehrtägigen „Schlafphase“ mit einem exponentiellen Festigkeitsanstieg bis zu 21 Tagen. Schließlich ist nach 21 Tagen eine asymptotische Konvergenz zur Endfestigkeit hin zu beobachten. Ein Ausreißer wurde im Alter von 21 Tagen aufgrund eines Spritzschattens in der Probe festgestellt. Dieser Wert wurde bei der Berechnung der durchschnittlichen Festigkeit nicht berücksichtigt. Die Spritzbetonfestigkeit nach 28 Tagen beträgt  $f_{ck,28} = 57,8$  MPa und nach 56 Tagen  $f_{ck,56} = 69,9$  MPa. Spannungspfadabhängige Effekte werden anschließend mit dem rheologischen Spritzbetonmodell berücksichtigt.

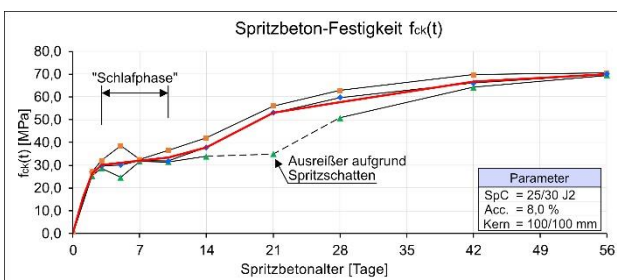


Abb. 7 Zeitabhängige Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}(t)$  von Spritzbetonproben SpC 25/30 J2 mit 8,0 % Beschleuniger. Die rote Linie repräsentiert den Durchschnittswert der drei Testreihen.

### Steifigkeitsentwicklung

Für die E-Modul-Prüfungen (Alter  $\geq 7$  Tage) wurden Kernproben mit den Abmessungen  $d = 100$  mm und  $h = 250$  mm (Abbildung 5c) aus den Spritzkisten gezogen. Abbildung 8 zeigt die Versuchsergebnisse der zeitabhängigen Steifigkeitsentwicklung  $E_c(t)$  des Spritzbetons. Der statische E-Modul zeigt seinen schnellsten Anstieg in den ersten sieben Tagen, gefolgt von einer asymptotischen Konvergenz hin zur Endsteifigkeit. Eine ausgeprägte „Schlafphase“, wie bei der Spritzbetonfestigkeit, konnte nicht festgestellt werden. Da die erste Prüfung erst nach 7 Tagen durchgeführt wurde, kann davon ausgegangen werden, dass die Steifigkeit in etwa dem Verlauf der Festigkeit innerhalb von 0 bis 7 Tagen folgt. Diese Annahme wird durch die Versuchsergebnisse von Jauk [10] zwischen 1 und 10 Tagen bestätigt. Der E-Modul des Spritzbetons beträgt nach 28 Tagen  $E_{c,28} = 31.710$  MPa und nach 56 Tagen  $E_{c,56} = 36.263$  MPa.

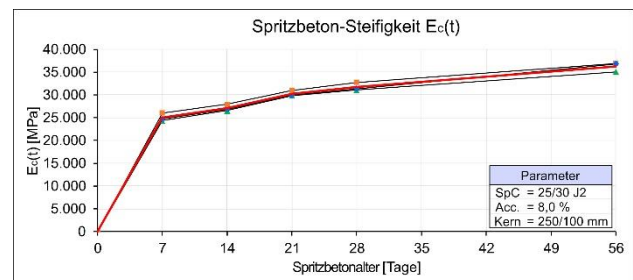


Abb. 8 Zeitabhängige Entwicklung des statischen E-Moduls  $E_c(t)$  von Spritzbetonproben SpC 25/30 J2 mit 8,0 % Beschleuniger. Die rote Linie repräsentiert den Durchschnittswert der drei Testreihen.

### Mathematische Formulierung der mechanischen Spritzbetoneigenschaften

Je nach vorgesehener Anwendung und nationalen Spezifikationen sind unterschiedliche Arten von Spritzbetonrezepturen und Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklungen im Tunnelbau erforderlich. Entfellner [14] hat die für Normalbeton im Eurocode 2 [15] definierten Festigkeits- und Steifigkeitsformeln auf Spritzbetonanwendungen adaptiert. Die Kalibrierung der oberhalb durchgeführten Spritzbetonversuche erfolgt mit diesen adaptierten Formeln.

## Festigkeitsentwicklung

Zeitabhängige Entwicklung der Spritzbetonfestigkeit  $f_{ck}(t)$ :

$$f_{ck}(t) = \begin{cases} \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck,28} & \text{for } f_{ck}(t) \leq f_{ck,max} \\ f_{ck,max} & \text{for } f_{ck}(t) > f_{ck,max} \end{cases}$$

mit:

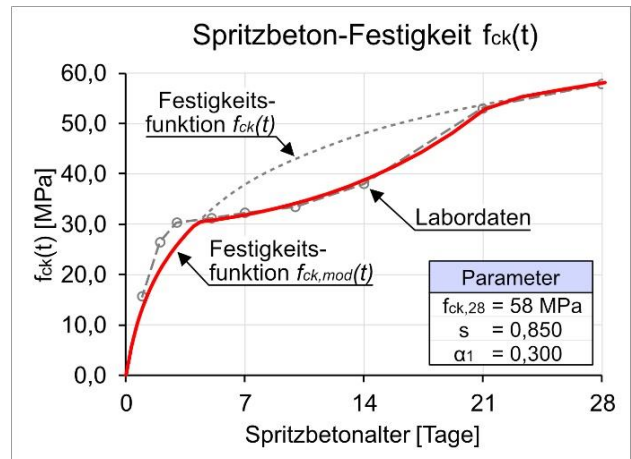
$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{\alpha_1} \right] \right\}$$

$$f_{ck,max} = f_{ck,28} \cdot \gamma_{lim}$$

**Formel 1** Zeitabhängige Entwicklung der Spritzbetonfestigkeit  $f_{ck}(t)$  [14].

Für die Berechnung sollten nicht die Bemessungswerte der entsprechenden Festigkeitsklassen, sondern die realen mittleren Druckfestigkeiten verwendet werden (z.B. SpC 25/30  $\rightarrow f_{ck,28} \approx 50 - 60$  MPa). Um unrealistisch hohe Werte bei  $t = \infty$  zu vermeiden, können die Funktionen begrenzt werden (z.B.  $\gamma_{lim} = 1,20$ ). Für die Dimensionierung im Tunnelbau wird die Frühfestigkeitsklasse J2 empfohlen [12]. Hier können der Koeffizient  $s$  und der Exponent  $\alpha_1$  mittels Penetrationsnadel- oder Setzbolzen- und/oder UCS-Versuche kalibriert werden. Der Exponent  $\alpha_2$  kann mittels E-Modulversuche kalibriert werden. Um die projektspezifische „Schlafphase“ der Spritzbetonfestigkeit  $f_{ck}(t)$  im Alter zwischen 4 und 10 Tage zu berücksichtigen (Abbildung 7), wurde eine Modifikation auf Grundlage der Prüfergebnisse vorgenommen. Bei der Kalibrierung sollte das Augenmerk auf eine gute Korrelation in den ersten Tagen gelegt werden, in denen die höchste Spritzbetonauslastung auftritt.

Abbildung 9 und Abbildung 10 zeigen die Berechnungsergebnisse der projektspezifischen Spritzbetonfestigkeit  $f_{ck,mod}(t)$  und des Spritzbeton E-Moduls  $E_c(t)$  für den Semmering-Basistunnel, Baulos SBT 1.1.



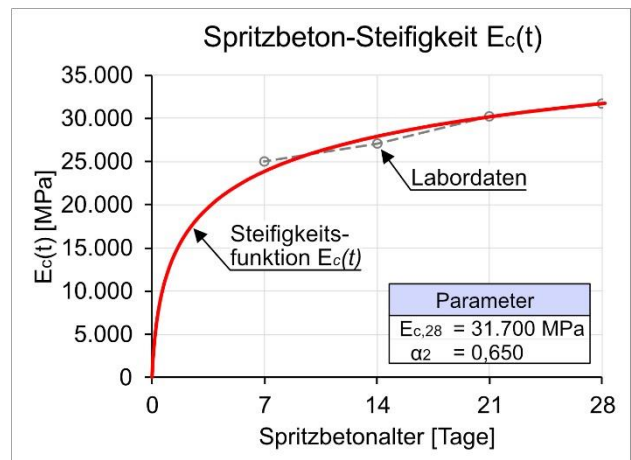
**Abb. 9** Berechnungsergebnisse der projektspezifischen, zeitabhängigen Spritzbetonfestigkeit  $f_{ck,mod}(t)$  für den Semmering-Basistunnel, Baulos SBT 1.1.

## Steifigkeitsentwicklung

Zeitabhängige Entwicklung des Spritzbeton E-Moduls  $E_c(t)$ :

$$E_c(t) = \left( \frac{f_{ck}(t)}{f_{ck,28}} \right)^{\alpha_2} \cdot E_{c,28}$$

**Formel 2** Zeitabhängige Entwicklung des Spritzbeton E-Moduls  $E_c(t)$  [14].



**Abb 10** Berechnungsergebnisse des projektspezifischen, zeitabhängigen Spritzbeton E-Moduls  $E_c(t)$  für den Semmering-Basistunnel, Baulos SBT 1.1.

## Rheologische Spritzbetoneigenschaften

Das rheologische Materialverhalten von Spritzbeton (v.a. Kriechen) ist für die Funktionsweise des konventionellen Tunnelbaus (z.B. NÖT) von entscheidender Bedeutung. Diese mechanische Eigenschaft ist maßgeblich für das „gutmütige“ Verhalten des Spritzbetons unter Aufzwängung einer frühen Belastung durch die Gebirgsdeformationen verantwortlich. Spannungsspitzen werden dadurch geglättet und Deformationen in

geringem Maße zugelassen. Das rheologische Verhalten wird im Zuge dieses Versuchsprogramms mittels Fließratenmethode berücksichtigt. Ein kombinierter Ansatz von Schubert [16] und Aldrian [17] kommt hierbei zur Anwendung (Formel 3).

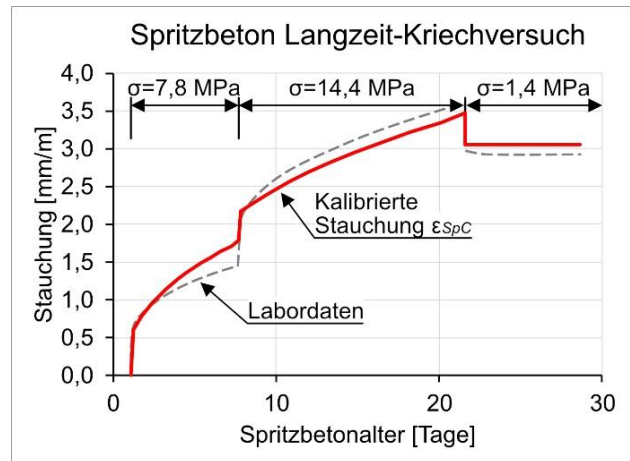
$$\sigma_{SpC,2} = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1 + \frac{\sigma_{SpC,1}}{E_c(t)} + \epsilon_{d2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta C}{Q}}\right) - \Delta\epsilon_{sh} - \Delta\epsilon_t}{\frac{1}{E_c(t)} + \Delta C + C_{d\infty} \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta C}{Q}}\right)}$$

**Formel 3** Zeitabhängige Entwicklung des rheologischen Spannungsverlaufes  $\sigma_{SpC,2}$  von Spritzbeton unter aufgezwungener Dehnung [16, 17].

Die rheologischen Fließratenparameter können mittels Langzeit-Laborversuche ermittelt werden. Die Kalibrierung erfolgte basierend auf Daten von Radončić [1]. Die Parameter A und B wurden adaptiert, während der Rest unverändert blieb. Abbildung 11 zeigt Daten aus dem Erkundungstunnel Mitterpichling mit drei definierten Spannungsstufen (7,8 MPa / 14,4 MPa / 1,4 MPa). Die Erstbelastung begann bei einem Spritzbetonalter von 26 Stunden. Für die projektspezifische Kalibrierung wurden zusätzliche Daten vom Semmering-Basistunnel verwendet [10]. Die strichlierte Linie repräsentiert die Labordaten und die volle Linie die Berechnungsergebnisse. Die neu kalibrierten Parameter sind in Tabelle 3 und Abbildung 11 dargestellt.

**Tab. 3** Rheologische Spritzbetonparameter gemäß Fließratenmethode [4].

Parameter	Wert	Beschreibung
A	0,000045 [MPa <sup>-1</sup> ·h <sup>-0,25</sup> ]	Fließparameter
B	10,0 [Tage]	Schwindparameter
Q	0,000100 [MPa <sup>-1</sup> ]	Kriechkonstante
C <sub>d∞</sub>	0,000090 [MPa <sup>-1</sup> ]	Grenzwert der reversiblen Kriechverf.
ε <sub>sh∞</sub>	0,001250 [-]	Endschwinddehnung



**Abb. 11** Kalibrierung der rheologischen Spritzbetonparameter mit Langzeit-Kriechversuchen auf Basis der Fließratenmethode [1, 4].

## Fallbeispiel Semmering-Basistunnel, Baulos SBT 1.1 – Tunnel Gloggnitz

### Projektübersicht

Mit einer Gesamtlänge von 27,3 km bildet der derzeit im Bau befindliche Semmering-Basistunnel (SBT) eines der Kernstücke der länderübergreifenden Baltisch-Adriatischen Eisenbahnachse. Das Baulos SBT 1.1 - Tunnel Gloggnitz stellt dabei den östlichen Abschnitt von insgesamt drei Baulosen dar [18]. Das sogenannte „Graßberg-Schlagl-Störungssystem“ ist eine mächtige tektonische Seitenverschiebung, welche auf einer Länge von 1200 m mit den beiden Streckenröhren durchörtert werden muss. Für den heterogenen und stark überprägten Gebirgsaufbau mit bis zu 550 m Überlagerung wurden in diesem Bereich außergewöhnlich „druckhafte Gebirgsverhältnisse“ mit großen und langanhaltenden Deformationen prognostiziert [19]. Für diesen äußerst anspruchsvollen Tunnelvortrieb kam ein vorseilender, temporärer Pilotstollen mit anschließender Aufweitung des Haupttunnels zur Ausführung. Bei beiden Vortrieben wurde als Ausbausystem eine duktile Spritzbetonschale mit Stauchelementen angewandt.

### Berechnungsergebnisse

In diesem Fallbeispiel wird ein Abschnitt aus tektonisch zerscherten Serizitphylliten analysiert. Beim vorseilenden Pilotstollenvortrieb wurden 17 m hinter der Ortsbrust bereits Deformationen von  $u_{r,PT} = 586$  mm gemessen und durch den duktilen Ausbau aufgenommen. Die

nachfolgenden Berechnungsergebnisse zeigen die analytische Ausbaudimensionierung des Haupttunnels in diesem Abschnitt. Auf Basis der messtechnischen Erkenntnisse des Pilotstollens konnten Gebirgsparameter rückgerechnet und der duktile Ausbau – bestehend aus Spritzbeton, Stauchelemente und Anker – zielgerecht dimensioniert werden. In Abbildung 12 sind die durchschnittlichen, prognostizierten, radialen Deformationen des duktilen Ausbaus des Haupttunnels von  $u_{r,MT} = 390$  mm dargestellt. Nachdem die Deformationen in direktem Bezug zum Ausbau bzw. Ausbauwiderstand stehen, musste hierzu ein iteratives Berechnungsverfahren angewandt werden.

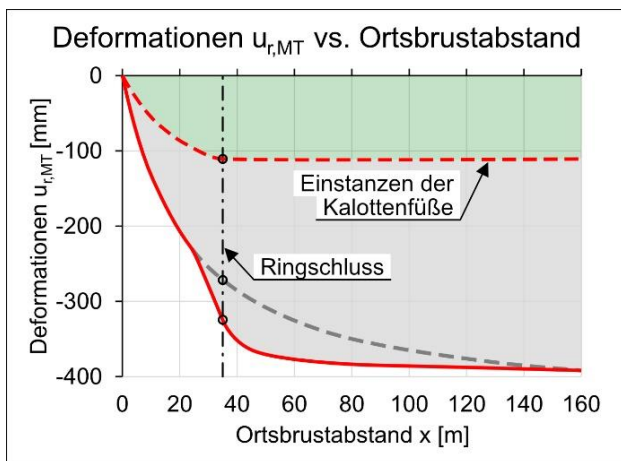


Abb. 12 Prognose der durchschnittlichen, radialen Deformationen des duktilen Ausbaus des Haupttunnels [4].

Auf Basis der hohen prognostizierten Deformationen und des beobachteten, asymmetrischen Verschiebungsmusters wurde entschieden, die neuartigen HS-EPS Stauchelemente [4] einzusetzen. Deren modulare Sandwich-Bauweise erlaubt eine zielgerechte Auslegung der Arbeitslinie, um eine optimale Spritzbetonauslastung zu erreichen. Um ein Verkippen der Stauchelemente durch asymmetrische Deformationen zu unterbinden, wurde die Bauhöhe auf  $H_{YE} = 200$  mm begrenzt. Die Berechnungen ergaben den Einsatz von 10 Stück moderat-steifen HS-EPS Stauchelementen (Typ D) in der Kalotte gemäß Abbildung 13. Beim Pilotstollen wurden zum Zwecke der Vorentlastung des Gebirges HS-EPS Stauchelemente mit entsprechend geringeren Steifigkeiten (Typ A, B, C) eingesetzt.

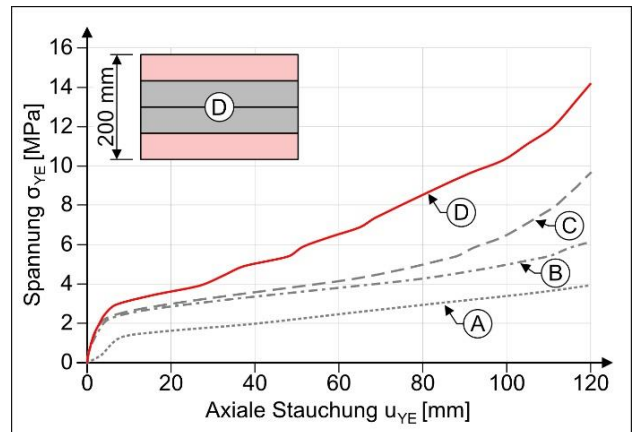


Abb. 13 Arbeitslinie der verwendeten HS-EPS Stauchelemente (Typ D) beim duktilen Ausbau des Haupttunnels. Im Pilotstollen kamen die weicheren Konfigurationen (Typ A, B, C) zum Einsatz [4].

Neben den 10 Stück HS-EPS Stauchelementen je Kalottenabschlag kam eine 2-lagig bewehrte Spritzbetonschale mit 30 cm Stärke inkl. Gitterbogen, sowie einer dichten Ankerung zum Einsatz.

In Abbildung 14 ist die Wirkungsweise der duktilen Spritzbetonschale mit Stauchelementen dargestellt. Die (radiale) Deformation von durchschnittlich  $u_{r,MT} = 390$  mm bewirkt eine Staechung des duktilen Ausbaus von  $\epsilon_{tot} \approx 6\%$  des Kalottenumfangs ( $\approx 1000$  mm). Das Gros der Staechung wird dabei von den Stauchelementen kompensiert, um die Grenzstaechung des Spritzbetons ( $\epsilon_{SpC,lim} \approx 1,0\%$ ) nicht zu überschreiten.

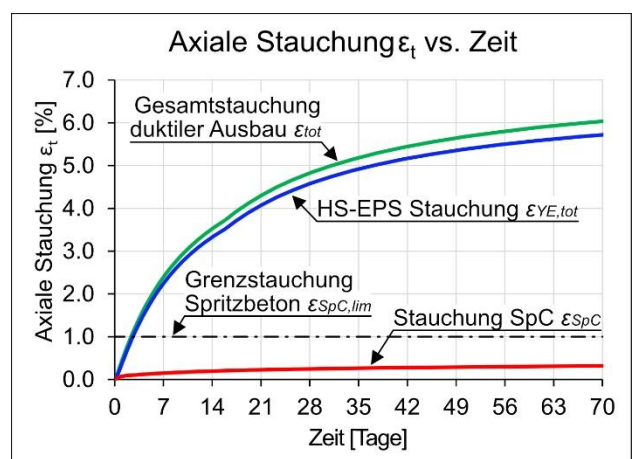


Abb. 14 Prognose der axialen Staechung des Spritzbetons und der Stauchelemente. Die Staechung bezieht sich auf den Umfang der Kalotte [4].

Durch die explizite Interaktion von Vortriebsgeschwindigkeit, Gebirgsdeformation und Ausbaureaktion kann das Berechnungsverfahren so lange iteriert und optimiert werden, bis die

zulässige, maximale Spritzbetonauslastung  $\mu_{SpC,max}$  erreicht wird. Die zeitabhängigen, mechanischen Spritzbetoneigenschaften haben dabei einen massiven Einfluss auf das Berechnungsergebnis, weshalb deren detaillierte Kenntnis essenziell ist. Besonders die Eigenschaften innerhalb der ersten Tage sind von großer Bedeutung, da hier die Spritzbetonfestigkeit/-Steifigkeit am geringsten und die Deformationsgeschwindigkeit am höchsten ist. Daraus resultiert die höchste Spritzbetonauslastung  $\mu_{SpC,max}$  in diesem Zeitraum, wie in Abbildung 15 ersichtlich. Nachdem der gesamte Berechnungsvorgang ohne Teilsicherheitsbeiwerte durchgeführt wurde, wurde eine entsprechend konservative, zulässige Spritzbetonauslastung definiert.

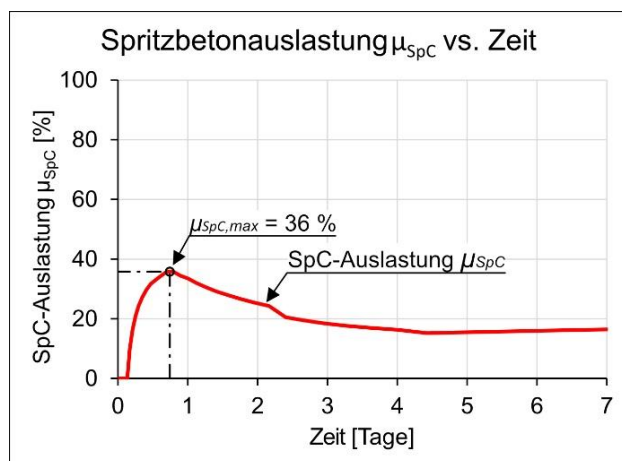


Abb. 15 Prognose der zeitabhängigen Spritzbetonauslastung. Berechnungsergebnisse ohne Teilsicherheitsbeiwerte [4].

Unter Anwendung einer zweigeteilten Vortriebsmethode und einer duktilen Spritzbetonschale mit den innovativen HS-EPS Stauchelementen konnten die geotechnisch außergewöhnlich schwierigen Zonen des Semmering-Basistunnels, Baulos SBT 1.1 erfolgreich durchörtert werden. Abbildung 16 zeigt eine Übersicht des betreffenden Abschnittes.

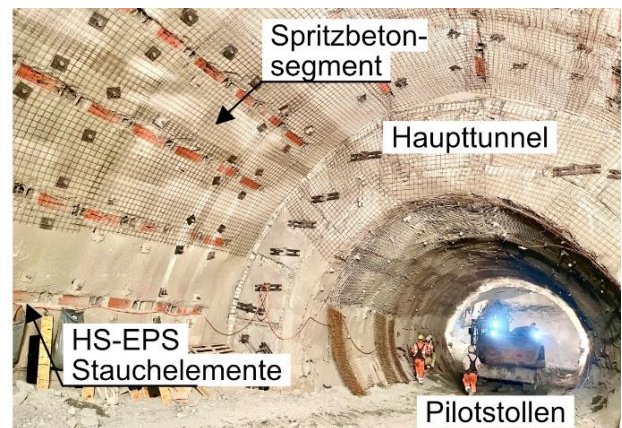


Abb. 16 Übersicht der duktilen Spritzbetonschale mit HS-EPS Stauchelementen im vorseilenden Pilotstollen und nachlaufendem Haupttunnel [4].

## Zusammenfassung

Duktile Spritzbetonschalen mit Stauchelementen stellen ein adäquates Mittel zur Beherrschung sogenannter „druckhafter Gebirgsverhältnisse“ mit großen Deformationen im Tunnelbau dar. Dabei wird der junge Spritzbeton zum Teil hohen Beanspruchungen ausgesetzt. Die exakte Kenntnis der zeitabhängigen, mechanischen Spritzbetoneigenschaften ist für eine entsprechende Ausbaubemessung unerlässlich, da diese den Auslastungsgrad maßgeblich beeinflussen. Zu diesem Zweck wurden umfangreiche, kombinierte in-situ- und Laborversuche auf der Baustelle Semmering-Basistunnel durchgeführt. Die Ergebnisse der zeitlichen Entwicklung der Spritzbetonfestigkeit und des E-Moduls wurden anschließend mittels adaptierter Formeln des Eurocodes 2 mathematisch formuliert. Die rheologischen Spritzbetoneigenschaften wurden auf Basis der Fließratenmethode berücksichtigt. In Kombination mit einer analytischen Berechnungsmethode konnte die Bemessung einer duktilen Spritzbetonschale mit integrierten Stauchelementen vorgenommen werden. Dies wurde anhand eines Fallbeispiels beim Semmering-Basistunnel unter außergewöhnlich schwierigen, geotechnischen Bedingungen präsentiert.

## Literatur

- [1] Radončić, N. (2011) *Tunnel design and prediction of system behaviour in weak ground*. Dissertation, Technische Universität Graz.
- [2] Schubert, W. (2008) *Design of ductile tunnel linings*. In: ARMA-Proceedings of the



- 42nd US Rock Mechanics Symposium, ARMA 08-146, American Rock Mechanics Association.
- [3] ÖGG (2023) *Richtlinie Geotechnische Planung von Untertagebauten Zyklischer und Kontinuierlicher Vortrieb*. Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, Salzburg.
- [4] Entfellner, M. (2024) *Design and construction of tunnels in overstressed weak rocks with novel yielding elements*. Dissertation, Technische Universität Graz.
- [5] Anagnostou, G. & Cantieni, L. (2007) *Design and analysis of yielding support in squeezing ground*. 11th ISRM Congress, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, Lissabon.
- [6] Fenner, R. (1938) *Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks*. Glückauf 74 (32), pp. 681-695.
- [7] Pacher, F. (1964) *Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues*. pp. 149-161. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [8] Schubert, W. (1996) *Dealing with Squeezing Conditions in Alpine Tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 29(3), pp. 145-153.
- [9] Schubert, W. & Brunnegger, S. (2017) *New ductile tunnel lining system*. Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2017.
- [10] Jauk, M. (2023) *Kurz- und Langzeitverhalten von Spritzbeton unter Betrachtung petrographischer Eigenschaften der Gesteinskörnung*. Masterarbeit, Montanuniversität Leoben.
- [11] ÖGG (2014) *Geotechnical Monitoring in Conventional Tunnelling*. Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, Salzburg.
- [12] ÖBV (2009) *Richtlinie Spritzbeton*. Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien.
- [13] ONR 23303 (2010) *Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*. ON-Regel, Austrian Standards Institute.
- [14] Entfellner, M. (2017) *Prediction of Displacements and Shotcrete Lining Utilization*. Masterarbeit, Technische Universität Graz.
- [15] EN 1992-1-1 (2015) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. ÖNORM, Austrian Standards Institute.
- [16] Schubert, P. (1988) *Beitrag zum rheologischen Verhalten von Spritzbeton*. Felsbau, 6 (3), pp. 150–153.
- [17] Aldrian, W. (1991) *Beitrag zum Materialverhalten von früh belastetem Spritzbeton*. Dissertation, Montanuniversität Leoben.
- [18] Gobiet, G. & Wagner, O.K. (2013) *The New Semmering Base Tunnel project*. Geomechanics and Tunnelling, 6 (5), pp. 551–558.
- [19] Daller, J.; Atzl, G. & Weigl, J. (2011) *The new Semmering base tunnel - tunnel design in the fault zone*. Geomechanics and Tunnelling, 4 (3), pp. 237–254.