



Elias WINKELMAYER, BSc

**Bemessungskonzept für Druckschächte bei Nutzung des
passiven Gebirgswiderstandes
Ergebnisanalysen der grundlegenden Analytik und
FE-Modellierung hinsichtlich der Rissentwicklung im Fels**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Geotechnical and Hydraulic Engineering

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerald Zenz

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Mitbetreuender Assistent: Dipl.-Ing. Franz Georg Piki

Graz, Mai 2018

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Datum

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die durch ihre Unterstützung zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen haben.

Zuallererst danke ich meinen Betreuern am Institut für Wasserbau der TU Graz, DI Franz Georg Pikel und Univ.-Prov. Gerald Zenz für die kompetente, fachliche Unterstützung und interessanten Diskussionen.

Großer Dank gilt den Mitarbeitern der Vorarlberger Illwerke AG, DI Guntram Innerhofer jun. und DI Christopher Dich, für das entgegengebrachte Vertrauen und die Möglichkeit und Motivation mich mit diesem Thema zu beschäftigen. Danke für eure stets hilfreichen Antworten auf meine Fragen.

Ganz besonders bedanke ich mich bei Herrn DI Guntram Innerhofer sen., der mir mit immenser Erfahrung und großem Wissen unermüdlich weiterhalf. Vielen Dank für die Geduld, die ehrliche Meinung zu meinen Feststellungen und die aufschlussreichen, fachkritischen Diskussionen, durchkreuzt von interessanten Anekdoten früherer Projekte und ehemaliger Wegbegleiter. Ohne seine Unterstützung wäre diese Arbeit nicht in der Qualität und dem Umfang zustande gekommen.

Ein besonderer Dank gilt meinen Eltern, für die Ermöglichung des Studiums und die Unterstützung in all den Jahren und meinen Entscheidungen.

Meiner Freundin Julia danke ich für ihre stets motivierenden Worte, ihr Verständnis, wenn meine Gedanken manchmal sehr um diese Arbeit kreisten, und ihre sorgfältige Korrektur.

Abschließend danke ich meinen Freunden und Studienkollegen für die schöne Zeit in Graz, die gemeinsamen Erlebnisse und ein offenes Ohr in fachlicher, als auch persönlicher Hinsicht.

Kurzfassung

Die Bemessung von Stahlpanzerungen für Triebwasserwege schreibt dem Gebirge oft eine verhältnismäßig geringe Mitwirkung an der Abtragung des Innendruckes zu. Das Gebirge als Werkstoff ist in seinen Eigenschaften schwieriger zu bestimmen, weshalb die Gebirgsmitwirkung konservativ angenommen und oftmals mit der minimalen Primärspannung begrenzt wird. Diese Annahme führt zu hohen erforderlichen Blechdicken, obwohl das Gebirge in Wahrheit weitaus mehr Verformungswiderstand entgegenbringen kann. Die Stahlpanzerung stellt eine wesentliche Kostenposition eines Druckschachtes dar, weshalb zu konservative Annahmen, die in ressourcenvergeudenden und nicht notwendigen Stahlmengen resultieren, zu vermeiden sind. Innerhofer et al. (2018) stellt mit einem neuen Bemessungskonzept zur Nutzung des passiven Gebirgs widerstandes eine Möglichkeit vor, höhere Gebirgsmitwirkungen in Rechnung zu stellen und Auskleidungen wirtschaftlicher zu dimensionieren. Die hohe Gebirgsbelastung führt zwar zu Radialrissen im Fels und größeren Radialverschiebungen, durch die Einführung eines Bemessungskriteriums auf Rissüberbrückung wird aber die Dichtheit der Auskleidung sichergestellt.

Diese Masterarbeit stellt das neue Bemessungskonzept umfassend dar und vergleicht die zugrundeliegende Analytik mit Ergebnissen aus einer Finite-Elemente-Berechnung. Eine Sensitivitätsanalyse der Eingangsparameter und Vergleiche anhand von Beispielen diskutieren Bemessungsergebnisse und Sicherheitskonzept. Die Vorbemessung eines Praxisbeispiels macht die Unterschiede im Vergleich zur herkömmlichen Bemessung sichtbar.

Abstract

The dimensioning of steel liners for pressure shafts und tunnels often ascribes a relative small load bearing assistance for the rock mass. It is difficult to provide proper mechanical parameters of the rock mass. That is why the load bearing assistance is assumed conservative and often limited to the minimal principal stress. This assumption leads to high required wall thicknesses of the steel liner, although the rock mass is able to carry much more of the load in reality. In the construction of pressure shafts the steel lining is a major cost item. Therefore too conservative assumptions, which result in resource-wasting and not necessary amounts of steel, shall be avoided. Innerhofer et al. (2018) presents a design concept considering the passive resistance of the rock mass. This concept provides a possibility to take a higher load bearing assistance of the rock mass into account and gain a more economic design of the lining. The higher loading of the rock mass leads to the development of radial cracks and increases radial displacements. Due to the introduction of a crack bridging design criteria, the performance of the lining is ensured.

This master thesis outlines the new design concept in detail and compares the fundamental analytics to results of a finite element computation. The sensitivity analysis of input parameters and comparisons based on examples discuss design results and safety aspects. The preliminary design for a practical example visualises the differences in relation to a conventional design.

Inhaltsverzeichnis

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis.....	ix
1. Einleitung	1
1.1 Hochdruckwasserkraftwerke	1
1.2 Allgemeines zu Druckschächten	3
1.2.1 Geometrie und Belastungen.....	3
1.2.2 Auskleidungsarten.....	8
1.3 Absicht dieser Arbeit	13
2. Darstellung neues Bemessungskonzept.....	14
2.1 Wesentliche Überlegungen – Auslegungskriterien	14
2.2 Aktiver Gebirgs widerstand – passiver Gebirgs widerstand.....	14
2.3 Grundsätzliche Berechnungsannahmen	15
2.4 Gebirgsverhalten	16
2.4.1 Ausbruchzustand	16
2.4.2 Belastung durch Innendruck.....	17
2.4.3 Anrissbedingung	18
2.4.4 Spannungsverläufe bei Radialrissen und Risstiefe.....	19
2.4.5 Radialverschiebungen vor Entstehung von Radialrissen	21
2.4.6 Radialverschiebungen nach Entstehung von Radialrissen	21
2.4.7 Ermittlung der Rissweite.....	24
2.4.8 Vergleich mit dem Seeber-Verfahren	25
2.5 Stahlpanzerung.....	26
2.5.1 Arbeitslinie der Panzerung	26
2.5.2 Rissüberbrückung	27
2.5.3 Bemessung	29
2.5.4 Vergleich zu bisherigen Bemessungsansätzen	31
2.5.5 Außendruckbelastung – Beulen	32
2.6 Vorspannung durch Injektionen.....	33
2.6.1 Vorspannung einer Auskleidung mit Dicht-Membran	33
2.7 Bemessungsvergleich anhand ausgeführter Kraftabstiege.....	36
2.7.1 Kopswerk II der Vorarlberger Illwerke AG.....	36
2.7.2 Kraftwerk Roßhag der VERBUNG Hydro Power GmbH	38
3. Ergebnisanalysen anhand einer FE-Studie.....	43

3.1	Beschreibung der FE-Berechnung	43
3.1.1	Modellbildung	43
3.1.2	Geometrie	44
3.1.3	Bau- / Berechnungsphasen	44
3.1.4	Materialparameter	46
3.1.5	Belastungen	47
3.1.6	Ergebnisbereitstellung	47
3.1.7	Anrissbedingung	47
3.2	Einfluss des Rissmodells	48
3.2.1	Radialverschiebungen	48
3.2.2	Rissweite	51
3.2.3	Risstiefe	54
3.3	Vergleich der FE-Ergebnisse mit Analytik und Bemessungsvorschrift	55
3.3.1	Radialverschiebungen	55
3.3.2	Rissweite	58
3.3.3	Risstiefe	61
3.4	Auswirkungen der Reibung in der Ringfuge	62
3.4.1	Rissweite	64
3.4.2	Risstiefe	66
4.	Sicherheitskonzept und Sensitivitätsanalyse	67
4.1	Gebirgsverhalten – Gebirgsmitwirkung	67
4.1.1	Vergleichsmodul	67
4.1.2	Querdehnzahl	69
4.1.3	Primärspannung	69
4.1.4	Kluftwasserdruck	70
4.2	Radialrisse im Felsmantel	72
4.2.1	Rissweite	72
4.2.2	Risstiefe	73
4.3	Stahlpanzerung	73
4.3.1	Rissüberbrückung – Auswirkung des Innendurchmessers	73
4.3.2	Rissüberbrückung – Berechnung der maßgebenden Wandstärke	73
4.3.3	Rissüberbrückung – Reibungswinkel in der Ringfuge	75
4.3.4	Absicherung des Stahlanteils	77
4.3.5	Auswahl der Stahlsorte	78
4.4	Innendruckbelastung	81
4.5	Grundsätzliche Bemessungsfälle für Innendruckbelastung	82

4.6	Parameterstudie der einflussreichsten Eingangswerte.....	85
4.6.1	Variation Primärspannung.....	87
4.6.2	Variation Kluftwasserdruck.....	88
4.6.3	Variation Vergleichsmodul.....	89
4.6.4	Variation Reibungsbeiwert	91
4.6.5	Ergebnis.....	92
5.	Vorbemessung am Beispiel „neuer Kraftabstieg für Rodundwerk I“	94
5.1	Übersicht	94
5.1.1	Längenschnitt.....	94
5.1.2	Querschnitt.....	95
5.1.3	Materialparameter	96
5.2	Innendruck-Bemessung unter Berücksichtigung der passiven Gebirgsmitwirkung.....	96
5.2.1	Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. mit höherfestem Stahl ...	97
5.2.2	Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. mit normalfestem Stahl	100
5.2.3	Ergebnisse in Abhängigkeit der Stahlgüte	103
5.3	Innendruck-Bemessung – grafisches Verfahren nach Seeber.....	104
5.3.1	Innendruckbemessung nach Seeber mit höherfestem Stahl.....	104
5.3.2	Innendruckbemessung nach Seeber mit normalfestem Stahl.....	107
5.4	Bemessung auf Außendruck – Beulen.....	108
5.4.1	Darstellung der Berechnung nach Amstutz	108
5.4.2	Ergebnisse der Beulbemessung.....	108
5.5	Ergebnisvergleich und Diskussion	109
6.	Zusammenfassung und Ausblick	111
	Literaturverzeichnis	112
	Abbildungsverzeichnis.....	115
	Tabellenverzeichnis.....	122

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Großbuchstaben

L	Schlupflänge
E_L	Elastizitätsmodul Auskleidungsmaterial (z.B. Beton)
E_L^*	Elastizitätsmodul der Auskleidung (z.B. Betonring)
E_S	Elastizitätsmodul Stahl
E_S^*	Elastizitätsmodul Stahl mit verhinderter Querdehnung
E_S^{**}	Elastizitätsmodul der Stahlpanzerung
S	Rissweite der Felslaibung
S_{kr}	Kritische Rissweite für die Panzerung
S_R	Bemessungswert der Rissweite der Felslaibung
V_F	Verformungsmodul Fels (Seeber-Verfahren)
$V_{F,C}$	Verformungsmodul Fels oberhalb der kleinsten Primärspannung (Seeber-Verfahren)
V_R	Vergleichsmodul Gebirge
V_R^*	Vergleichsmodul Gebirge mit Berücksichtigung der Querkontraktion
V_R^{var*}	Variabler, von der Felsbelastung abhängiger Vergleichsmodul des Gebirges mit Berücksichtigung der Querkontraktion

Kleinbuchstaben

d_i	Innendurchmesser
k	Seitendruckbeiwert
m	Poissonzahl ($m = 1/\nu$)
p_i	Innendruck
$p_{i,0}$	Innendruck, bei dem die Vorspannung vollständig abgebaut ist

p_{kr}	Kritischer Außenwasserdruck (Beulen)
p_L	Auskleidungsanteil des Innendruckes (bei Stahl: p_{ST})
p_{PS}	Vorspanndruck der Injektion
p_{PS}^*	langzeit-wirksamer Vorspanndruck
p_R	Felsanteil des Innendruckes
p_R^*	bezogener Felsanteil des Innendruckes ($p_R^* = p_R/\sigma_0$)
$p_{R,A}$	Felsanteil des Innendruckes bei Anrissbedingung
p_{ST}	Stahlanteil des Innendruckes
$p_{ST,max}$	Stahlanteil des Innendruckes bei der Fließgrenze
p_{vorh}	Vorhandener Außenwasserdruck
r	Radius
r_1	Radius der Felslaibung
r_{el}	Radius bei der Risswurzel
r_i	Innenradius
Δr	Elastische Radialverschiebung der Laibung
Δr_1	Radialverschiebung der Laibung
$\Delta r_{1,0}$	Radialverschiebung der Laibung im Ausbruchszustand
$\Delta r_{1,II}$	Gesamte Radialverschiebung der Laibung im gerissenen Zustand
$\Delta r_{1,el}$	Elastische Radialverschiebungen bis zur Anrissbedingung
$\Delta r_{1,L}$	Radialverschiebung der Auskleidung bei Vorspannung
$\Delta r_{1,R}$	Radialverschiebung des Gebirges bei Vorspannung
Δr_{el}	Elastische Radialverschiebung des Felsmantels außerhalb der Risszone
Δr_{RV}	Elastische Radialverschiebung durch Rückverformung vom Ausbruchzustand auf Primärspannungsniveau
$\Delta r_{r,S}$	Stauchung der Risszone – Anteil der Radialspannung

$\Delta r_{t,s}$	Stauchung der Risszone – Anteil der Tangentialspannung
Δr_s	Stauchung der Risszone
t	Wandstärke der Auskleidung
u	Kluftwasserdruck
u^*	Bezogener Kluftwasserdruck ($u^* = u/\sigma_0$)

Griechische Buchstaben

ε	Dehnung
ε_s	Stahldehnung
ε_y	Stahldehnung bei der Fließgrenze
ε_{zul}	zulässige Dehnung
$\Delta\varepsilon_{pl}$	Differenz der Stahldehnung zwischen Fließgrenze und maximaler Spannung
μ	Reibungsbeiwert
ν	Querdehnzahl ($\nu = 1/m$)
σ_0	Quasihydrostatische primäre Gebirgsspannung
σ_1	Größte primäre Gebirgsspannung
σ_3	Kleinste primäre Gebirgsspannung
σ_N	Normalspannung im Stahlrohr
σ_r	Radialspannung
$\sigma_{r,el}$	Radialspannung bei der Risswurzel
σ_s	Stahlspannung (bei Beulbemessung Streckgrenze)
σ_s^*	Stahlspannung bei verhinderter Querkontraktion
σ_t	Tangentialspannung
σ_v	Vorspannung infolge des Injektionsdrucks
$\Delta\sigma$	Spannungsänderung
$\Delta\sigma_{pl}$	Differenz der Stahlspannung zwischen Fließgrenze und maximaler Spannung

Abkürzungen

AL	Arbeitslinie
BemVS	Bemessungsvorschrift
FE	Finite Elemente
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff

Abkürzungen von Einheiten

mWS	Meter Wassersäule
kPa	Kilopascal
MPa	Megapascal
GPa	Gigapascal

1. Einleitung

1.1 Hochdruckwasserkraftwerke

Wasserkraftwerke ab einer Fallhöhe von mehr als 50 m bezeichnet man als Hochdruckanlagen (Giesecke et al., 2014). Das Triebwasser wird dabei von einem Speicher in größerer Höhenlage über den sogenannten Triebwasserweg, bestehend aus Druckstollen und Druckschacht oder Druckrohrleitung, zu einem im Tal liegenden Krafthaus oder einer sich im Berginneren befindlichen Maschinenkaverne geleitet, bevor es anschließend weiter in ein Fließgewässer oder ein unteres Speicherbecken fließt. Der Abschnitt vor der Turbine wird dabei als Oberwasserführung bezeichnet, der Teil danach als Unterwasserführung.

In der Praxis gibt es eine Vielzahl an unterschiedlichen Ausführungen und Kombinationen, angepasst an die topografischen, geologischen und bautechnischen Randbedingungen. In Europa haben sich regional unterschiedliche Anlagenkonzepte entwickelt, welche sich vor allem im Längenschnitt unterscheiden. Während sich im Alpenraum ein hochliegender Druckstollen mit anschließendem Druckschacht oder oberflächlich verlegter Rohrleitung durchgesetzt hat, werden in den skandinavischen Ländern andere Varianten bevorzugt. Die schwedische Lösung besteht aus einem kurzen Druckschacht vom Speicher zur Krafthauskaverne und einem relativ langen Unterwasserstollen. In Norwegen kommt häufig eine direkte, geradlinige Verbindung von Speicher und Krafthaus zur Anwendung. Das Wasserschloß befindet sich beim alpinen Schema meist am Ende des Druckstollens, in Form eines belüfteten Wasserschlosses. Bei den skandinavischen Konzepten liegt das Wasserschloß in der Nähe des Krafthauses, oft als Druckluftwasserschloß ausgebildet. (Seeber, 1999; Giesecke et al., 2014)

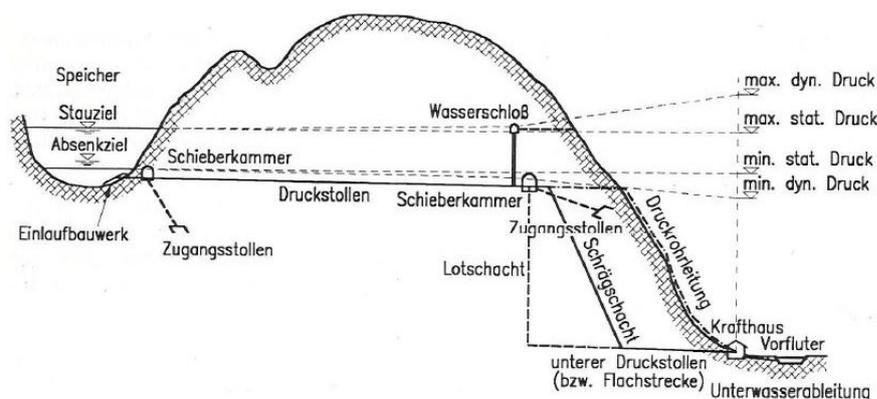


Abbildung 1: Alpine Trassierung mit Innendrucklinien und möglichen Ausführungen für den Kraftabstieg (Lotschacht, Schrägschacht oder Druckrohrleitung) (aus: Seeber, 1999)

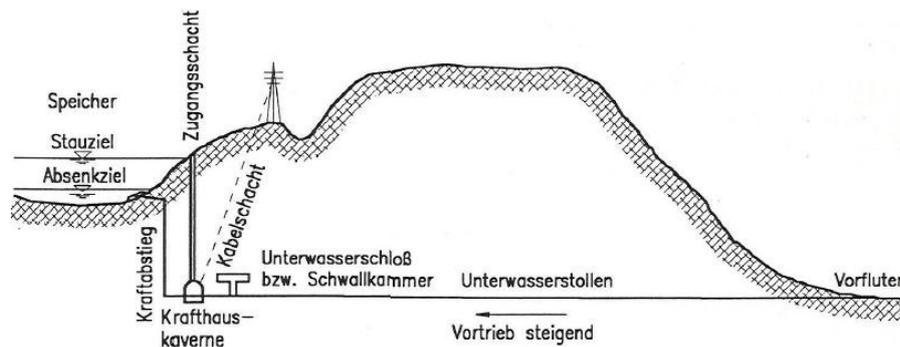


Abbildung 2: Schwedische Trassierung mit Lotschacht, Kavernenkraftwerk, Unterwasserschloss und tief liegendem Unterwasserstollen (aus: Seeber, 1999)

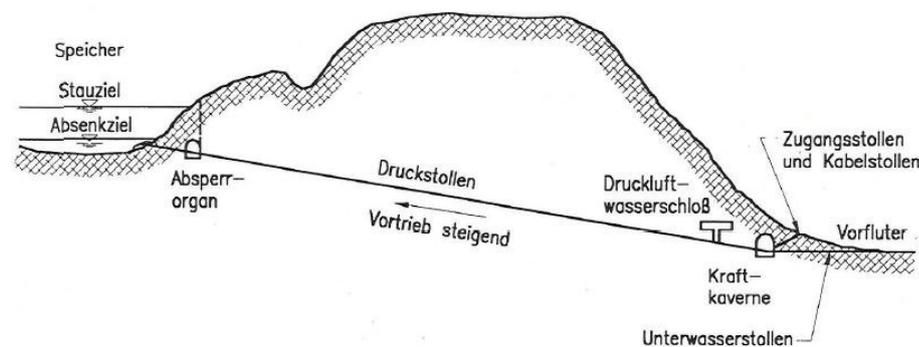


Abbildung 3: Norwegische Trassierung mit oberwasserseitigem Druckluftwasserschloss (aus: Seeber, 1999)

Hochdruckwasserkraftanlagen, wie Speicherkraftwerke und Pumpspeicherkraftwerke, decken einen bedeutenden Anteil des Strombedarfs in Österreich. Großer Vorteil der Pumpspeicherung ist die effiziente Speicherfähigkeit für Energie, die sie zu einem sehr wichtigen Regelinstrument im Stromnetz macht. Insbesondere in Zeiten des Ausbaus von dargebotsabhängigen Energiequellen, wie Wind und Sonne, sind derartige Anlagen von großer Bedeutung, fehlt es doch an alternativen wirtschaftlichen Möglichkeiten der Energiespeicherung. Die Interessensvertretung der österreichischen E-Wirtschaft fordert in einem Aktionsplan für die Energiepolitik unter anderem einen Ausbau der erneuerbaren Energie und die Unterstützung flexibler, netzrelevanter Kraftwerke für eine hohe Versorgungssicherheit. Beide Punkte stellen Aufgaben dar, welche durch den Betrieb von Pumpspeicherkraftwerken erfüllt werden können. (Österreichs Energie, 2017)

Bestehende Anlagen werden daher durch zusätzliche Kraftabstiege und Maschinensätze erweitert, um ausreichend Regelenenergie bereitstellen zu können und vorhandene Wasserressourcen mehrfach zu nutzen. Bei Erneuerungen älterer Kraftwerke wird die Leistungsfähigkeit auch häufig durch entsprechende Neudimensionierung erhöht.

Aktuelle Beispiele sind etwa das Obervermuntwerk II der Vorarlberger Illwerke AG oder das Verbund-Kraftwerk Limberg II. Projekte dieser Art stellen meist große Investitionen dar, welche sich für den Betreiber trotzdem als wirtschaftlich erweisen müssen, was in Abhängigkeit des Strompreises nicht immer einfach ist. So liegt beispielsweise ein positiver Bescheid der Umweltverträglichkeitsprüfung für das Erweiterungsprojekt Pumpspeicherkraftwerk Limberg III vor, der Projektbetreiber sieht derzeit allerdings keine Rentabilität. (Salzburger Nachrichten, 14.7.2017).

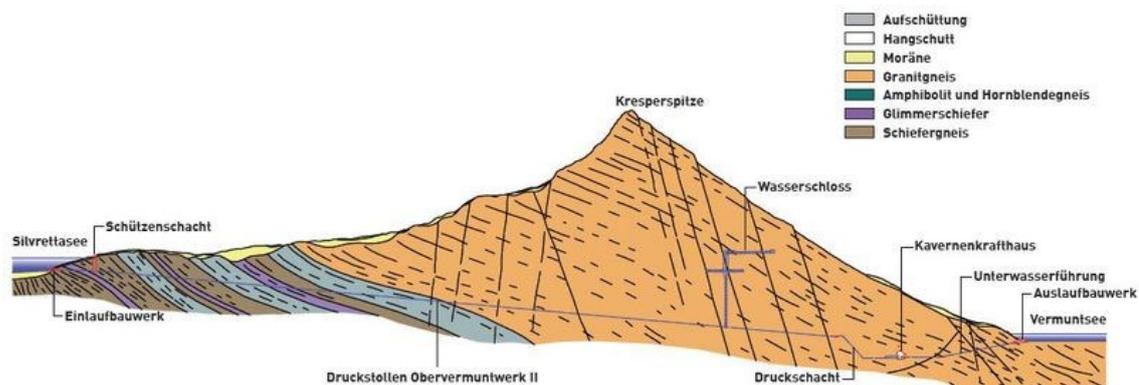


Abbildung 4: Triebwasserführung des Pumpspeicherkraftwerks Obervermuntwerk II der Vorarlberger Illwerke AG (aus: www.obervermuntwerk2.at, 2018)

1.2 Allgemeines zu Druckschächten

1.2.1 Geometrie und Belastungen

Druckschächte bilden bei Hochdruckanlagen ein wesentliches und sehr stark beanspruchtes Bauteil. Sie überwinden den größten Teil der Fallhöhe, weshalb auch die Bezeichnung Kraftabstieg verwendet wird. Der Innendruck hängt neben dem Wasserspiegel im Oberspeicher und den Reibungsverlusten stark vom aktuellen Betriebszustand des Kraftwerkes ab. Die Trägheit des Wassers erzeugt beträchtliche Druckschwankungen beim Anfahren und Abschalten der Turbinen bzw. Pumpen, den sogenannten dynamischen Anteil des Innendruckes. Im alpinen Layout wird für den Druckstollen der größte Teil der Druckschwankung durch das Wasserschloss abgefangen, der Druckschacht hingegen muss den vollen dynamischen Druckstoß aufnehmen. Pumpspeicherkraftwerke mit Ermöglichung von flexiblem und schnellem Umschalten der Betriebsart lassen die Beanspruchung durch Schwingungsüberlagerung weiter steigen. Bei der Trassierung ist neben dem maximalen Innendruck auch auf den minimalen Innendruck zu achten. Um einen Unterdruck im Triebwasserweg zu vermeiden, muss die Trasse tiefer als die minimale dynamische Drucklinie liegen. (Seeber, 1999)

Der Innendruck muss nun vom Gebirge oder, wenn das Gebirge dazu nicht im Stande ist, von Auskleidung und Gebirge aufgenommen werden. Die Tragfähigkeit des Gebirges wird vom Primärspannungszustand und den Verformungseigenschaften des Gesteins beeinflusst. Die Primärspannung hängt im Wesentlichen von der Gebirgsüberlagerung und dem Seitendruckbeiwert ab, weshalb tief im Berg liegende Schächte eher ohne zugfeste Auskleidung auskommen. Der Punkt, an dem die Innendrucklinie die Geländeoberfläche schneidet, wird als felsmechanische Grenze definiert (siehe Abbildung 5). Tektonische Vorbelastungen können sich erheblich auf den Primärspannungsverlauf im Gebirge auswirken, weshalb die Berechnung über die Überlagerungshöhe im jeweiligen Fall zu hinterfragen ist. Bei der Bemessung nach dem Seeber-Verfahren wird die Gebirgsmitwirkung mit der minimalen Gebirgsspannung begrenzt. (Seeber, 1999; Innerhofer et al., 2018)

Neben der höheren Gebirgsüberlagerung wirkt sich die Tiefenlage auch auf den Bergwasserdruck aus. Der Bergwasserdruck ist hinsichtlich zweier Auswirkungen interessant, nämlich dem Auftreten von Wasserverlusten und der Entlastung bzw. Belastung der Auskleidung. Für eine dichte Auskleidung stellt der außenliegende Wasserdruck einerseits eine Entlastung bei Innendruckbeanspruchung dar (welche üblicherweise nicht in Rechnung gestellt wird), andererseits kann bei entleertem Schacht ein Beulversagen auftreten. Bei Triebwasserwegen ohne dichte Auskleidung ist die Lage des Bergwasserspiegels relativ zur Innendrucklinie von Bedeutung, da sie vorgibt, ob es zu Wasserverlusten oder zum Eintritt von Bergwasser in den Schacht kommt. Der Schnittpunkt von Innendrucklinie und Bergwasserspiegel definiert daher die Walch'sche Grenze (siehe Abbildung 5). (Walch, 1926) Bei dichtem Gebirge kann jedoch der Fall eintreten, dass obwohl die Innendrucklinie über dem Bergwasserspiegel liegt, es nur zu geringen Wasserverlusten kommt und auf eine dichte Auskleidung verzichtet werden kann. (Seeber, 1999; Gerstner, 2015)

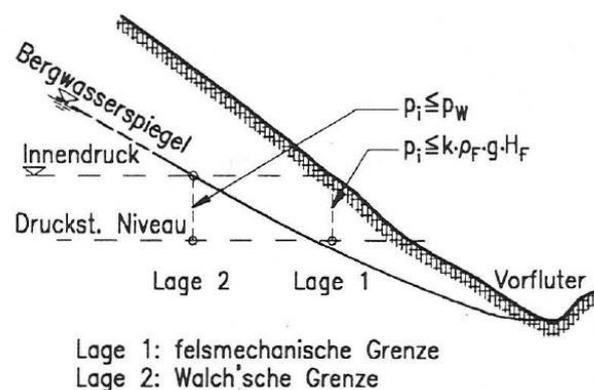


Abbildung 5: Grenzbedingungen zur Lage eines Druckstollens (aus: Seeber, 1999)

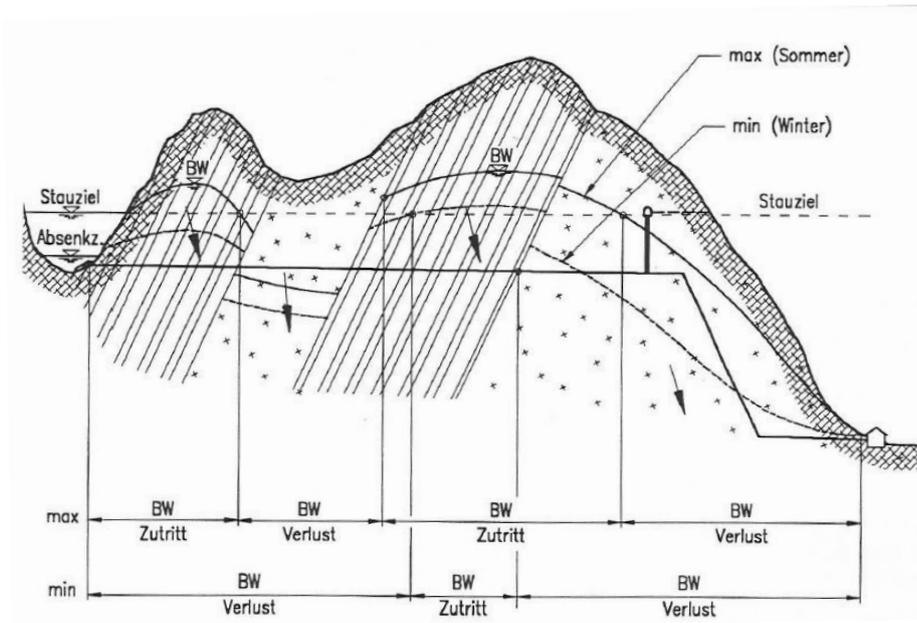


Abbildung 6: Mögliche Wasserverluste oder Wasserzutritte in Abhängigkeit des Bergwasser-spiegels ohne Berücksichtigung einer Auskleidung (aus: Seeber, 1999)

Bei der Dichtheit der Auskleidung sind ein wirtschaftlicher Hintergrund (Verminderung von Wasserverlusten), die hydrodynamische Wirkung des Strömungsdruckes (zusätzliche Volumenkraft auf das umliegende Gebirge durch austretendes Triebwasser) und die Auswirkung des hydrostatischen Wasserdrucks zu unterscheiden. In klüftigem Gebirge kann durch das austretende Triebwasser eine sogenannte hydraulische Presse entstehen, die ein Öffnen der Klüfte und somit einen erhöhten Wasseraustritt, bis hin zum Versagen ganzer Gebirgsflanken bewirken kann. Um diesen Effekt zu verhindern, muss bei Innendrücken oberhalb der kleinsten Primärspannung zwingend eine dichte Auskleidung eingesetzt werden. Weiter kann der Austritt von Triebwässern an die Oberfläche Rutschungen und Grundbrüche erzeugen, wobei dies über Sickerströmungen auch in einiger Entfernung zum eigentlichen Wasseraustritt auftreten kann. (Seeber, 1999; Giesecke et al., 2014)

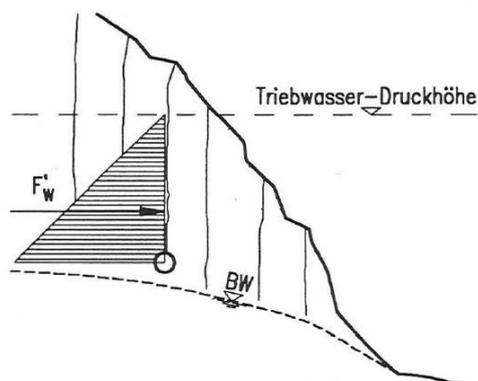


Abbildung 7: Wasseraustritt vom Stollen in eine hangparallele Kluft – Hydraulische Presse (aus: Seeber, 1999)

Die hydraulischen Verluste im Triebwasserweg hängen von zwei grundsätzlichen Faktoren ab. Einerseits ist das die Rauigkeit der Schachtlauung, andererseits die Fließgeschwindigkeit des Triebwassers. Unausgekleidete Triebwasserwege weisen sehr viel höhere Rauigkeiten auf als Betonauskleidungen, glatte Stahlauskleidungen liefern die geringsten Reibungsverluste. Es kann daher wirtschaftlich sein, eine Auskleidung nur wegen der Verluste vorzusehen. Hydraulische Verluste steigen mit dem Quadrat der Geschwindigkeit, weshalb große Durchmesser mit geringeren Geschwindigkeiten angestrebt werden. Größere Durchmesser sind jedoch mit höherem Ausbruchsvolumen und höheren Baukosten verbunden. Es gilt daher die höheren Kosten mit geringeren Energieverlusten aufzuwiegen, um den optimalen Ausbruchsdurchmesser zu finden. (Seeber, 1999; Giesecke et al., 2014)

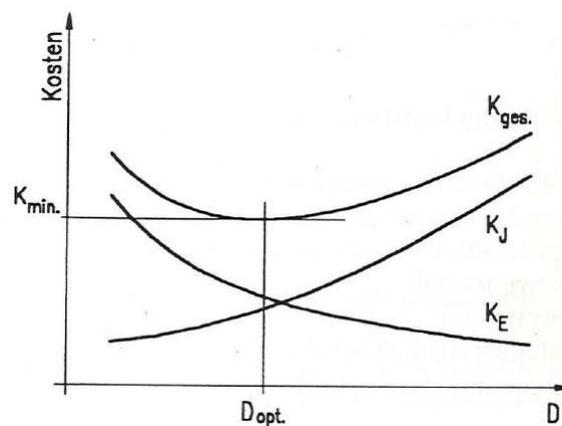
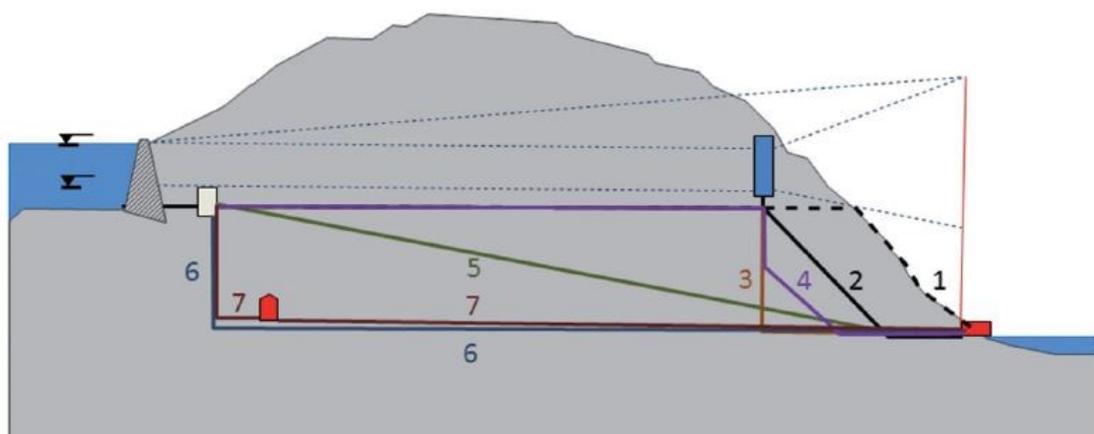


Abbildung 8: Optimaler Durchmesser in Abhängigkeit von Energieverlustkosten K_E und Investitionskosten K_J (aus: Seeber, 1999)

Neben den Aspekten aus Statik und Hydraulik sind auch die geologischen Randbedingungen zu betrachten. Druckschächte in sich bewegenden Hängen sollten nach Möglichkeit vermieden werden, wobei dafür grundsätzlich technische Möglichkeiten existieren, aber die Zulässigkeit umfangreich zu untersuchen ist. Neben einer möglichst homogenen Morphologie, die Vorteile in Bezug auf gleichmäßige Spannungsverhältnisse bringt, ist der geologische Aufbau des zu durchörternden Gebirges von großer Bedeutung. Die Schichtung sollte dabei möglichst quer zur Schachtachse einfallen, um umlaufend ähnliche Verformungseigenschaften aufzuweisen. Bei stollenparalleler Schichtung treten normal zur Schichtung höhere Nachgiebigkeiten auf, die im Hinblick auf eine Rissentwicklung nachteilig sind. Störzonen sind ebenfalls auf möglichst kurzem Weg zu durchörtern, wobei dabei stark wechselnde Gebirgseigenschaften in Schachtlängsrichtung auftreten. (Gerstner, 2015)

Ob für den Kraftabstieg ein Druckschacht oder eine freie Druckrohrleitung vorgesehen wird, lässt sich durch die entsprechenden Vor- und Nachteile abwägen. Druckschächte im Berginneren sind von äußeren Einflüssen, wie Naturgewalten oder Sabotage, geschützt, stellen keine Beeinträchtigung von Natur und Landschaft dar und aus technischer Sicht bietet sich der Vorteil der Gebirgsmitwirkung. Druckschächte sind erst ab größeren Durchmessern wirtschaftlich und bautechnisch umsetzbar, beträgt doch der minimale Ausbruchsdurchmesser bei Fräsvortrieb etwa 2,5 bis 3,0 m. Für die Neigung des Schachtes ist die Vortriebs- und Baumethode mitbestimmend, wobei bei maschinellem Vortrieb Neigungen von etwa 30° und bei konventionellem Vortrieb etwa 40° üblich sind. Eine Selbstschutterung funktioniert in einem Bereich von etwa 30° bis 45° Neigung. Lotschächte weisen durch die umlaufend relativ gleichmäßige Gebirgsspannung ein günstiges Spannungsfeld auf und bedürfen daher weniger Sicherungsaufwand. Das heute übliche Raise-Boring-Verfahren liefert bei guter Geologie wirtschaftliche Vortriebsleistungen und eine sehr hohe Arbeitssicherheit, da sich während des Vortriebs keine Mannschaft im Schacht befindet. Die im Vergleich zum Schrägschacht längere Wegstrecke kann durch den Entfall der Stahlpanzerung aufgrund der tieferen Lage aufgewogen werden. Freie Druckrohrleitungen aus Stahl, Sphäroguss oder GFK finden ihr Anwendungsgebiet bei Ausbauwassermengen bis etwa $20 \text{ m}^3/\text{s}$ und damit kleineren Durchmessern. Die Rohrleitung wird aus Naturschutzgründen meist als erdverlegte Druckrohrleitung ausgeführt, wobei dem Erddruck keine entlastende Wirkung zugesprochen wird. (Seeber, 1999; Vigl, 2015; Vorlesungsmitschrift TU Graz, 2016)



- | | |
|---|--|
| (1) Druckrohrleitung, freiliegend oder grabenverlegt | (1) <i>penstock, open air or in trench</i> |
| (2) Schrägschacht | (2) <i>inclined shaft</i> |
| (3) Lotschacht | (3) <i>vertical shaft</i> |
| (4) Kombination Lotschacht Schrägschacht | (4) <i>combination vertikal shaft, inclined shaft</i> |
| (5) Direkte Verbindung | (5) <i>direct line</i> |
| (6) Tiefliegender Lotschacht mit Hochdruck Flachstrecke | (6) <i>deep located vertical shaft with high pressure horizontal section</i> |
| (7) Tiefliegender Lotschacht mit Niederdruck Flachstrecke | (7) <i>deep located vertical shaft with low pressure horizontal section</i> |

Abbildung 9: Klassische Lösungen für den Kraftabstieg (aus Vigl, 2015)

1.2.2 Auskleidungsarten

Die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Randbedingungen führen zu Anforderungskriterien für die Auskleidung. Durch die vielen unterschiedlichen Aspekte kommt es meist zu einem Variantenvergleich. Dabei stehen Trassierung und Auskleidungskonzept in einer Wechselwirkung zueinander. Aufwand und Kosten eines Auskleidungssystems können so eine andere Trassenführung wirtschaftlicher machen und umgekehrt.

Die Druckstollenauskleidung kann fünf wesentliche Aufgaben haben, nämlich die Abstützung und Sicherung des Gebirges, den Erosionsschutz, die Verminderung der Rauigkeit, die Abdichtung, sowie die Übernahme eines Anteils am Innendruck. Im Wesentlichen wird zwischen dichten und nicht dichten, sowie zugfesten und nicht zugfesten Auskleidungen unterschieden. (Seeber, 1999)

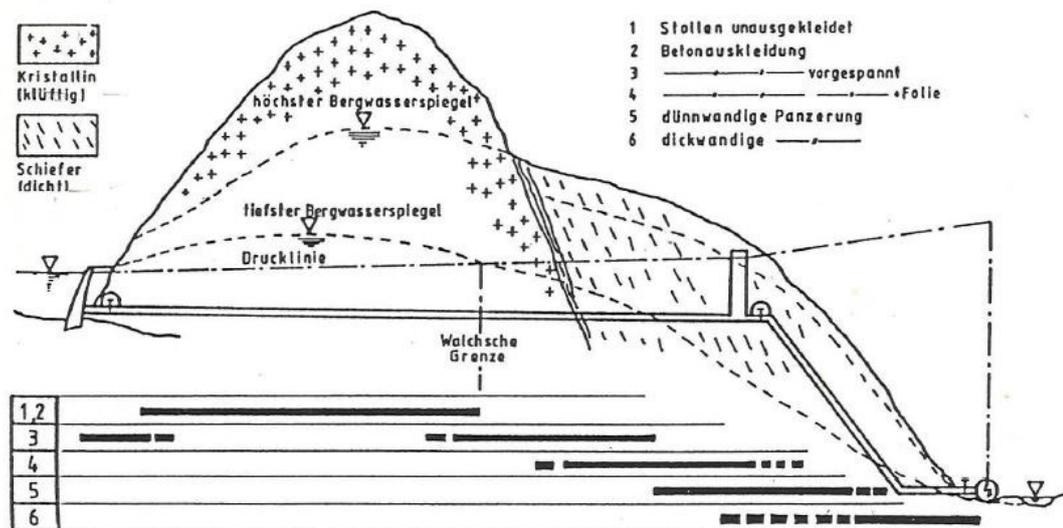


Abbildung 10: Schematische Einsatzbereiche verschiedener Auskleidungssysteme bei alpinem Schema (aus: Seeber, 1999)

Mit fortlaufendem technischen Fortschritt und besserem Verständnis der Vorgänge und Zusammenhänge im Druckstollenbau haben sich über die letzten rund einhundert Jahre unterschiedlichste Auskleidungskonzepte entwickelt. Einige davon kann man wohl schon als historische Varianten bezeichnen, andere wiederum bedürfen noch an Erfahrungswerten und Forschung, um einem sicheren und dauerhaften Einsatz gerecht zu werden. Die heute hauptsächlich verwendeten Auskleidungssysteme sind nachfolgend kurz angeführt. Injektionen stellen bei allen Auskleidungsarten eine wichtige Grundlage dar, sorgen sie doch für gleichmäßige Bettungsbedingungen und Stabilisierung des Felsmantels.

Unausgekleideter Schacht

Bei ausreichend dichtem Gebirge, entsprechend hohen Primärspannungen und wenn keine Auswaschungen oder andere Nachteile durch das Triebwasser und die Druckschwankungen zu erwarten sind, kann auf eine Auskleidung verzichtet werden. In den Alpen sind derartige Voraussetzungen praktisch nicht vorhanden, in skandinavischem Granit verbleibt der Kraftabstieg hingegen regelmäßig unausgekleidet. Stellen Erosion oder hohe Rauigkeit der Felslaibung ein Problem dar, kann eine Spritzbetonschale Abhilfe schaffen. (Seeber, 1999; Vigl, 2015)

Vorgespannte Ortbetonauskleidung

Unbewehrte Ortbetonauskleidungen werden mittels Injektion soweit vorgespannt, dass unter Innendruckbelastung nur eine Rückverformung der Vorspannung und daher keine Risse auftreten. Dazu ist eine Gebirgsmitwirkung notwendig, die größer als der Innendruck und größer als der erforderliche Vorspanndruck ist. Auch wenn die Betonschale in der Theorie ungerissen ist, können sich durch Faktoren wie erhöhte Nachgiebigkeiten oder Abbau der Vorspannung Risse entwickeln. Dieses Konzept erfüllt daher nicht die Anforderungen der vollen Dichtheit. (Seeber, 1999)

Auskleidung mit Betonfertigteilen

Betonfertigteile (Tübbinge) in Kombination mit Vorspanninjektion können bei maschinellem Vortrieb eine wirtschaftliche Alternative darstellen. Das Prinzip ist dabei gleich einer vorgespannten Ortbetonschale. Die Dichtheit der Bauteilfugen ist durch Dichtbänder und die Vorspannwirkung zwar relativ gut, kann aber nicht garantiert werden, weshalb es geringe Wasserverluste bzw. -eintritte gibt. (Bonapace et al., 2015)

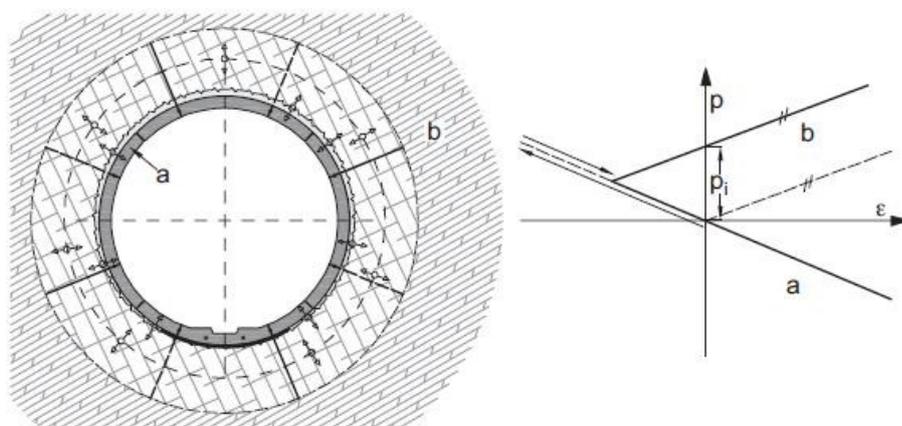


Abbildung 11: Links: Vorspannung einer Tübbingauskleidung gegen das Gebirge mittels Vorspanninjektion. Rechts: Vorspannprinzip nach Seeber. (aus: Vigl et al., 2009)

Ortbetonauskleidung mit Dichtfolie

Eine außerhalb der Betoninnenschale liegende Kunststoffolie übernimmt die Aufgabe der Abdichtung. Für die Reduktion der auftretenden Rissweiten (Rissweitenüberbrückung) sind Konsolidierungs- und Vorspanninjektionen zweckmäßig. (Vigl, 2015)

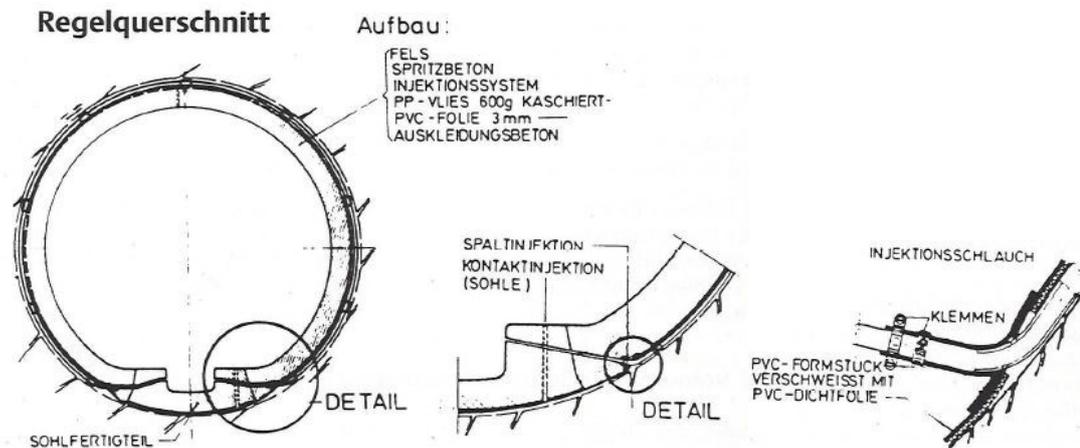


Abbildung 12: Vorgespannte Betonauskleidung mit Kunststoffdichtfolie, System TIWAG. Die Injektionsschläuche werden durch den Sohlübbling ausgeleitet. (aus: Seeber, 1999)

Bewehrte Ortbetonauskleidung

Eine bewehrte Ortbetonschale kann durch die Zugfestigkeit der Armierung einen Teil des Innendrucks aufnehmen. Sie muss dafür jedoch dicht bleiben oder zumindest eine deutlich niedrigere Durchlässigkeit als das umgebende Gebirge aufweisen. Die Dichtigkeit wird dabei durch die risseverteilende Wirkung der Bewehrung erreicht. Dafür sind kleine Stabdurchmesser mit möglichst engen Abständen die beste Wahl. Durch den erforderlichen hohen Bewehrungsgehalt wird die Zugfestigkeit des Stahls aber meist nicht ausgenutzt. Außerdem spielt die Steifigkeit des Gebirges eine entscheidende Rolle im Hinblick auf Lastaufteilung, Rissentwicklung, Dichtheit und somit Funktion des Systems. Bei geringer Gebirgssteifigkeit müsste der Ortbetonring wegen der Rissverteilung dermaßen stark bewehrt werden, dass eine herkömmliche Stahlpanzerung wirtschaftlicher wäre. Für tiefliegende Druckschächte kann dieses Auskleidungssystem aber durchaus eine wirtschaftliche Alternative zur Stahlpanzerung darstellen. (Schleiss, 2013; Vigl, 2015)

Dünnwandige Panzerung

Das System der dünnwandigen Panzerung besteht aus einem Stahlblech, welches die Dichtfunktion und einen Teil des Innendrucks übernimmt, und einem Betoninnenring,

der den Außenwasserdruck aufnimmt. Durch den Betoninnenring kann gegenüber einer klassischen Stahlpanzerung Wandstärke und damit teurer Stahl eingespart werden. Den Einsatzbereich stellen jene Bereiche der Triebwasserführung dar, wo eine Panzerung notwendig ist, die Beulbemessung aber die maßgebende Wandstärke bestimmt. (Vigl, 2015)

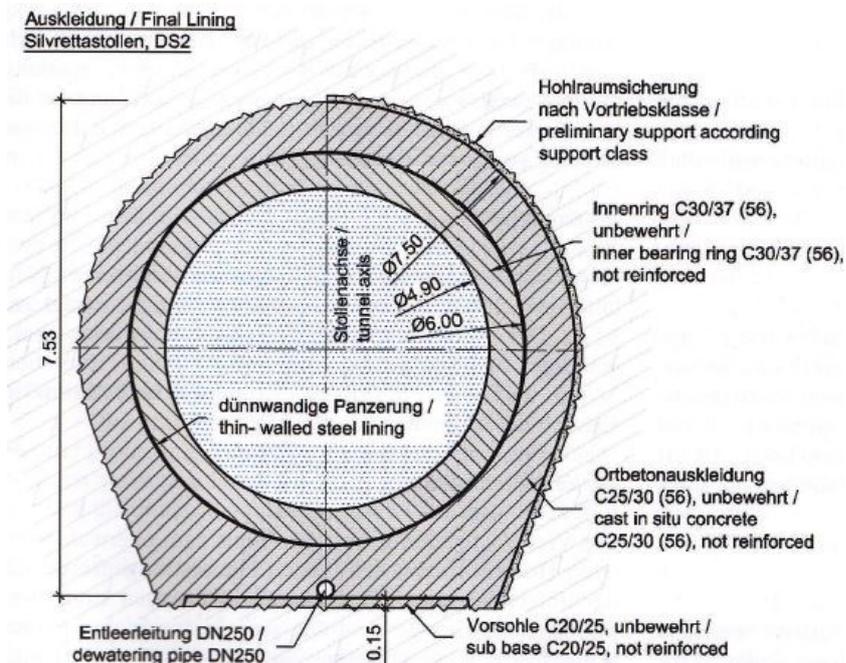


Abbildung 13: Dünnwandige Panzerung – Regelquerschnitt Silvertastollen (aus: Dich, 2017)

Konventionelle, dickwandige Stahlpanzerung

Eine dickwandige Panzerung trägt gemeinsam mit dem Gebirge den Innendruck und muss alleine einen allfälligen Bergwasserdruck aufnehmen. Kommt die Triebwasserführung nahe an die Oberfläche oder liegen schlechte Gebirgseigenschaften vor, muss die Auskleidung große Anteile des Innendruckes übernehmen. Im Extremfall würde die Panzerung den gesamten Innendruck tragen und als freiliegendes Rohr wirken. Um wirtschaftliche Wandstärken zu erreichen, wurden in den letzten Jahren vermehrt hochfeste Stähle eingesetzt, die jedoch den Nachteil eines geringeren Dehnvermögens und dadurch erhöhter Spröbruchgefahr besitzen. Die Stahlpanzerung stellt schnell eine der größten Kostenpositionen des Bauwerkes dar, weshalb die Dimensionierung wirtschaftlich und trotzdem mit ausreichender Sicherheit erfolgen muss. Für die Bergwasserdruck-Entlastung im Fall des entleerten Schachtes gibt es, neben der Umwandlung in eine dünnwandige Panzerung, die Möglichkeit, Entlastungsventile anzuordnen. Dabei muss jedoch die dauerhafte Funktion sichergestellt werden, welche beispielsweise durch Versinterung bedroht ist. (Seeber, 1999; Bonapace et al., 2015; Vigl, 2015)

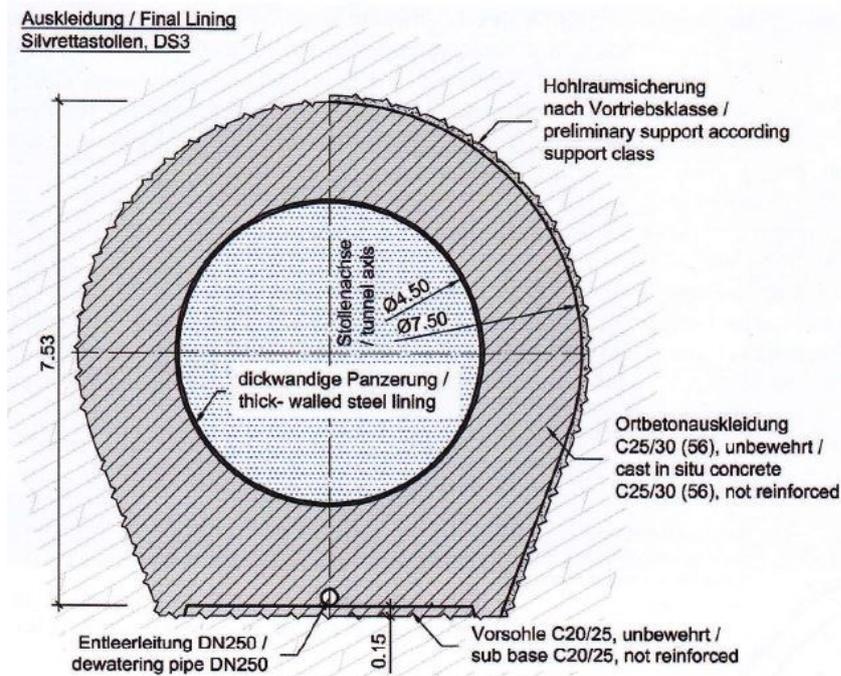


Abbildung 14: Dickwandige Panzerung – Regelquerschnitt Silvrettastollen (aus: Dich, 2017)

Glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK)

Neue Entwicklungen in der Produktionstechnik von GFK-Rohren haben den Werkstoff auch für Druckschachtauskleidungen interessant gemacht. GFK-Auskleidungen stellen eine Alternative zur Stahlpanzerung (dünnwandig und dickwandig) dar, sie übernehmen also neben der Dichtfunktion auch einen Anteil des Innendrucks. Der im Vergleich zum Stahl niedrigere Elastizitätsmodul begünstigt dabei den Erfolg von Vorspanninjektionen. Für eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Materials ist eine hohe Verarbeitungsqualität unbedingt notwendig. In der unteren Flachstrecke des Pumpspeicherkraftwerks Feldsee der Kärntner Elektrizitäts-AG wurde erstmals und erfolgreich eine GFK-Auskleidung ausgeführt. (Gober et al., 2011; Vigl, 2015)

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass eine Auskleidung nur dann einen Anteil am Innendruck übernimmt, wenn diese dicht ist oder ihre Durchlässigkeit im Vergleich zum Gebirge gering ist. In allen anderen Fällen muss der Innendruck zur Gänze vom Gebirge aufgenommen werden, was auch auf die durch Injektionen vorge-spannten Bauweisen zutrifft. Der Innendruck ist dann mit der kleinsten Primärspannung des Gebirges begrenzt. Dichte, zugfeste Auskleidungen können aber einen Teil des Innendruckes übernehmen und ermöglichen damit höhere Innendrucke. Die in Rechnung gestellte Gebirgsmitwirkung liegt aber üblicherweise trotzdem im Bereich der minimalen Primärspannung. (Seeber, 1999; Vigl, 2015)

1.3 Absicht dieser Arbeit

Innerhofer et al. (2018) stellt ein Bemessungskonzept vor, dass aufgrund der Entwicklungen von Geomechanik, Berechnungsverfahren und Stählen in den letzten Jahrzehnten zu einer wirtschaftlicheren Dimensionierung kommen soll. Die zulässige Gebirgsmitwirkung reicht bei dichter Auskleidung über die minimale Primärspannung hinaus und Radialrisse im Felsmantel werden zugelassen. Für die Auskleidung wird ein Kriterium der Rissüberbrückung eingeführt. Dieses Konzept bildet die Grundlage der vorliegenden Arbeit und wird ausführlich betrachtet.

Ziel dieser Arbeit ist erstens eine umfassende Darstellung des Bemessungskonzeptes nach Innerhofer et al. (2018). Weiter werden die Auswirkungen unterschiedlicher Gebirgseigenschaften und Belastungsfälle aufgezeigt und mit FE-Berechnungen verglichen, vor allem in Hinblick auf die Rissentwicklung im Fels. Eine Diskussion der Sicherheiten bzw. Unsicherheiten der Eingangsgrößen findet ebenso ihren Platz in dieser Arbeit, wie die Darstellung verschiedener Bemessungsfälle. Als Abschluss macht die Bemessung eines Praxisbeispiels die Unterschiede zur herkömmlichen Dimensionierung sichtbar.

2. Darstellung neues Bemessungskonzept

2.1 Wesentliche Überlegungen – Auslegungskriterien

Das neue Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. (2018) kann als Erweiterung des Seeber-Verfahrens gesehen werden. Seeber (1999) empfiehlt die Gebirgsmitwirkung grundsätzlich mit der kleinsten primären Gebirgsspannung zu begrenzen. Die Erweiterung sieht nun vor, diese Grenze bewusst zu überschreiten, Radialrisse im Fels zuzulassen und unter Ausnutzung des Widerstandes des gerissenen Gebirges eine höhere Gebirgsmitwirkung zu erreichen. Voraussetzung dafür ist aber eine verlässlich dichte Auskleidung, welche die sich öffnenden Risse überbrücken kann. Ohne dichte Auskleidung würde das Triebwasser wie eine hydraulische Presse wirken und zu einer Kluffsprengung im Gebirge führen. Wesentliches Auslegungskriterium ist also die Fähigkeit der Rissüberbrückung der Auskleidung. Infrage kommend sind beispielsweise Stahlpanzerungen oder Kunststofffolien mit entsprechender Dehnfähigkeit. (Innerhofer et al., 2018).

2.2 Aktiver Gebirgs widerstand – passiver Gebirgs widerstand

Der aktive Gebirgs widerstand gibt jenen Widerstand gegenüber dem Innendruck an, welcher durch Aktivierung der Primärspannung aufgebracht wird. Stellt man sich nun aber einen dichten Stollen oder Schacht im Berg vor, der mit Innendruck beaufschlagt wird, so wird es auch bei weiterer Drucksteigerung zu keinem Versagen kommen, solange die Auskleidung dicht hält. Ab einer gewissen Innendruckbelastung fällt die Tangentialspannung an der Felslaibung auf null, beziehungsweise unter die Felszugspannung ab und es bilden sich Radialrisse im Felsmantel, die aber bei Überlagerung kein Problem auf die Stabilität darstellen. Lediglich muss die Dichtauskleidung diese Risse überbrücken können. Die Grenze ist dann erreicht, wenn die Dicht-Membran die Umfangsdehnung oder die Rissüberbrückung nicht mehr aufnehmen kann. Jene Anteile des Gebirgs widerstandes, welche über die Primärspannung hinausgehen, stellen den passiven Gebirgs widerstand dar. Als passiv wird er deshalb bezeichnet, da erst eine Innendruckbelastung diesen Widerstand gegenüber Verformung aktiviert. Man könnte sagen, das Gebirgsgefüge wehrt sich gegen die Radialverformung des Schachtes.

2.3 Grundsätzliche Berechnungsannahmen

Der Berechnung liegt das Modell der gelochten Scheibe (ebener Spannungszustand) mit elastischem, isotropem Materialverhalten zugrunde. Für das Verformungsverhalten des Gebirges wird ein Vergleichsmodul (V) angesetzt, welcher einem Elastizitätsmodul gleich kommt, aber wegen der nicht rein elastischen Verformungen im Fels einen anderen Namen erhält. Dem Rechenmodell liegt aber dennoch eine elastische Modellvorstellung zugrunde. (Innerhofer et al., 2018)

Der primäre Spannungszustand im Gebirge wird durch eine quasihydrostatische Spannung (σ_0) dargestellt. Die Betrachtung des Problems erfolgt daher am radialsymmetrischen System. Zusätzlich ist ein Berg- oder Kluftwasserdruck (u) wirksam. Der Innendruck (p_i) teilt sich in Felsanteil (p_R) und Auskleidungsanteil (p_L), bzw. im Falle einer Stahlpanzerung in Felsanteil (p_R) und Stahlanteil (p_{ST}). Einflüsse aus Temperatur oder Auflockerung in den Randzonen des Stollens, sowie Initialspalt werden durch die Spaltinjektion abgedeckt. (Innerhofer et al., 2018)

Für die Bemessung ist die kleinste Primärspannung des Gebirges (σ_3) als quasihydrostatische primäre Gebirgsspannung (σ_0) anzusetzen, um den ungünstigsten Fall darzustellen.

2.4 Gebirgsverhalten

Dieser Abschnitt beschränkt sich auf die Beschreibung des Gebirgsverhaltens, daher ist keine Auskleidung berücksichtigt und es wird nur die Felsbelastung ($p_R = p_i - p_L$) betrachtet. Die Felslaibung bleibt unter dieser gedachten Vorstellung aber immer dicht, es kommt also zu keiner Kluftsprennung.

2.4.1 Ausbruchzustand

Der Ausbruch des Stollens oder Schachtes bewirkt zuerst eine Entlastung, es erfolgt eine Radialverschiebung der Felslaibung nach innen. Die Radialspannung fällt an der Laibung auf null ab, während die Tangentialspannung auf die doppelte Primärspannung ansteigt (z.B. Kastner, 1964). Die Spannungsverläufe ergeben sich zu (Seeber, 1999 oder Innerhofer et al., 2018):

$$\sigma_r = \sigma_0 * [1 - (r_1/r)^2] \quad \text{Gl. (2.1)}$$

$$\sigma_t = \sigma_0 * [1 + (r_1/r)^2] \quad \text{Gl. (2.2)}$$

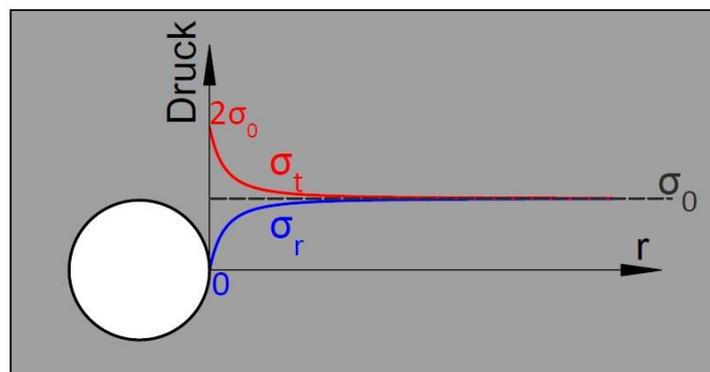


Abbildung 15: Ausbruchzustand - Spannungsverläufe im Gebirge

Aufgrund der radialsymmetrischen Betrachtung gelten die obigen Formeln für jeden Punkt entlang der Laibung. In der Natur tritt allerdings meist ein Seitendruckbeiwert ungleich eins auf, weshalb die auftretenden Spannungen hiervon abweichen. Liegt der der Seitendruckbeiwert unter 0,33, entsteht durch den Ausbruch in der Firste eine tangentiale Zugspannung (Buyer, 2015). Wegen der geringen Zugfestigkeit des Gebirges können daher schon beim Ausbruch Radialrisse geringer Tiefe entstehen. Diese werden aber im Zuge der Injektionsmaßnahmen nach Einbau der Auskleidung überprägt. (Innerhofer et al., 2018).

2.4.2 Belastung durch Innendruck

Die Innendruckbelastung bewirkt radiale Druckspannungen und tangentielle Zugspannungen. Werden diese nicht mit den Gebirgsspannungen überlagert, erhält man folgendes fiktives Bild:

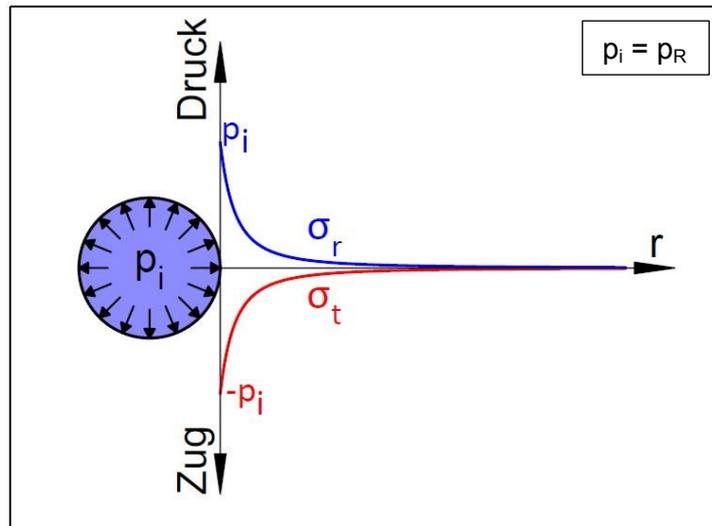


Abbildung 16: Reine Innendruckbelastung – Verläufe von Radial- und Tangentialspannung

Die Spannungsverläufe ergeben sich zu (Girkmann, 1948):

$$\sigma_r = p_R * (r_1/r)^2 \quad \text{Gl. (2.3)}$$

$$\sigma_t = -p_R * (r_1/r)^2 \quad \text{Gl. (2.4)}$$

An der elastischen Lochscheibe können Spannungsverläufe einfach überlagert werden. Superponiert man die Spannungen aus Ausbruchzustand und Innendruck, ergeben sich die Verläufe zu (Innerhofer et al., 2018):

$$\sigma_r = \sigma_0 + (p_R - \sigma_0) * (r_1/r)^2 \quad \text{Gl. (2.5)}$$

$$\sigma_t = \sigma_0 - (p_R - \sigma_0) * (r_1/r)^2 \quad \text{Gl. (2.6)}$$

2.4.3 Anrissbedingung

Grundsätzlich entsteht ein Radialriss dann, wenn die Tangentialspannung an der Felslaibung, bei Vernachlässigung einer Felszugfestigkeit, unter null abfällt. Betrachtet man nun die Randspannung im Ausbruchzustand (Abbildung 15 - $\sigma_t = 2\sigma_0$), so müsste ein mindestens ebenso großer Innendruck ($p_i \geq 2\sigma_0$) aufgebracht werden, um einen Riss entstehen zu lassen.

Unter der Annahme, dass auch in kleinen Anrissen der volle Kluftwasserdruck wirksam ist, muss der Kluftwasserdruck in der Anrissbedingung berücksichtigt werden. Dadurch wird auch die Wirkung von schon vorhandenen Anrissen im Gebirge abgedeckt. Die Anrissbedingung ist daher dann erfüllt, wenn die Tangentialspannung unter den Kluftwasserdruck abfällt und wird nach Innerhofer et al. (2018) folgendermaßen definiert:

$$p_{R,A} = 2\sigma_0 - u \quad \text{Gl. (2.7)}$$

Somit ist die Gebirgs-Arbeitslinie vom Bergwasserspiegel abhängig, wobei ein höherer Wasserdruck auf der sicheren Seite liegt.

Durch Überlagerung der Spannungen aus dem Ausbruchzustand (Abbildung 15) mit jenen einer Innendruckbelastung in Höhe der Anrissbedingung (Abbildung 16), erhält man nun den Spannungszustand, ab dem ein Riss entsteht. Die Tangentialspannung entspricht hier also dem Kluftwasserdruck.

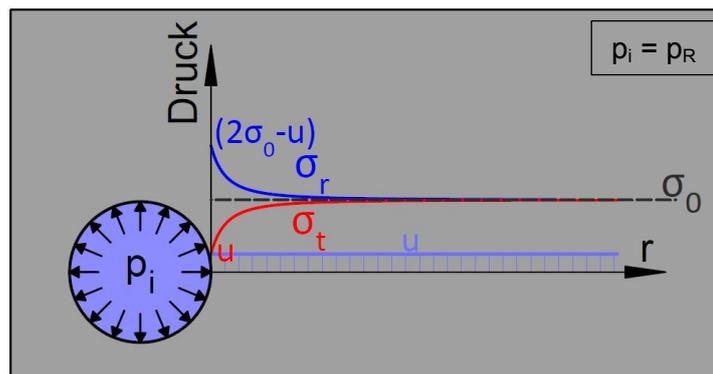


Abbildung 17: Spannungsverläufe, wenn der Felsanteil der Anrissbedingung entspricht
($p_i = p_R = p_{R,A}$)

Bei Erreichen der Anrissbedingung endet das ideal elastische Verhalten des Gebirges und die Verformungen nehmen stärker zu. Die Anrissbedingung gibt also jenen Punkt an, an dem sich die Gebirgs-Arbeitslinie zu krümmen beginnt.

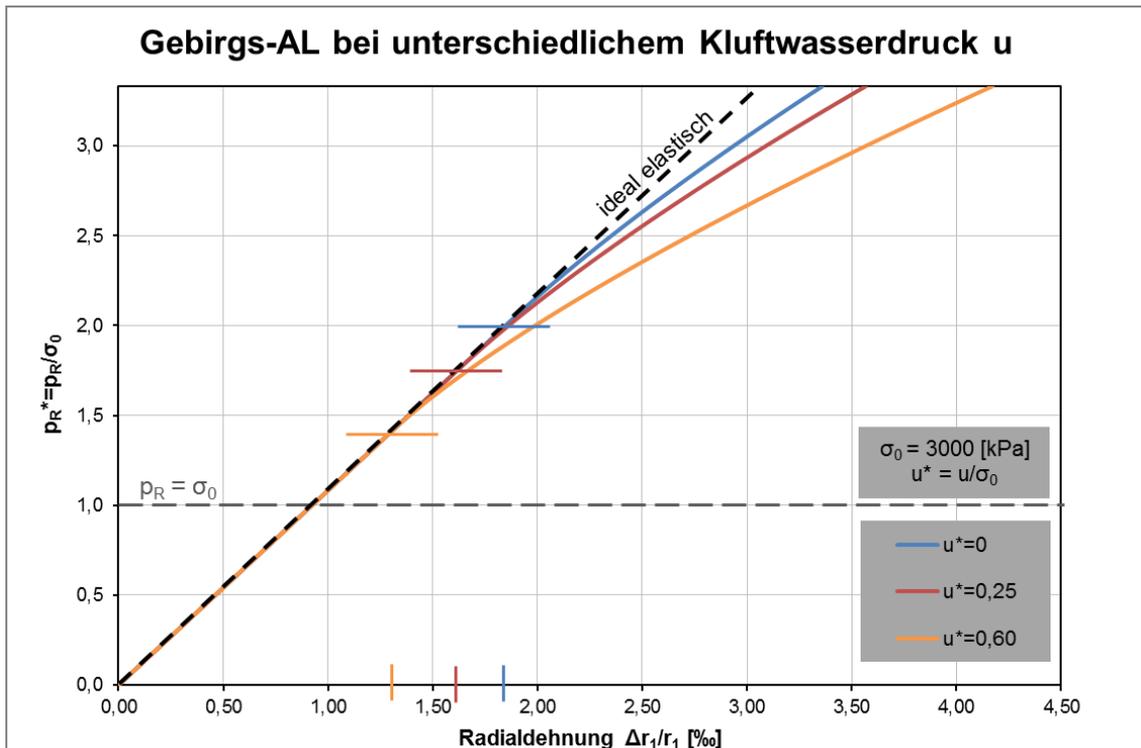


Abbildung 18: Gebirgs-Arbeitslinien bei unterschiedlichem Kluftwasserdruck u .
Die waagrechten Striche zeigen die jeweilige Anrissbedingung an.

2.4.4 Spannungsverläufe bei Radialrissen und Risstiefe

Felsbelastungen, die die Anrissbedingung übersteigen, führen zu radialen Rissen und damit zu veränderten Spannungsverläufen im Gebirge. In der gerissenen Zone berechnen sich Tangential- und Radialspannung zu (Innerhofer et al. 2018):

$$\sigma_r = (p_R - u) * (r_1/r) + u \quad \text{Gl. (2.8)}$$

$$\sigma_t = u \quad \text{Gl. (2.9)}$$

Der Punkt an dem die Anrissbedingung erreicht ist, rückt mit steigender Innendruckbelastung tiefer ins Gebirge. Außerhalb der gerissenen Zone herrscht wieder ideal elastisches Verhalten mit den entsprechenden Spannungsverläufen. An der Risswurzel beträgt die Radialspannung:

$$\sigma_{r,el} = 2\sigma_0 - u \quad \text{Gl. (2.10)}$$

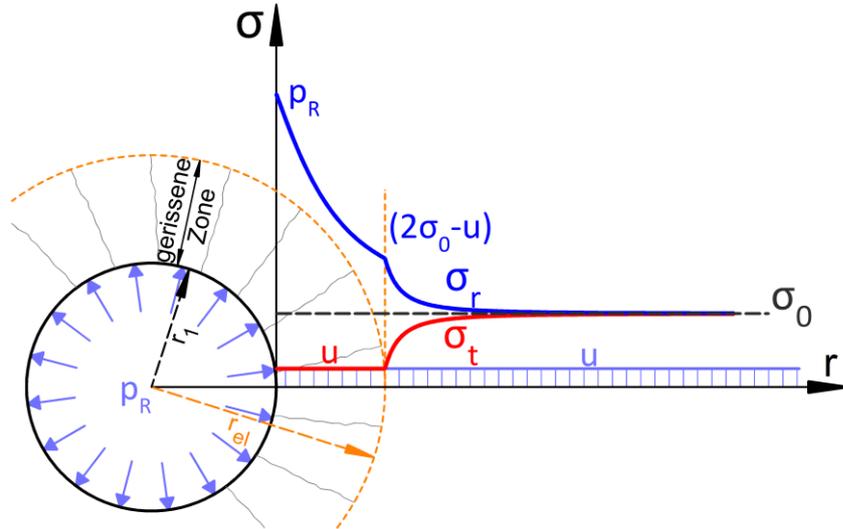


Abbildung 19: Spannungsverläufe beim Auftreten von Radialrisse

Die Risstiefe ($r_{el}-r_1$) lässt sich anhand einer Gleichgewichtsbetrachtung im Achsschnitt der Lochscheibe einfach ermitteln. Die Summe aller Kräfte ($\Sigma F = F_1 - F_2 + 2u(r_{el} - r_1) = 0$) liefert durch umformen (Innerhofer et al., 2018):

$$r_{el} = r_1 * (p_r - u) / [2 * (\sigma_0 - u)] \tag{2.11}$$

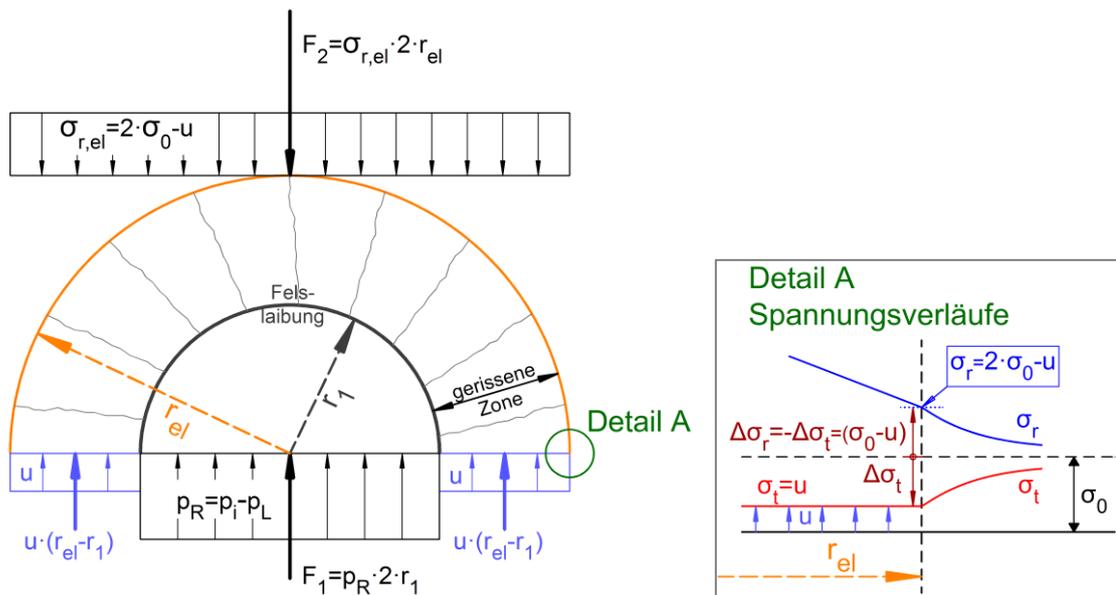


Abbildung 20: Kräftegleichgewicht im Achsschnitt der Lochscheibe am gerissenen Druckschacht

2.4.5 Radialverschiebungen vor Entstehung von Radialrissen

Für die Berücksichtigung der Querkontraktion im elastischen Bereich wird der Vergleichsmodul des Gebirges umgerechnet (Innerhofer et al., 2018):

$$V_R^* = V_R / (1 + \nu) \quad \text{Gl. (2.12)}$$

Die Felslaibung wird im Ausbruchzustand zuerst entlastet. Dadurch entsteht eine negative Radialverschiebung zur Stollenmitte hin:

$$\Delta r_{1,0} = -\sigma_0 * r_1 / V_R^* \quad \text{Gl. (2.13)}$$

Der Ausbruchzustand stellt für alle weiteren Radialverschiebungen den Ausgangszustand, sprich den Nullpunkt der Verformung, dar. Der Felsanteil aus dem Innendruck drückt die Felslaibung wieder nach außen, nämlich um den Wert:

$$\Delta r = r_1 * p_R / V_R^* \quad \text{Gl. (2.14)}$$

2.4.6 Radialverschiebungen nach Entstehung von Radialrissen

Die Radialverschiebung im gerissenen Zustand setzt sich aus zwei wesentlichen Teilen zusammen: Zum einen aus der elastischen Verschiebung des Felsmantels außerhalb der Risszone (Δr_{el}) und zum anderen aus der Stauchung der gerissenen Zone ($\Delta r_{1,S}$).

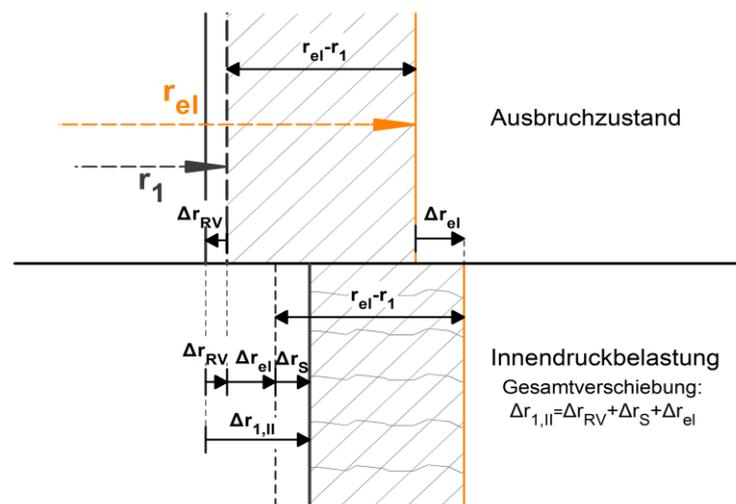


Abbildung 21: Bezeichnung der Radialverschiebungen im gerissenen Zustand

Die folgende Herleitung der Radialverschiebungen ist angelehnt an Innerhofer et al. (2018), allerdings mit geänderter Gliederung.

Die Radialverschiebung der Laibung ist das Ergebnis der Spannungsumlagerung im Gebirge, vom Ausbruchzustand in den Zustand der Innendruckbelastung. Zur Berechnung werden die Flächen unter den Spannungskurven ermittelt. Die Spannungsänderung der Tangentialspannung repräsentiert dabei den Einfluss der Querkontraktion.

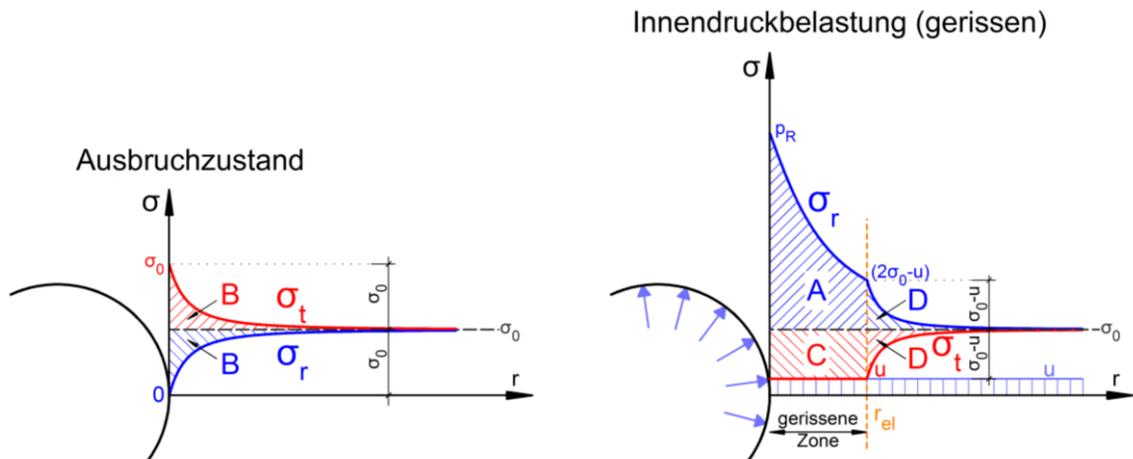


Abbildung 22: Flächen der Spannungsdifferenzen für Ausbruchzustand und Innendruckbelastung

a) Rückverformung vom Ausbruchzustand auf den Primärspannungszustand

Die Fläche B erfasst die elastische Rückverformung vom Ausbruchzustand auf den Primärspannungszustand ($\sigma_0 = \sigma_r = \sigma_t$).

$$B = \sigma_0 * r_1 \tag{Gl. (2.15)}$$

$$\Delta r_{RV} = \frac{B}{V_R} + \frac{B}{V_R} * \nu = \frac{B}{V_R^*} = \sigma_0 * \frac{r_1}{V_R^*} \tag{Gl. (2.16)}$$

b) Stauchung der gerissenen Zone

Die Differenzflächen stellen nun die Spannungsänderung vom Primärspannungszustand auf den endgültigen Zustand unter Innendruck dar.

Die Verschiebung aus dem Anstieg der Radialspannung berechnet sich zu:

$$\Delta r_{r,S} = A/V_R \tag{Gl. (2.17)}$$

mit: $A = (p_R - u) * r_1 * \ln(r_{el}/r_1) - (\sigma_0 - u) * (r_{el} - r_1)$ Gl. (2.18)

$$\text{aus: } A = \int_{r_1}^{r_{el}} \left[(p_R - u) * \frac{r_1}{r} + u - \sigma_0 \right] dr \quad \text{Gl. (2.19)}$$

Querkontraktion durch den Abfall der Tangentialspannung von σ_0 auf u :

$$\Delta r_{t,S} = C * \frac{\nu}{V_R} = (\sigma_0 - u)(r_{el} - r_1) * \frac{\nu}{V_R} \quad \text{Gl. (2.20)}$$

Damit ergibt sich die Stauchung der Risszone zu:

$$\Delta r_S = \Delta r_{r,S} + \Delta r_{t,S} \quad \text{Gl. (2.21)}$$

c) Elastische Verformung im Felsmantel außerhalb der gerissenen Zone

An der Risswurzel hat die Radialspannung einen Wert von $\sigma_r = (2\sigma_0 - u)$, die Tangentialspannung beträgt $\sigma_t = u$. Beide Spannungen haben daher eine Abweichung von $\Delta\sigma = (\sigma_0 - u)$. Die elastische Radialverschiebung des Felsmantels außerhalb der Risszone ergibt sich damit zu:

$$\Delta r_{el} = D/V_R^* = (\sigma_0 - u) * r_{el}/V_R^* \quad \text{Gl. (2.22)}$$

d) Gesamte Radialverschiebung der Felslaibung

Die Gesamte Radialverschiebung ist die Summe der oben bestimmten Anteile:

$$\Delta r_{1,II} = \Delta r_{RV} + \Delta r_S + \Delta r_{el} \quad \text{Gl. (2.23)}$$

Das Ergebnis dieser Herleitung weicht von dem der Bemessungsvorschrift (Innerhofer et al., 2018) leicht ab, da die Vorschrift eine Vereinfachung zugunsten der Formeldarstellung beinhaltet, welche aber auf der sicheren Seite liegt. Die Bemessungsvorschrift liefert daher leicht höhere Werte für die Radialverschiebung. Für alle Berechnungen in dieser Arbeit werden jedoch die oben angegebenen Formeln verwendet. Die Abweichung der Radialverschiebung zur Bemessungsvorschrift beträgt:

$$\Delta_{\Delta r_{1,II}} = B * \frac{\nu}{V_R} = \sigma_0 * r_1 * \frac{\nu}{V_R} \quad \text{Gl. (2.24)}$$

2.4.7 Ermittlung der Rissweite

Die Ermittlung der Rissweite erfolgt über die Umfangsdehnung an der Felslaibung. Für die Bemessung einer Auskleidung ist die größtmögliche Rissweite ausschlaggebend, weshalb ein Diametralriss angenommen wird. Die Umfangsdehnung im Halbraum errechnet sich zu (Innerhofer et al., 2018):

$$\pi * \Delta r_{1,II} \quad \text{Gl. (2.25)}$$

Vor dem Anriss entstehen jedoch schon elastische Radialverschiebungen. Diese Verschiebungen wirken sich bis zum Erreichen der Anrissbedingung nicht auf die Rissweite aus und betragen bei der Anrissbedingung (Innerhofer et al., 2018):

$$\Delta r_{1,el} = r_1 * (2\sigma_0 - u)/V_R^* \quad \text{Gl. (2.26)}$$

Die Umfangsdehnung der elastischen Radialverschiebungen bis zur Anrissbedingung folgt zu:

$$\pi * \Delta r_{1,el} \quad \text{Gl. (2.27)}$$

Alle nach dem Anriss stattfindenden Radialverschiebungen haben ein weiteres Öffnen des Risses zur Folge. Die Rissweite ist also die Differenz aus Umfangsdehnung zufolge gesamter Radialverschiebungen und Umfangsdehnung zufolge elastischer Radialverschiebungen bis zur Anrissbedingung (Innerhofer et al., 2018):

$$S = \pi * (\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,el}) \quad \text{Gl. (2.28)}$$

Für die Bemessung werden aber nur zwei Drittel dieses Wertes angesetzt. Dieser Ansatz ist mit FE-Ergebnissen abgesichert und wird in Kapitel 4 näher behandelt. Der Bemessungswert der Rissweite ergibt sich damit zu (Innerhofer et al., 2018):

$$S_R = 2/3 * \pi * (\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,el}) \cong 2 * (\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,el}) \quad \text{Gl. (2.29)}$$

2.4.8 Vergleich mit dem Seeber-Verfahren

Das Bemessungs-Verfahren nach Seeber empfiehlt grundsätzlich, die Gebirgsmitwirkung mit der kleinsten Primärspannung zu begrenzen. Die Gebirgsarbeitslinie ersetzt man dann ab der kleinsten Primärspannung durch eine horizontale Gerade und erhält eine bilineare Arbeitslinie. Als Gründe werden das selten voll elastische Verhalten von tektonisch vorbelasteten Gebirgen wie den Alpen und Schwächung der Randzonen durch den Vortrieb, insbesondere bei Sprengvortrieb, angegeben. Sind in gutem Gebirge größere Verformungen zulässig, wie beispielsweise bei Panzerungen, kann auch mit einer gerissenen Zone und angepasstem Verformungsmodul gerechnet werden. Dabei beginnt sich die Arbeitslinie bereits bei Überschreitung der kleinsten Primärspannung zu krümmen, es wird also ein Reißen bei $p_R = \sigma_0$ angenommen. Das Verhalten darüber wird durch einen fiktiven Verformungsmodul $V_{F,C}$ beschrieben. In beiden Fällen wird dem Gebirge aber viel weniger Tragvermögen zugerechnet, als beim neuen Bemessungskonzept. Deshalb ist schon bei erheblich kleineren Innendrücken eine zugfeste Auskleidung notwendig. Bei vorgegebener Radialdehnung muss die Auskleidung wesentlich stärker dimensioniert werden. (Seeber, 1999)

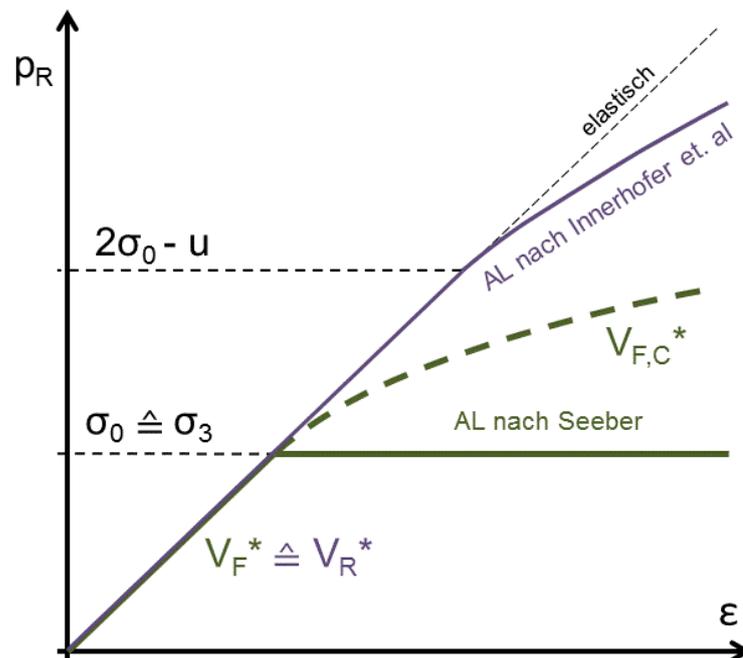


Abbildung 23: Gebirgs-Arbeitslinien (AL) nach Seeber (1999) und Innerhofer et.al (2018)

Eine explizite Darstellung der Rissweite und Risstiefe erfolgt nicht, da die für die Rissentstehung notwendige Felsbelastung ohnehin über der empfohlenen Begrenzung liegt. Zur Rissüberbrückung einer Stahlpanzerung gibt es jedoch trotzdem Überlegungen, wenn auch mit anderem Hintergrund. Diese werden im Kapitel 2.4 behandelt.

2.5 Stahlpanzerung

Die Stahlpanzerung stellt jene Form der Auskleidung dar, welche die Vorteile des neuen Bemessungskonzeptes am Besten nutzen kann, stellt doch die Fähigkeit zur Rissüberbrückung neben der Dichtheit ein wesentliches Auslegungskriterium dar.

2.5.1 Arbeitslinie der Panzerung

Das Verformungsverhalten der Stahlpanzerung wird wie bei Seeber (1999) durch eine ideal elastische Arbeitslinie beschrieben. Unterhalb der Streckgrenze herrscht linear-elastisches Verhalten, oberhalb ist die Spannung begrenzt und die Kurve folgt einer Horizontalen. Für jede Wandstärke ergibt sich eine eigene Panzerungs-Arbeitslinie. Der Stahlanteil der Innendruckbelastung unterhalb der Streckgrenze ergibt sich zu:

$$p_{ST} = \varepsilon_S * E_S^{**} \quad \text{Gl. (2.30)}$$

$$\text{mit: } E_S^{**} = E_S^* * \frac{t}{r_1} \quad \text{Gl. (2.31)}$$

$$\text{und: } E_S^* = E_S / (1 - \nu^2) \quad \text{Gl. (2.32)}$$

Wenn kein Initialspalt zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton vorhanden ist, so erfahren Panzerung und Gebirge die gleiche Radialverschiebung und der Stahlanteil kann umgeformt werden zu:

$$p_{ST} = \frac{\Delta r_1}{r_1} * E_S^{**} \quad \text{Gl. (2.33)}$$

Ab der Streckgrenze kann die Lastaufnahme im Stahl nicht mehr gesteigert werden. Der maximale Stahlanteil ist daher bei der Streckgrenze erreicht und beträgt:

$$p_{ST,max} = \varepsilon_y * E_S^{**} \quad \text{Gl. (2.34)}$$

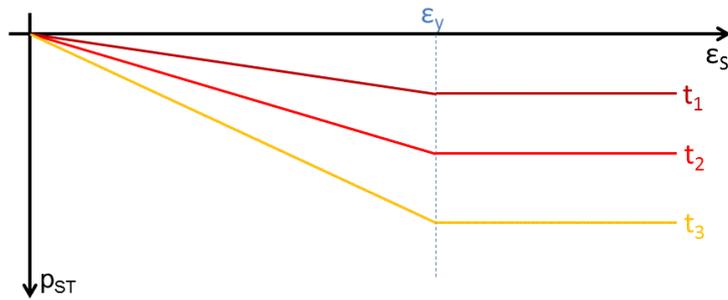


Abbildung 24: Arbeitslinien für Panzerungen unterschiedlicher Wandstärke

2.5.2 Rissüberbrückung

Eine wesentliche Erweiterung im Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. (2018) stellt die Einbeziehung der Rissüberbrückungs-Fähigkeit des Stahls als Auslegungskriterium dar. Durch das Zulassen hoher Gebirgs widerstände und dadurch hohen Verformungen bei kleinen Panzerungs-Wandstärken, kommt dem Verformungsvermögen der Panzerung besondere Bedeutung zu.

Die hohe Umfangsdehnung konzentriert sich dabei im Fels lokal an einem Riss, der Felsmantel zwischen den Rissen bleibt aufgrund der Felszugfestigkeit rissfrei. Die Panzerung wird durch den Innendruck an die Felslaibung bzw. den Hinterfüllbeton angedrückt Aufgrund der Reibung in der Ringfuge, muss sie der Umfangsdehnung der Felslaibung in gewisser Weise folgen. Es kommt daher im Bereich eines Risses auch zu einer lokal höheren Stahldehnung. Die Aufnahme dieser lokalen Dehnung ohne ein Versagen der Panzerung wird als Rissüberbrückung verstanden und hängt von der plastischen Verformungsreserve des Stahls ab.

Die plastische Reserve des Stahls wird durch das Produkt ($\Delta\epsilon_{pl} * \Delta\sigma_{pl}$) beschrieben und entspricht dem doppelten Arbeitsvermögen. Die Werte beschreiben die Dehnungs- bzw. Spannungsdifferenz zwischen Streckgrenze und Brucheinschnürung bzw. Gleichmaßdehnung (Greiner et al., 2013).

Bei modernen höherfesten Stählen ist das plastische Verformungsvermögen geringer als bei normalfesten Stählen, weshalb die Rissüberbrückung bei der Auswahl der Stahlsorte Beachtung finden sollte.

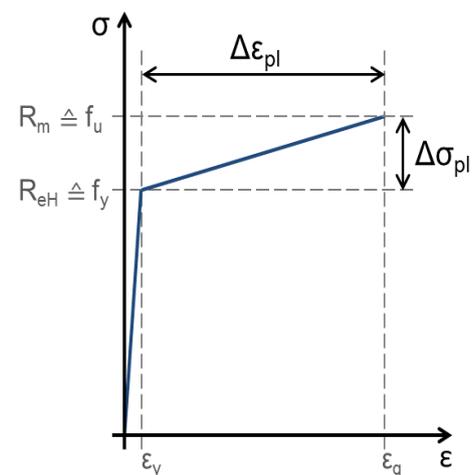


Abbildung 25: Definition plastisches Verformungsvermögen des Stahls

Im Bereich des Risses weisen Stahl und Felslaibung unterschiedliche Umfangsdehnungen auf, in der Ringfuge entsteht beiderseits des Risses Schlupf. Die Größe dieses Bereichs hängt von der Reibung in der Ringfuge ab und wird durch die Schlupflänge definiert (Greiner et al., 2013):

$$L = t * \Delta\sigma_{pl} / (\mu * p_R) \quad \text{Gl. (2.35)}$$

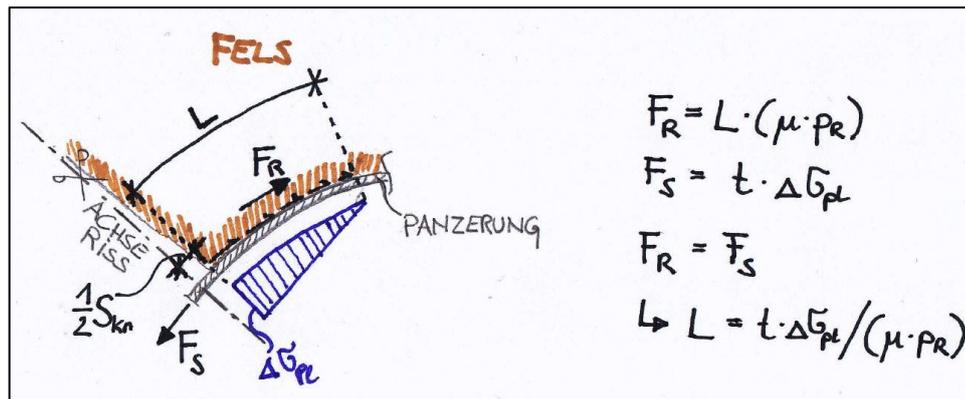


Abbildung 26: Gleichgewichtsbetrachtung der Panzerungskräfte am Rissufer
(Darstellung angelehnt an Greiner et al., 2013)

Es liegt dabei die Annahme zugrunde, dass der Stahl seine gesamte plastische Reserve verbraucht, um den Riss zu überbrücken. Die zusätzliche Spannungserhöhung in der Panzerung kann daher maximal $\Delta\sigma_{pl}$ betragen, wobei sich die Spannung über die Schlupflänge kontinuierlich aufbaut und beim Riss ihr Maximum erreicht. Im Mittel wächst die Stahlspannung entlang der Schlupflänge um $\Delta\sigma_{pl}/2$ an, daher ergibt sich die zugehörige Längenänderung und damit die kritische Rissweite zu (Greiner et al., 2013):

$$S_{kr} = 2 * L * \Delta\varepsilon_{pl}/2 = L * \Delta\varepsilon_{pl} = t * \frac{\Delta\sigma_{pl} * \Delta\varepsilon_{pl}}{\mu * p_R} \quad \text{Gl. (2.36)}$$

Bezieht man nun die Rissweite auf die Wandstärke, erhält man das für die Rissüberbrückung kritische Verhältnis (Innerhofer et al., 2018):

$$(S_R/t)_{kr} = \Delta\sigma_{pl} * \Delta\varepsilon_{pl} / (\mu * p_R) \quad \text{Gl. (2.37)}$$

Das Kriterium der Rissüberbrückung ist dann erfüllt, wenn gilt: $S_R < S_{kr}$

2.5.3 Bemessung

Die Bemessung einer Stahlpanzerung nach Innerhofer et al. (2018) besteht im Wesentlichen aus drei Auslegungskriterien – einer Grenzdehnung des Stahls, einer Absicherung von Gebirgs- und Stahlanteil, sowie einer Rissüberbrückungs-Bedingung.

Im folgenden Diagramm ist die Bemessungsabfolge dargestellt. Im kompakten Layout (linkes Diagramm) teilen die Schnittpunkte „1“, „2“ und „3“ den Innendruck jeweils in Stahlanteil (oberhalb) und Felsanteil (unterhalb). Auf der rechten Seite ist zum besseren Verständnis die Vorgehensweise im klassischen Seeber-Diagramm abgebildet.

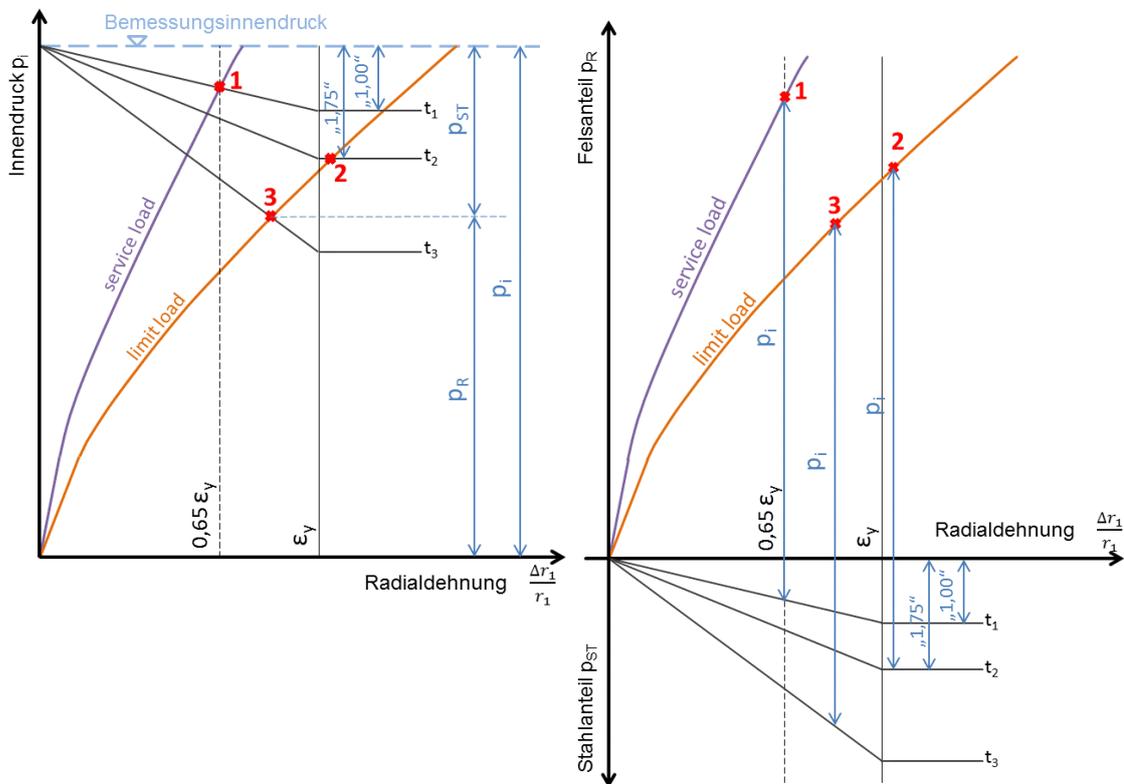


Abbildung 27: Bemessungsdiagramm Stahlpanzerung (angelehnt an Innerhofer et al., 2018). Links: Layout nach Innerhofer et al. (2018). Rechts: klassisches Layout der Seeber-Bemessung

Für die Absicherung des Gebirgsanteils werden zwei Lastfälle definiert. Diese stellen jedoch keine Lastfälle im eigentlichen Sinn dar, sondern eine unterschiedliche Absicherung der Ergebnisse. Der Fall „service load“ stellt die anhand der Eingangsparameter berechnete Gebirgs-Arbeitslinie dar (violette Kurve). Die Absicherung erfolgt nun durch die Verdopplung der Radialverschiebungen des Gebirges, wodurch sich die Bemessungs-Arbeitslinie (orange Kurve) für den Fall „limit load“ ergibt.

Die Stahldehnung wird für den Fall „service load“ auf 65% der Streckgrenze begrenzt. Damit ergibt sich ein Schnittpunkt „1“ und eine Wandstärke „ t_1 “. Dieser Stahlanteil wird anschließend mit einem Sicherheitsfaktor von 1,75 beaufschlagt und liefert die Wandstärke „ t_2 “. Der Felsanteil wird wie oben beschrieben über die Radialverschiebung abgesichert und es ergibt sich Schnittpunkt „2“ für den Fall „limit load“.

Im Anschluss muss noch das Kriterium der Rissüberbrückung überprüft werden. Dafür kommt als Absicherung wieder der Fall „limit load“ zur Anwendung. Das kritische Verhältnis hängt unter anderem von Wandstärke und Felsbelastung ab und kann durch Iteration bestimmt werden. In der Abbildung unten sind die Verläufe von der Rissweite im Fels und der kritischen Rissweite dargestellt. Die Rissweite im Fels stellt eine allein vom Felsanteil abhängige Gerade dar, die kritische Rissweite ist jedoch noch zusätzlich von der Wandstärke abhängig. Links des Schnittpunktes ist die Rissüberbrückung erfüllt, rechts davon versagt der Stahl. Es muss daher jene minimale Wandstärke „ t_3 “ gefunden werden, bei der sowohl die Rissüberbrückung als auch die Bedingung $p_i = p_R + p_{ST}$ erfüllt ist.

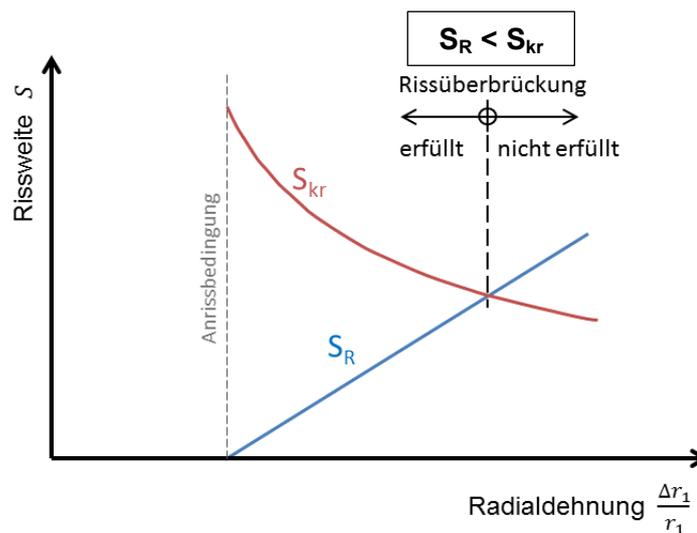


Abbildung 28: Kriterium der Rissüberbrückung

Maßgebend ist schlussendlich das Maximum der ermittelten Wandstärken. In

Abbildung 27 stellt die Rissüberbrückung das maßgebende Kriterium dar, das ist aber je nach Stahlsorte und Gebirgseigenschaften nicht immer der Fall. Vertiefende Betrachtungen zur Sicherheit bei der Rissüberbrückung finden sich in Abschnitt 4.3.2.

Weitere Einflüsse, wie Temperatur- oder Schwindspalt, werden als vernachlässigbar erachtet, da diese bei Ausführung einer Spaltinjektion abgedeckt werden.

2.5.4 Vergleich zu bisherigen Bemessungsansätzen

Für die Bemessung der Stahlpanzerung gibt Kieser (1960) eine recht einfache Form an. Die Spannungsberechnung im Stahl erfolgt anhand der Kesselformel am freiliegend gedachten Rohr, wobei die zulässige Stahlpanzerung durch einen von der Gebirgsqualität abhängigen Bettungsfaktor abgemindert wird. Wie Kieser selbst anführt, gibt diese Berechnungsmethode nicht die wahren Verhältnisse wieder, da unter anderem der Temperatureinfluss und ein eventueller „toter Gang“ unberücksichtigt bleiben.

Kastner (1964) folgt einer ähnlichen Herangehensweise unter Verwendung einer Entlastungsziffer, welche das Verhältnis von Innendruck zu Felsanteil abzubilden versucht. Die Ermittlung dieser Entlastungsziffer ist durchaus umfangreich und berücksichtigt neben den Verformungseigenschaften von Stahl, Hinterfüllbeton und Fels auch die Einflüsse aus Temperatur, Schwinden und plastischen Verformungen.

Das grafische Verfahren nach Seeber (1999) begrenzt die Stahlspannung auf 60% der Streckgrenze und gibt damit die maximale Stahldehnung vor. Für ein bestimmtes Gebirge lassen sich somit die Innendruckanteile und die erforderliche Wandstärke direkt bestimmen.

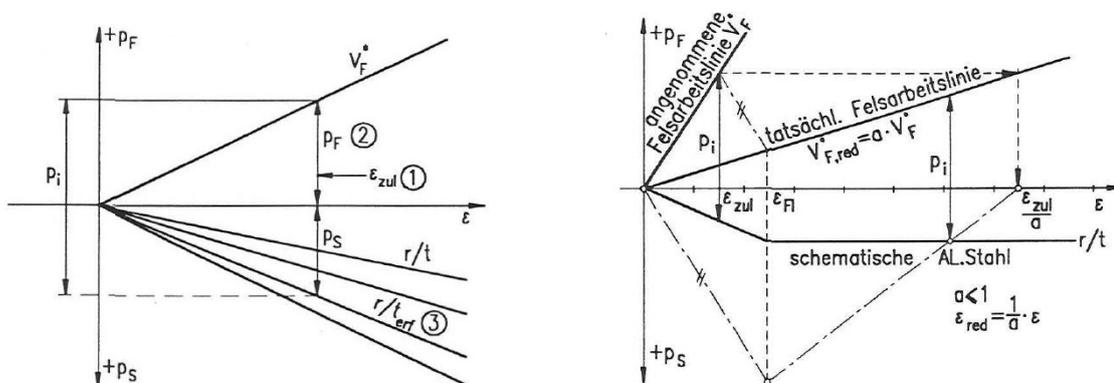


Abbildung 29: Links: Grafisches Verfahren nach Seeber (aus: Seeber, 1999)
 Rechts: Bemessungsdiagramm mit Grenzbedingung der Rissüberbrückung (aus: Seeber, 1999)

Darüber hinaus berücksichtigt Seeber (1999) auch ein Kriterium der Rissüberbrückung. Da die Gebirgsmitwirkung stark von den schwierig bestimmbar Eingangsparemtern abhängig ist und speziell bei stollenparalleler Klüftung Bereiche mit erhöhter Nachgiebigkeit auftreten können, wird der Verformungsmodul des Gebirges mit einem Faktor $a = 0,5$ bis $0,2$ abgemindert. Im angenommen schlechtesten Fall konzentriert sich dabei die erhöhte Dehnung an einem Diametralriss, parallel zur Schichtung. Für die Überbrückung dieses Risses ist die Dehnfähigkeit des Stahls von entscheidender

Bedeutung, wobei weichere Stähle mit höherer Gleichmaßdehnung (höheres plastisches Verformungsvermögen) größere Rissweiten überbrücken können.

Den ausschlaggebenden Unterschied für die Bemessungswandstärke, liefert jedoch die beim Verfahren nach Seeber (1999) begrenzte Gebirgsmitwirkung (siehe Punkt 2.4.8). Bei Felsanteilen oberhalb der kleinsten Primärspannung liefert das Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. (2018) daher weitaus geringere Wandstärken.

2.5.5 Außendruckbelastung – Beulen

Hohe Bergwasserdrücke stellen für eine dünnwandige Auskleidung oft die kritische Belastung dar. Der Entleerungsfall wird damit zum maßgebenden Lastfall. Abhilfe kann durch Erhöhung der Wandstärke, durch das System der dünnwandigen Panzerung oder den Einbau von Entlastungsventilen geschaffen werden. Eine weitere Möglichkeit die Beulgefahr zu verringern ist die Anordnung von Versteifungsringen, Schubpratzen oder Kopfbolzendübeln an der Rohraußenseite zur Verankerung im Beton. Kopfbolzen erwiesen sich jedoch als nachteilig (Seeber, 1999) und auch bei der Anwendung von Schubpratzen kam es zu Schäden (Meusburger, 2013). Die Anbringung von Verankerungen erzeugt Unstetigkeiten in der Bettung, welche das Tragverhalten negativ beeinflussen. Deshalb erhält ein glattes Rohr oftmals trotzdem den Vorzug (Bonapace et al., 2015). Zusätzlich kann auch ein hoher Injektionsdruck ein Beulversagen hervorrufen und muss in der Dimensionierung Beachtung finden.

Für die Bemessung auf Außendruck gibt es verschiedene Ansätze. Neben der semiempirischen Beulformel nach Montel existieren analytische Formelwerke von Amstutz, sowie Jacobsen für das Beulen eines einbetonierten Stollenrohres (Taras et al., 2007). Eine von Taras et al. (2007) durchgeführte Gültigkeitsüberprüfung empfiehlt klar die Anwendung der analytischen Ansätze, bei höherfesten Stahlgüten wird die Anwendung sogar unbedingt angeraten. Auf eine ausführliche Darstellung der Ansätze wird an dieser Stelle verzichtet, die Bemessung nach Amstutz wird jedoch in Abschnitt 5.4 zur Vorbemessung angewendet und dort kurz dargestellt.

Die Berücksichtigung des Beulproblems stellt bei Anwendung des Bemessungskonzeptes nach Innerhofer et al. (2018) dahingehend einen entscheidenden Punkt dar, dass sich die Vorteile der geringen Wandstärke bei einer dickwandigen Panzerung wieder aufheben können.

2.6 Vorspannung durch Injektionen

Die Herleitungen dieses Abschnittes finden sich weitgehend auch bei Innerhofer et al. (2018). Der Vollständigkeit und kleiner Ergänzungen halber werden die wesentlichen Punkte hier erneut angeführt.

2.6.1 Vorspannung einer Auskleidung mit Dicht-Membran

Die Injektion im Koaxialspalt unter dem Druck p_{PS} bewirkt eine Vorbelastung des Gebirges bei gleichzeitiger Vorspannung der Auskleidung. Die Radialverschiebung der Auskleidung (nach innen) und des Gebirges (nach außen) berechnet sich mit (Innerhofer et al., 2018):

$$\Delta r_{1,R} = p_{PS} * r_1 / V_R^{var*} \quad \text{Gl. (2.38)}$$

$$\Delta r_{1,L} = -p_{PS} * r_1 / E_L^* \quad \text{Gl. (2.39)}$$

$$\text{mit: } E_L^* = E_L * t / r_1 \quad \text{Gl. (2.40)}$$

Die Bezeichnung V_R^{var*} soll erkennbar machen, dass die Steifigkeit des Felsmantels hier eine variable, nämlich von der Felsbelastung abhängige, Größe ist. Sie kann durch Rückrechnung der Radialverschiebung im Gebirge bestimmt werden. Unterhalb der Anrissbedingung ist V_R^{var*} konstant und entspricht dem Vergleichsmodul V_R^* des Gebirges.

Bei Innendruckbelastung wirken Gebirge und Auskleidung nun als Verbundsystem, daher sind die Radialverschiebungen beider Materialien gleich groß. Die Belastungen teilen sich jedoch im Verhältnis der Steifigkeiten auf:

$$\Delta r_1 = p_R * r_1 / V_R^{var*} = p_L * r_1 / E_L^* \quad \text{Gl. (2.41)}$$

$$\Delta r_1 = p_i * r_1 / [V_R^{var*} + E_L^*] \quad \text{Gl. (2.42)}$$

$$p_R / p_L = V_R^{var*} / E_L^* \quad \text{Gl. (2.43)}$$

Entstehen schon durch die Vorspannung Risse im Gebirge, werden diese im Zuge der Injektion wieder verfüllt. Bei Beanspruchung durch den Innendruck öffnen sich diese aber wieder und stellen für die Auskleidung eine zusätzliche Belastung dar. Die lang-

zeit-wirksame Vorspannung p_{PS}^* der Auskleidung wird durch den Innendruck wieder abgebaut. Der für die vollständige Rückverformung notwendige Innendruck ergibt sich zu (Innerhofer et al., 2017):

$$p_{i,0} = p_{PS}^* * (1 + V_R^{var*} / E_L^*) \tag{Gl. (2.44)}$$

Folgend ist das Arbeitslinien-Diagramm einer vorgespannten Betonauskleidung mit Dicht-Membran dargestellt. Der Vorspanndruck überschreitet bereits die Anrissbedingung und die Gebirgs-Arbeitslinie ist von da an gekrümmt. Somit ist auch die Steifigkeit des Gebirges von hier an eine belastungsabhängige Größe. Die Risse im Gebirge werden durch die Injektion sofort wieder verfüllt. Bei Innendruckbelastung verhalten sich Auskleidung und Gebirge nun als Verbundsystem mit gleichen Radialverschiebungen. Da die Vorspannung bereits Risse im Gebirge gebildet hat, öffnen sich diese durch den Innendruck wieder und die Verbund-Arbeitslinie weist von Beginn an eine Krümmung auf. Ist die Vorspannung $\Delta r_{1,L}$ wieder rückverformt, trägt die Auskleidung nicht weiter zur Lastabtragung bei und die Radialverschiebung folgt der Gebirgs-Arbeitslinie.

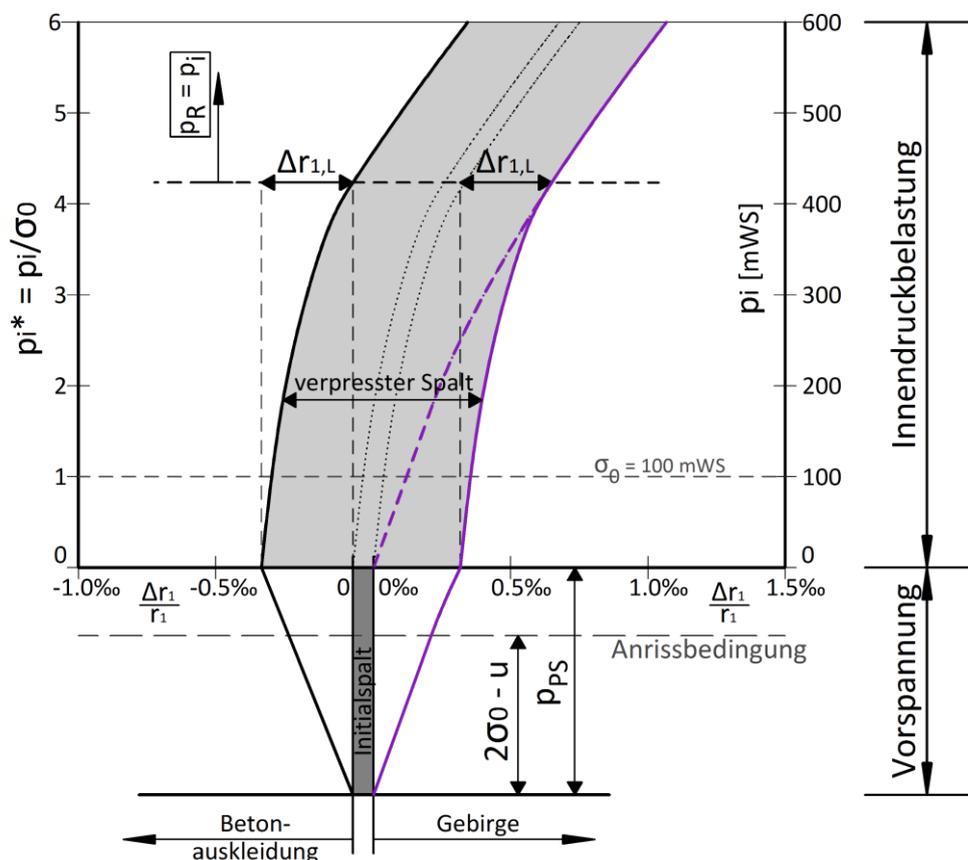


Abbildung 30: Radialverschiebungen einer vorgespannten Betonauskleidung

2.7 Bemessungsvergleich anhand ausgeführter Kraftabstiege

Um eine Vorstellung der Auswirkungen des Bemessungskonzeptes unter realen Randbedingungen zu erhalten, wird im Folgenden die Bemessung anhand zweier ausgeführter Beispiele dargestellt.

Die angeführten Werte stellen dabei einen ausgewählten Bemessungslastfall dar und stammen aus internen Erhebungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz. Es sei darauf hingewiesen, dass etliche Aspekte, wie Temperatureinfluss, Injektionswirkung oder Korrosionszuschlag, vernachlässigt werden und daher die tatsächlich ausgeführten Wandstärken weitere Begründungen haben können, als nur die reine Innendruckbelastung.

2.7.1 Kopswerk II der Vorarlberger Illwerke AG

Die im Jahr 2008 in Betrieb genommene Pumpspeichieranlage stellt mit 525 MW Turbinen- und 480 MW Pumpenleistung die leistungsstärkste Anlage der Illwerke dar. Aus den vorhandenen Unterlagen konnte ein Bemessungsquerschnitt mit folgenden Parametern definiert werden:

Kopswerk II			
Gebirgskennwerte			
Verformungsmodul	V_R	11	[GPa] (festes Gebirge)
Querdehnzahl	ν	0,3	[-] (Annahme)
kl. Primärspannung	σ_3	6000	[kPa]
Belastungen			
Bergwasserdruck	u	1800	[kPa]
dyn. Innendruck	p_i	8520	[kPa]
Stahlpanzerung	ALD700 Q1		
Innenradius	r_1	3,8	[m]
ausgeführte Wandstärke	t	28	[mm]

Tabelle 1: Parameter Auskleidungsbemessung Kopswerk II

Für den Vergleich erfolgt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse nach Seeber (1999) und Innerhofer et al. (2018). Auf eine Beulbemessung wird hier verzichtet.

Eine Bemessung auf Innendruck nach Seeber (1999) würde ohne Berücksichtigung der Wirkungen von Temperatur und Spaltinjektion eine Wandstärke von 24 mm liefern.

Die Gebirgsmitwirkung ist dabei mit der kleinsten primären Gebirgsstressung begrenzt, die zulässige Stahlspannung beträgt 60% der Streckgrenze.

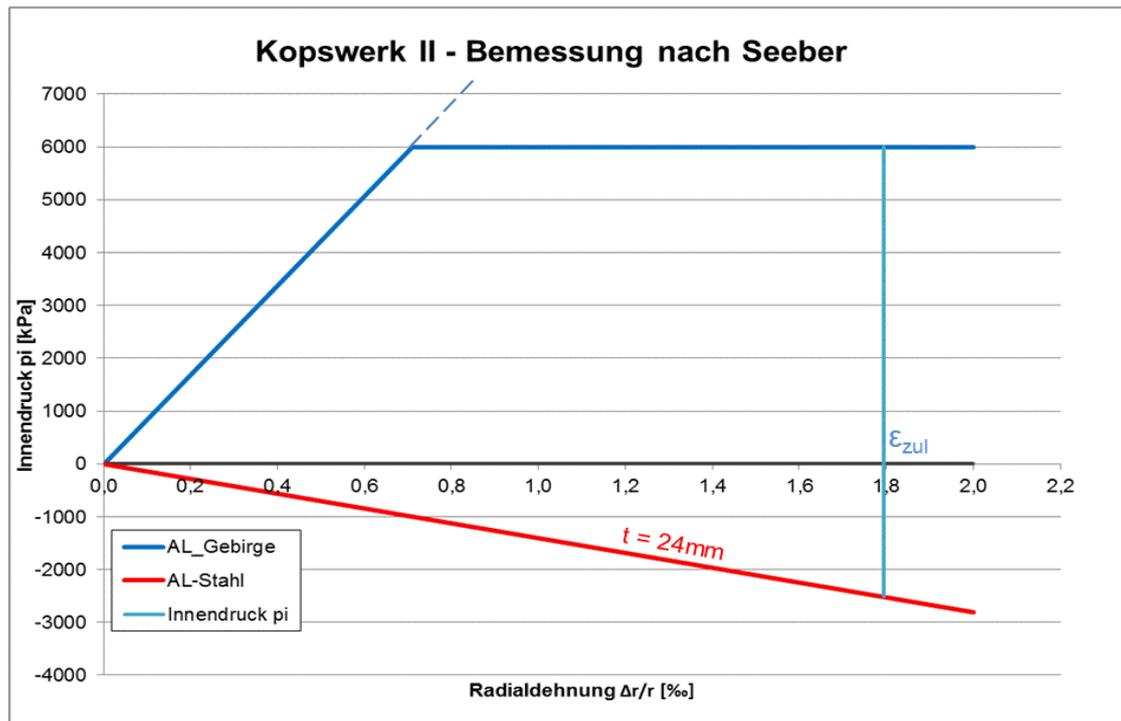


Abbildung 32: Kopswerk II – Bemessungsdiagramm nach Seeber (1999)

Bei Anwendung des neuen Bemessungskonzeptes nach Innerhofer et al. (2018) fällt die Belastungskombination hier in einen sehr interessanten Bereich. Der Innendruck überschreitet die minimale Primärspannung, erreicht die Anrissbedingung jedoch nicht:

$$p_{R,A} = 2\sigma_0 - u = 2 * 6000 - 1800 = 10200 \text{ [kPa]} \quad \text{Gl. (2.45)}$$

$$p_i = 8520 \text{ [kPa]} < 10200 \text{ [kPa]} = p_{R,A} \quad \text{Gl. (2.46)}$$

Ein Kriterium der Rissüberbrückung ist also nicht relevant. Damit bleibt nur noch das Kriterium der begrenzten zulässigen Stahldehnung für den Fall „service load“. Wie aus dem Arbeitslinien-Diagramm erkennbar ist, überschreitet die Gebirgsarbeitslinie bei einer zulässigen Radialdehnung von $0,65 * \epsilon_y$ aber schon die Innendrucklinie, weshalb damit auch keine statische Mitwirkung der Stahlpanzerung erforderlich wird.

Diese Bemessungssituation kann folgendermaßen interpretiert werden: Eine zugfeste Auskleidung zur Übernahme eines Innendruckanteils ist dann nicht notwendig, wenn die Dichtheit der Auskleidung sichergestellt ist. Nur bei dichter Auskleidung können

Gebirgsanteile oberhalb der minimalen Primärspannung erlaubt werden. Bei nicht dichten Auskleidungen ist der Gebirgsanteil nach wie vor auf die kleinste Primärspannung begrenzt. Die Auskleidung müsste in diesem Beispiel also nur eine Dichtfunktion erfüllen. Die Lastabtragung wird, unter Zuhilfenahme des passiven Gebirgs widerstandes, allein durch das Gebirge erreicht.

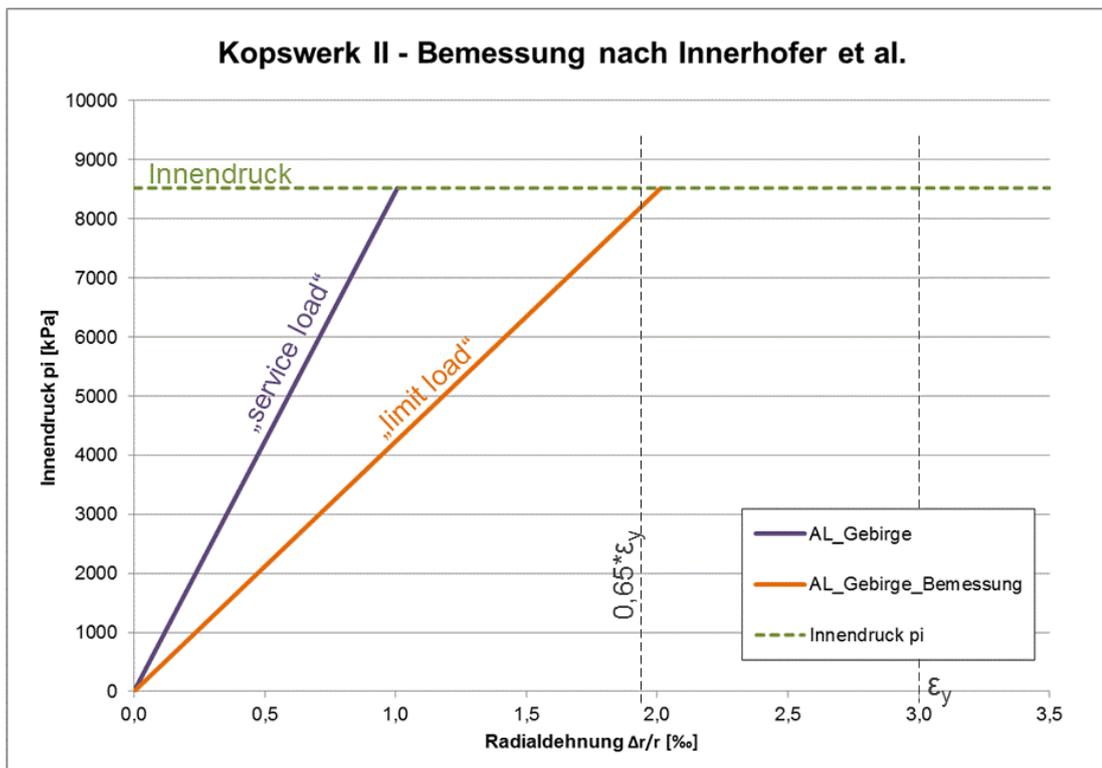


Abbildung 33: Kopswerk II – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018)
Die Auskleidung muss nur eine Dichtfunktion erfüllen.

2.7.2 Kraftwerk Roßhag der VERBUNG Hydro Power GmbH

Das Pumpspeicherkraftwerk Roßhag wurde in den Jahren 1965 bis 1972 erbaut. Als Beispiel wird hier die untere Flachstrecke der Triebwasserführung betrachtet, welche Überlagerungshöhen zwischen 35 m und 100 m aufweist. Da aus den vorhandenen Unterlagen keine örtliche Zuweisung der Parameter und Geometrie möglich war, wurden fiktive Bemessungsquerschnitte erstellt, einer etwa in der Mitte der unteren Flachstrecke (Nr. 1) und ein zweiter etwa am Ende (Nr. 2). Die Belastungen stellen mehr oder weniger Mittelwerte dar und sind reine Annahmen.

Kraftwerk Roßhag - untere Flachstrecke					
		1 - Mitte	2 - Ende		
Gebirgskennwerte					
Verformungsmodul	V_R	4,5	4,5	[GPa]	(wenig festes Gebirge)
Querdehnzahl	ν	0,3	0,3	[-]	(Annahme)
kl. Primärspannung	σ_3	1250	625	[kPa]	(Annahme)
Belastungen					
Bergwasserdruck	u	1000	500	[kPa]	(Annahme)
dyn. Innendruck	p_i	7500	8000	[kPa]	(Annahme)
Stahlpanzerung	ALDUR 55/68				
Innenradius	r_1	1,45		[m]	
ausgeführte Wandstärke	t	16-35		[mm]	

Tabelle 2: Parameter Auskleidungsbemessung KW Roßhag

Für die angeführten Parameter resultiert eine Bemessung nach Seeber (1999) in einer Wandstärke von 29 mm bzw. 34 mm ($\sigma_{zul} = \sigma_S \cdot 0,60$). Die Größenordnung stimmt also mit den ausgeführten Wandstärken überein. Wobei erwähnt werden muss, dass die damalige Bemessung am freiliegend gedachten Rohr, anhand der Multiplikation eines Belastungsfaktors auf die Stahlspannung, bewerkstelligt wurde. Im Vergleich zu Beispiel 1 – Kopswerk II – fällt auch die durch die niedrigere Streckgrenze geringere mögliche Stahldehnung auf.

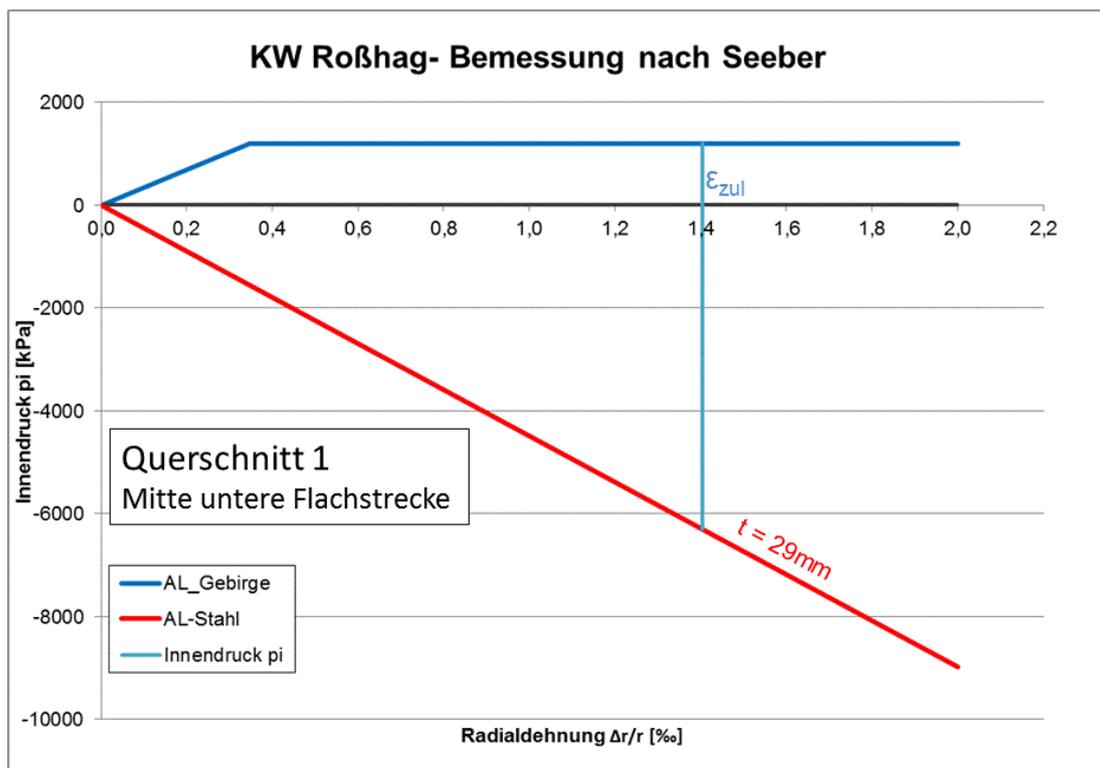


Abbildung 34: KW Roßhag Querschnitt 1 – Bemessungsdiagramm nach Seeber (1999)

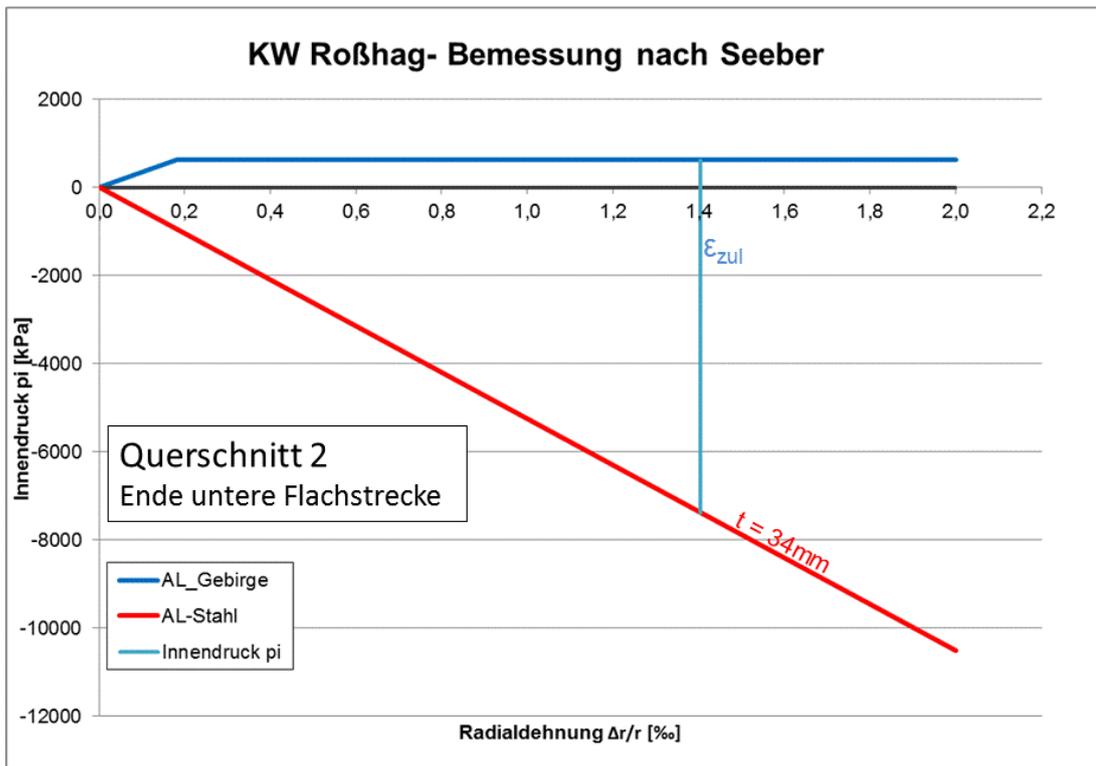


Abbildung 35: KW Roßhag Querschnitt 2 – Bemessungsdiagramm nach Seeber (1999)

Wendet man das Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. an, so erhält man wider Erwarten fast exakt die gleichen Wandstärken, nämlich 29 mm bzw. 37 mm. Dieser Umstand ist dem Sicherheitsfaktor von 1,75 auf die Wandstärke geschuldet. Das Kriterium „service load“ liefert, durch die im Vergleich zu Seeber höhere Mitwirkung, natürlich geringere Wandstärken (Punkt „1“). Da aber dann eben die Absicherung der Wandstärke erfolgt, ergeben sich hohe Stahldicken und der Schnittpunkt „2“ kommt bei sehr geringen Radialdehnungen zu liegen. Damit wird sichtbar, dass die Sicherheitsfaktoren der jeweiligen Situation entsprechend anzupassen sind. Den Stahlanteil dermaßen mit Zuschlägen zu versehen, dass der Innendruck schon unterhalb der Streckgrenze vom Stahl alleine getragen werden kann, ist nicht Ziel einer situationsgerechten Bemessung.

Wie aus den Diagrammen erkennbar ist, hat der Bergwasserdruck einen erheblichen Einfluss auf die Ausbildung der Gebirgs-Arbeitslinie nach dem Anriss. Der Bergwasserspiegel wurde konservativ, etwa der Überlagerungshöhe entsprechend, angenommen. Eine Vernachlässigung des Kluftwasserdruckes reduziert in diesem Fall die erforderlichen Wandstärken um etwa ein Drittel.

Das Kriterium der Rissüberbrückung ist wegen der ohnehin hohen Wandstärken in diesem Beispiel nicht maßgebend.

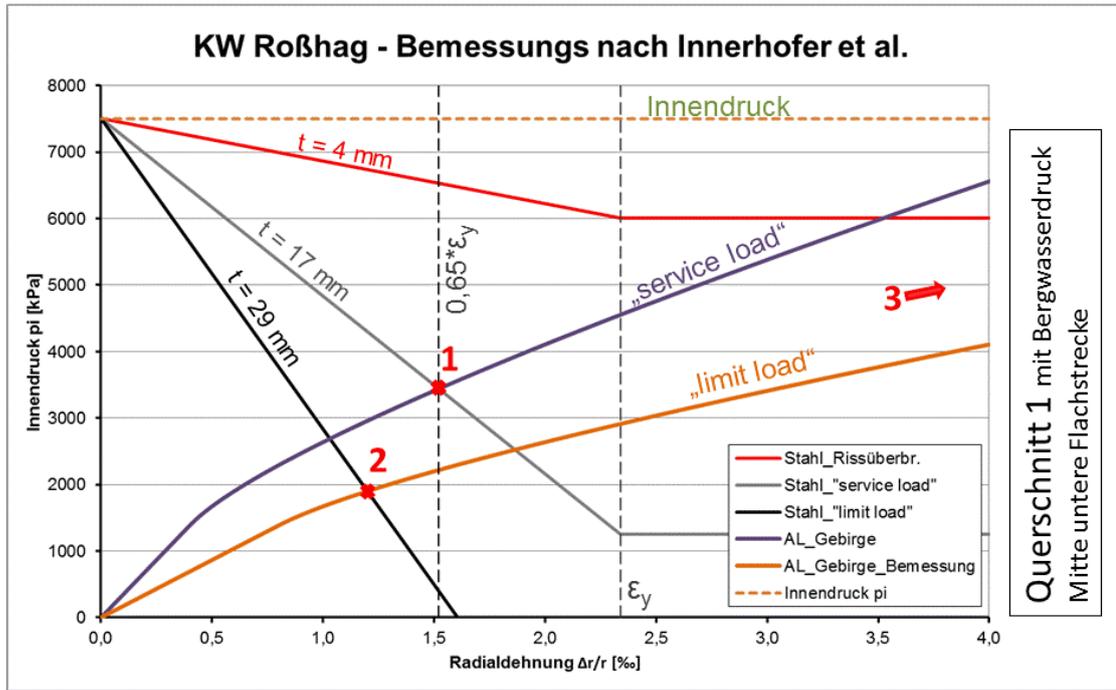


Abbildung 36: KW Roßhag Querschnitt 1 – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018) MIT Berücksichtigung eines hohen Bergwasserspiegels

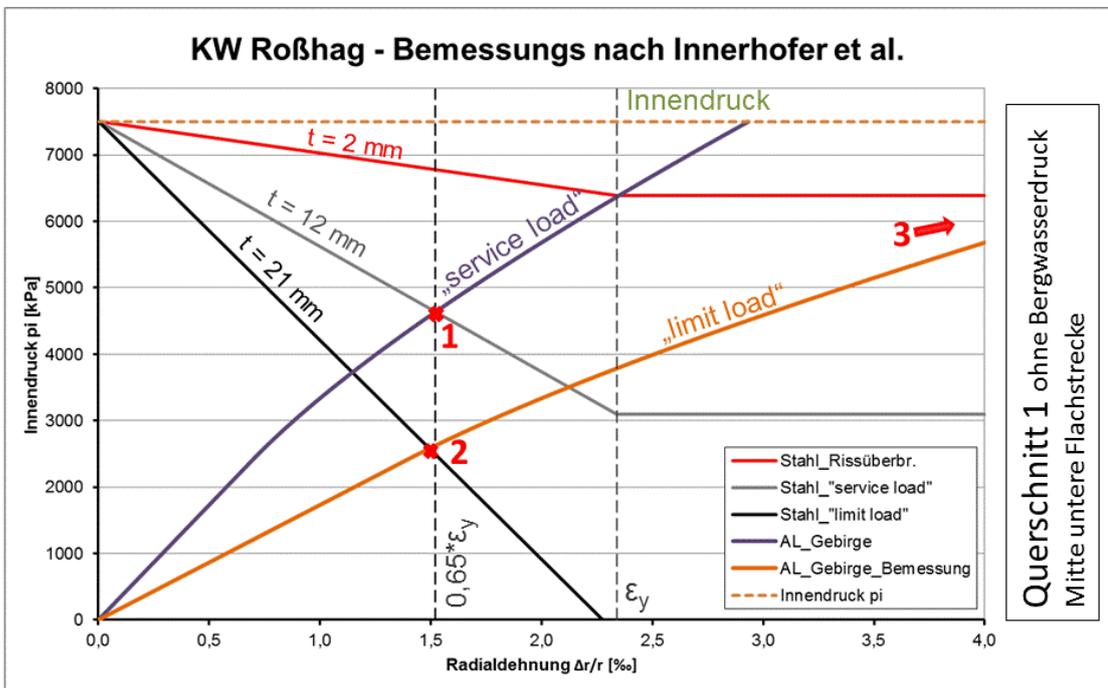


Abbildung 37: KW Roßhag Querschnitt 1 – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018) OHNE Berücksichtigung eines Bergwasserspiegels

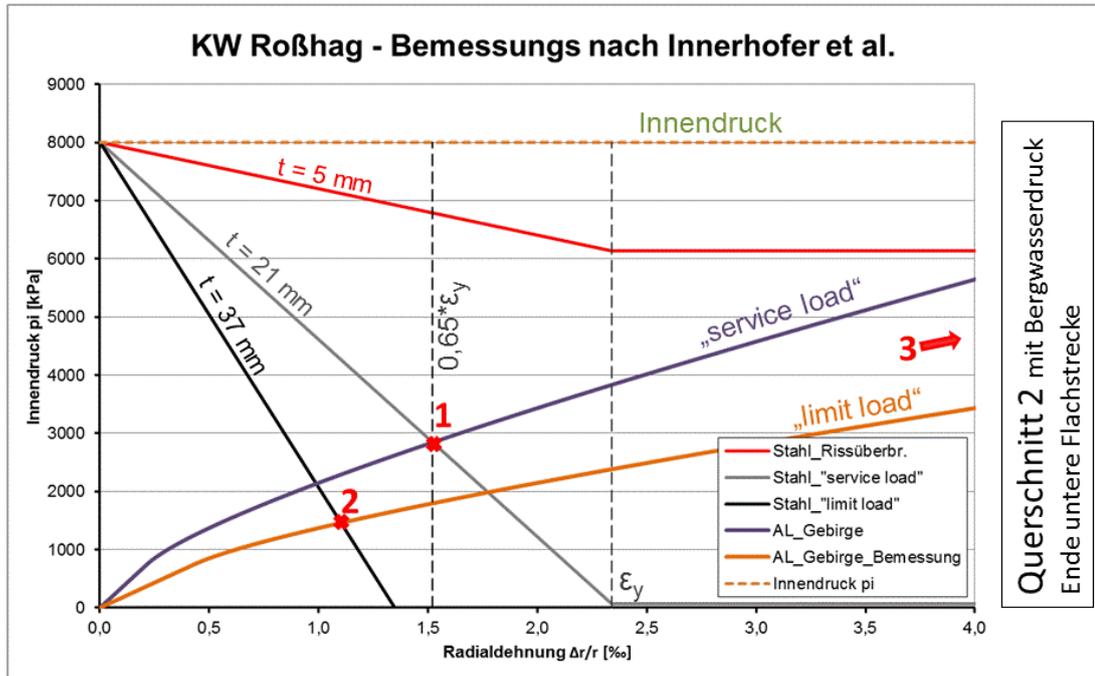


Abbildung 38: KW Roßhag Querschnitt 2 – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018)
MIT Berücksichtigung eines hohen Bergwasserspiegels

Zusammenfassend lässt sich erkennen, dass sich vor allem bei Gebirgsmitwirkungen zwischen der minimalen Primärspannung und der Anrissbedingung Potentiale zur Einsparung ergeben. In diesem Bereich ist nämlich theoretisch nur eine dichte, aber keine zugfeste Auskleidung erforderlich. Die angesetzten Sicherheiten sind entsprechend der jeweiligen Situation anzupassen, eine blinde Absicherung mit vorgegebenen Faktoren führt in manchen Fällen nicht zum gewünschten Ergebnis.

3. Ergebnisanalysen anhand einer FE-Studie

Die diesem Kapitel zugrundeliegende Finite-Elemente-Berechnung wurde vom Ingenieurbüro Dr. Oswald Neuner, Seefeld, im Auftrag der Vorarlberger Illwerke AG, durchgeführt. Dazu wurde das büroeigene Programm FENDA verwendet. Die Ergebnisse daraus wurden dem Autor zur weiteren Auswertung zur Verfügung gestellt. Ziel dieser Parameterstudie ist, das Verhalten der Stahlpanzerung und des Gebirges beim Auftreten von Radialrissen darzustellen.

3.1 Beschreibung der FE-Berechnung

3.1.1 Modellbildung

Die Berechnung erfolgte an einer zweidimensionalen Scheibe im ebenen Verformungszustand. Als grundlegendes Modell wurde ein Einzelriss in der Firste (Rissorientierung 90°) angenommen. Die Ausdehnung der Scheibe beträgt $80\text{ m} \times 80\text{ m}$, wobei die Randbedingungen so gewählt wurden, dass Verschiebungen normal auf die Ränder nicht zulässig sind, ein randparalleles Verschieben aber möglich ist.

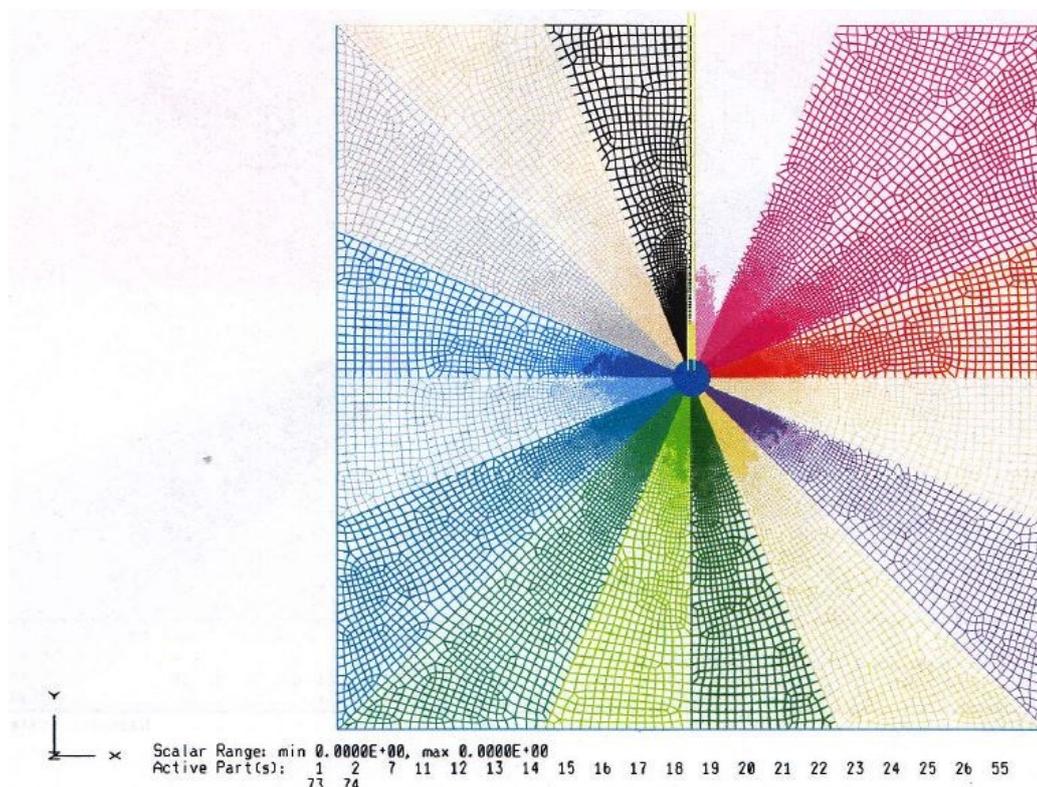


Abbildung 39: 2D-Einzelrissmodell (Ingenieurbüro Dr. Neuner).
Der Einzelriss befindet sich in der Firste.

Zusätzlich zum Einzelrissmodell fand eine Berechnung mit zwei Rissen diagonal (Diagonalriss) in Firste und Sohle, sowie mit 16 gleichmäßig verteilten Rissen statt, um die Auswirkungen des Modells zu verifizieren.



Abbildung 40: Modell mit 16 Rissen (Ingenieurbüro Dr. Neuner)

Für die bessere Vergleichbarkeit mit analytischen Ergebnissen wurde die Berechnung sowohl mit, als auch ohne Panzerung durchgeführt. Im Falle der fehlenden Panzerung ist eine gedachte Dichthaut vorhanden, d.h. der Innendruck wirkt immer ausschließlich auf die Laibung und der Gebirgsanteil der Last entspricht dem vollen Innendruck.

3.1.2 Geometrie

Der Innendurchmesser des Druckschachtes wurde auf 4,3 m festgelegt. Die Stahlpanzerung weist eine Stärke von 24 mm auf und liegt im Modell direkt an der Felslaibung an.

3.1.3 Bau- / Berechnungsphasen

Um möglichst reale Spannungszustände zu generieren, wurde ein Bau- bzw. Berechnungsablauf in drei Phasen vorgesehen. In der ersten Phase werden im homogenen Gebirge Primärspannungen eingeprägt, der spätere Stollen ist dabei noch nicht ausgebrochen. Phase zwei simuliert den Ausbruch des Stollens, gefolgt vom Einbau des Panzerrohres in Phase drei. Die Panzerung liegt dabei satt am Fels an, die Ringfuge ist also geschlossen und es wird kein Injektionsdruck angesetzt.

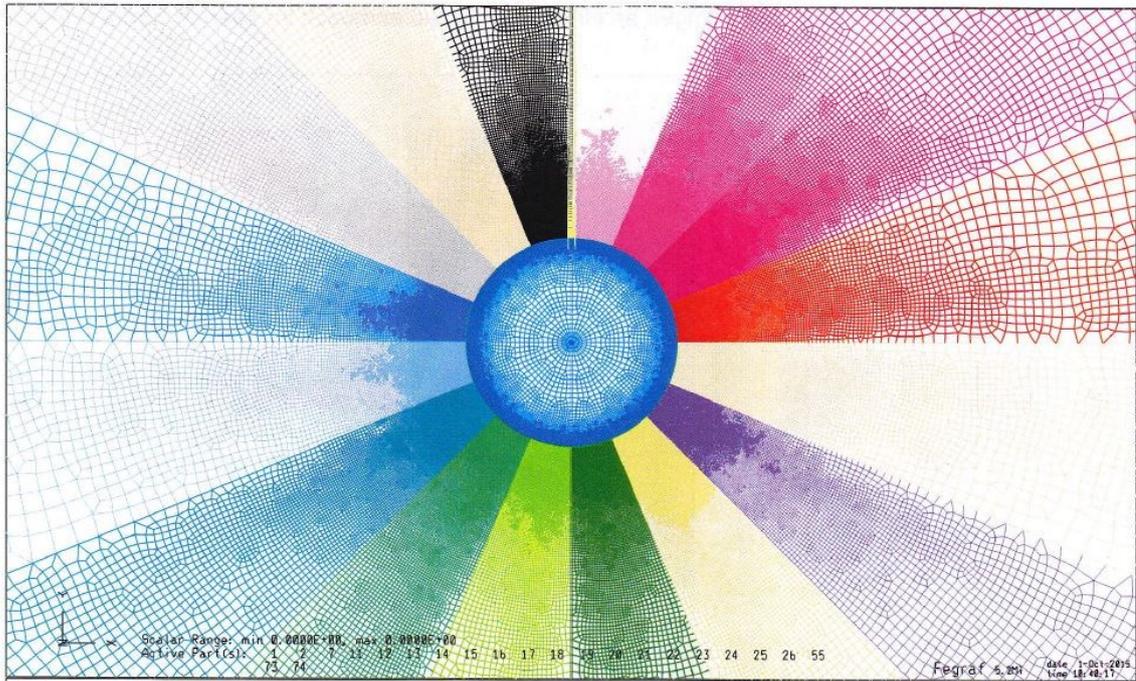


Abbildung 41: Phase 1 – Berechnung der initialen Gebirgsspannungen (Ingenieurbüro Dr. Neuner)

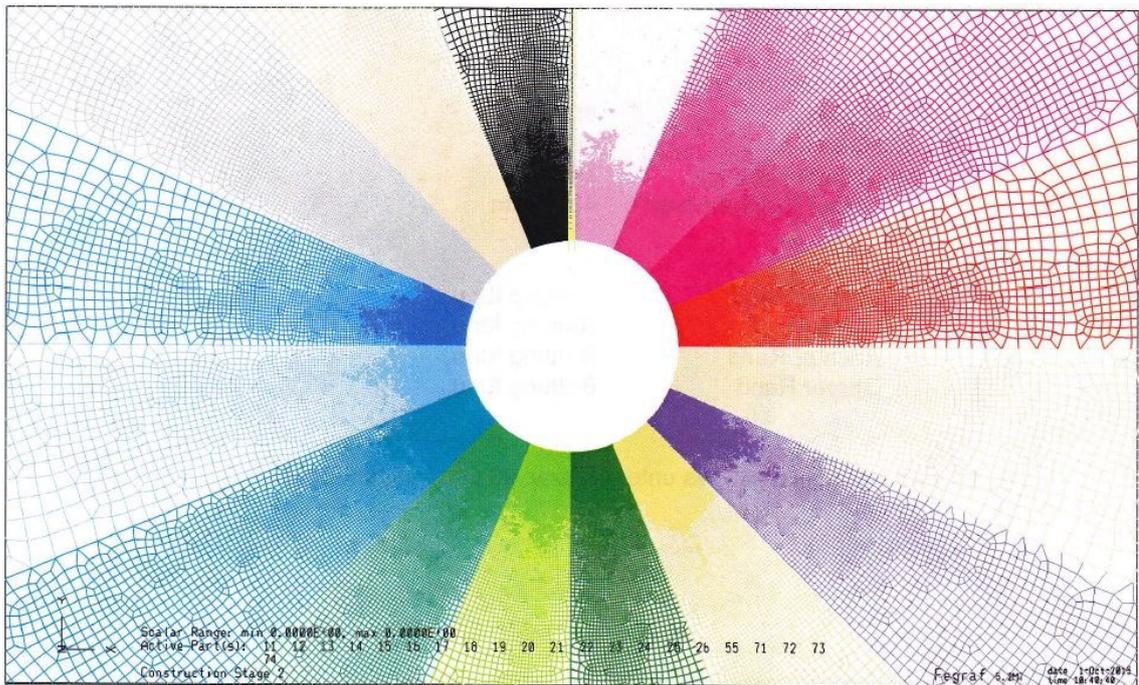


Abbildung 42: Phase 2 – Stollenausbruch (Ingenieurbüro Dr. Neuner)

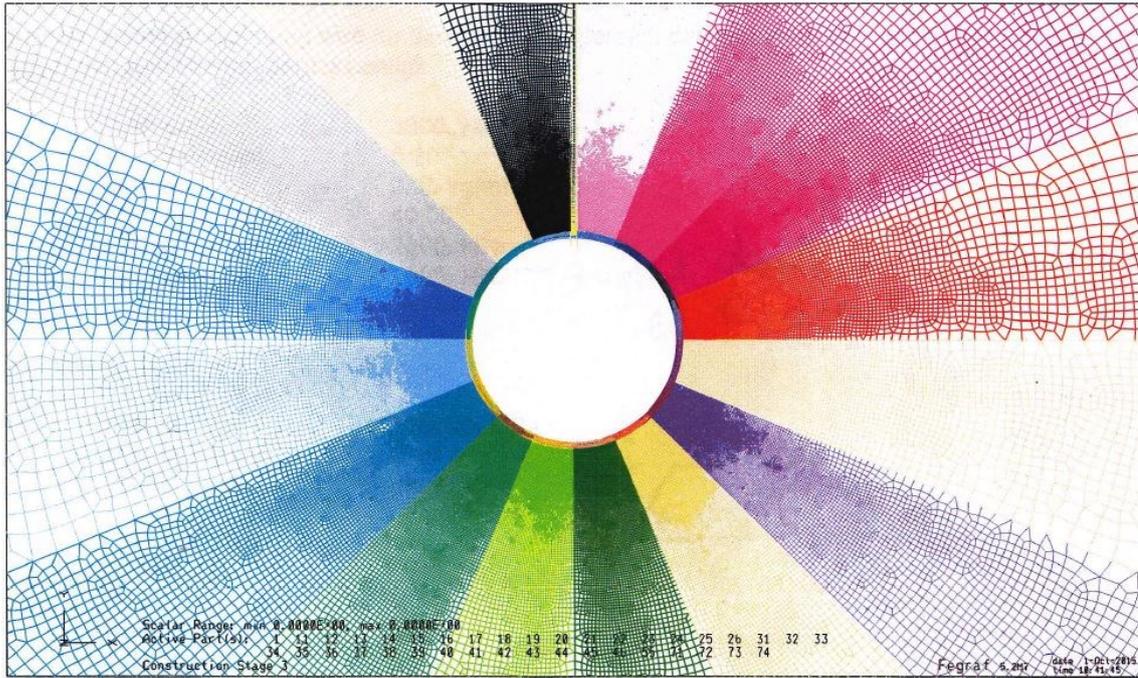


Abbildung 43: Phase 3 – Einbau Stahlrohr (Ingenieurbüro Dr. Neuner)

3.1.4 Materialparameter

Für Gebirge und Stahl wird homogenes, linear-elastisches Materialverhalten angenommen, im Kluftelement (Riss) und in der Kontaktfuge Stahl-Gebirge wird eine Coulombsche Reibung beschrieben.

Um zu garantieren, dass sich nur im Kluftelement ein Riss öffnet, erhielt das Gebirge eine entsprechend höhere Zugfestigkeit.

Kennwerte GEBIRGE		
E-Modul:	3900	[MPa]
Querdehnzahl:	0,20	[-]
Reibungswinkel:	40	[°]
Kohäsion:	2,0	[MPa]
Zugfestigkeit:	1,0	[MPa]

Kennwerte im RISS		
Reibungswinkel:	35	[°]
Kohäsion:	500	[kPa]
Zugfestigkeit:	1,0	[kPa]

Kennwerte STAHL		
E-Modul:	210000	[MPa]
Querdehnzahl:	0,30	[-]
Fließgrenze:	580	[MPa]

Kennwerte FUGE Stahl-Gebirge		
Reibungswinkel:	variabel	[°]
Kohäsion:	10	[kPa]
Zugfestigkeit:	1,0	[kPa]

Tabelle 3: Materialparameter der FE-Berechnung

3.1.5 Belastungen

Die berücksichtigten variablen Belastungen sind Innendruck, zwei primäre Hauptnormalspannungen im Gebirge, sowie ein Kluftwasserdruck zur Simulation von Bergwässern. Der Kluftwasserdruck tritt erst bei Öffnung eines Risses auf und wirkt auf die beiden Rissufer.

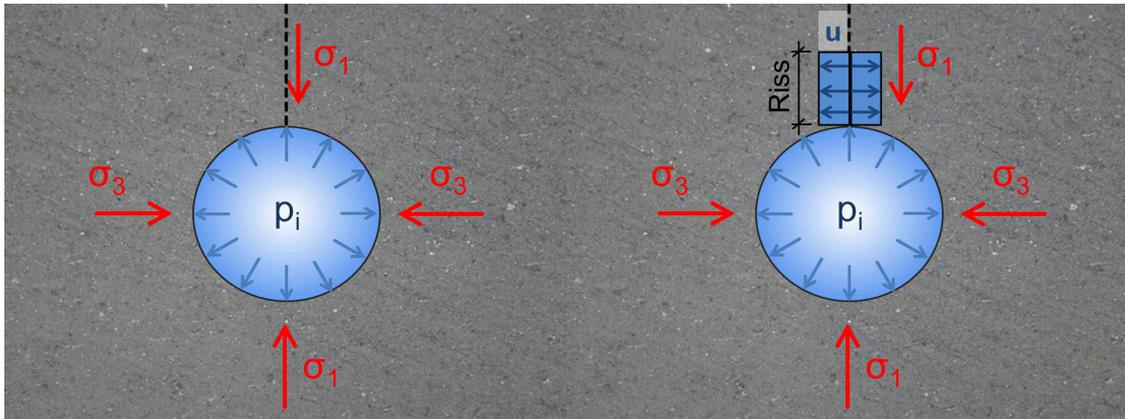


Abbildung 44: Belastungen am FE-Modell.
Links: Vor Öffnung des Risses. Rechts: Nach Öffnung des Risses.

3.1.6 Ergebnisbereitstellung

Für sämtliche Berechnungsfälle erfolgte eine zahlenmäßige Ausgabe der Ergebnisse für Radialverschiebung (Ulme links + rechts, Firste und Sohle), Rissweite (an der Laibung und Maximum) und Risstiefe seitens des Ingenieurbüros Dr. O. Neuner.

3.1.7 Anrissbedingung

Die aus der Analytik stammende Anrissbedingung ($p_R = 2\sigma_0 - u$) wird im FE-Modell nicht korrekt abgebildet. Hier muss zuerst der Riss über die Bedingung ($p_R > 2\sigma_0$) entstehen und sich öffnen, bevor der Kluftwasserdruck an den Rissufern angesetzt wird. Genau genommen muss für den Anriss auch die Zugfestigkeit des Felses überwunden werden, diese wurde aber im Risselement vernachlässigbar klein angesetzt (1,0 kPa). Der Kluftwasserdruck hat also im FE-Modell keine Auswirkung auf das Entstehen des Risses selbst, sondern nur auf die Rissöffnung und -tiefe.

Es gibt daher Grenzfälle, wenn der Gebirgsanteil in etwa der doppelten Primärspannung entspricht ($p_R = 2\sigma_0$), bzw. leicht darunter liegt, und ein Kluftwasserdruck vorhanden ist. In der Analytik kommt es dann zum Riss, im FE-Modell aber noch nicht.

3.2 Einfluss des Rissmodells

Um den Einfluss des Rissmodells und dadurch eventuelle Fehlerbehaftungen der Ergebnisse festzustellen, werden verschiedene Modelle gegenübergestellt:

- Einzelrissmodell Riss im First (Position 90°)
- Diametralrissmodell Diagonaler Riss durch First und Sohle (90° + 270°)
- 16-Risse-Modell 16 gleichmäßig verteilte Risse
- Analytik

Berechnungsfälle:

Variation Rissmodell und Kluftwasserdruck bei gleichbleibender Primärspannung + Innendruck (ohne Panzerung)						
Rissmodell	σ_3	σ_1	u	u*	p	Panzerung
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	u/σ_3	[kPa]	mit/ohne
Einzelriss 90°	3000	3000	0	0	10000	ohne
			750	0,25		
Diametral 90°+270°			0	0		
			750	0,25		
16 Risse			0	0		
			750	0,25		

Tabelle 4: Berechnungsfälle – Variation Rissmodell

3.2.1 Radialverschiebungen

Die Auswertung der Verformungen erfolgte an den vier Positionen 0°, 90°, 180° und 270° jeweils in horizontaler und vertikaler Richtung. Diese wurden in den unten gezeigten Darstellungen eingetragen und die vier Punkte durch eine Ellipse verbunden. Die Beschriftung gibt den Wert der maximalen radialen Dehnung an. Der strichliert gezeichnete Kreis zeigt die elastische Verschiebung bis zur Anrissbedingung.

Bei Annahme eines Einzelrisses unter 90° zeigt sich deutlich, dass die Verformung parallel zum Riss am geringsten ausfällt. Normal auf diese Richtung, also an den Ulmen, kommt es zu den größten Verschiebungen. Grund hierfür ist die, durch die Rissöffnung verringerte, Steifigkeit quer zum Riss.

Gibt man nun einen zweiten Riss vor, sodass es zum Diametralrissmodell kommt, erhält man ein ähnliches Bild. Die radialen Verschiebungen im Bereich der Risse sind eher klein, während die Verformungen quer dazu großmännig gut an die analytische Lösung herankommen.

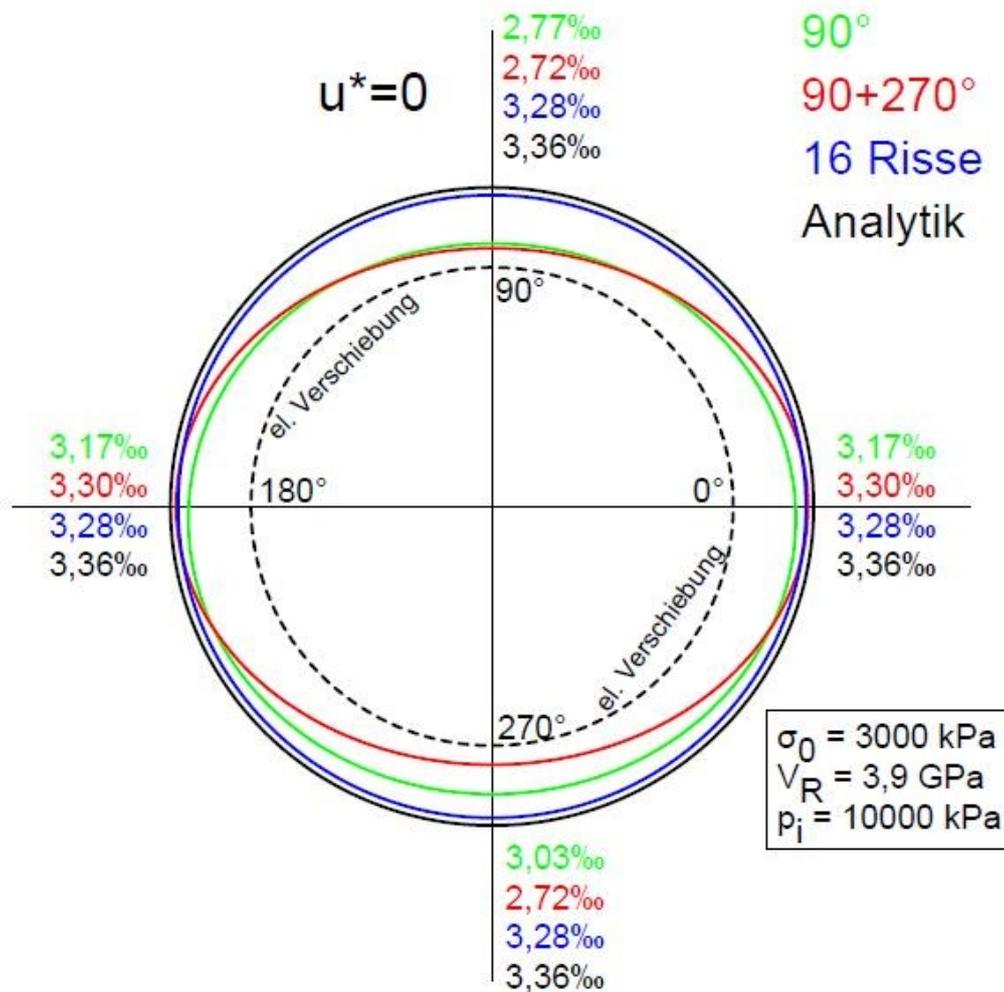


Abbildung 45: Radialverschiebungen unterschiedlicher Rissmodelle (ohne Kluftwasserdruck). Der strichlierte Kreis zeigt die elastische Verschiebung bis zur Anrissbedingung.

Ein Modell mit 16 gleichmäßig verteilten Rissen zeigt diese unterschiedlich ausgeprägten Dehnungen nicht mehr, was zum Teil an der Verteilung der Rissorientierung um den gesamten Umfang, als auch an der Auswertung in nur vier Punkten liegt. Würde man mehr Punkte entlang der Laibung auswerten, würde das vermutlich in keinem exakten Kreis resultieren. Allerdings wären die Abweichungen davon relativ gering. Die gelieferten Ergebnisse stimmen bereits gut mit der analytischen Lösung überein.

Berücksichtigt man nun zusätzlich einen Kluftwasserdruck von 750 kPa, so ergibt sich eine ähnliche Lösung. Die bei Einzelriss und Diametralriss auftretende richtungsab-

hängig unterschiedliche Verformung ist noch stärker ausgeprägt, was daher rührt, dass im geöffneten Riss der Kluftwasserdruck wirkt und dadurch eine zusätzliche Belastung quer zum Riss auftritt.

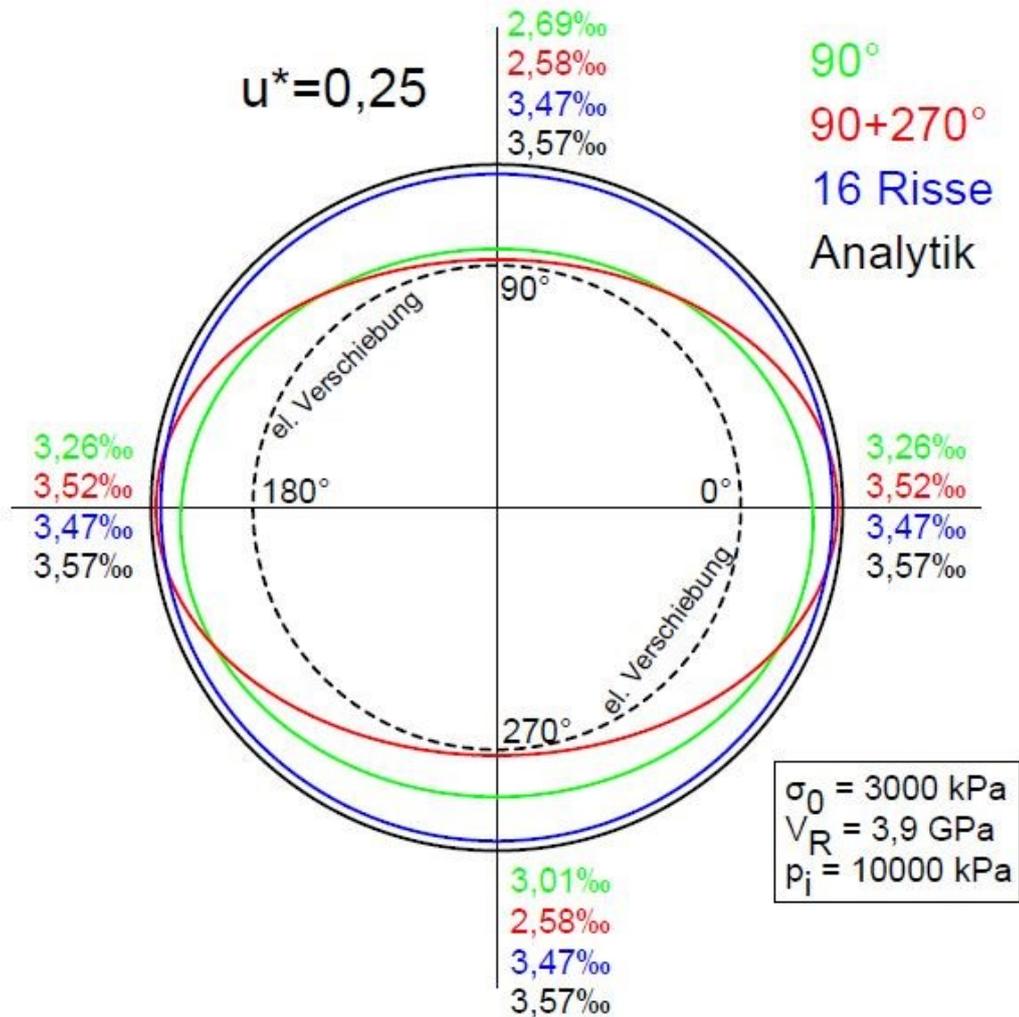


Abbildung 46: Radialverschiebungen unterschiedlicher Rissmodelle (mit Kluftwasserdruck).
 Der strichlierte Kreis zeigt die elastische Verschiebung bis zur Anrissbedingung.

Da für alle ab Kapitel 3.3 folgenden Vergleiche die Ergebnisse nur für das Einzelrissmodell vorliegen, muss darauf hingewiesen werden, dass die Radialverschiebungen wohl in gewissem Maße in der Größenordnung vergleichbar sind, diese jedoch die Analytik-Ergebnisse unterschätzen. Wie später ersichtlich, wächst dieser Einfluss, je weiter das Gebirge über seine Primärspannung hinaus beansprucht wird.

Aufgrund der besten Übereinstimmung an den Ulmen wird bei allen weiteren Radialverschiebungs-Vergleichen die Radialverschiebung an der Ulme (Orientierung 0°) als FE-Referenzwert verwendet.

3.2.2 Rissweite

Vergleicht man die Rissweite der unterschiedlichen Modelle, muss unterschieden werden, ob der einzelne Riss, die Summe der Rissöffnungen im Halbraum oder die Summe über den vollen Umfang betrachtet wird.

Die Spaltöffnung eines einzelnen Risses liegt beim Modell mit 16 Rissen erwartungsgemäß weit unter der des Einzelrissmodells, da auf eine Verteilung geschlossen werden kann. Im Diametralrissmodell wird der Spalt im Vergleich zum Einzelrissmodell allerdings größer. Ursachen dafür sind das durch den zweiten gegenüberliegenden Riss weichere Verhalten des Systems quer zum Riss und der zusätzlich wirkende Kluftwasserdruck im zweiten Riss.

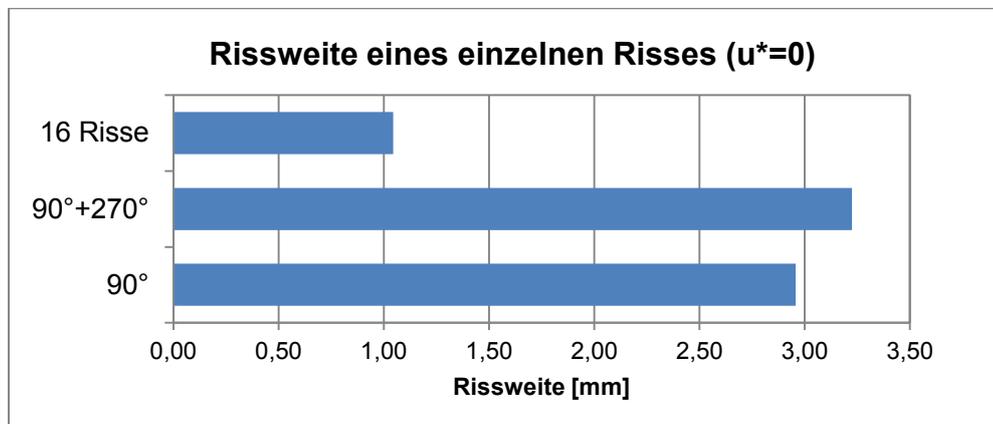


Abbildung 47: Rissweite eines einzelnen Risses ($u^*=0$)

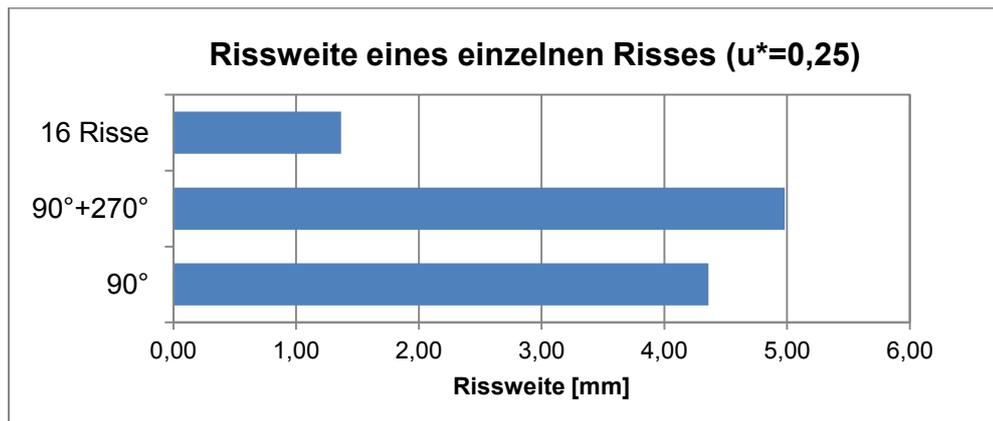


Abbildung 48: Rissweite eines einzelnen Risses ($u^*=0,25$)

Für die Betrachtung im Halbraum, also über den halben Umfang, wurde die Summe der Rissweiten, je nach Modell, folgendermaßen gebildet:

- Einzelrissmodell: Einzelrissweite
- Diametralrissmodell: Einzelrissweite
- 16-Risse-Modell: Einzelrissweite x 8
- Analytik:

$$S_R = \pi(\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,el})$$

Die Unterschiede der Ergebnisse zwischen den Modellen sind beträchtlich. Die größte Rissweitensumme liefert die Analytik, in dessen Größenordnung nur noch das Ergebnis des 16-Risse-Modells kommt. Der Wert von Einzel- und Diametralriss beträgt nur in etwa ein Drittel der analytischen Lösung.

Ein wirkender Klufwasserdruck erhöht zwar den absoluten Wert der Rissweite, ändert jedoch nichts an den Verhältnissen der Ergebnisse zueinander.

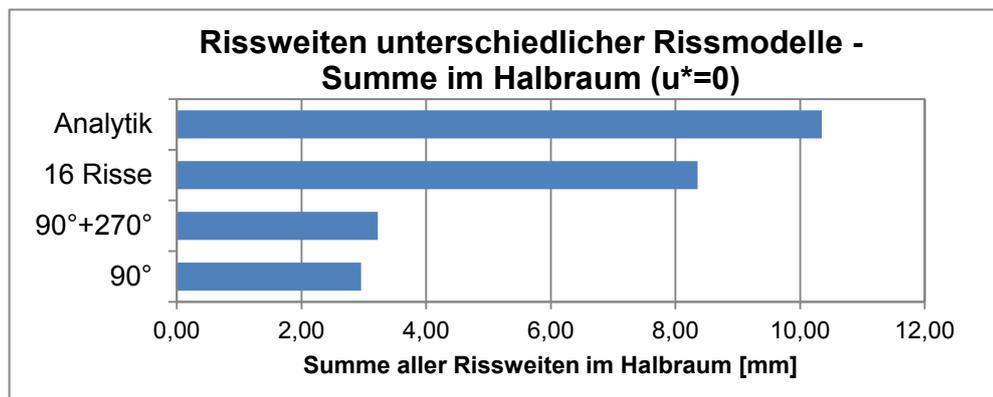


Abbildung 49: Rissweite – Summe im Halbraum (u*=0)

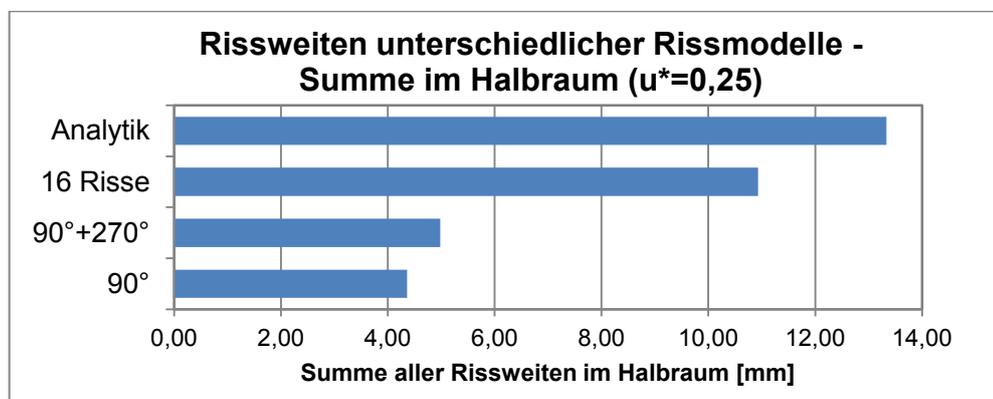


Abbildung 50: Rissweite – Summe im Halbraum (u*=0,25)

Setzt man diese Untersuchung nun mit der Summe über den vollen Umfang fort, wachsen die Differenzen der Ergebnisse noch weiter an.

- Einzelrissmodell: Einzelrissweite
- Diametralrissmodell: Einzelrissweite x 2
- 16-Risse-Modell: Einzelrissweite x 16
- Analytik:

$$S_R = 2\pi(\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,el})$$

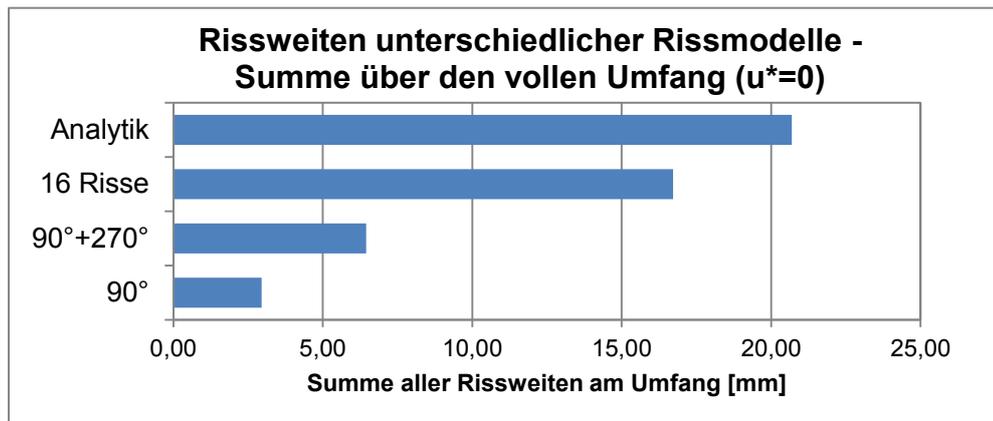


Abbildung 51: Rissweite – Summe über den vollen Umfang (u*=0)

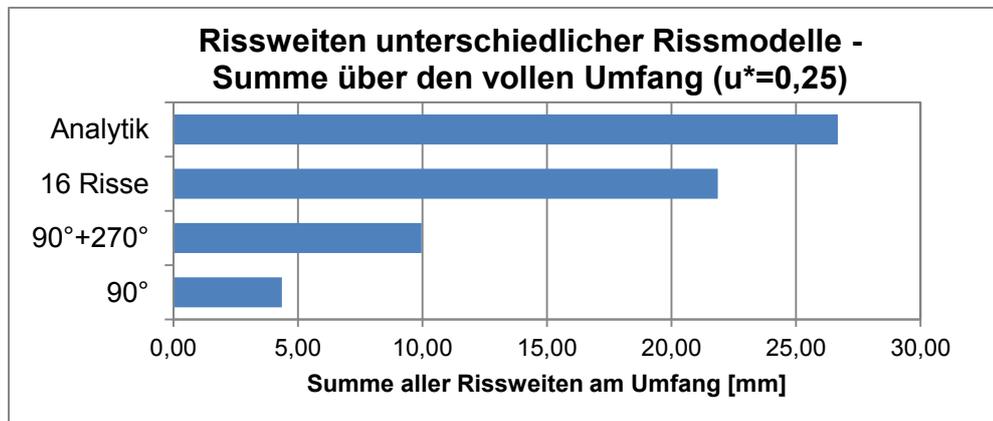


Abbildung 52: Rissweite – Summe über den vollen Umfang (u*=0,25)

Die Summe der Rissweiten aus der Analytik wird also von allen Modellen unterschritten, im Falle von Einzel- und Diametralrissmodell sogar deutlich. Da in der Praxis ein Diametralriss aber durchaus wahrscheinlich ist, könnte ein Abminderungsfaktor für das analytische Ergebnis Sinn machen, wie von Innerhofer et al. (2018) vorgeschlagen. Weitere Vergleiche dazu sind in Kapitel 3.3 zu finden.

3.2.3 Risstiefe

Die Tiefen der Risse unterscheiden sich weit weniger als die Rissweiten, interessant ist jedoch, dass hier die Analytik den geringsten Wert liefert.

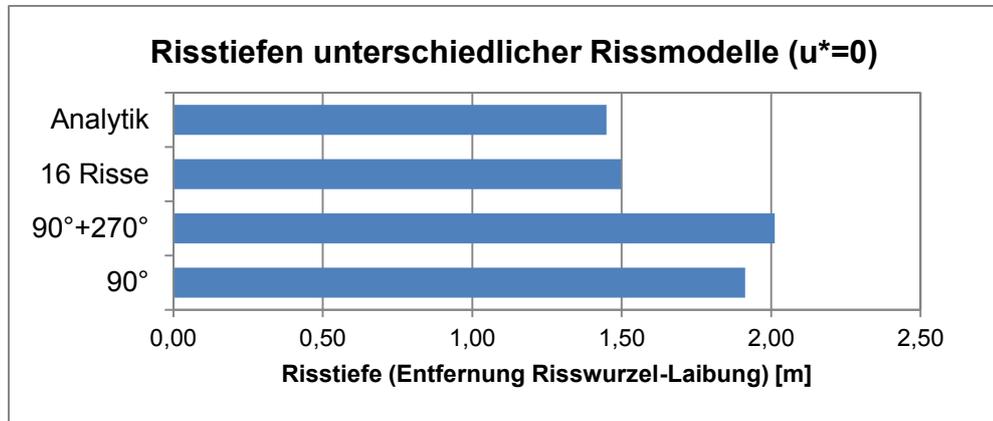


Abbildung 53: Risstiefen unterschiedlicher Rissmodelle ($u^*=0$)

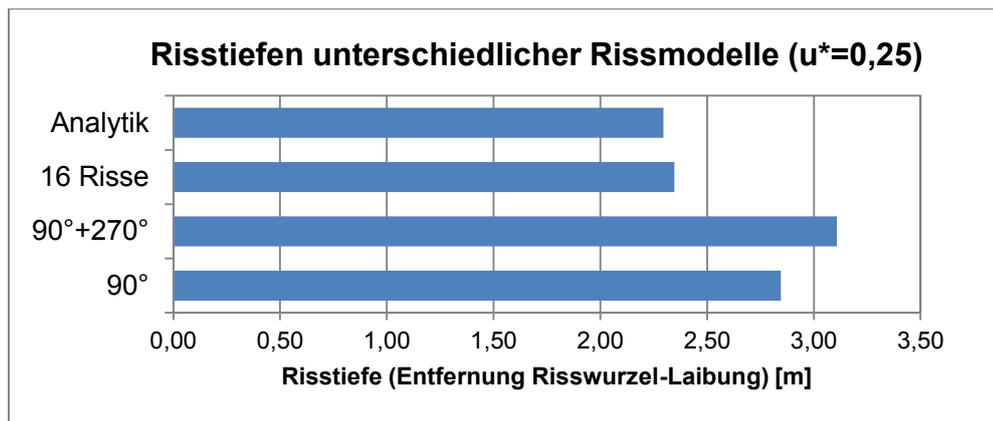


Abbildung 54: Risstiefen unterschiedlicher Rissmodelle ($u^*=0,25$)

3.3 Vergleich der FE-Ergebnisse mit Analytik und Bemessungsvorschrift

Im vorliegenden Kapitel wird der Ergebnisvergleich für unterschiedliche Belastungsverhältnisse des Gebirges dargestellt. Ziel davon ist, Bereiche aufzuzeigen, in denen die Ergebnisse eventuell weiter auseinander liegen.

Definiert wurden zwei Innendruckfälle und drei verschiedene isotrope Primärspannungsfälle mit je drei Kluftwasserdrücken. Die Auswertung erfolgte dabei am Einzelrissmodell ohne Einbau einer Panzerung.

Variation isotrope Primärspannung und Kluftwasserdruck bei zwei verschiedenen Innendrücken (ohne Panzerung)						
Rissmodell	σ_3	σ_1	u	u*	p	Panzerung
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	u/σ_3	[kPa]	mit/ohne
Einzelriss 90°	5000	5000	0	0	10000	ohne
			1250	0,25		
			3000	0,60		
	3000	3000	0	0		
			750	0,25		
			1800	0,60		
	1500	1500	0	0		
			375	0,25		
			900	0,60		
Einzelriss 90°	5000	5000	0	0	5000	ohne
			1250	0,25		
			3000	0,60		
	3000	3000	0	0		
			750	0,25		
			1800	0,60		
	1500	1500	0	0		
			375	0,25		
			900	0,60		

Tabelle 5: Berechnungsfälle – Variation isotrope Primärspannung und Kluftwasserdruck bei zwei verschiedenen Innendrücken

3.3.1 Radialverschiebungen

Die radialen Verformungen sind in der Analytik für alle Fälle größer als jene der FE-Berechnung. Bis zum Erreichen der Anrissbedingung verhalten sich beide Modelle in etwa identisch. Im FE-Modell wird leider der Bergwasserdruck nicht in der Anrissbedingung berücksichtigt, weshalb der Anriss hier später stattfindet (Erklärung siehe 3.1.7).

σ_0 [kPa]	$u^*=u/\sigma_0$ [-]	p_R [kPa]	$p_R^*=p_R/\sigma_0$ [-]	Riss?	$\Delta r_1/r_1$ [‰]		Abweichung
					Analytik	FE	
5000	0	10000	2,0	nein	3,08	3,06	0,4%
		5000	1,0	nein	1,54	1,53	0,4%
5000	0,25	10000	2,0	ja	3,10	(3,06)	(1,2%)
		5000	1,0	nein	1,54	1,53	0,4%
5000	0,60	10000	2,0	ja	3,31	(3,06)	(7,5%)
		5000	1,0	nein	1,54	1,53	0,4%
3000	0	10000	3,3	ja	3,36	3,17	5,7%
		5000	1,7	nein	1,54	1,53	0,4%
3000	0,25	10000	3,3	ja	3,57	3,26	8,8%
		5000	1,7	nein	1,54	1,53	0,4%
3000	0,60	10000	3,3	ja	4,17	3,48	16,6%
		5000	1,7	ja	1,57	(1,53)	(2,4%)
1500	0	10000	6,7	ja	4,37	3,56	18,6%
		5000	3,3	ja	1,68	1,58	5,7%
1500	0,25	10000	6,7	ja	4,77	3,68	22,8%
		5000	3,3	ja	1,78	1,63	8,8%
1500	0,60	10000	6,7	ja	5,78	3,93	32,0%
		5000	3,3	ja	2,09	1,74	16,6%

Tabelle 6: Ergebnistabelle – Radialdehnungen aus FE und Analytik in [‰] inkl. Abweichung. Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.

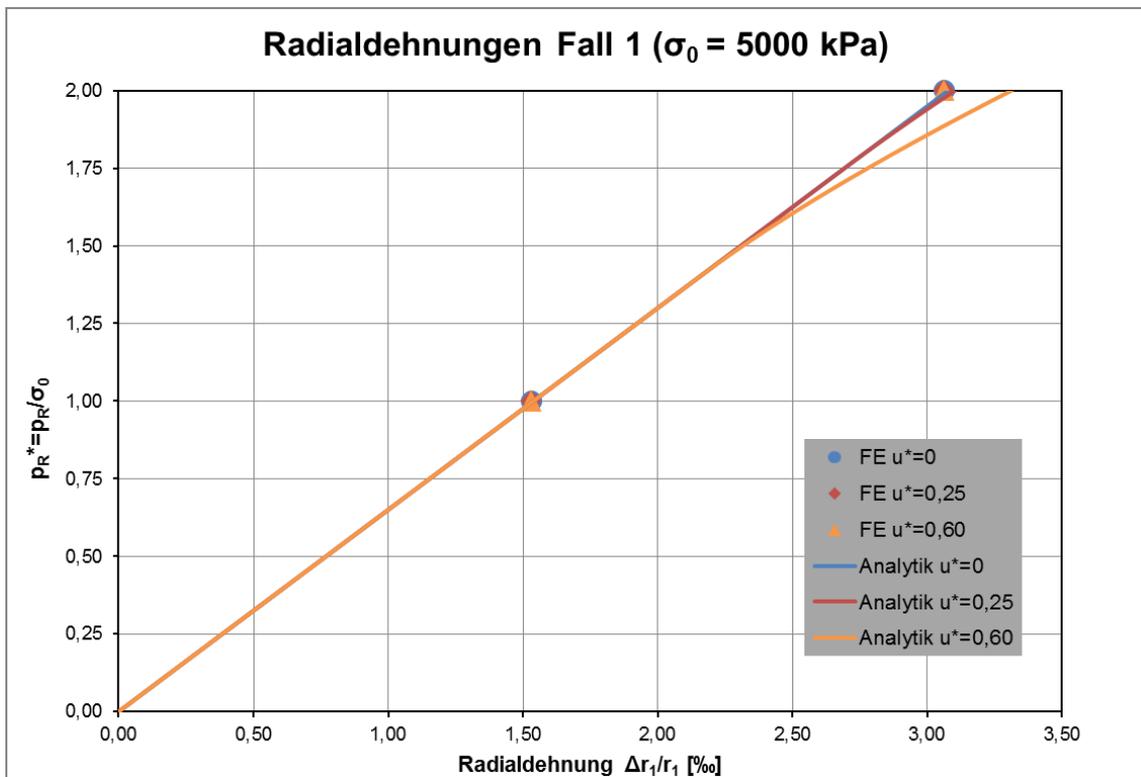


Abbildung 55: Radialdehnungen in Abhängigkeit der Felsbelastung für unterschiedliche Kluftwasserdrücke bei $\sigma_0 = 5000$ kPa

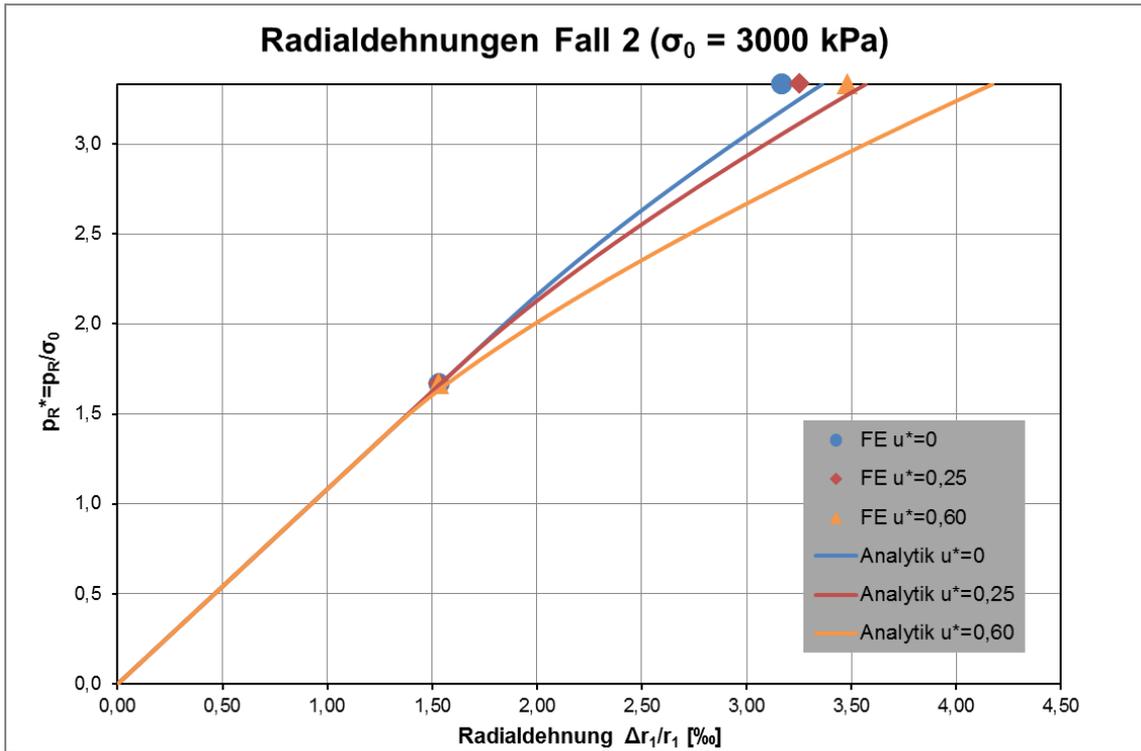


Abbildung 56: Radialdehnungen in Abhängigkeit der Felsbelastung für unterschiedliche Kluftwasserdrücke bei $\sigma_0 = 3000 \text{ kPa}$

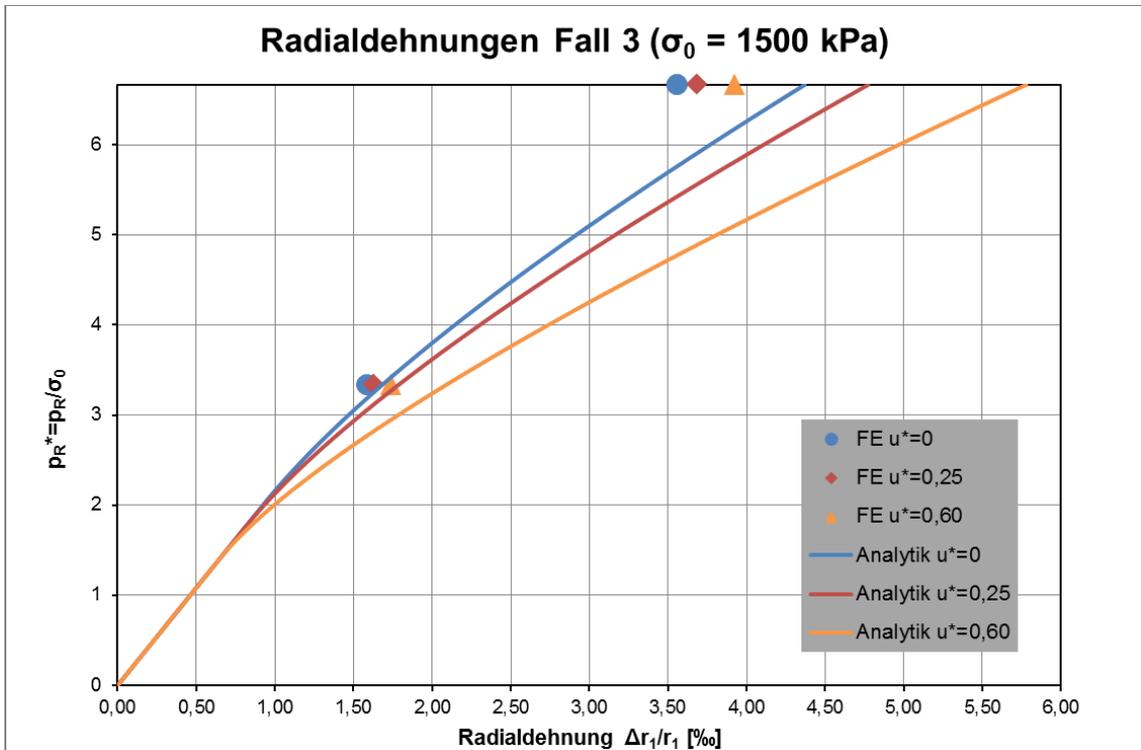


Abbildung 57: Radialdehnungen in Abhängigkeit der Felsbelastung für unterschiedliche Kluftwasserdrücke bei $\sigma_0 = 1500 \text{ kPa}$

Je weiter das Gebirge über die Primärspannung hinaus beansprucht wird, desto größer wird die Abweichung der beiden Berechnungsmodelle. Mit wachsendem Kluftwasserdruck wird diese Abweichung zusätzlich verstärkt.

3.3.2 Rissweite

Der Vergleich erfolgt als erstes mit der analytischen Summe im Halbraum, die Summe der Rissweite entspricht daher: $\Sigma S_R = \pi(\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,eI})$ (Innerhofer et al., 2018).

Zur Darstellung der Differenz wird ein Faktor angegeben, mit dem die Rissweite der FE-Berechnung zu multiplizieren ist, um zum analytischen Ergebnis zu gelangen.

σ_0 [kPa]	$u^*=u/\sigma_0$ [-]	p_R [kPa]	Riss?	Rissweite ΣS_R [mm]		Faktor
				Analytik	FE	Analytik/FE
5000	0	10000	nein	0,00	0,00	-
		5000	nein	0,00	0,00	-
5000	0,25	10000	ja	2,80	(0,00)	---
		5000	nein	0,00	0,00	-
5000	0,60	10000	ja	7,91	(0,00)	---
		5000	nein	0,00	0,00	-
3000	0	10000	ja	10,35	2,96	3,5
		5000	nein	0,00	0,00	-
3000	0,25	10000	ja	13,34	4,36	3,1
		5000	nein	0,00	0,00	-
3000	0,60	10000	ja	19,68	7,16	2,7
		5000	ja	6,66	(0,00)	---
1500	0	10000	ja	23,54	8,55	2,8
		5000	ja	5,17	1,48	3,5
1500	0,25	10000	ja	27,08	9,89	2,7
		5000	ja	6,67	2,18	3,1
1500	0,60	10000	ja	35,05	12,22	2,9
		5000	ja	9,84	3,58	2,7

Tabelle 7: Ergebnistabelle – Rissweiten aus FE und Analytik in [mm].

Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.

Bei gleicher Innendruckbelastung ergibt eine höhere Primärspannung einen höheren Faktor als eine niedrigere Primärspannung. Wird umgekehrt bei gleicher Primärspannung ein niedrigerer Innendruck aufgebracht, so steigt der Faktor an. Das bedeutet, je weiter das Gebirge über die Primärspannung hinaus beansprucht wird, desto geringer wird der Faktor für die Abweichung. Ein höherer Kluftwasserdruck steigert ebenso die Beanspruchung und senkt dadurch diesen Faktor auch.

Grundsätzlich liefert die Analytik aber immer höhere Werte als die FE-Berechnungen. In der Bemessungsvorschrift wird für die Berechnung ein Faktor „2“ anstelle „π“ vorgesehen, sodass die Rissweite um ein Drittel reduziert wird (Innerhofer et al., 2018).

Bemessungsvorschrift (BemVS): $\Sigma S_R = 2(\Delta r_{1,II} - \Delta r_{1,el})$

σ_0 [kPa]	$u^*=u/\sigma_0$ [-]	p_R [kPa]	Riss?	Rissweite [mm]				Faktor
				Analytik	Analytik	BemVS	FE	
				$2*\Sigma S_R$	ΣS_R	ΣS_R	Einzelriss	BemVS/FE
5000	0	10000	nein	0,00	0,00	0,00	0,00	-
		5000	nein	0,00	0,00	0,00	0,00	-
5000	0,25	10000	ja	5,60	2,80	1,78	(0,00)	---
		5000	nein	0,00	0,00	0,00	0,00	-
5000	0,60	10000	ja	15,82	7,91	5,04	(0,00)	---
		5000	nein	0,00	0,00	0,00	0,00	-
3000	0	10000	ja	20,69	10,35	6,59	2,96	2,2
		5000	nein	0,00	0,00	0,00	0,00	-
3000	0,25	10000	ja	26,67	13,34	8,49	4,36	1,9
		5000	nein	0,00	0,00	0,00	0,00	-
3000	0,60	10000	ja	39,35	19,68	12,53	7,16	1,7
		5000	ja	13,32	6,66	4,24	(0,00)	---
1500	0	10000	ja	47,07	23,54	14,98	8,55	1,8
		5000	ja	10,35	5,17	3,29	1,48	2,2
1500	0,25	10000	ja	54,16	27,08	17,24	9,89	1,7
		5000	ja	13,34	6,67	4,24	2,18	1,9
1500	0,60	10000	ja	70,11	35,05	22,32	12,22	1,8
		5000	ja	19,68	9,84	6,26	3,58	1,7

BemVS...Bemessungsvorschrift Innerhofer

Tabelle 8: Ergebnistabelle – Rissweiten aus FE, Bemessungsvorschrift und Analytik in [mm]. Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.

Der Faktor verhält sich nach wie vor gleich, wird er doch damit auch im selben Verhältnis geändert. Die Bandbreite des Faktors reicht nun von 1,7 bis 2,2.

Die beiden folgenden Diagramme stellen die Rissweite in Abhängigkeit der Felsbelastung bei unterschiedlichen Kluftwasserdrücken dar. Verglichen werden dabei Analytik, Bemessungsvorschrift (BemVS) und FE-Ergebnisse. Gut erkennbar ist die in der Analytik vom Kluftwasserdruck beeinflusste Anrissbedingung, während die Anrissbedingung in der FE-Berechnung immer bei $p_R^*=2,0$ liegt. Fall 1 ($\sigma_0 = 5000\text{kPa}$) ist nicht dargestellt, da im FE-Modell kein Anriss erfolgt. Die analytischen Ergebnisse sind mit einer durchgezogenen Linie dargestellt, die Abminderung durch die Bemessungsvorschrift ist strichliert eingetragen. Die Ergebnispunkte aus der FE-Berechnung zeigen in allen Fällen deutlich geringere Rissweiten.

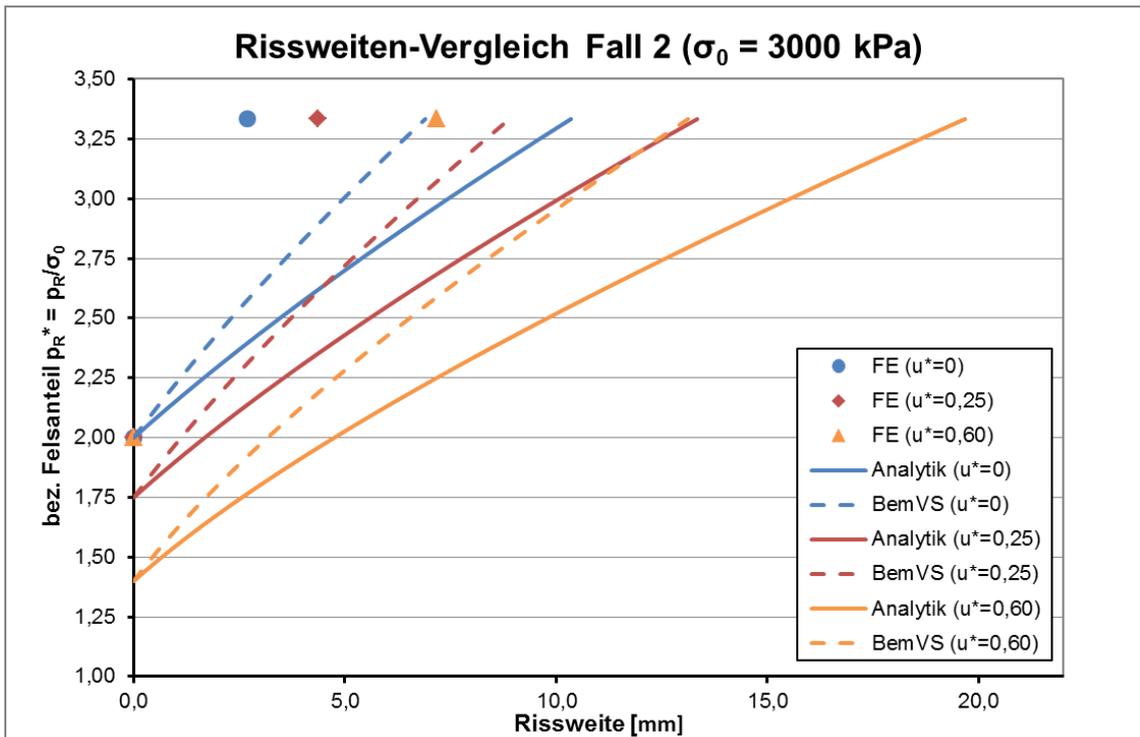


Abbildung 58: Rissweiten in Abhängigkeit der Felsbelastung bei $\sigma_0 = 3000$ kPa. Vergleich zwischen Analytik, Bemessungsvorschrift (BemVS) und FE-Ergebnissen.

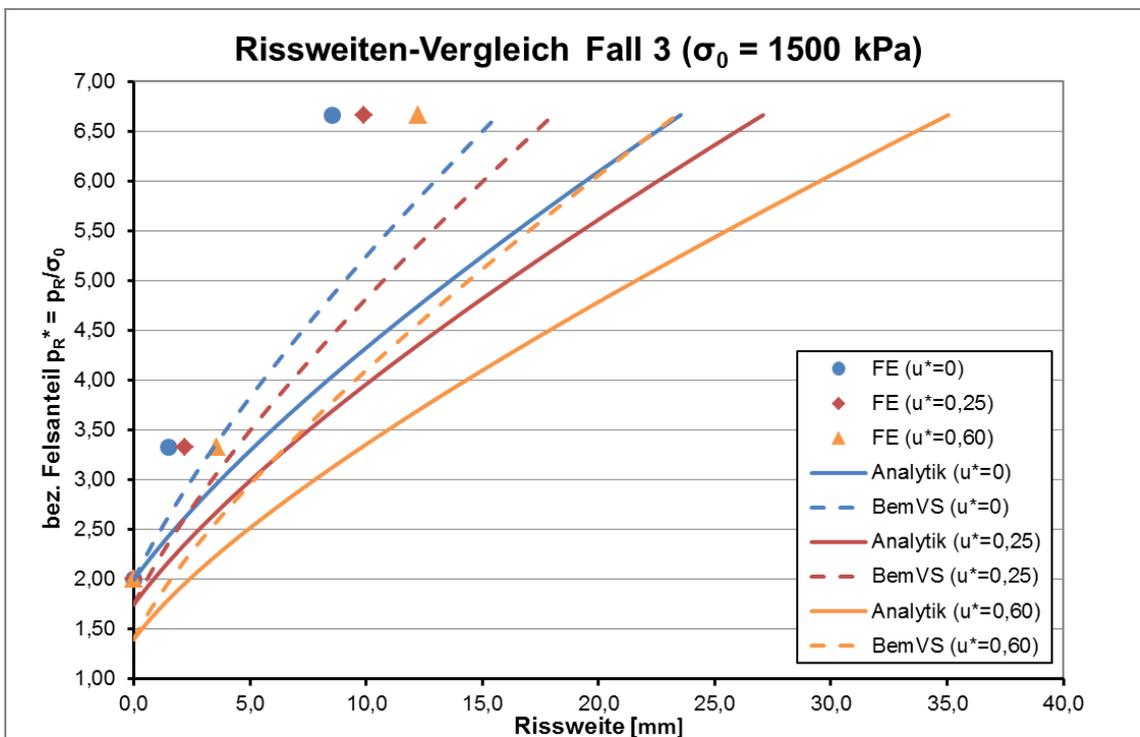


Abbildung 59: Rissweiten in Abhängigkeit der Felsbelastung bei $\sigma_0 = 1500$ kPa. Vergleich zwischen Analytik, Bemessungsvorschrift (BemVS) und FE-Ergebnissen.

3.3.3 Risstiefe

Wie schon beim Vergleich der Rissmodelle festgestellt (Kapitel 3.2.3), liefert die Analytik für die Risstiefe kleinere Werte als die FE-Berechnungen. Die Differenz sinkt deutlich ab, wenn die Felsbelastung bei gleicher Primärspannung gesteigert wird. Ebenso vergrößert sich die Abweichung, wenn die Primärspannung größer ist oder höhere Kluftwasserdrücke wirken. Auf die Hintergründe der Abweichungen wird hier nicht näher eingegangen, da die Risstiefe ohnehin keine Bewertungsgrundlage in der Bemessungsvorschrift darstellt.

σ_0 [kPa]	$u^*=u/\sigma_0$ [-]	p_R [kPa]	Riss?	Risstiefe ($r_{el}-r_1$) [m]		Abweichung
				Analytik	FE	in %
5000	0	10000	nein	0,00	0,00	-
		5000	nein	0,00	0,00	-
5000	0,25	10000	ja	0,36	(0,00)	---
		5000	nein	0,00	0,00	-
5000	0,60	10000	ja	1,63	(0,00)	---
		5000	nein	0,00	0,00	-
3000	0	10000	ja	1,45	1,91	32,0%
		5000	nein	0,00	0,00	-
3000	0,25	10000	ja	2,29	2,85	24,0%
		5000	nein	0,00	0,00	-
3000	0,60	10000	ja	5,25	5,78	10,1%
		5000	ja	0,72	(0,00)	---
1500	0	10000	ja	5,07	5,53	9,0%
		5000	ja	1,45	1,91	32,0%
1500	0,25	10000	ja	7,13	7,42	4,1%
		5000	ja	2,29	2,85	24,0%
1500	0,60	10000	ja	14,31	14,38	0,5%
		5000	ja	5,25	5,78	10,1%

Tabelle 9: Ergebnistabelle – Risstiefen aus FE und Analytik in [m].

Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.

3.4 Auswirkungen der Reibung in der Ringfuge

Der Reibungswinkel in der Ringfuge hat einen Einfluss auf die Größe und Form der Rissöffnung hinter der Panzerung. Um diese Auswirkungen darstellen zu können, wurden Berechnungen ohne Reibung, sowie mit zwei unterschiedlichen Reibungswinkeln durchgeführt.

Variation Reibung in der Ringfuge und Kluftwasserdruck bei gleichbleibender Primärspannung + Innendruck (mit Panzerung)							
Riss- modell	σ_3	σ_1	u	u*	p	Panzerung	Ringfuge
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	u/ σ_3	[kPa]	mit/ohne	φ [°]
Einzelriss 90°	1500	1500	0	0	10000	mit	31
			900	0,60			
			0	0			15
			900	0,60			
			0	0			0
			900	0,60			

Tabelle 10: Berechnungsfälle – Variation Reibung in der Ringfuge

Ein Vergleich mit analytischen Lösungen ist hier nur bedingt möglich, da der Reibungswinkel nicht in die Berechnung der Rissdimensionen eingeht. Es kann daher nur eine Vergleichslösung zum reibungsfreien Fall erstellt werden. In der Analytik hat der Reibungswinkel nur Einfluss auf die Spaltüberbrückungsfähigkeit der Stahlpanzerung.

Um eine analytische Vergleichslösung zu finden, müssen zunächst die vorhandene Radialdehnung und der Stahl- bzw. Gebirgsanteil des Innendruckes bei gegebener Panzerung bestimmt werden. In den unten abgebildeten Diagrammen definiert der Schnittpunkt der Arbeitslinien die vorhandene radiale Dehnung und teilt den Innendruck in die beiden Anteile Stahl (oben) und Gebirge (unten). Daraus können dann mithilfe der analytischen Formeln Rissweite und -tiefe berechnet werden.

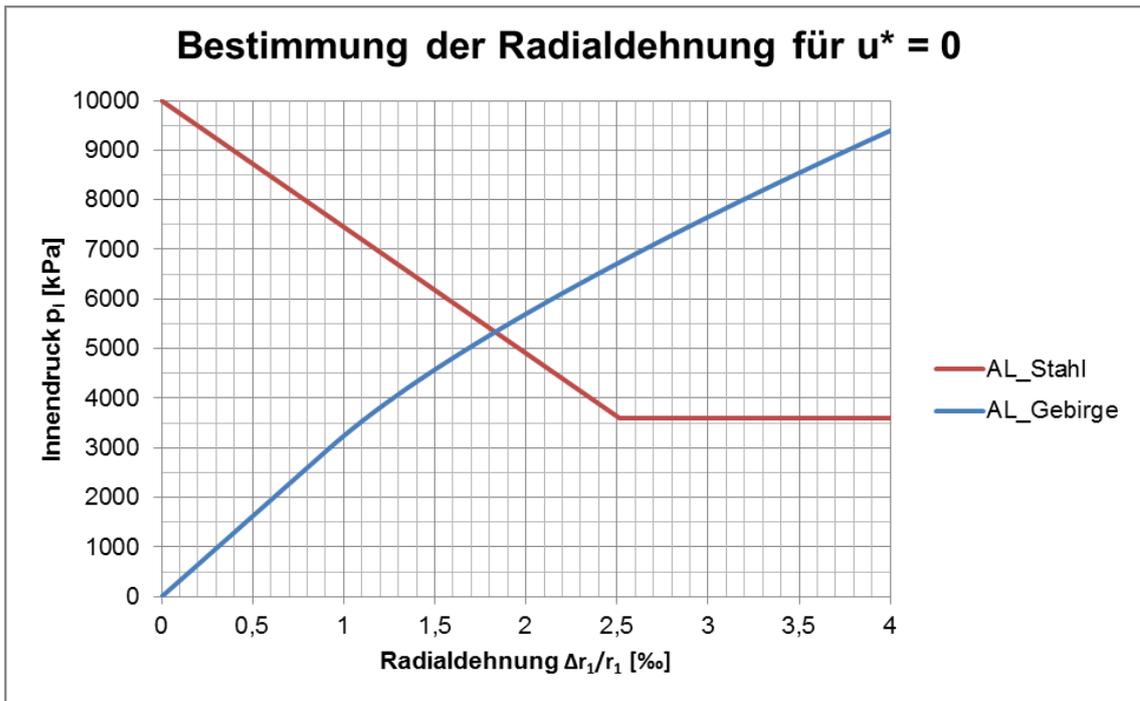


Abbildung 60: Bestimmung von Radialdehnung und Innendruckanteilen ($u^*=0$)

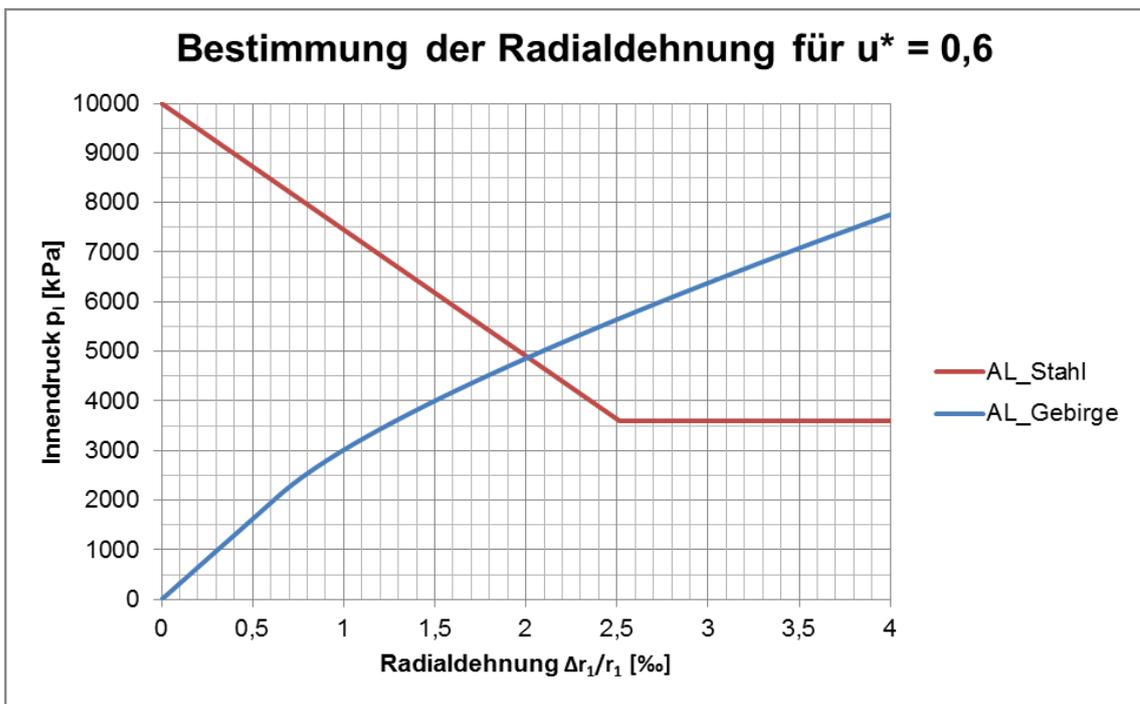


Abbildung 61: Bestimmung von Radialdehnung und Innendruckanteilen ($u^*=0,6$)

3.4.1 Rissweite

Wird in der FE-Berechnung eine Panzerung berücksichtigt, so gibt es für die Rissweite zwei Ergebnisse, nämlich die Öffnung direkt hinter der Panzerung und den weiter im Gebirge liegenden Maximalwert. Ohne Ansetzen eines Reibungswinkels tritt die maximale Spaltweite an der Laibung auf. Ist allerdings Reibung vorhanden, so wird der Riss an der Laibung durch die Reibung an der Panzerung zusammengehalten und das Maximum liegt tiefer im Gebirge.

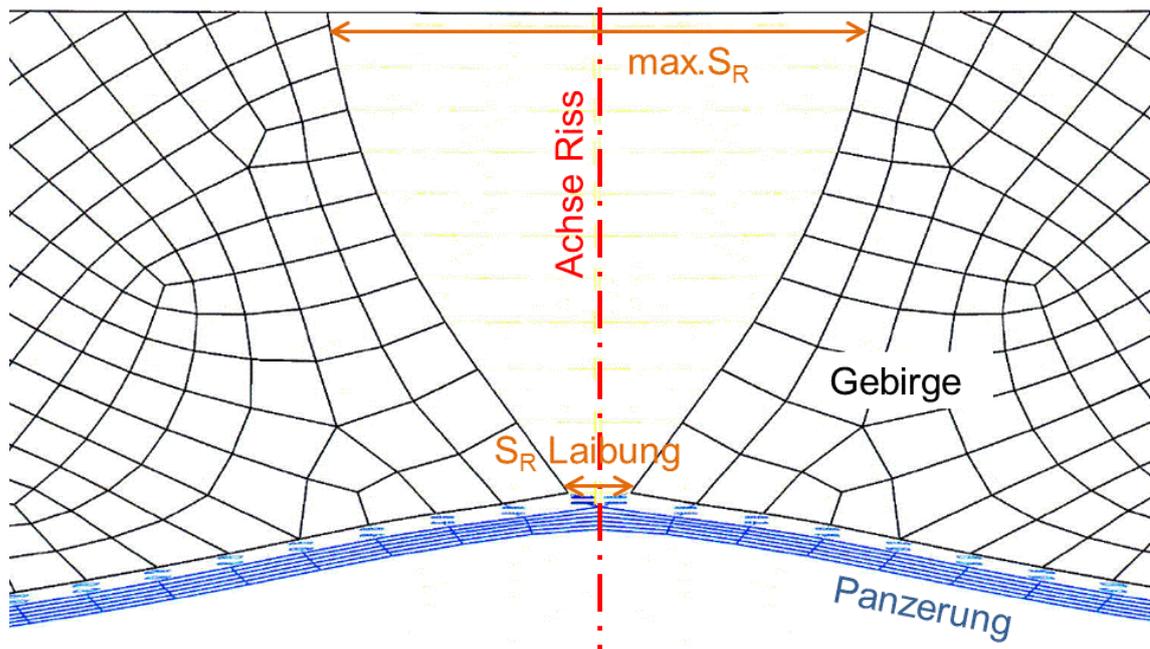


Abbildung 62: Rissdetail bei Berücksichtigung einer Panzerung (Grundlage: Ingenieurbüro Dr. Neuner; Eigene Ergänzung)

Im Vergleich zeigt die Analytik wieder eine weitaus größere Rissweitensumme (Summe im Halbraum) als das Einzelrissmodell. Die maximale Rissöffnung tritt, wie oben beschrieben, wegen fehlender Reibung an der Laibung auf, die kleinen Differenzen in den Ergebniswerten sind vermutlich modellbedingt. Ein Kluftwasserdruck liefert naturgemäß größere Spaltweiten.

Die Berücksichtigung einer Reibung in der Ringfuge verringert die Rissweiten sofort wesentlich. An der Laibung fällt die Spaltweite auf einen Bruchteil ab, das Maximum verringert sich auf ein Drittel der ursprünglichen Größe. Dabei ist es unwesentlich, ob $\varphi=15^\circ$ oder $\varphi=31^\circ$ gewählt wird.

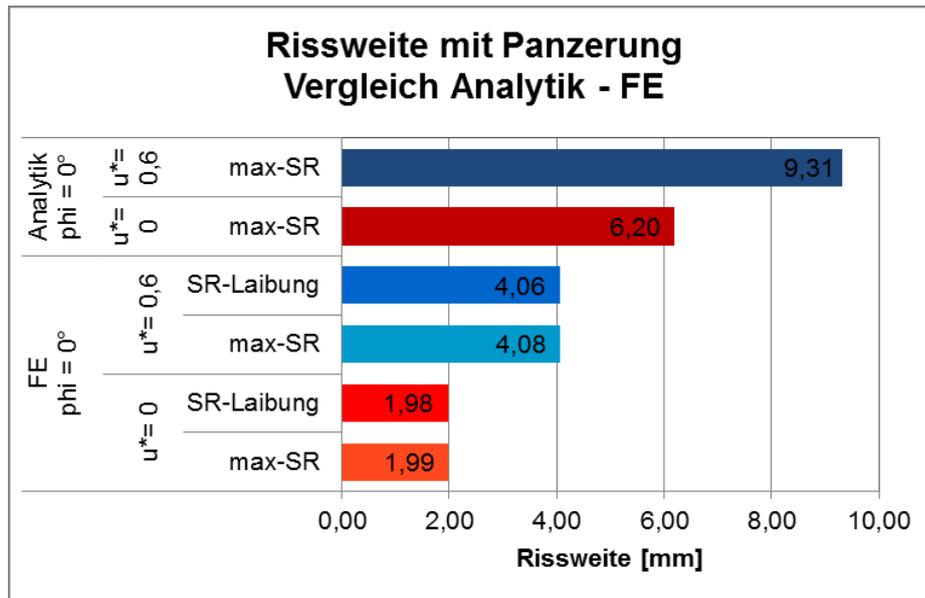


Abbildung 63: Rissweite mit Panzerung – Vergleich Analytik mit FE

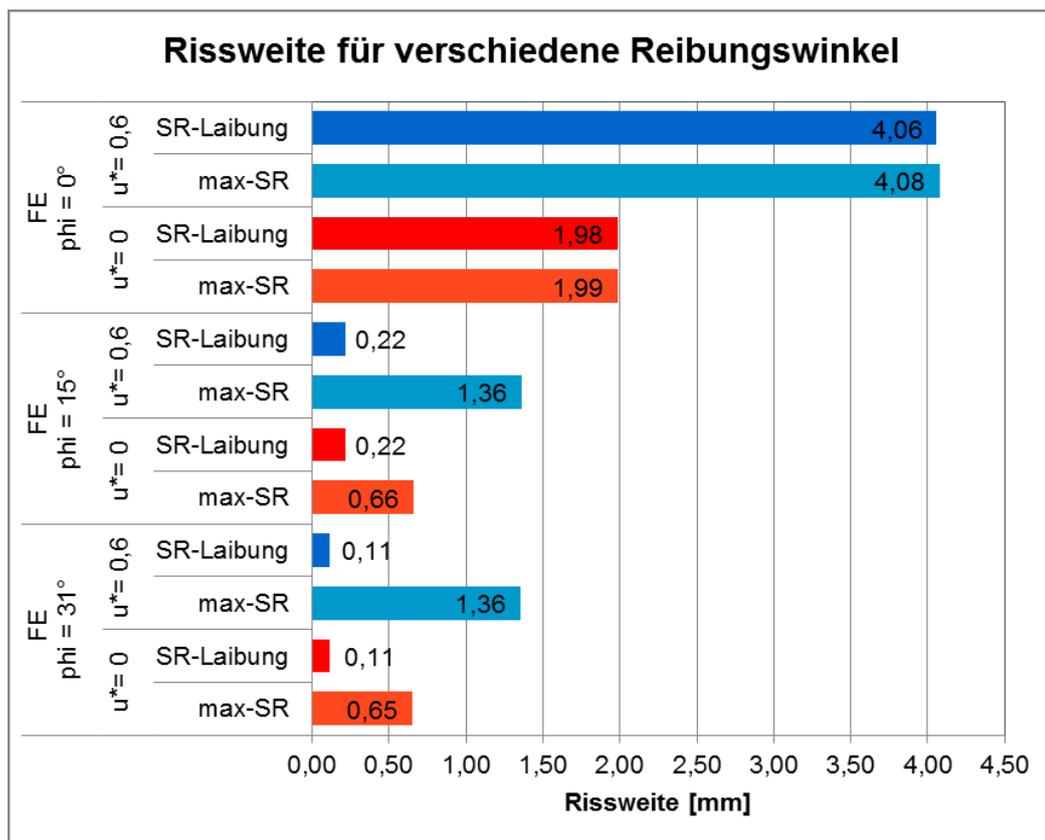


Abbildung 64: Rissweite in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Kluftwasserdruck

Bezieht man nun noch die aus der Bemessungsvorschrift (Innerhofer et al., 2018) resultierende Rissweite in den Vergleich ein, so ist erneut die Annäherung an die FE-Ergebnisse erkennbar (verbleibender Faktor etwa 1,5 bis 2,0).

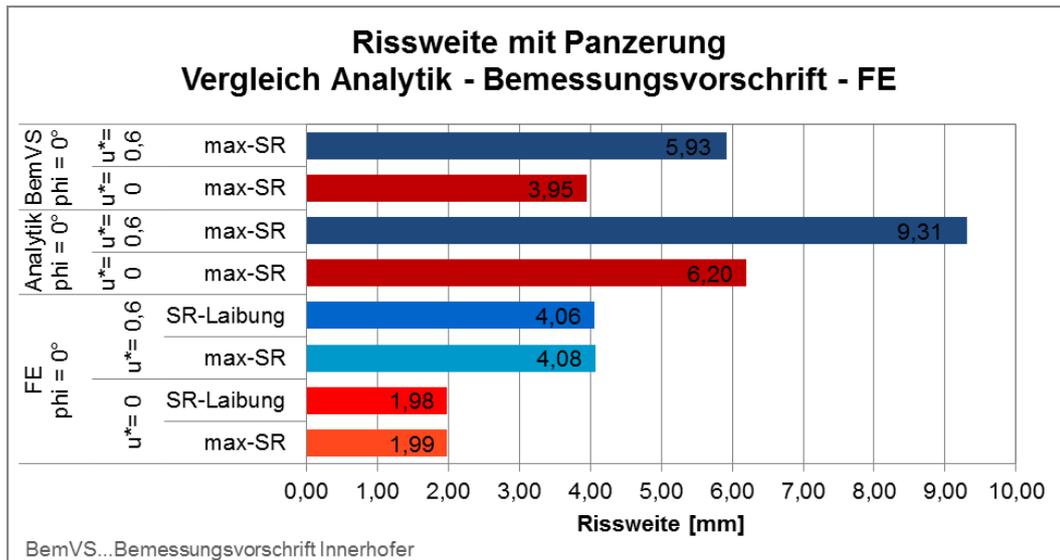


Abbildung 65: Rissweite mit Panzerung – Vergleich Analytik mit Bemessungsvorschrift und FE

3.4.2 Risstiefe

Die Analytik hat soweit in allen Vergleichen die Ergebnisse der FE-Berechnung hinsichtlich Risstiefe unterschätzt. Bei Verwendung eines Reibungswinkels wird zumindest bei vorhandenem Bergwasserdruck diese Beobachtung umgekehrt. Ohne wirkenden Kluftwasserdruck bleibt die FE-Prognose zwar höher als die Analytik, allerdings wird die Differenz zwischen den Ergebnissen weit geringer.

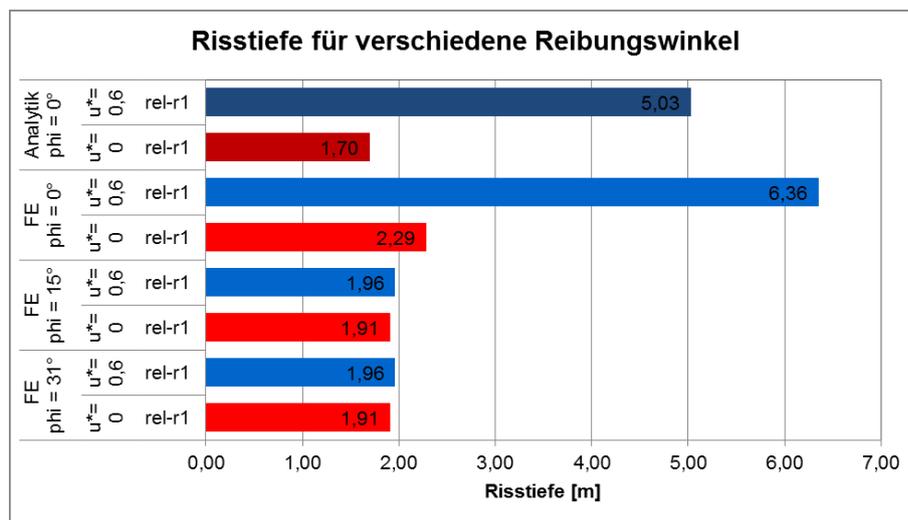


Abbildung 66: Risstiefen in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Kluftwasserdruck

In der Natur wird immer eine Reibung in der Ringfuge wirken, daher wird die eher zu gering liegende Risstiefe der Analytik relativ gut ausgeglichen, beziehungsweise bei entsprechendem Bergwasserspiegel sogar hinfällig.

4. Sicherheitskonzept und Sensitivitätsanalyse

Dieses Kapitel diskutiert einerseits die für die Bemessung vorgeschlagenen Sicherheiten, andererseits stellen Parametervariationen die Auswirkungen von unsicheren Eingangsparametern dar. Beides soll dem Leser helfen, die für eine sichere Bemessung wesentlichen Punkte zu erkennen.

4.1 Gebirgsverhalten – Gebirgsmitwirkung

Die Ermittlung geeigneter Gebirgsparameter stellt eine der schwierigsten Aufgaben in der Druckschachtbemessung dar. Da die tatsächlichen Verhältnisse erst nach erfolgter Bemessung des Bauwerks beim Vortrieb sichtbar werden, ist eine gute geologische und hydrogeologische Vorerkundung Voraussetzung. Auch die für eine Panzerung erforderlichen Bleche müssen bereits vor dem Auffahren des Schachtes festgelegt und bestellt werden. Ziel ist daher, geeignete Rechenwerte schon durch die Vorerkundung zu erlangen und diese durch die Anordnung von Versuchen nach dem Ausbruch zu bestätigen. Eine Datengewinnung über die gesamte Triebwasserstrecke ist dabei kaum möglich. Gängige Methoden sind Bohrloch-Abpressversuch, Doppellastplattenversuch, Radialpresse oder Messungen an den Verspannpratzen der Vortriebsmaschine. (Gerstner, 2015)

4.1.1 Vergleichsmodul

Das Gebirgsverhalten wird im Wesentlichen vom Vergleichsmodul (Steifigkeit) bestimmt. Dazu muss ein Rechenwert bestimmt werden, der die prognostizierten Verhältnisse wiedergibt, wobei Einflüsse wie Injektionen berücksichtigt werden. Die im Bemessungskonzept vorgesehene Absicherung des Felsanteils über die doppelte Radialverschiebung entspricht einer Halbierung des Vergleichsmoduls. Es erfolgt damit eine Verminderung des Vergleichsmoduls mit einem Sicherheitsfaktor von 2,0. Dieser Faktor ist gegebenenfalls hinsichtlich des Gefährdungspotenzials, der Gebirgsbeschaffenheit und den Kenntnissen über die geologische Situation anzupassen. (Innerhofer et al., 2018)

Übliche Rechenwerte für die Steifigkeit in Abhängigkeit der Gebirgsbeschaffenheit gibt Innerhofer et al. (2018) mit $V_R = 20$ GPa für „hard“, $V_R = 7,5$ GPa für „less hard“ und $V_R = 3,5$ GPa für „limp“ an. In Abhängigkeit der jeweiligen Geologie kommt es aber zu Unter- bzw. Überschreitungen dieser Bandbreite. Eine Änderung des Vergleichsmoduls

in einem bestimmten Verhältnis verändert die Radialverschiebung der Felslaibung im gleichen Verhältnis.

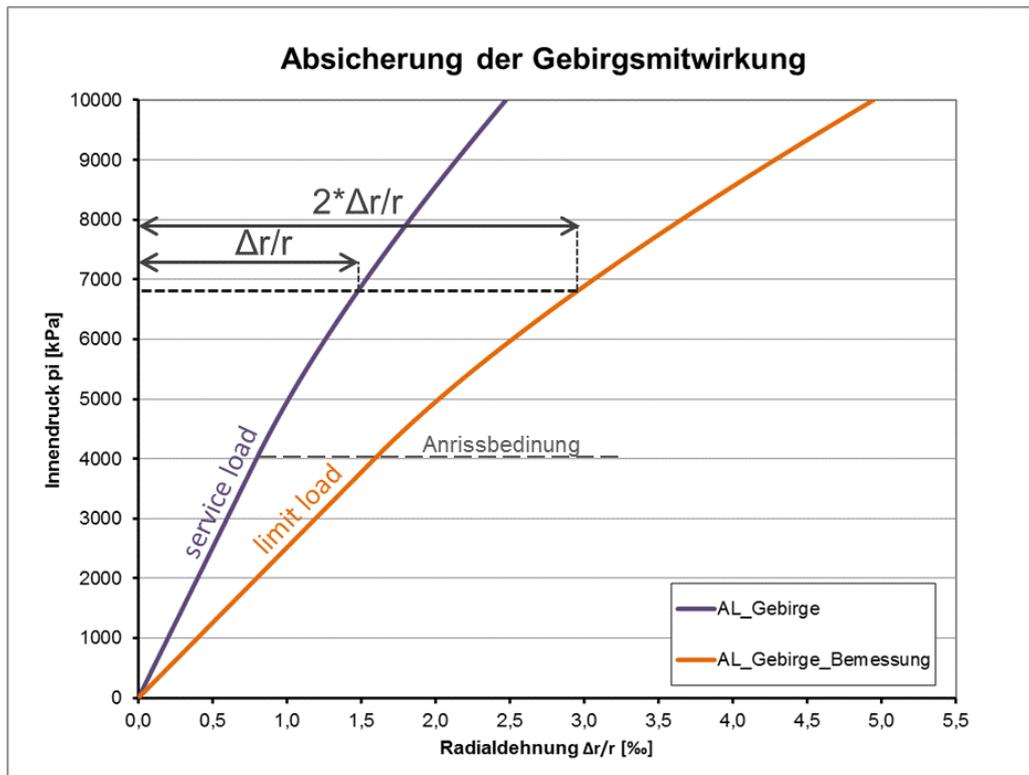


Abbildung 67: Absicherung der Gebirgsmitwirkung über die doppelte Radialverschiebung

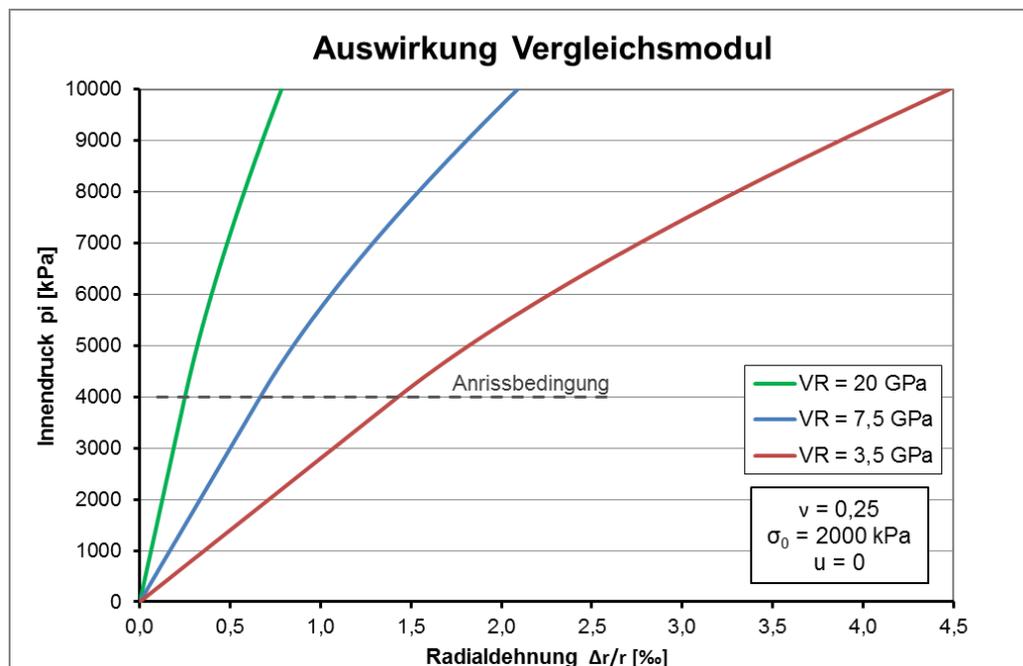


Abbildung 68: Auswirkung des Vergleichsmoduls auf die Gebirgs-Arbeitslinie. Dargestellt sind Arbeitslinien für die Gebirgsverhalten „hard“, „less hard“ und „limp“.

4.1.2 Querdehnzahl

Neben dem Vergleichsmodul kommt noch die Wirkung der Querdehnzahl hinzu, welche aber in kleineren Bereichen schwankt und das Ergebnis ohnehin weniger stark beeinflusst. Die Werte für Gesteine reichen von $\nu = 0,10$ bis $\nu = 0,35$, wobei der Bereich $\nu = 0,20 \div 0,30$ üblich ist. Höhere Querdehnzahlen vergrößern die Radialverschiebung der Laibung und umgekehrt, ein zu hoch angesetzter Wert liegt daher auf der sicheren Seite. (Seeber, 1999)

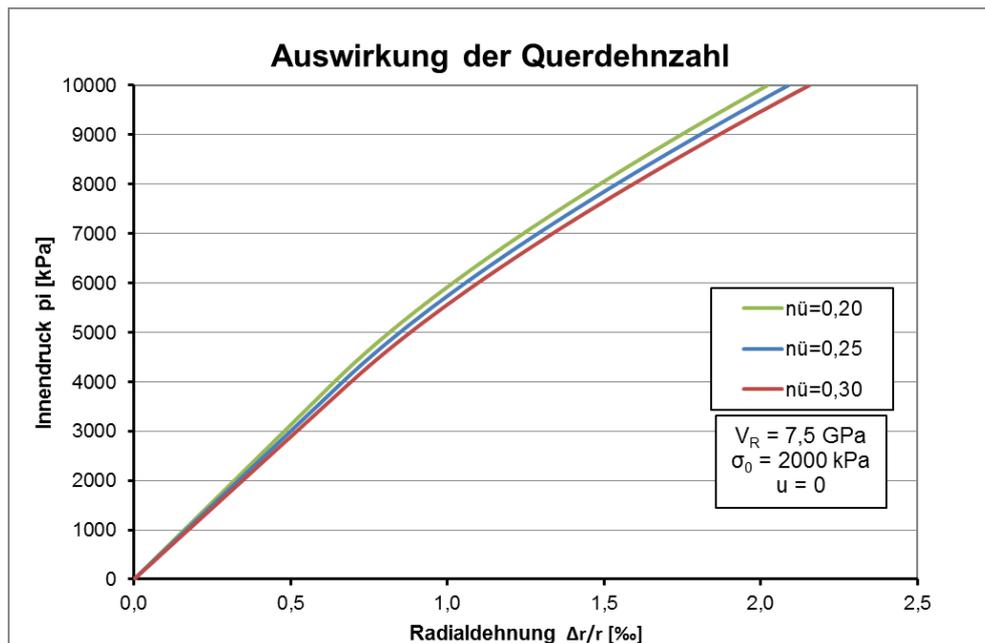


Abbildung 69: Auswirkung der Querdehnzahl auf die Radialverschiebung der Felslaibung

4.1.3 Primärspannung

Die Primärspannung bestimmt neben dem Kluftwasserdruck die Anrissbedingung, jenen Punkt, an dem sich die Gebirgs-Arbeitslinie zu krümmen beginnt. Niedrigere Primärspannungen liegen dabei auf der sicheren Seite, sie bewirken eine frühere Rissentstehung und damit ein weiches Gebirgsverhalten.

Die Primärspannung bestimmt sich grundsätzlich aus der Gebirgsüberlagerung. Nahe an der Geländeoberfläche verläuft die größere Hauptnormalspannung parallel zur freien Oberfläche, bei einem Hang daher hangparallel. Geklüftetes Gebirge kann ebenso die Richtung der Hauptnormalspannungen beeinflussen, insbesondere bei offenen Klüften. Von wesentlichem Einfluss sind aber tektonische Restspannungen. Sind Horizontalspannungen aus tektonischer Vorbelastung eingepreßt, kann die Spannung

in einem Berg oder Hügel aufsteigen. Die Primärspannungen im Kern des Berges fallen dann geringer aus, als durch die Überlagerungshöhe vermutet würde. Besonders in Kammlagen ist auf die starke Verbiegung der Spannungstrajektorien zu achten. (Seeber, 1999; Innerhofer et al., 2018)

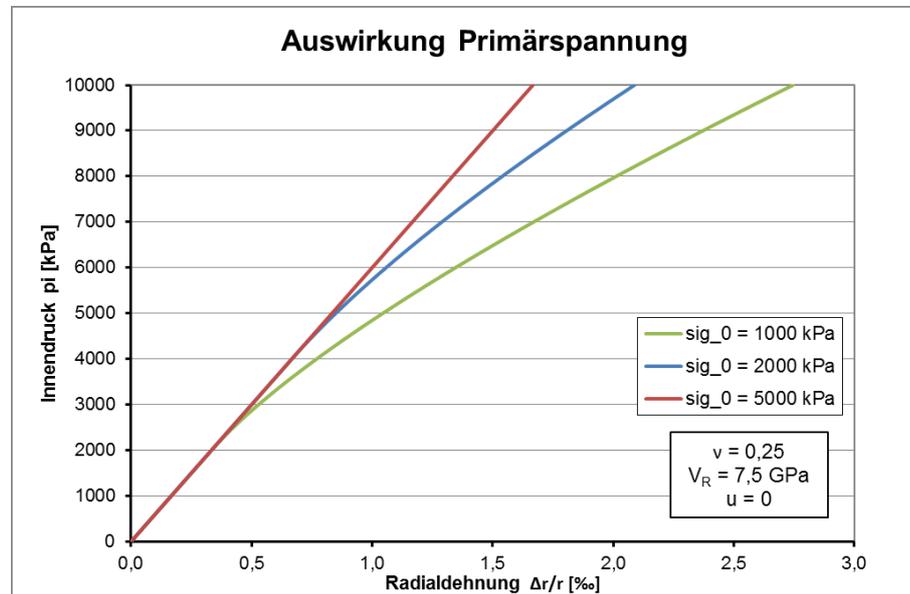


Abbildung 70: Auswirkung der Primärspannung auf die Gebirgs-Arbeitslinie.
Bei Kluftwasserdruck $u=0$ entspricht die Anrissbedingung der doppelten Primärspannung.

Anisotrope Primärspannungsverhältnisse bleiben in den analytischen Bemessungsformeln unberücksichtigt. Bilden sich bereits beim Ausbruch Risse geringer Tiefe, wird angenommen, dass diese Auflockerung durch die nachfolgenden Injektionen verfüllt und überprägt werden. Für die Bemessung wird der ungünstigste Fall angenommen und die kleinste Primärspannung als quasi-hydrostatische Primärspannung angesetzt. (Innerhofer et al., 2018)

4.1.4 Kluftwasserdruck

Der Kluftwasserdruck ergibt sich aus den vorherrschenden Bergwasserverhältnissen. Zu achten ist dabei, neben jahreszeitlicher und witterungsbedingter Schwankung, auf schräg stehende Klüfte oder wasserdichte Schichten, welche zu abgestuften Bergwasserspiegel-Verläufen führen können. Neben der Bemessung auf Beulen durch den Außenwasserdruck wirkt sich der Kluftwasserdruck auch auf die Rissbildung und somit die Gebirgs-Arbeitslinie aus. In der Innendruckbemessung nach dem neuen Bemessungskonzept stellt ein hoher Kluftwasserdruck die konservative Annahme dar, führt er doch früher zu einem Anriss. Es erfolgt aber nicht nur eine Verschiebung der Arbeitsli-

nie über die Anrissbedingung, sondern zusätzlich eine Abflachung bei höherem Kluffwasserdruck, wie in Abbildung 71 ersichtlich ist. (Seeber, 1999; Innerhofer et al., 2018)

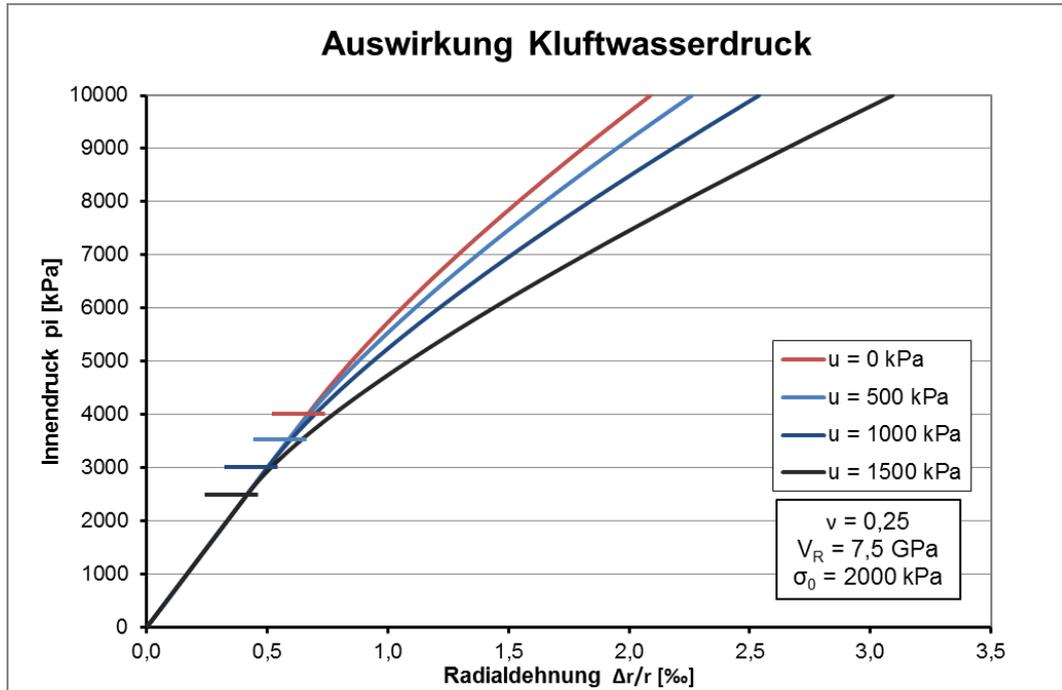


Abbildung 71: Auswirkung des Kluffwasserdrucks auf die Gebirgs-Arbeitslinie. Die waagrechten Striche deuten die Höhe der jeweiligen Anrissbedingung an.

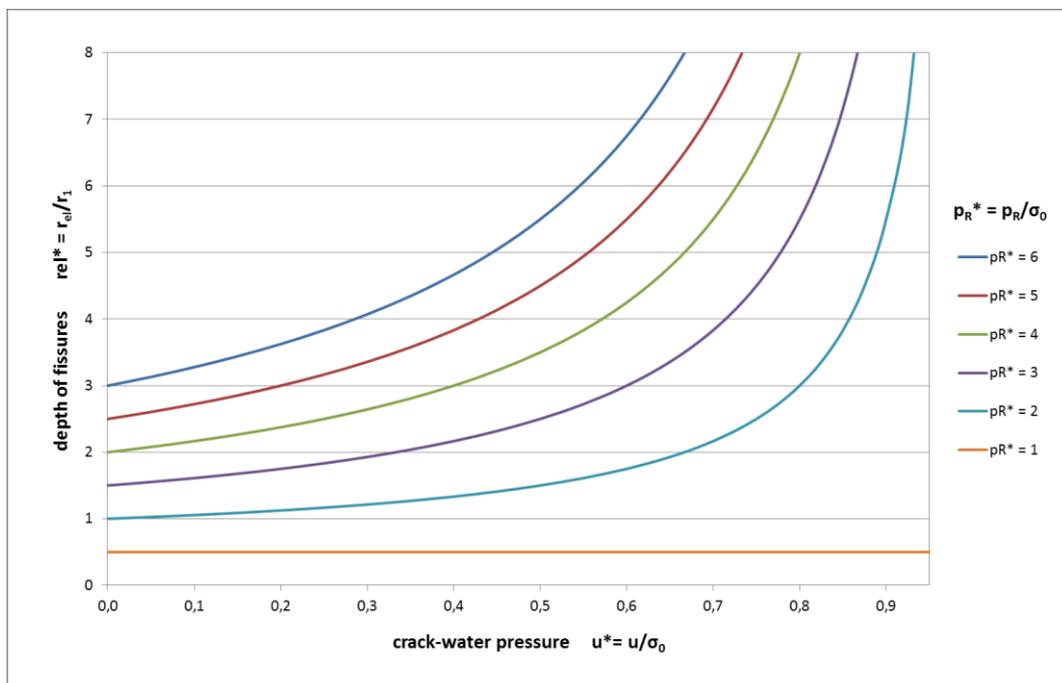


Abbildung 72: Auswirkung des Kluffwasserdrucks auf die Risstiefe (aus: Innerhofer et al., 2017)

4.2 Radialrisse im Felsmantel

Die Entwicklung der Radialrisse bei steigender Innendruckbelastung wird über das zuvor beschriebene Gebirgsverhalten gesteuert. Im Folgenden wird aber Öffnung und Tiefe der Risse genauer betrachtet.

4.2.1 Rissweite

Grundsätzlich wird die Rissweite aus der durch die Radialverschiebung der Schachtlai-
bung entstehenden Umfangsdehnung abgeleitet. Innerhofer et al. (2018) schlägt aller-
dings bei der Bemessung eine Abminderung der Rissweite um den Faktor 2/3 vor und
stützt sich dabei auf Ergebnisse aus einer FE-Berechnung. Die Rissweite soll also nur
zwei Drittel der plastischen Dehnung betragen.

Anhand der in Kapitel 3 dargestellten FE-Studie lässt sich zeigen, dass diese Annahme
gegenüber den FE-Ergebnissen auf der sicheren Seite liegt (vgl. Abbildungen auf Seite
60). In Tabelle 8 (Seite 59) ist erkennbar, dass die verbleibenden Sicherheiten zwi-
schen Rissweite aus FE-Berechnung und Rissweite laut Bemessungskonzept nach wie
vor etwa 1,7 bis 2,2 betragen. Der in Kapitel 3 untersuchte Einzelriss wird in der Praxis
eher als Diametralriss auftreten, weshalb für einen ausgewählten Lastfall noch der
Vergleich mit einem FE-Diametralrissmodell ergänzt wird:

σ_0 [kPa]	$u^*=u/\sigma_0$ [-]	p_R [kPa]	Riss?	Rissweite ΣS_R im Halbraum [mm]			
				Analytik	BemVS	FE Einzelr.	FE Diam.r.
3000	0	10000	ja	10,35	6,59	2,96	3,22
	0,25		ja	13,34	8,49	4,36	4,98

BemVS...Bemessungsvorschrift Innerhofer

FE Einzelr....Rissweite FE Einzelrissmodell

FE Diam.r....Rissweite eines Risses FE Diametralrissmodell

*Tabelle 11: Vergleich der Rissweiten von Analytik und Bemessungsvorschrift mit den Risswei-
ten einer FE-Berechnung am Einzelriss- bzw. Diametralrissmodell.*

Die Sicherheit zwischen Bemessungsvorschrift (BemVS) und FE-Ergebnis verringert
sich bei Anwendung des Diametralrissmodells im Gegensatz zum Einzelrissmodell von
2,2 auf 2,0 ($u^*=0$) bzw. 1,9 auf 1,7 ($u^*=0,25$). Bei einem Diametralriss verringert sich
die Sicherheit also geringfügig, es bleibt aber eine Faktor von $>1,0$, bei praktisch auf-
tretenden Lastfallkombinationen wahrscheinlich sogar $>1,5$, erhalten. Außerdem zeigt
sich bei Einbau einer Panzerung in den FE- Ergebnissen eine Verringerung der auftre-
tenden Rissweiten durch die Reibung in der Ringfuge. Eine Beaufschlagung der Riss-

weite mit einem Teilsicherheitsbeiwert ist nicht vorgesehen und nicht notwendig, da die Absicherung des Gebirgsanteiles über die doppelte Radialverschiebung auch eine Absicherung der Rissweite bewirkt. Daher kann diesem Vorschlag der Abminderung auf zwei Drittel der plastischen Umfangsdehnung zugestimmt werden, wobei eine Anpassung an die jeweiligen Verhältnisse empfohlen ist.

4.2.2 Risstiefe

Auf die Risstiefe wird im Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. (2018) keine Sicherheit angewendet. Die Annahme konservativer Primärspannungs- und Kluftwasserdruckzustände bewirkt aber dennoch eine Absicherung der resultierenden Risstiefe. Wie sich der Riss im Gebirge ausbreitet, wird schwer vorherzusagen sein und hängt unter anderem auch vom Trennflächengefüge im Fels ab. Die Risstiefe gibt daher generell nur eine Größenordnung des Einflusses an und eine exakte Bestimmung würde keinen wirklichen Vorteil bringen. Zu beachten gilt es nur, dass eine im Vergleich zur Risstiefe ausreichende Gebirgsüberdeckung vorhanden sein soll, um eine sichere Abstützung der auftretenden Kräfte im Gebirge und damit Stabilität des Gesamtsystems zu ermöglichen. (Innerhofer et al., 2018)

4.3 Stahlpanzerung

4.3.1 Rissüberbrückung – Auswirkung des Innendurchmessers

Der Vollständigkeit halber wird erwähnt, dass ein höherer Innendurchmesser über den größeren Umfang auch die Rissweite ansteigen lässt (linearer Einfluss). Damit muss auch die aus der Rissüberbrückung erforderliche Wandstärke größer werden.

4.3.2 Rissüberbrückung – Berechnung der maßgebenden Wandstärke

Das Kriterium der Rissüberbrückung besagt, dass die Rissweite im Fels kleiner der kritischen Rissweite der Stahlpanzerung sein muss. Durch die Abhängigkeiten über Radialdehnung, Felsanteil und Wandstärke stellt sich das Finden der kleinstmöglichen Wandstärke bei gleichzeitig konservativen Annahmen (im nötigen Umfang) als durchaus komplexe Angelegenheit dar. Die folgenden Diagramme stellen die wesentlichen Abhängigkeiten und Auswirkungen von Absicherungen dar.

In Abbildung 73 ist die Entwicklung der Rissweite gegenüber der Felsbelastung aufgetragen. Die Rissweite im Fels für den Fall „service load“ entspricht der Rissweite laut grundlegender Analytik, jener für den Fall „limit load“ liegt eine Verdopplung der Rissweite aufgrund verdoppelter Radialdehnung zugrunde. Die rote mit „BemVS“ bezeichnete Linie stellt die nach dem Bemessungskonzept (Innerhofer et al., 2018) berechnete Rissweite im Fels dar, das entspricht zwei Dritteln der Rissweite aus dem Fall „limit load“. In grau sind die kritischen Rissweiten für unterschiedliche Panzerungsstärken eingetragen. Schnittpunkt „1“ gibt den maximalen Gebirgsanteil bei Verwendung einer 2 mm dicken Panzerung an. Bei Gebirgsanteilen darüber ist das Kriterium der Rissüberbrückung nicht mehr erfüllt. Eine Erhöhung der Wandstärke auf 4 mm liefert Schnittpunkt „2“ mit entsprechend höherem möglichen Gebirgsanteil. Ziel ist nun, jene minimale Wandstärke zu finden, welche diesen von der Wandstärke abhängigen maximalen Gebirgsanteil erfüllen bzw. knapp unterschreiten kann.

Geht man nun mit der Wandstärke von 2 mm und zugehörigem Gebirgsanteil „ $p_{R,1}$ “ in das Arbeitsliniendiagramm (Abbildung 74), erkennt man, dass eine höhere Wandstärke notwendig ist, um diesen Gebirgsanteil auf der Arbeitslinie „limit load“ zu erreichen. Für die Wandstärke von 4 mm und den Gebirgsanteil „ $p_{R,2}$ “ ist die Bedingung hingegen erfüllt.

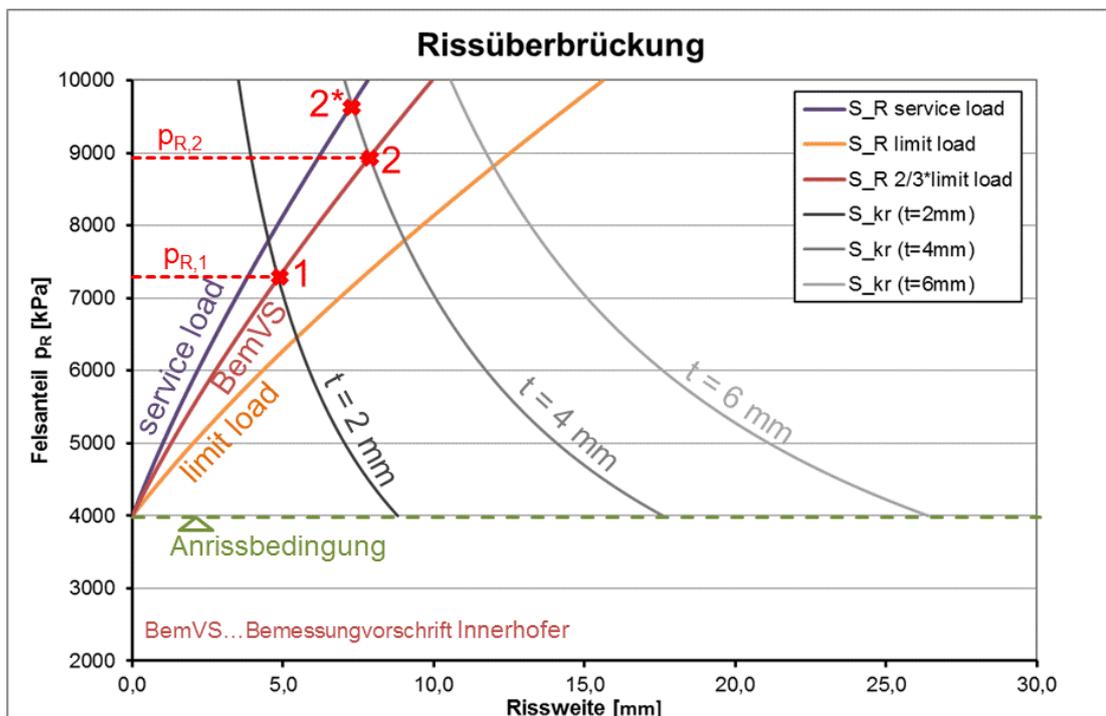


Abbildung 73: Darstellung der Rissweiten in Abhängigkeit des Felsanteils.

Die Rissweite im Fels für „limit load“ stellt den doppelten Wert von „service load“ dar, die Rissweite für die Bemessung (BemVS) wurde mit dem vorgeschlagenen Faktor „2/3“ abgesichert.

Die grauen Kurven definieren die kritische Rissweite für unterschiedliche Wandstärken.

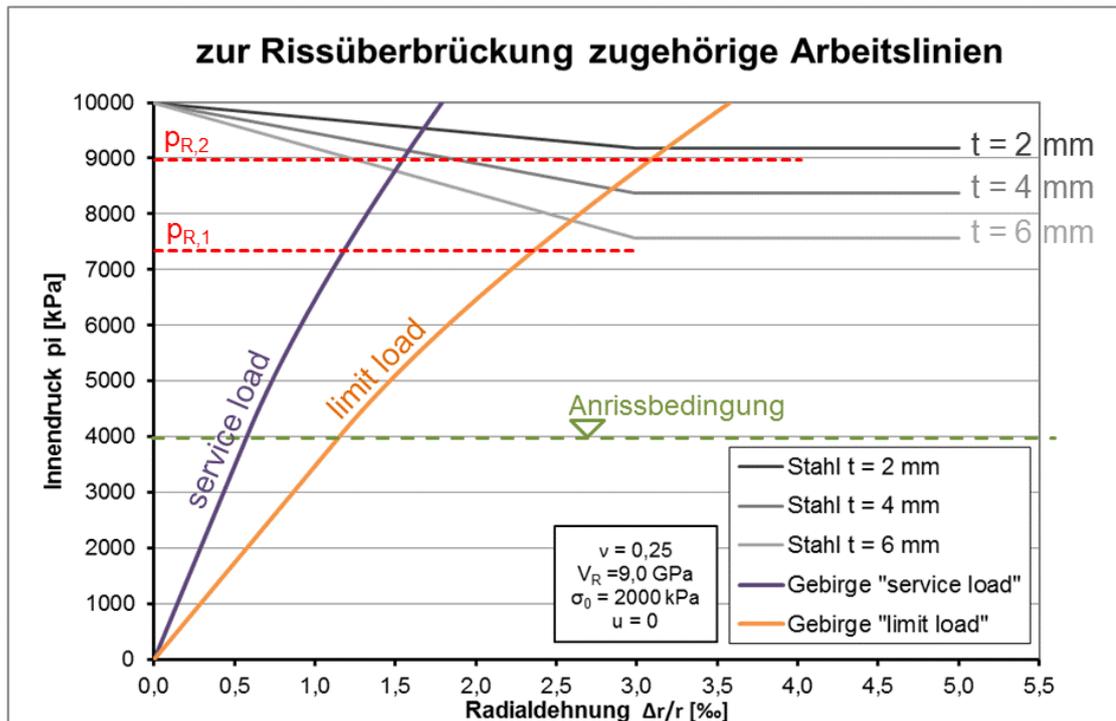


Abbildung 74: Zugehörige Arbeitslinien zu Abbildung 73 – Rissüberbrückung

Möchte man allerdings den geforderten maximalen Gebirgsanteil auf der Arbeitslinie „service load“ erfüllen, so reicht auch eine Wandstärke von 4 mm nicht aus. Das könnte den Eindruck erwecken, die Vorgehensweise über die Arbeitslinie „limit load“ stelle die unsichere Seite dar. Um aber in der Berechnung konsistent zu bleiben, müsste dann der mögliche Gebirgsanteil laut Schnittpunkt „2“ zur Anwendung kommen, bei dem die 4 mm-Panzerung auch wieder ausreichende Reserven bietet.

4.3.3 Rissüberbrückung – Reibungswinkel in der Ringfuge

Die Schlupflänge und damit die mögliche überbrückbare Rissweite hängen stark vom Reibungsbeiwert in der Ringfuge ab. Der Erfahrung nach kann eine Kohäsion ausgeschlossen werden. Unter der Annahme eines reibungsfreien Gleitens würde sich die Rissweite über die Umfangsdehnung gleichmäßig verteilen. Bei steigendem Reibungsbeiwert verkürzt sich die Schlupflänge und die kritische Rissweite wird kleiner. Im unten angeführten Rissweiten-Diagramm lässt sich der Einfluss des Reibungswertes gut erkennen. Für eine bestimmte Wandstärke (4 mm) sind die Kurven der kritischen Rissweite für Reibungswerte von $\mu = 0,1$ bis $\mu = 0,6$ aufgetragen. Während sich Änderungen bei kleinen Werten stärker auswirken, wird der Unterschied mit steigendem Reibungswert zwar geringer, bleibt aber dennoch von erheblichem Einfluss auf das Bemessungsergebnis. Werte des Reibungsbeiwertes zwischen Stahl und Hinterfüllbeton

liegen üblicherweise im Bereich $\mu = 0,3$ bis $\mu = 0,5$. Für das im Diagramm gezeigte Beispiel ergeben sich damit immerhin unterschiedliche zulässige Gebirgsanteile von 8 MPa ($\mu = 0,5$), 8,5 MPa ($\mu = 0,4$) und 9,5 MPa ($\mu = 0,3$). Die Auswahl des Reibungsbeiwertes für die Bemessung muss daher gut überlegt werden, wobei ein höherer Wert auf der sicheren Seite liegt.

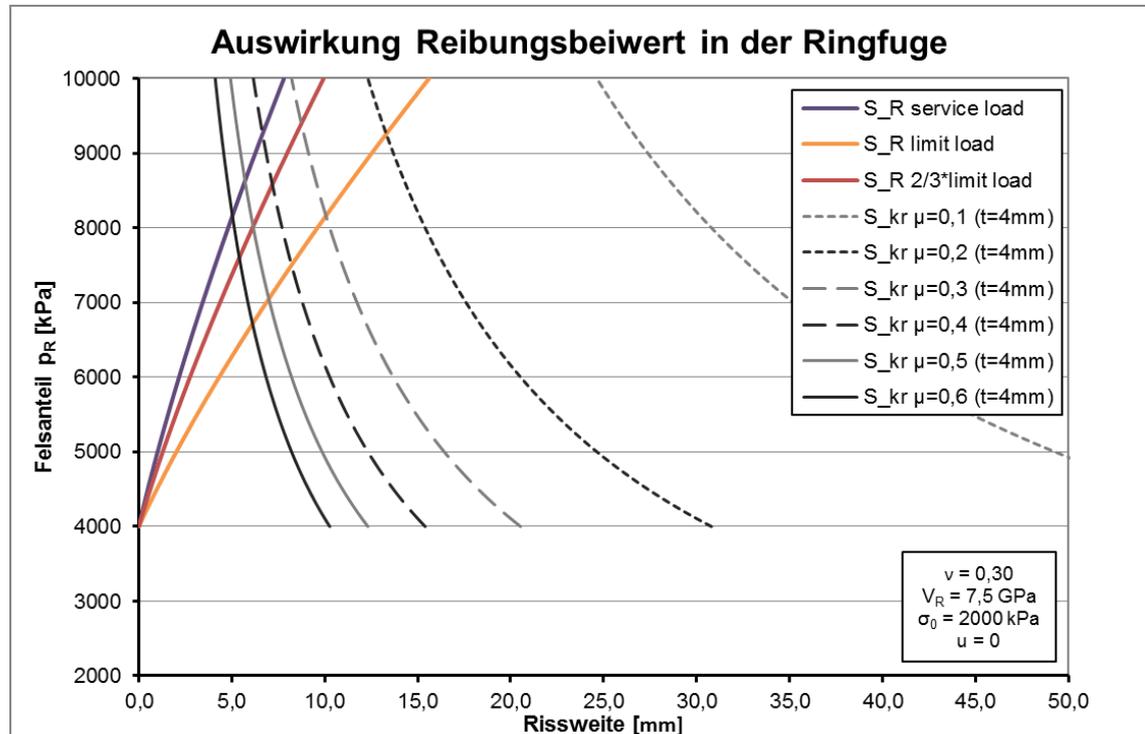


Abbildung 75: Auswirkung des Reibungsbeiwertes in der Ringfuge auf die kritische Rissweite

Der analytischen Berechnung der Schlupflänge liegt die Betrachtung einer dickwandigen Panzerung zugrunde. Kommt allerdings eine dünnwandige Panzerung mit Betoninnenring zur Anwendung, wirkt auch auf der Panzerungs-Innenseite eine Reibungskraft. Um die Auswirkungen auf die Rissüberbrückung festzustellen, sind weitere Überlegungen zum Systemverhalten anzustellen. Zu prüfen ist vor allem die Zusatzbelastung auf den Innenring durch den aufgehenden Felsriss und ob sich die Reibung auf der Innenseite positiv oder negativ auf die kritische Rissweite auswirkt.

Verstärkungen um Injektionsnippel erfüllen die Modellvorstellung mit Schlupf nicht und wirken als eine Art Dübel. Die Anordnung sollte daher nicht dort erfolgen, wo ein Riss erwartet wird.

4.3.4 Absicherung des Stahlanteils

Die Absicherung des Stahlanteils bzw. der Wandstärke für den Fall „limit load“ ist mit einem Sicherheitsfaktor von 1,75 vorgesehen. Zusätzlich stellt die Begrenzung der Stahldehnung im Fall „service load“ auf 65% der Streckgrenze eine Absicherung des Ausnutzungsgrades dar. Die Dehnungsbegrenzung ist dabei ähnlich dem Seeber-Verfahren, dort gibt es aber keinen zusätzlichen Sicherheitsfaktor. Durch Anwendung beider Absicherungen gemeinsam resultiert eine recht hohe Sicherheit, nämlich ein Faktor von 2,7 für den Fall „service load“ (siehe Abbildung 76). Interessant ist zusätzlich, dass in Abhängigkeit der verwendeten Stahlfestigkeit bei der Grenzdehnung unter Umständen kein Schnittpunkt mit der Gebirgsarbeitslinie gefunden werden kann und daher keine Bestimmung einer Wandstärke möglich ist. Es kann dann nur auf Rissüberbrückung dimensioniert werden (siehe auch 4.3.5 bzw. Abbildung 80).

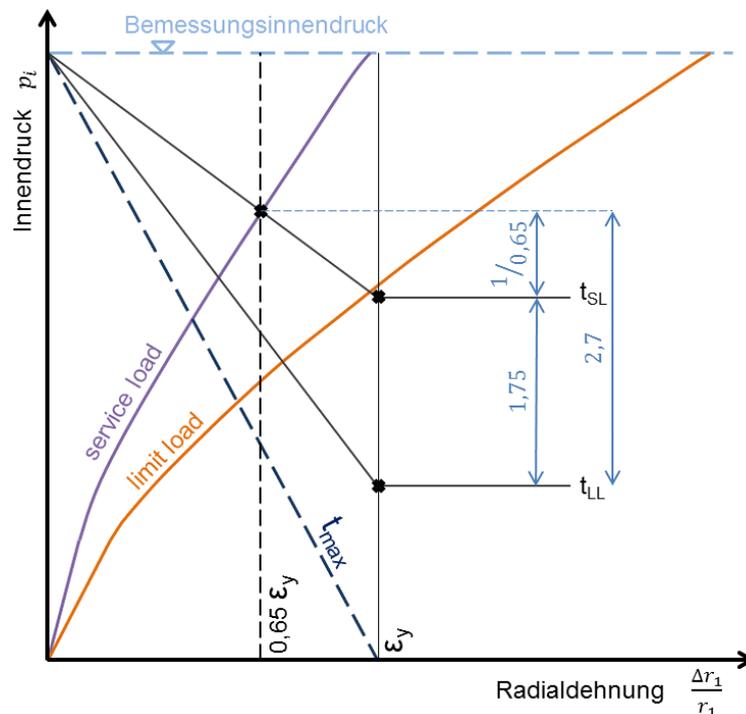


Abbildung 76: Darstellung der Stahlsicherheit im Bemessungsdiagramm.
Ab einer Wandstärke von t_{max} kann die Panzerung den Innendruck alleine aufnehmen.

Resultieren aus der Bemessung hohe Wandstärken, ist der Sicherheitsfaktor gegebenenfalls anzupassen. Kann die Panzerung bei oder vor dem Erreichen der Streckgrenze bereits den gesamten Innendruck aufnehmen, wirkt sie als freitragendes Rohr und es wird keine Gebirgsmitwirkung mehr in Rechnung gestellt.

4.3.5 Auswahl der Stahlsorte

Die Auswahl der Stahlsorte legt das Materialverhalten der Panzerung hinsichtlich Verformungsverhalten, zulässiger Dehnung und Rissüberbrückung fest. Weichere Stähle bieten mehr Sicherheit gegen Bruch bei der Rissüberbrückung, durch die niedrigere Streckgrenze verringert sich allerdings der absolute Wert der zulässigen Stahldehnung. Es ist daher im Einzelfall abzuwiegen, welche Eigenschaften wichtiger sind und welcher Stahl die wirtschaftlichere Alternative bietet. Muss die Panzerung hauptsächlich eine Dichtungsaufgabe erfüllen, ist ein weicherer Stahl mit hoher plastischer Reserve die bessere Wahl. Ist hingegen die Außendruckbelastung maßgebend, erfordert ein höherfester Stahl die geringere Wandstärke. (Seeber, 1999)

Für die Veranschaulichung der Auswirkungen werden zwei grundsätzliche Belastungsfälle verwendet. Einmal liegt der Innendruck nur so hoch, dass die Panzerung hauptsächlich eine Dichtfunktion hat, und einmal so weit über der Anrissbedingung, dass die Panzerung einen entsprechenden Anteil des Innendruckes übernehmen muss. Die beiden Lastfälle unterscheiden sich nur in der Innendruckbelastung. Als Stahlsorten wurden ein ALFORM 355 und ein ALFORM 700 ausgewählt. Da die Gleichmaßdehnung nicht explizit angegeben ist, wird ein etwas unter der Bruchdehnung liegender Wert verwendet. Für diesen Vergleich reicht diese Annahme aus.

ALFORM 355 M				ALFORM 700 M			
Streckgrenze	f_y	355	[MPa]	Streckgrenze	f_y	700	[MPa]
Zugfestigkeit	f_u	430	[MPa]	Zugfestigkeit	f_u	770	[MPa]
Bruchdehnung	ϵ_u	0,24	[-]	Bruchdehnung	ϵ_u	0,14	[-]
Gleichmaßdehnung (Annahme)	ϵ_g	0,15	[-]	Gleichmaßdehnung (Annahme)	ϵ_g	0,08	[-]

Tabelle 12: Materialparameter unterschiedlicher Stahlsorten

Lastfall 1				Lastfall 2			
Vergleichsmodul	V_R	6000	[MPa]	Vergleichsmodul	V_R	6000	[MPa]
Querdehnzahl	ν	0,25	[-]	Querdehnzahl	ν	0,25	[-]
kl. Primärspannung	σ_0	2000	[kPa]	kl. Primärspannung	σ_0	2000	[kPa]
Kluftwasserdruck	u	500	[kPa]	Kluftwasserdruck	u	500	[kPa]
Innendruck	p_i	10000	[kPa]	Innendruck	p_i	6000	[kPa]
Reibungsbeiwert	μ	0,35	[-]	Reibungsbeiwert	μ	0,35	[-]
Innendurchmesser	d_i	4,0	[m]	Innendurchmesser	d_i	4,0	[m]

Tabelle 13: Gebirgsparameter und Belastungen der beiden Lastfälle

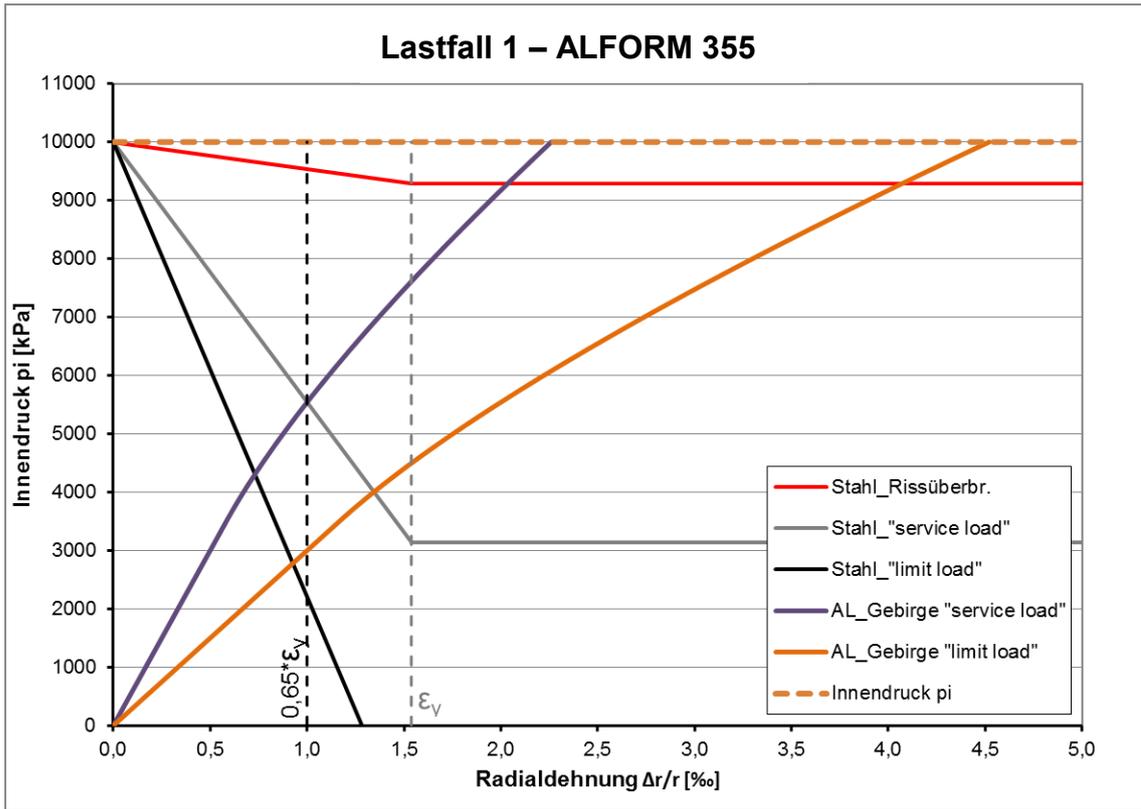


Abbildung 77: Bemessungsdiagramm Lastfall 1 mit Stahlsorte ALFORM 355

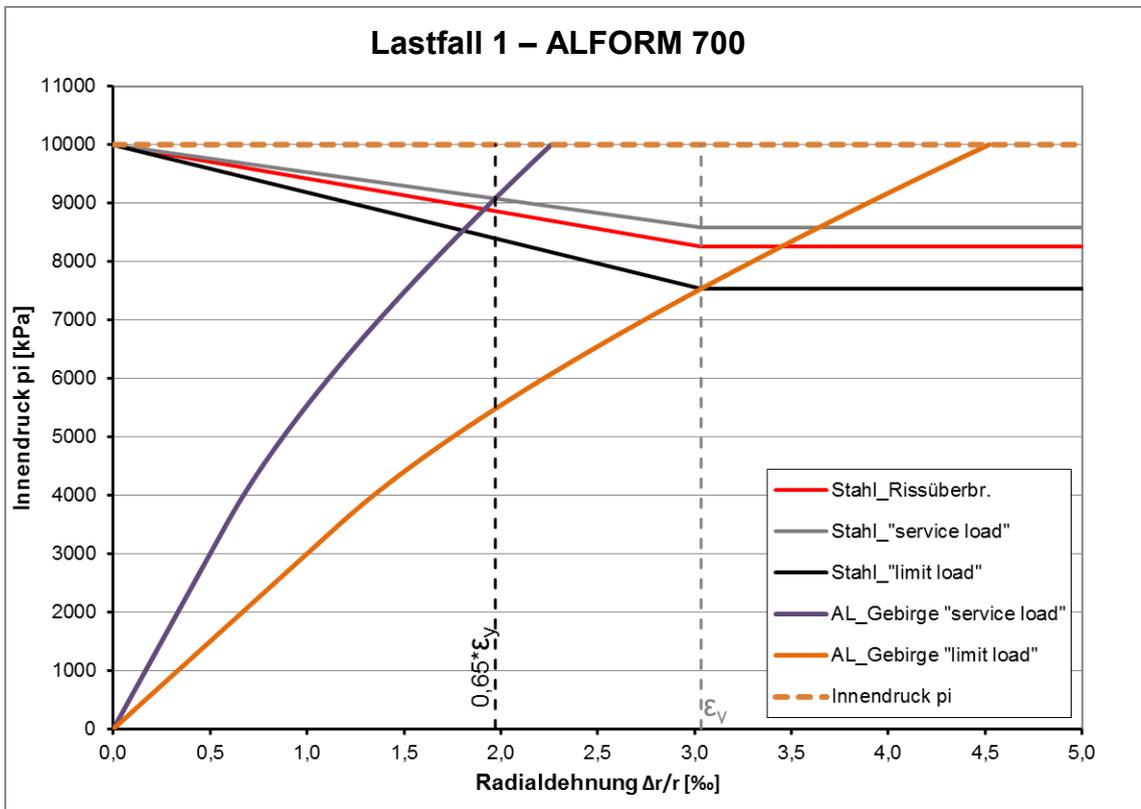


Abbildung 78: Bemessungsdiagramm Lastfall 1 mit Stahlsorte ALFORM 700

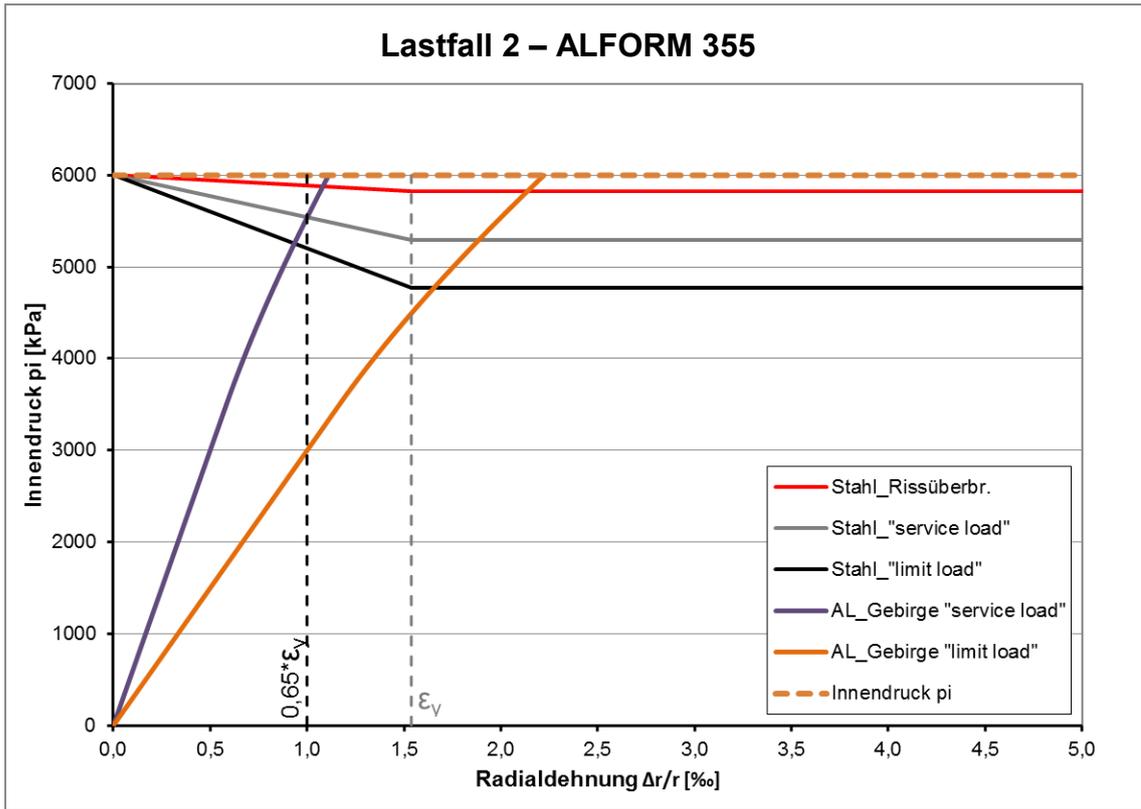


Abbildung 79: Bemessungsdiagramm Lastfall 2 mit Stahlsorte ALFORM 355

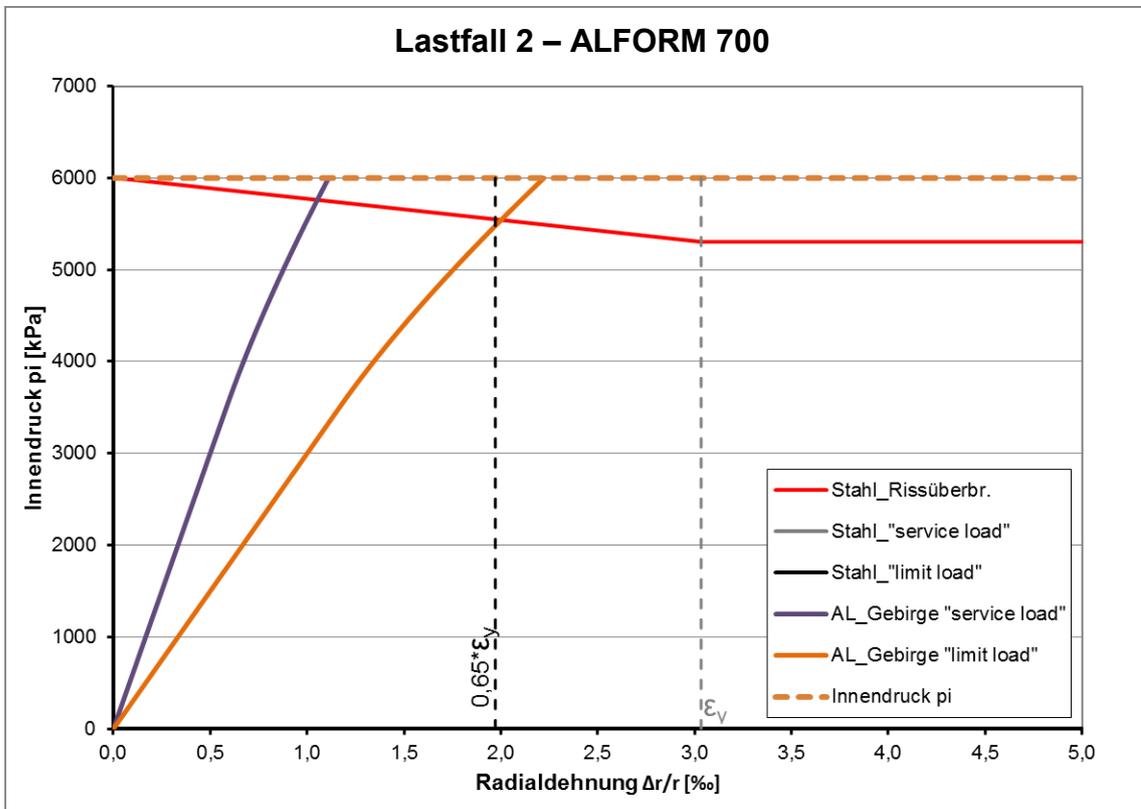


Abbildung 80: Bemessungsdiagramm Lastfall 2 mit Stahlsorte ALFORM 700

Wandstärken in mm	Lastfall 1		Lastfall 2	
	ALFORM 355	ALFORM 700	ALFORM 355	ALFORM 700
service load	39 mm	4 mm	4 mm	-
limit load	68 mm	7 mm	7 mm	-
Rissüberbrückung	4 mm	5 mm	1 mm	2 mm

Tabelle 14: Ergebnisse der Panzerungsbemessung für unterschiedliche Stahlsorten

Die Ergebnisse zeigen klar, dass der weichere Stahl für die Rissüberbrückung weniger Wandstärke benötigt. Soll der Stahl also nur eine Dichtfunktion erfüllen, erhöht sich mit einem weichen Stahl die Sicherheit bei gleichzeitiger Kosteneinsparung. Bei der Forderung nach höheren Stahlanteilen spielt jedoch der härteste Stahl durch die höhere zulässige Dehnung seine Vorteile aus und liefert erheblich geringere Wandstärken.

Der Vergleich am zweiten Lastfall zeigt ein interessantes Verhalten. Durch die höhere zulässige Dehnung bei ALFORM 700 ergibt sich kein Schnittpunkt von $0,65 \cdot \varepsilon_y$ mit der „service load“-Arbeitslinie, somit muss nur auf Rissüberbrückung dimensioniert werden. Der weichere ALFORM 355 liefert jedoch einen Schnittpunkt und die erforderliche Wandstärke beträgt ein Mehrfaches jener, für die Rissüberbrückung notwendigen Stahldicke.

4.4 Innendruckbelastung

Die Innendruckbelastung durch das Triebwasser ist gut bekannt und berechenbar. Die Maximalbelastung ist einerseits durch die Berücksichtigung von außergewöhnlichen Betriebsvorgängen, wie Notschluss oder ungünstigster Überlagerung von Anfahrt- bzw. Abschalt-schwingungen, und andererseits durch moderne und exakte Maschinensteuerung sehr genau bekannt. Es muss daher nicht zwingend ein Teilsicherheitsfaktor auf den Innendruck angewendet werden. Oftmals erfolgt aber eine Absicherung mit einem Faktor von 1,1.

4.5 Grundsätzliche Bemessungsfälle für Innendruckbelastung

Aus den Untersuchungen der Parameter haben sich einige grundsätzliche Bemessungsfälle gezeigt. Die in den entsprechenden Diagrammen eingefärbte Fläche zeigt den Bereich des Innendruckes in Relation zu Gebirgs- und Stahleigenschaften an.

a) Der Innendruck liegt unterhalb der Anrissbedingung:

Die Gebirgs-Arbeitslinie verläuft linear elastisch und es kommt noch zu keinen Radialrissen im Fels. Unterhalb der minimalen Primärspannung ist keine dichte Auskleidung erforderlich, oberhalb muss allerdings die Dichtheit sichergestellt werden.

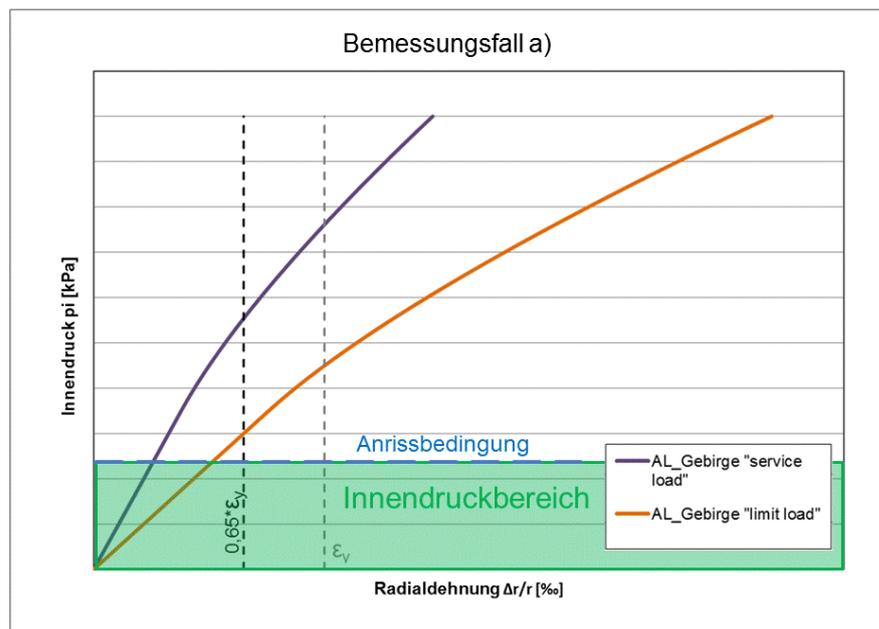


Abbildung 81: Bemessungsfall a): Die Gebirgs-Arbeitslinie ist elastisch. Keine Felsrisse.

- b) Der Innendruck liegt oberhalb der Anrissbedingung, die Stahlpanzerung hat jedoch rein die Aufgabe einer Dichtung:

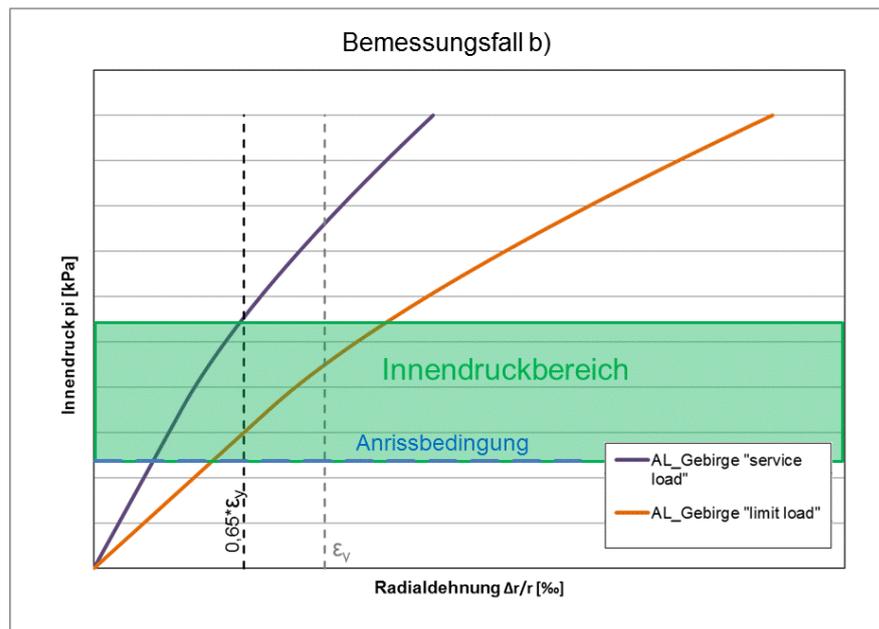


Abbildung 82: Bemessungsfall b): Die Stahlpanzerung dient rein der Dichtigkeit des Schachtes.

Ergibt sich aus der begrenzten Stahldehnung und der „service load“-Arbeitslinie kein Schnittpunkt, bleibt nur eine Dimensionierung über das Kriterium der Rissüberbrückung. Je nach Höhe der Fließgrenze der verwendeten Stahlsorte liegt die Obergrenze dieses Bemessungsbereichs höher oder tiefer. Aus Sicht der Sicherheitsbetrachtung scheint der Umstand unpassend, dass sich bei verschiedenen Stählen an anderer Stelle eine erforderliche Wandstärke ergibt. Es wird aber bei höherfesten Stählen keine Stahlmitwirkung erforderlich, durch welche schon geringe, allein auf Rissüberbrückung bemessene Panzerungen eine gewisse Stahlmitwirkung bieten. In der Praxis muss die, für die Rissüberbrückung notwendige, Wandstärke oft durch eine höhere Konstruktionswandstärke ersetzt werden. Außerdem dienen diese geringen Wandstärken in erster Linie der Dichtfunktion.

- c) Der Innendruck liegt oberhalb der Anrissbedingung und die Stahlpanzerung übernimmt einen Anteil am Innendruck:

Dieser Bereich liegt vor, wenn über die Begrenzung der Stahldehnung eine erforderliche Wandstärke definiert werden kann. Gebirgs- und Stahlanteil werden für den Fall „limit load“ abgesichert und zusätzlich erfolgt eine Prüfung der Rissüberbrückung. Je höher der Innendruck und weicher der Stahl, desto unwahrscheinlicher wird dabei das Kriterium der Rissüberbrückung maßgebend.

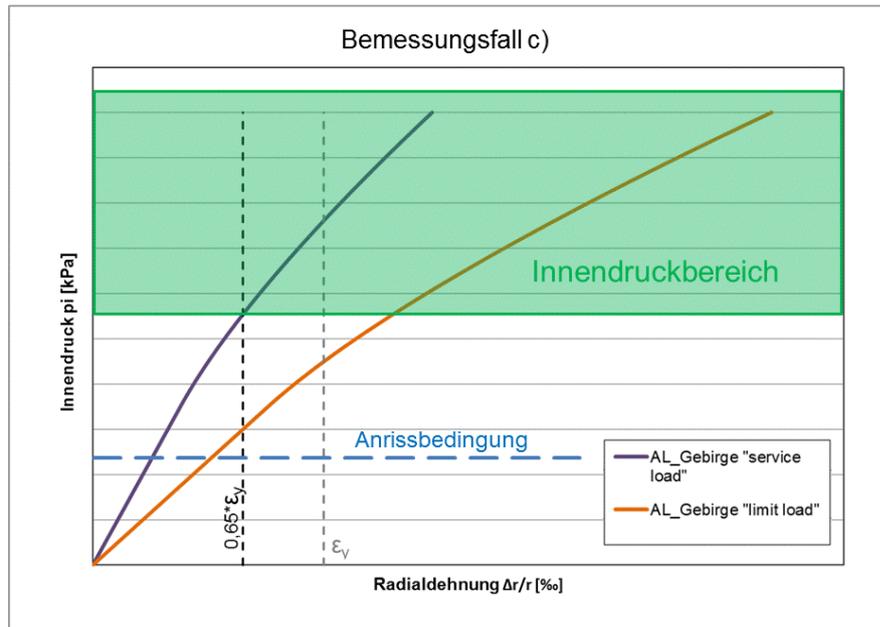


Abbildung 83: Bemessungsfall c): Die Stahlpanzerung übernimmt einen Anteil am Innendruck.

- d) Der Innendruck liegt bei weichem Gebirge sehr hoch und die erforderlichen Wandstärken fallen höher als aus einer Seeber-Bemessung aus:

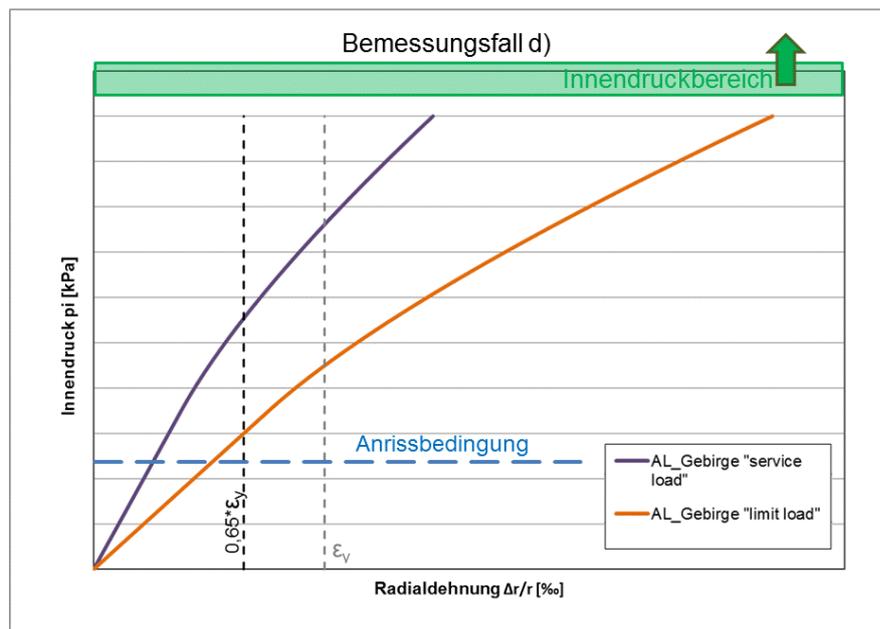


Abbildung 84: Bemessungsfall d): Die Bemessung liefert unwirtschaftlich hohe Wandstärken.

Bei sehr weichem Gebirgsverhalten in Kombination mit hohen Innendrücken kann sich aus dem neuen Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. (2018) eine unwirtschaftliche Wandstärke ergeben. Unwirtschaftlich deshalb, weil sie die aus der Bemessung

nach Seeber (1999) resultierende Stahldicke übersteigt. Dass man trotz Zulassung einer höheren Gebirgsmitwirkung zu diesem Ergebnis kommt, liegt schlicht an der Absicherung des Stahlanteils mit dem Faktor 1,75. Wird eine ohnehin hohe Stahldicke mit einer hohen Sicherheit beaufschlagt, resultiert ein Schnittpunkt von Gebirgs- und Stahlarbeitslinie bei Dehnungen weit unter der zulässigen Stahldehnung. Bei Seeber (1999) wird die zulässige Dehnung hingegen immer ausgenützt. Das ermöglicht daher in diesen Extremfällen eine dünnere Wandstärke. Ein grafisch ausgewertetes Beispiel dazu findet sich in Abschnitt 2.7.2.

4.6 Parameterstudie der einflussreichsten Eingangswerte

Die einflussreichsten Parameter auf das Bemessungsergebnis sind:

- Vergleichsmodul des Gebirges
- Reibungsbeiwert in der Ringfuge
- Streckgrenze und plastische Reserve des Stahls
- Primärspannung und Kluftwasserdruck

Anhand einer Beispielbemessung erfolgt eine grafische Darstellung der Auswirkungen der wichtigsten Eingangsparameter auf das Ergebnis. Dazu ist ein Grundfall definiert, an dem einzelne Parameter variiert werden. Der Vergleich mit unterschiedlichen Stahlsorten ist bereits in Abschnitt 4.3.5 dargestellt, dort findet sich auch die Tabelle mit den entsprechenden Stahlparametern (Tabelle 12).

GRUNDFALL			
Vergleichsmodul	V_R	7500	[MPa]
Querdehnzahl	ν	0,25	[-]
kl. Primärspannung	σ_0	2000	[kPa]
Kluftwasserdruck	u	500	[kPa]
Innendruck	p_i	8000	[kPa]
Reibungsbeiwert	μ	0,40	[-]
Innendurchmesser	d_i	4,0	[m]

Tabelle 15: Eingabewerte für den Grundfall

Die einzelnen Variationen sind als Parameterkombination (PK) bezeichnet und laut Übersichtstabelle nummeriert:

Nummer	Anz.	Text	V_R [GPa]	σ_0 [kPa]	u [kPa]	μ [-]	Stahl
PK1 / GF / PK2	3	Var. Primärspannung		1000 / 2000 (GF) / 4000			ALF. 700
PK3 / GF / PK4	3	Var. Kluftwasserdruck			0 / 500 (GF) / 1200		ALF. 700
PK5 / GF / PK6	6	Var. Vergleichsmodul	20 / 7,5 (GF) / 3,5				ALF. 700
PK7 / PK8 / PK9			20 / 7,5 / 3,5				ALF. 355
PK10 / GF / PK11	3	Var. Reibungsbeiwert				0,3 / 0,4 (GF) / 0,55	ALF. 700

GF...Grundfall

PK...Parameterkombination

bei leeren Zellen erfolgt keine Variation (Wert vom Grundfall)

Tabelle 16: Übersicht Parameterkombinationen

Die Bemessung ergibt für den Grundfall eine erforderliche Wandstärke von 4 mm aus der Rissüberbrückung. Über die begrenzte Stahldehnung lässt sich kein Stahlanteil bestimmen.

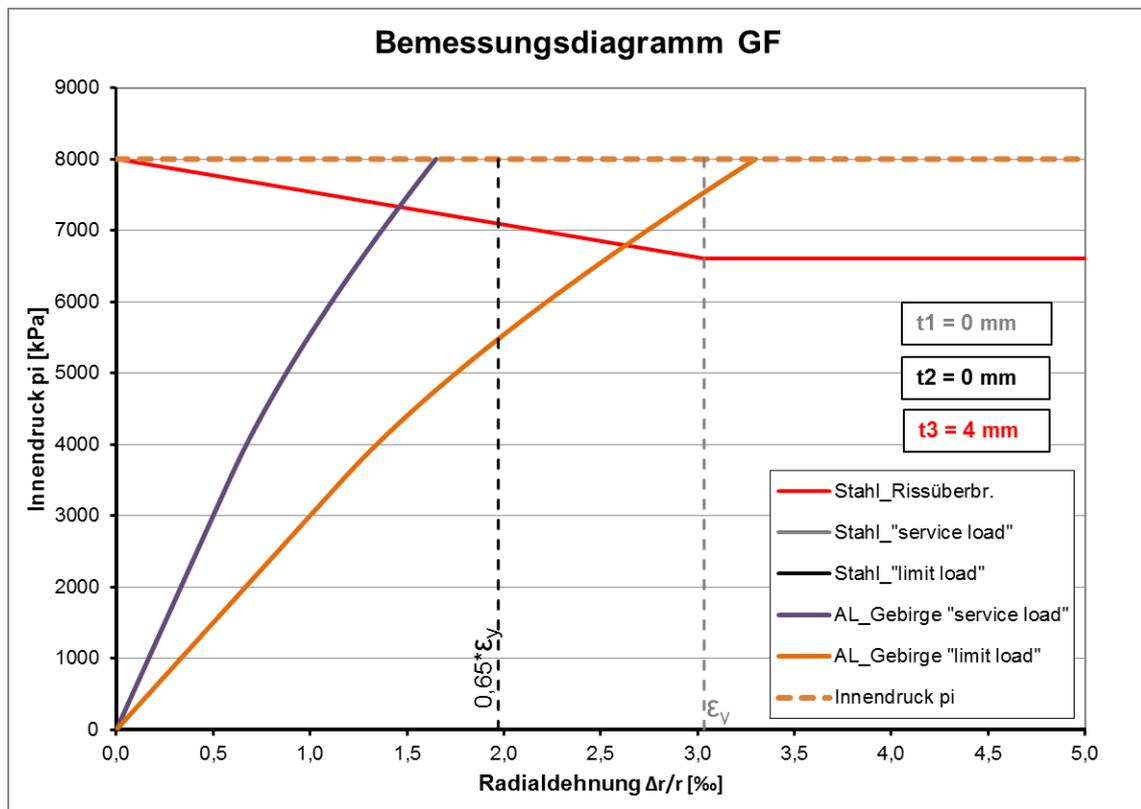


Abbildung 85: Bemessungsdiagramm Grundfall

4.6.1 Variation Primärspannung

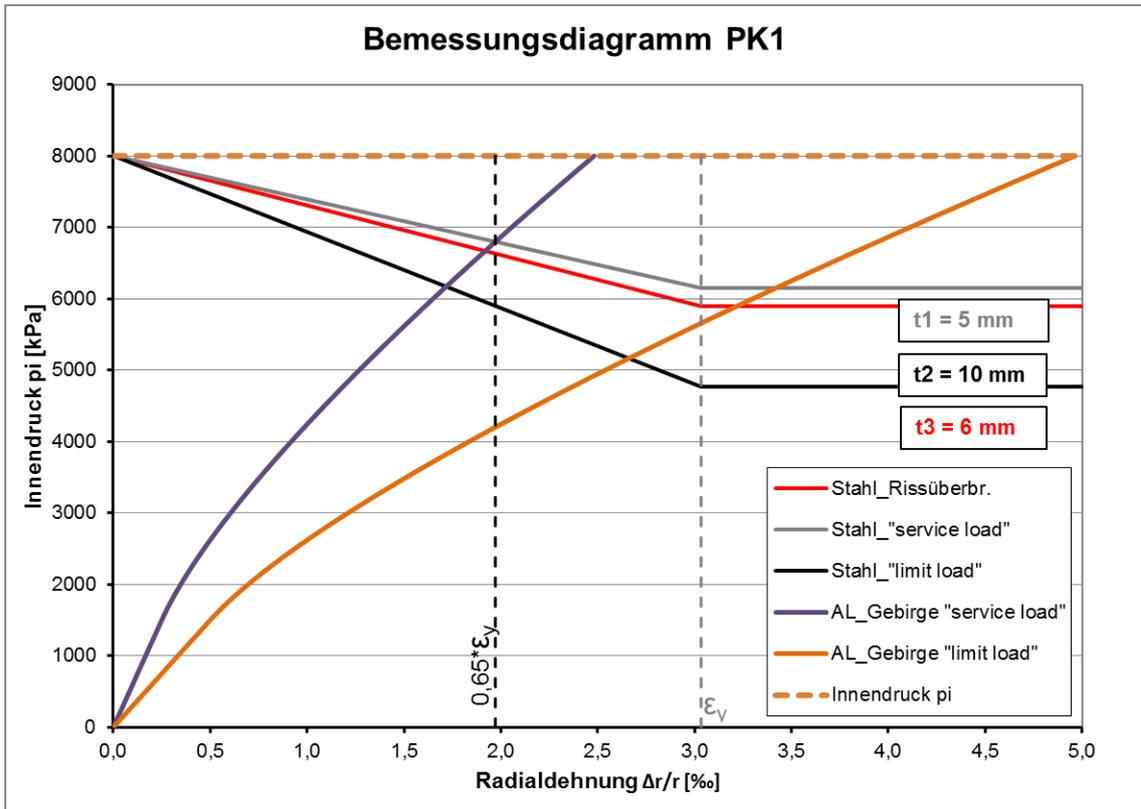


Abbildung 86: Bemessungsdiagramm PK1 – Halbierung der Primärspannung

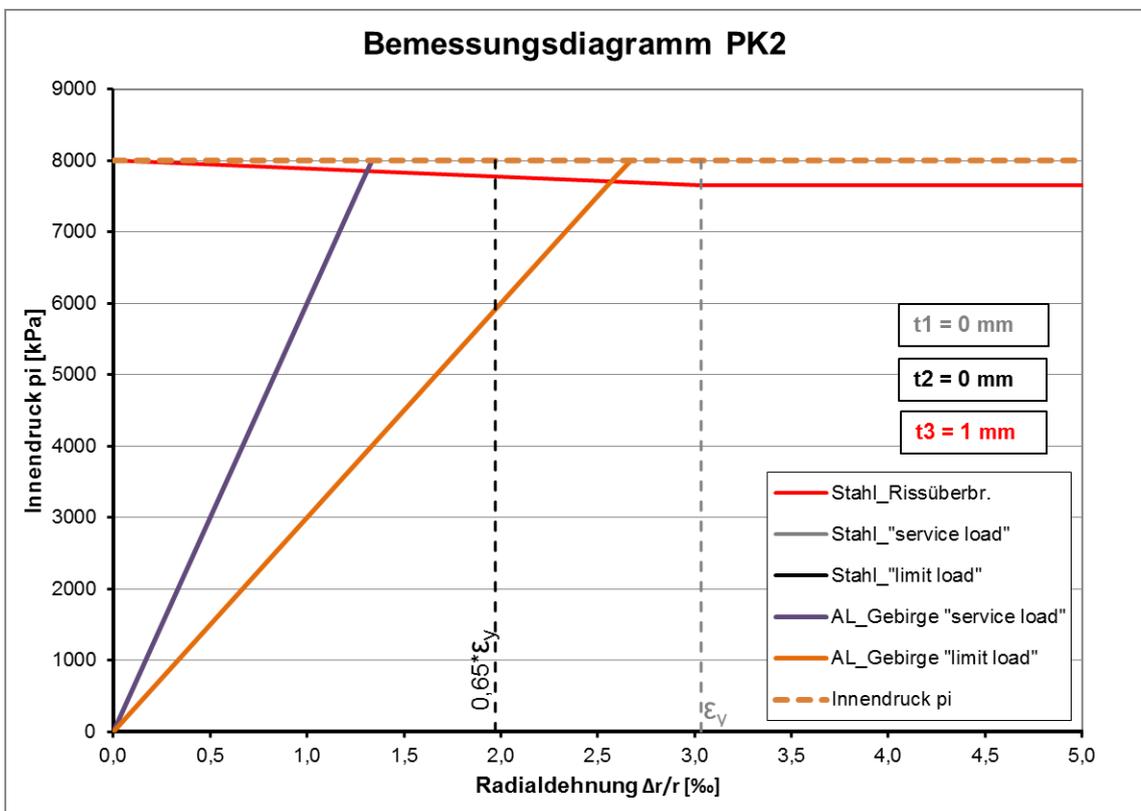


Abbildung 87: Bemessungsdiagramm PK2 – Verdopplung der Primärspannung

4.6.2 Variation Kluftwasserdruck

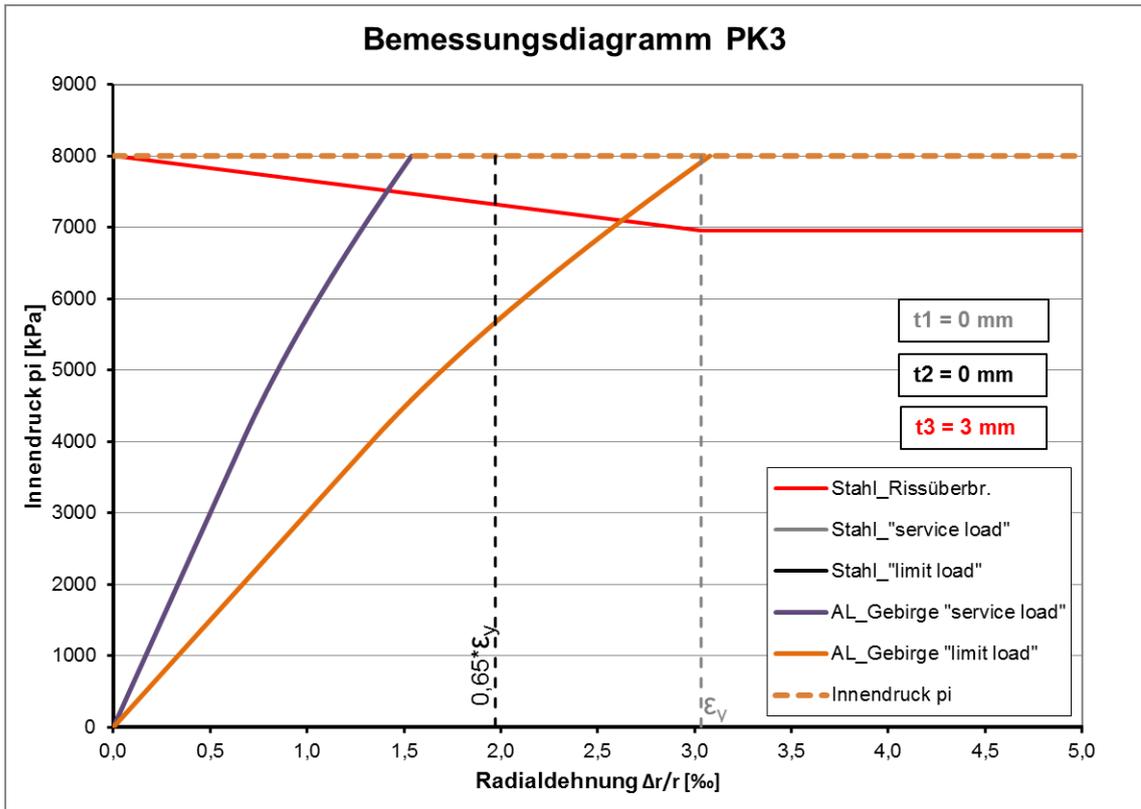


Abbildung 88: Bemessungsdiagramm PK3 – ohne Kluftwasserdruck

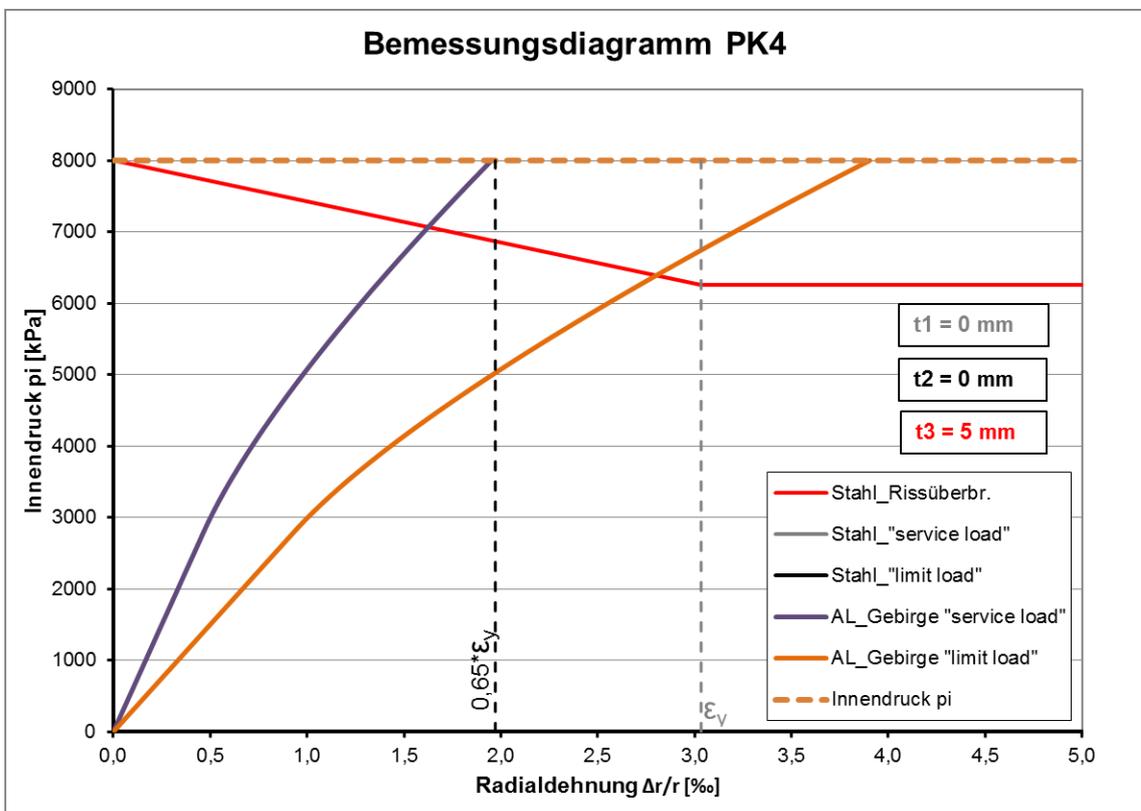


Abbildung 89: Bemessungsdiagramm PK4 – erhöhter Kluftwasserdruck

4.6.3 Variation Vergleichsmodul

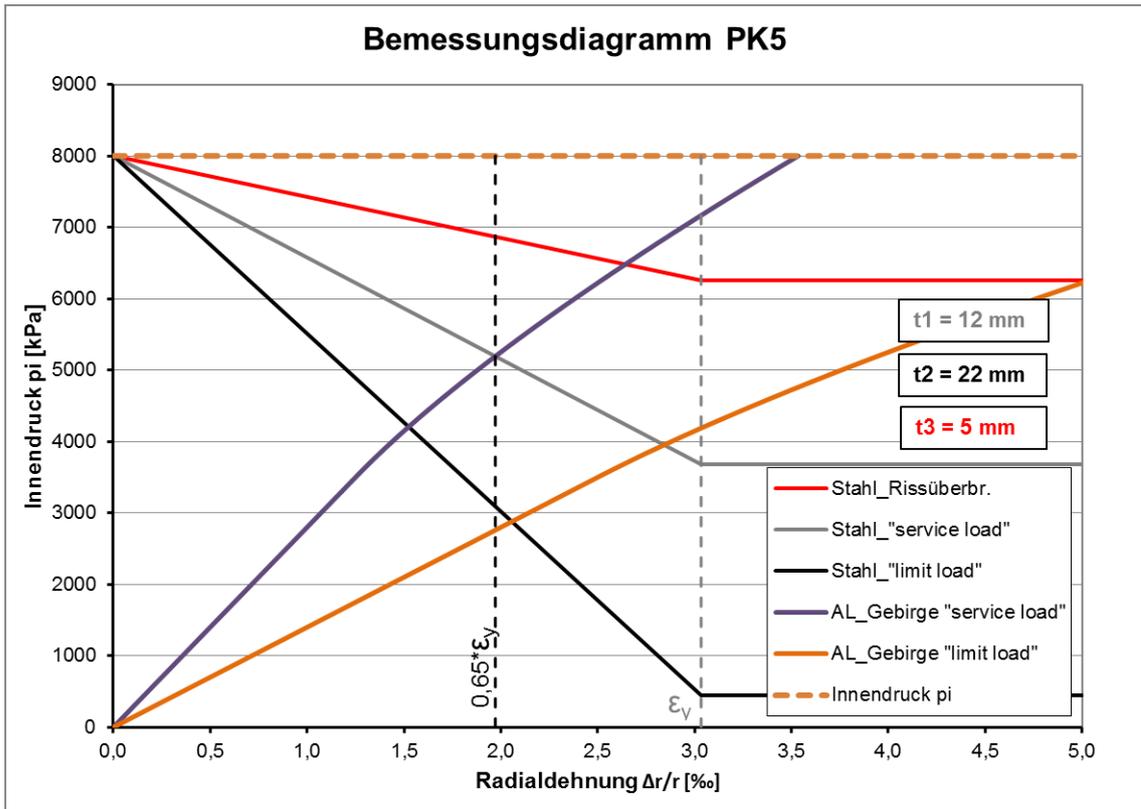


Abbildung 90: Bemessungsdiagramm PK5 – Gebirge „limp“ ($V_R = 3,5 \text{ GPa}$)

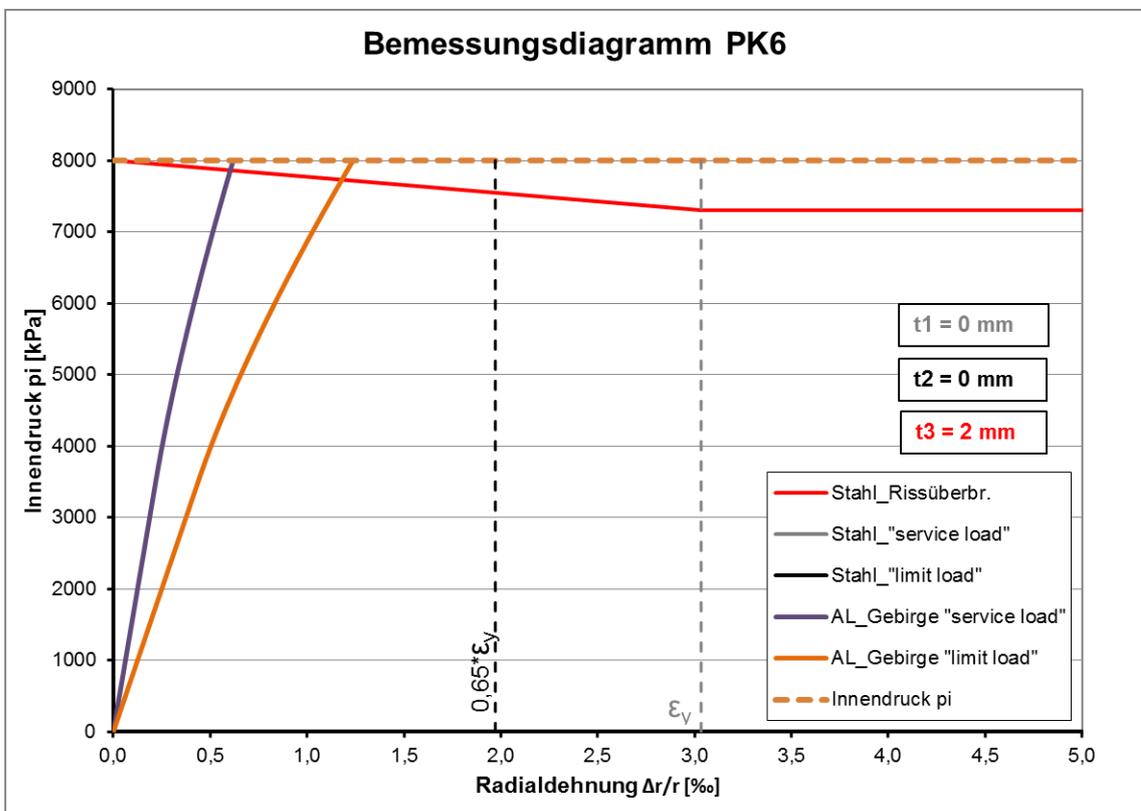


Abbildung 91: Bemessungsdiagramm PK6 – Gebirge „hard“ ($V_R = 20 \text{ GPa}$)

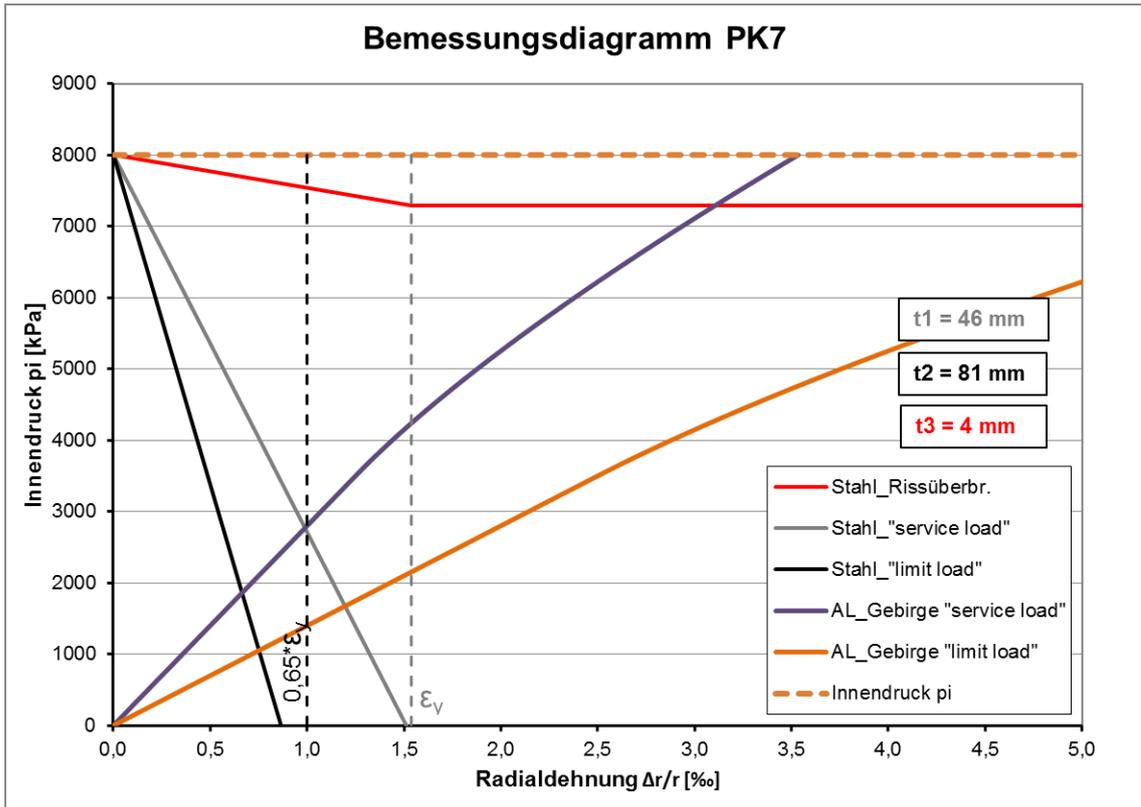


Abbildung 92: Bemessungsdiagramm PK7 – Gebirge „limp“ ($V_R = 3,5 \text{ GPa}$) mit ALFORM 355

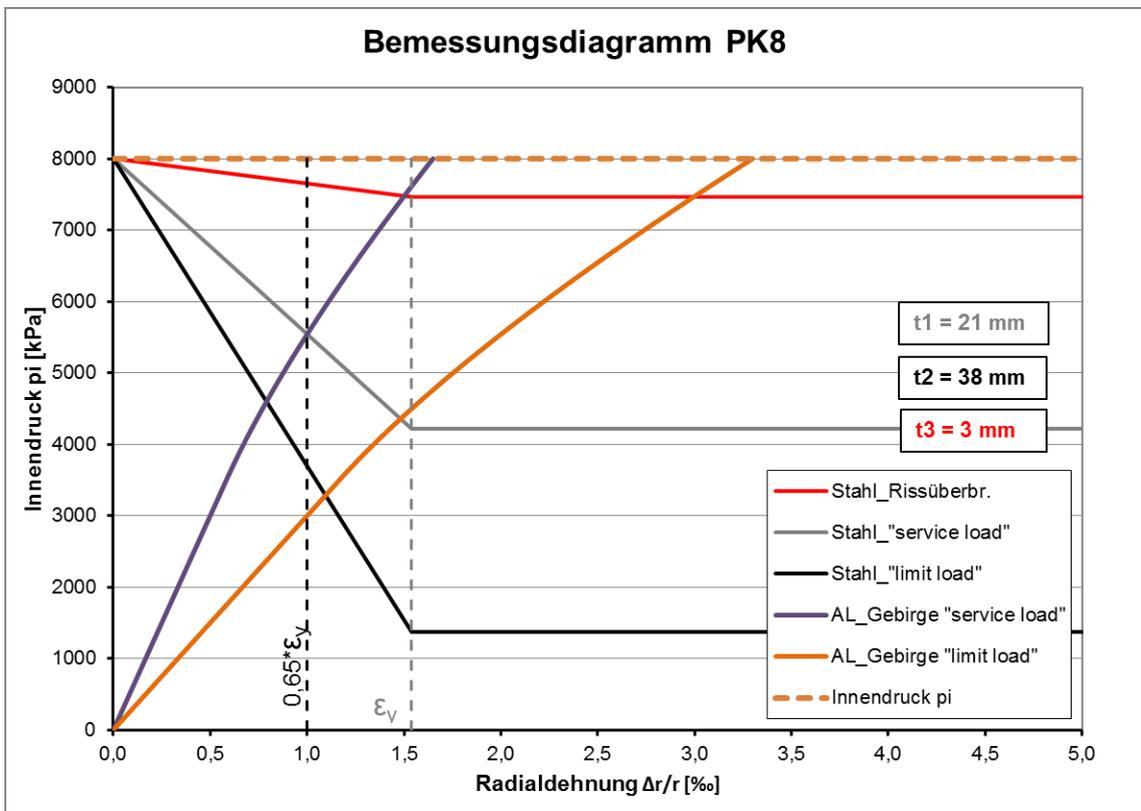


Abbildung 93: Bemessungsdiagramm PK8 – Gebirge „less hard“ ($V_R = 7,5 \text{ GPa}$) mit ALFORM 355

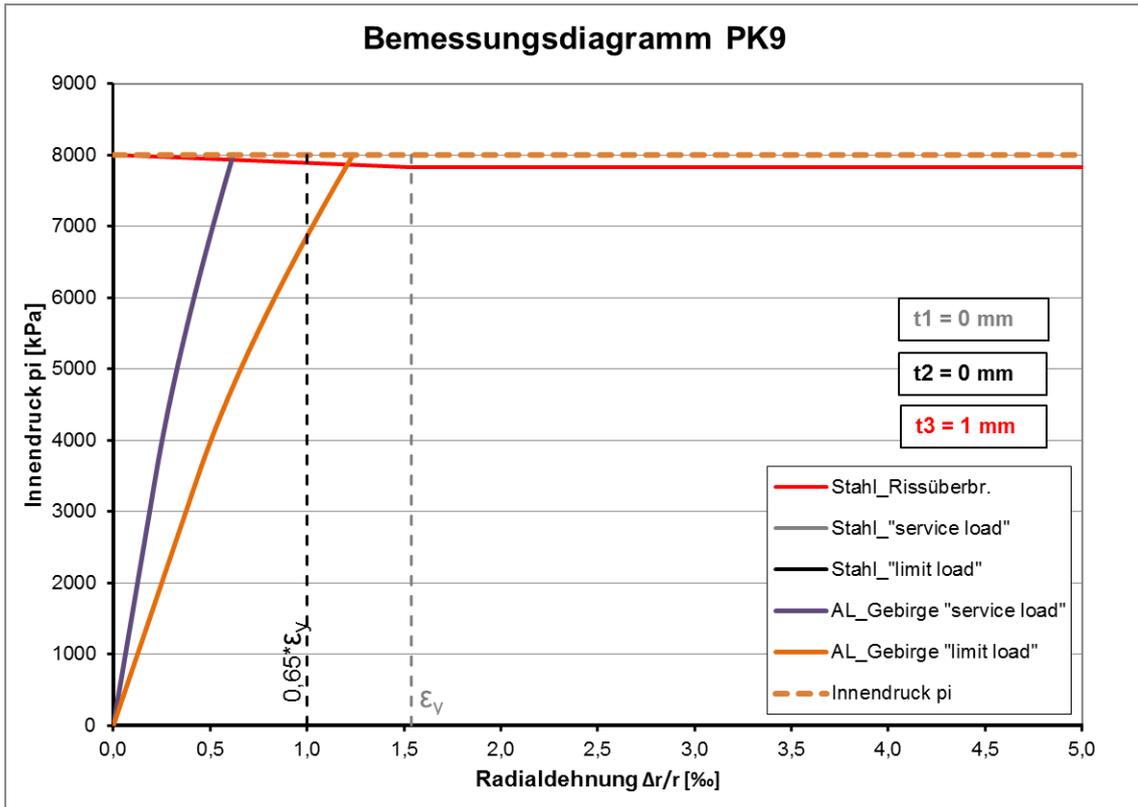


Abbildung 94: Bemessungsdiagramm PK9 – Gebirge „hard“ ($V_R = 20 \text{ GPa}$) mit ALFORM 355

4.6.4 Variation Reibungsbeiwert

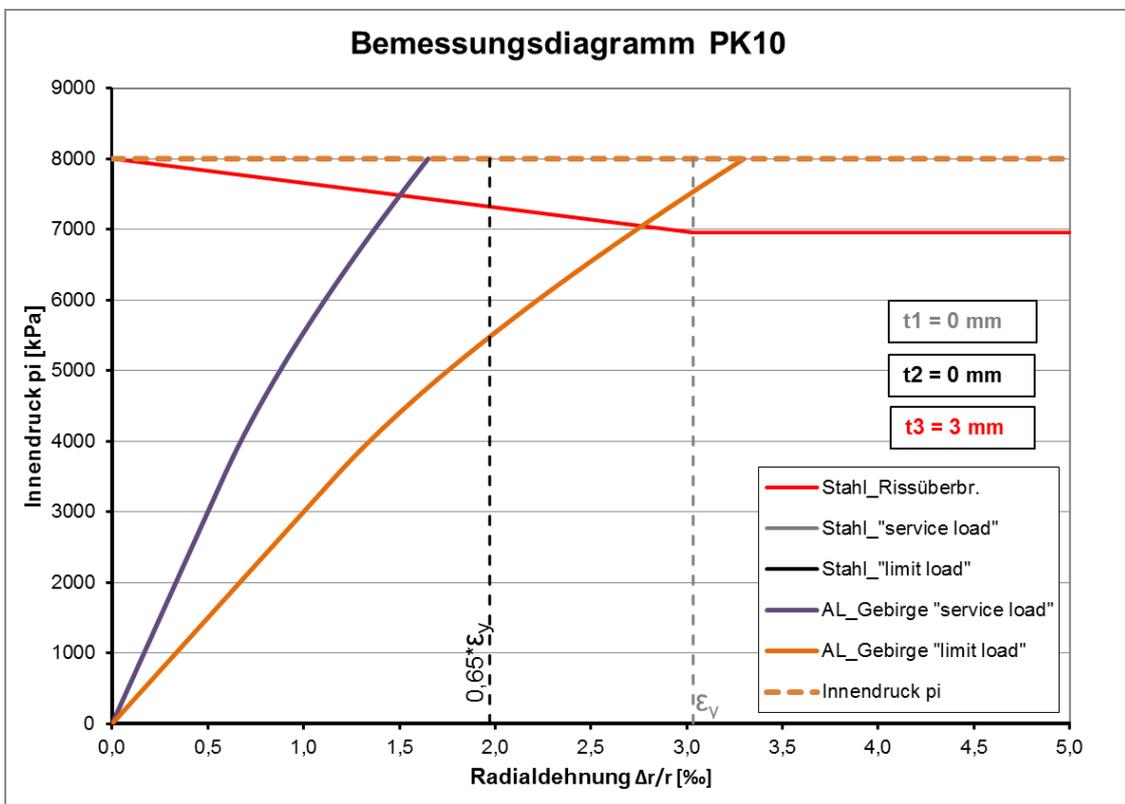


Abbildung 95: Bemessungsdiagramm PK10 – Reibungsbeiwert niedriger ($\mu = 0,30$)

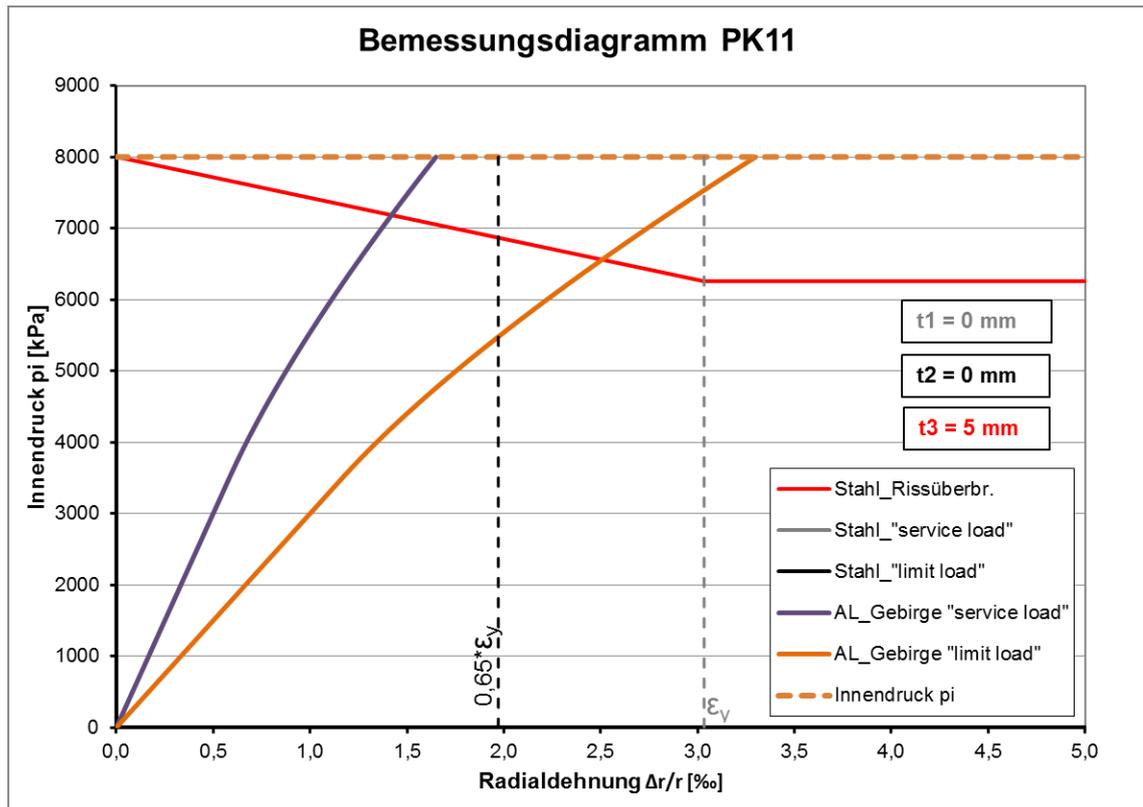


Abbildung 96: Bemessungsdiagramm PK11 – Reibungsbeiwert höher ($\mu = 0,55$)

4.6.5 Ergebnis

- Vergleichsmodul des Gebirges

Der Vergleichsmodul beeinflusst die Gebirgsarbeitslinie naturgemäß stark. Besonders auf die Wandstärke aus dem Kriterium „service load“ wirkt sich ein weicherer Vergleichsmodul stark aus, aber auch die Rissüberbrückungs-Wandstärke ändert sich.

- Reibungsbeiwert in der Ringfuge

Der Reibungsbeiwert wirkt sich nur auf die kritische Rissweite aus. Die Kombinationen PK10 und PK11 zeigen die Beeinflussung des Ergebnisses. Da die Wandstärken aus der Rissüberbrückungs-Bemessung aber in der Regel sehr gering ausfallen und sie daher durch eine dickere Konstruktionswandstärke zu ersetzen sind, relativiert sich der Einfluss des Reibungsbeiwertes meist wieder.

- Streckgrenze und plastische Reserve des Stahls

Für die Parameterkombinationen PK7, PK8 und PK9 wurde zusätzlich eine Panzerung aus ALFORM 355 untersucht. Die Wandstärken aus dem „service load“-Kriterium erhöhen sich durch die geringere elastische Stahldehnung, die Rissüberbrückung bedarf wegen der höheren plastischen Reserve allerdings geringerer Stahldicken.

Die Kombination PK7 zeigt schön, dass die vorgesehene Stahl-Sicherheit nicht unter allen Randbedingungen geeignet ist. Der Schnittpunkt von Wandstärke „ t_2 “ mit der Gebirgs-Arbeitslinie liegt unterhalb der minimalen Primärspannung und weit unter der zulässigen Stahldehnung. Die resultierende Panzerungsstärke könnte bereits wie ein freitragendes Rohr wirken, trotz der Begrenzung der Stahldehnung. Hier würde eine Bemessung nach dem Seeber-Verfahren geringere und damit wirtschaftlichere Stahldicken liefern.

- Primärspannung und Kluftwasserdruck

Eine Halbierung der vorhandenen Primärspannung macht für die „service load“-Bemessung eine mittragende Panzerung erforderlich. Auch die Rissüberbrückung verlangt eine höhere Wandstärke. Verdoppelt man die Primärspannung, bleibt nur eine Dicht-Membran als Ergebnis übrig.

Die Vernachlässigung des Kluftwasserdrucks liegt auf der unsicheren Seite, das gerissene Gebirge verhält sich steifer. Die erforderliche Wandstärke reduziert sich daher. Wirkt ein höherer Kluftwasserdruck, entstehen bei gleicher Belastung größere Radialdehnungen und Rissweiten, daher erhöht sich die Wandstärke. Für den Fall PK4 lässt sich schon fast ein Schnittpunkt für die begrenzte Stahldehnung finden.

5. Vorbemessung am Beispiel „neuer Kraftabstieg für Rodundwerk I“

5.1 Übersicht

Die Triebwasserführung des Pumpspeicherkraftwerkes Rodund I der Vorarlberger Illwerke AG soll in naher Zukunft durch einen Neubau ersetzt werden. Die Errichtung des neuen Kraftabstiegs ist parallel zum Bestandsbauwerk vorgesehen, wobei eine möglichst kurze Außerbetriebnahme, nur während der Errichtung der Anbindungen an das bestehende Einlaufbauwerk und die Verteilrohrleitung, erfolgen soll.

5.1.1 Längenschnitt

Der Triebwasserweg verbindet das Speicherbecken Latschau mit dem im Talboden liegenden Krafthaus über eine Fallhöhe von rund 350 m. Die als Schrägschacht geplante Verbindung legt dabei eine relativ kurze horizontale Entfernung zurück, weshalb nur eine kurze obere und untere Flachstrecke ohne Wasserschloss vorgesehen ist.

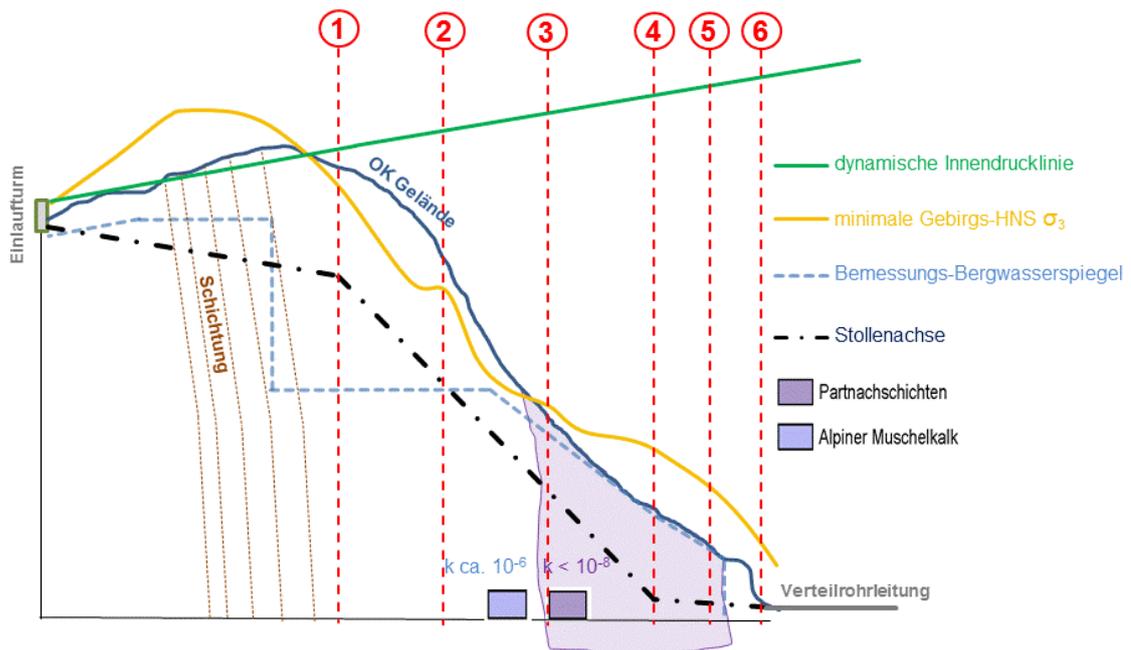


Abbildung 97: Schematischer Längenschnitt mit Bemessungspunkten, minimaler Gebirgsspannung, Innendruck und Bergwasserspiegel

Dem Autor wurde für die Vorbemessung ein Längenschnitt mit Achstrassierung, Primärspannungen, Innendruck und Bergwasserspiegel, sowie entsprechende Material-

parameter zur Verfügung gestellt. Für die Vorbemessung wurden sechs Bemessungspunkte entlang des Schrägschachtes und der unteren Flachstrecke ausgewählt.

Die angegebene kleinste Primärspannung stammt aus einer 3D-FE-Berechnung unter Berücksichtigung tektonischer Vorbelastungen. Die ausgewählten Spannungen stellen dabei durch eine Parametervariation abgesicherte, konservative Werte dar.

Im Bereich der oberen Flachstrecke fällt eine steil stehende Schichtung auf, welche zu einem abgetreppten Bergwasserspiegel führt. Der Schachtkopf liegt daher oberhalb des Bergwasserspiegels, während am Schachtfuß der Bergwasserspiegel, aufgrund geringerer Gebirgsdurchlässigkeit, bis etwa an die Geländeoberfläche reicht.

Nummer	Station	Achshöhe	Innendruck p_i (SF = 1,0)			Bergwasserspiegel u			kl. Primärspannung σ_3		
			absolut	relativ		absolut	relativ		absolut	relativ	
	[m]	[müA]	[müA]	[mWS]	[kPa]	[müA]	[mWS]	[kPa]	[müA]	[mWS]	[kPa]
1	335,41	929,48	1040,73	111	1113	834,00	-95	0	1012,12	83	826
2	453,71	837,05	1057,95	221	2209	834,00	-3	0	900,00	63	630
3	572,01	744,62	1075,09	330	3305	796,79	52	522	826,50	82	819
4	690,32	652,20	1092,27	440	4401	725,81	74	736	789,30	137	1371
5	755,00	648,97	1101,67	453	4527	696,66	48	477	756,84	108	1079
6	810,00	643,04	1109,65	467	4666	0,00	-643	0	703,70	61	607

Tabelle 17: Bemessungspunkte mit Innendruck, Bergwasserdruck und min. Gebirgsspannung

Nummer	Station	Achshöhe	Prim.Sp.	Bergw.Sp.		Innendruck	
			σ_3	u	u^*	p_i	p_i^*
	[m]	[müA]	[kPa]	[kPa]	u/σ_3	[kPa]	p_i/σ_3
1	335,41	929,48	826	0	0	1113	1,35
2	453,71	837,05	630	0	0	2209	3,51
3	572,01	744,62	819	522	0,64	3305	4,04
4	690,32	652,20	1371	736	0,54	4401	3,21
5	755,00	648,97	1079	477	0,44	4527	4,20
6	810,00	643,04	607	0	0	4666	7,69

Tabelle 18: Bemessungspunkte mit Belastungsverhältnissen in Bezug zur min. Primärspannung

5.1.2 Querschnitt

Der Innendurchmesser wurde für eine gepanzerte Ausführung mit 3,4 m angegeben. Ergibt sich aus der Bemessung eine dünnwandige Panzerung mit Innenring, muss der Durchmesser entsprechend der hydraulischen Verluste angepasst werden. Darauf wird in dieser Vorbemessung aber verzichtet.

5.1.3 Materialparameter

Erfahrungen mit mehreren in unmittelbarer Nähe ausgeführten Untertagebauwerken lassen eine gute Abschätzung der Gebirgskennwerte zu. In der nachstehenden Vorbemessung werden jene, der Spannungsermittlung zu Grunde gelegte Kennwerte verwendet, die auch im 3D-FE-Modell einem homogenen Gebirgskörper zugeordnet wurden. Für die Stahlgüte wird ALFORM 355 M und ALFORM 700 M ausgewählt, wobei, aufgrund der fehlenden Angabe der Gleichmaßdehnung, ein Wert angenommen werden muss.

Gebirgs-Parameter			
Vergleichsmodul	V_R	6500	[MPa]
Querdehnzahl	ν	0,29	[-]
Reibungsbeiwert	μ	0,35	[-]
Innendurchmesser	d_i	3,4	[m]

Tabelle 19: Gebirgsparameter Rodundwerk I

ALFORM 355 M				ALFORM 700 M			
Streckgrenze	f_y	355	[MPa]	Streckgrenze	f_y	700	[MPa]
Zugfestigkeit	f_u	430	[MPa]	Zugfestigkeit	f_u	770	[MPa]
Bruchdehnung	ϵ_u	0,24	[-]	Bruchdehnung	ϵ_u	0,14	[-]
Gleichmaßdehnung (Annahme)	ϵ_g	0,15	[-]	Gleichmaßdehnung (Annahme)	ϵ_g	0,08	[-]

Tabelle 20: Stahlparameter Rodundwerk I

5.2 Innendruck-Bemessung unter Berücksichtigung der passiven Gebirgsmitwirkung

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die Vorbemessung nach dem Bemessungskonzept von Innerhofer et al. (2018), einmal für höherfesten Stahl (ALFORM 700) und einmal für normalfesten Stahl (ALFORM 355). In den Radialdehnungs-Innendruck-Diagrammen sind der jeweilige Innendruck und entsprechende Gebirgs- und Stahlarbeitslinien aufgetragen. Die resultierenden, erforderlichen Wandstärken sind für den Fall „service load“ (t_1 , grau), „limit load“ (t_2 , schwarz) und die Rissüberbrückung (t_3 , rot) angegeben. Zusätzlich ist die jeweilige Anrissbedingung zur Orientierung angeführt.

5.2.1 Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. mit höherfestem Stahl

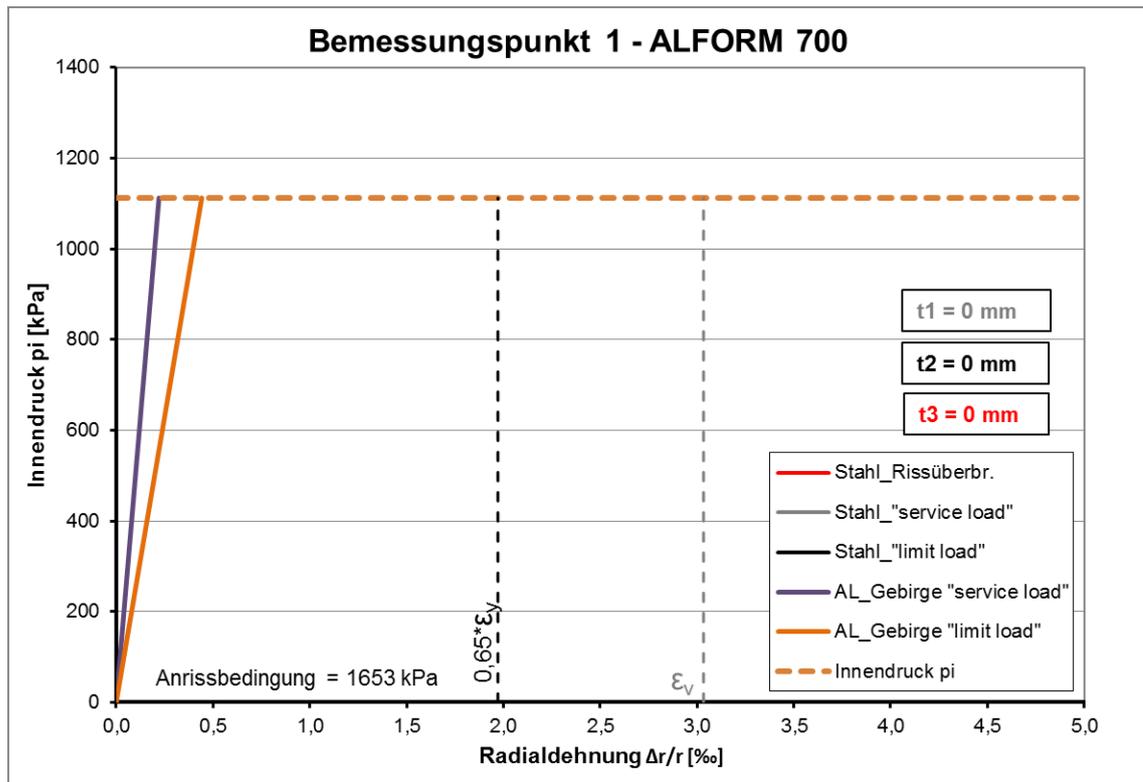


Abbildung 98: Bemessungspunkt 1 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

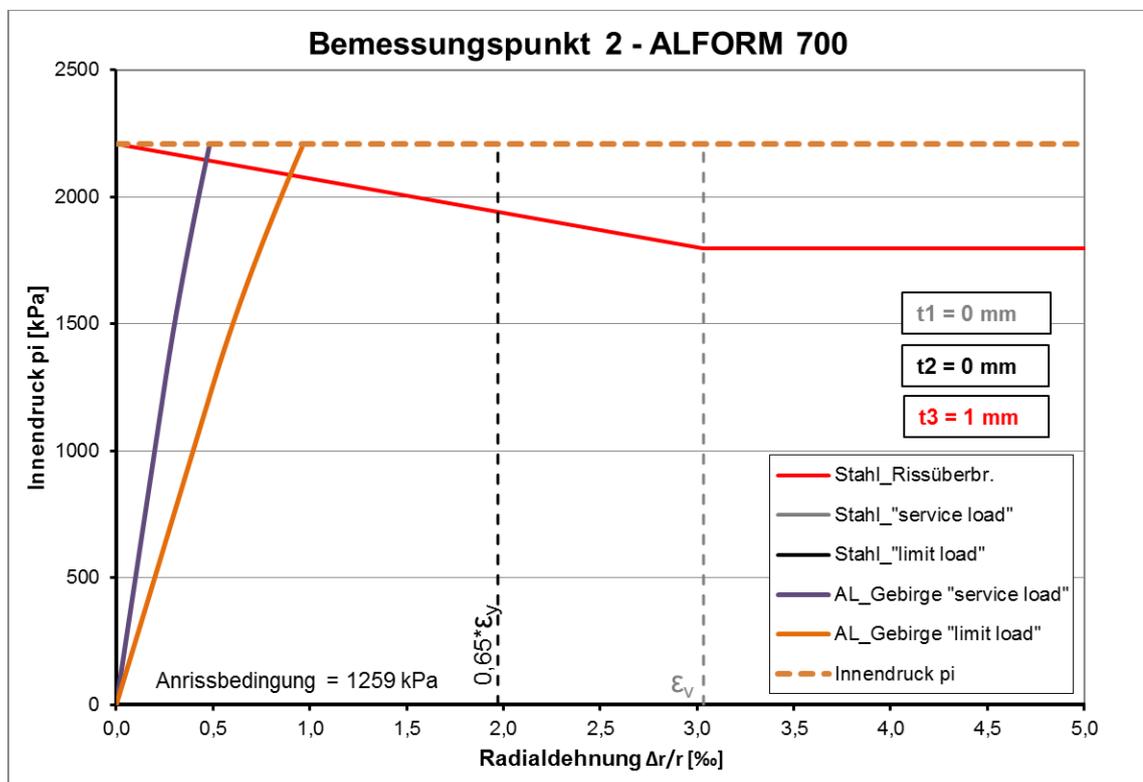


Abbildung 99: Bemessungspunkt 2 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

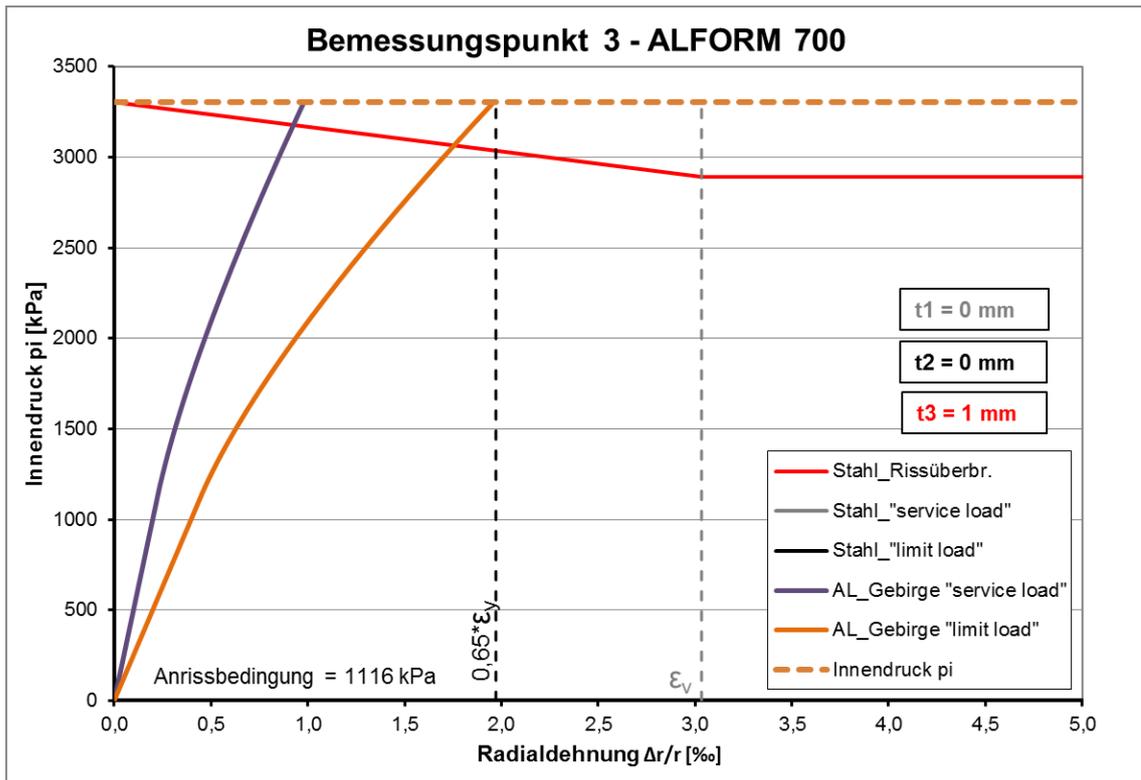


Abbildung 100: Bemessungspunkt 3 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

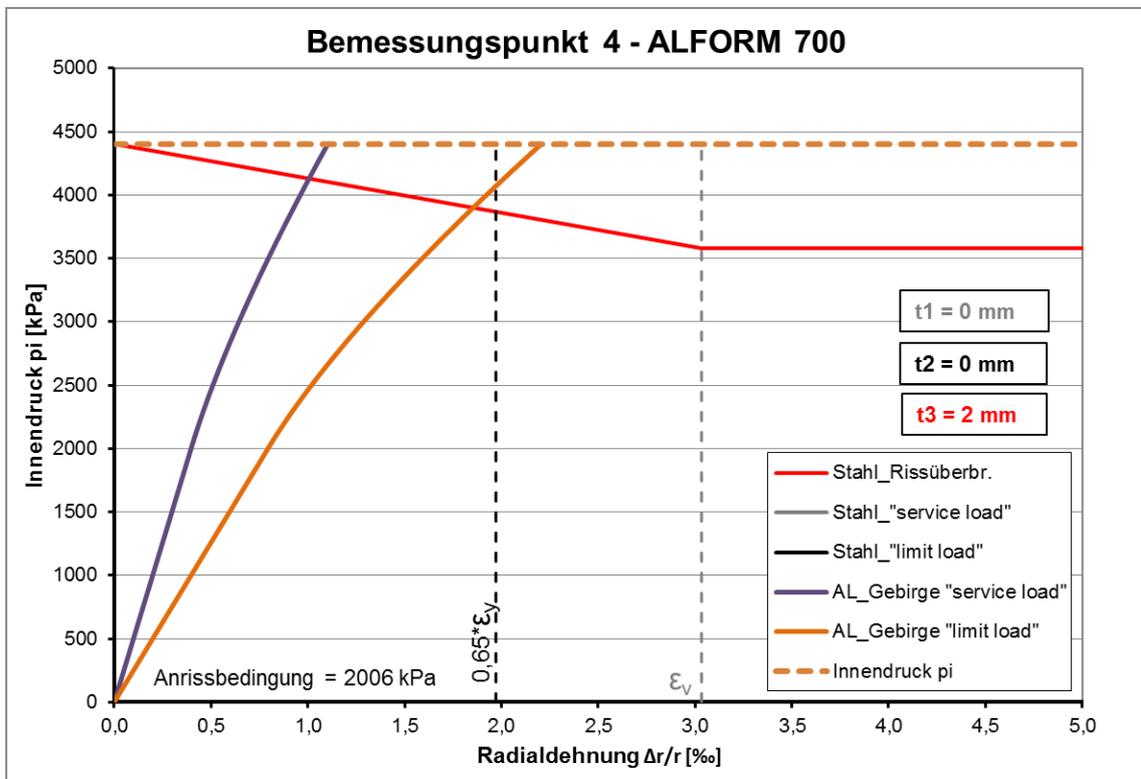


Abbildung 101: Bemessungspunkt 4 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

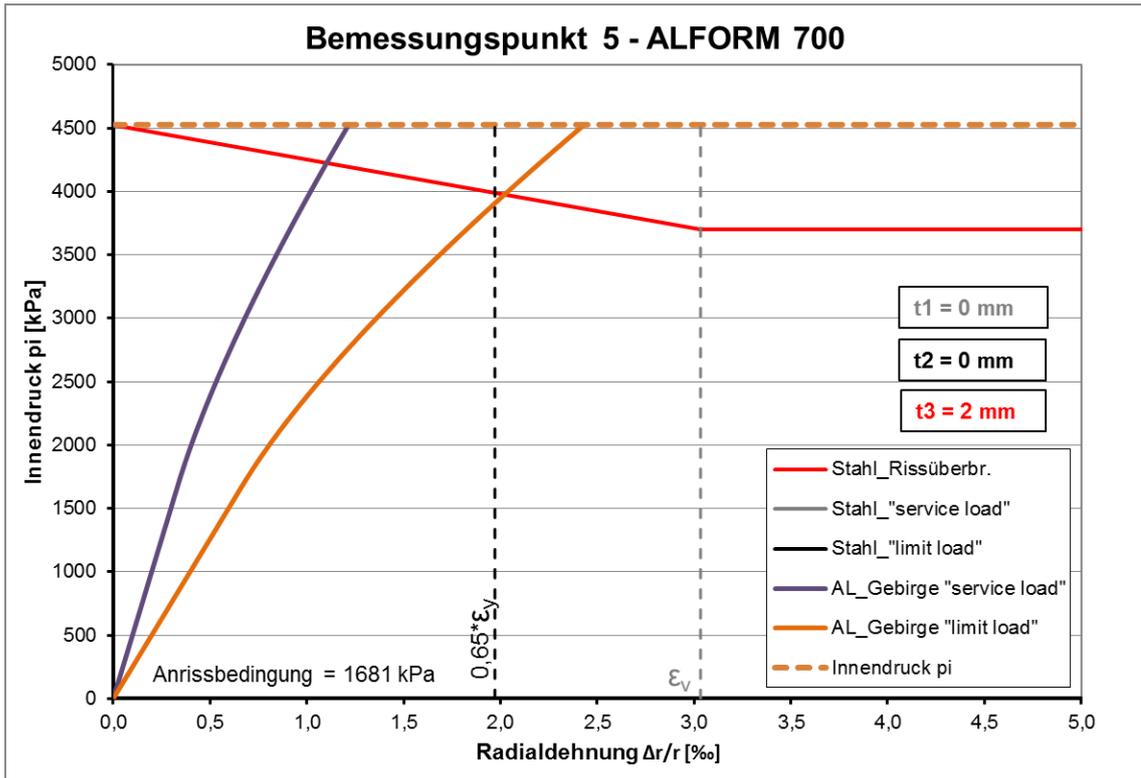


Abbildung 102: Bemessungspunkt 5 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

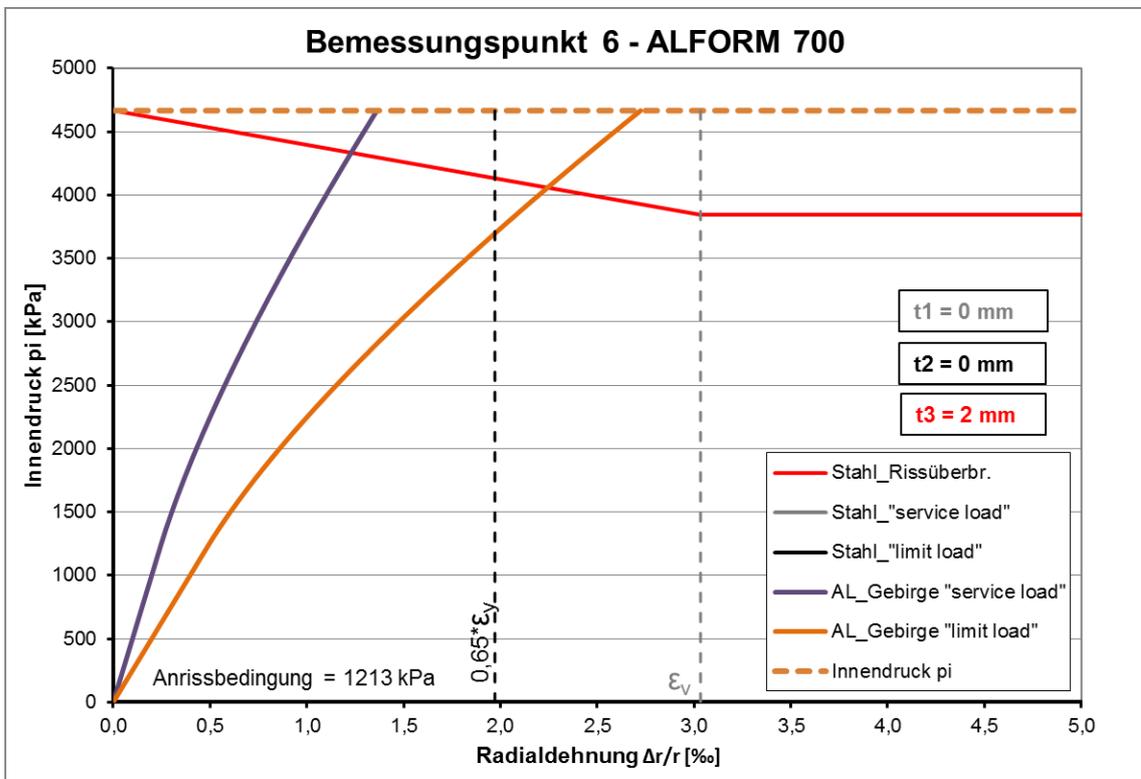


Abbildung 103: Bemessungspunkt 6 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

5.2.2 Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. mit normalfestem Stahl

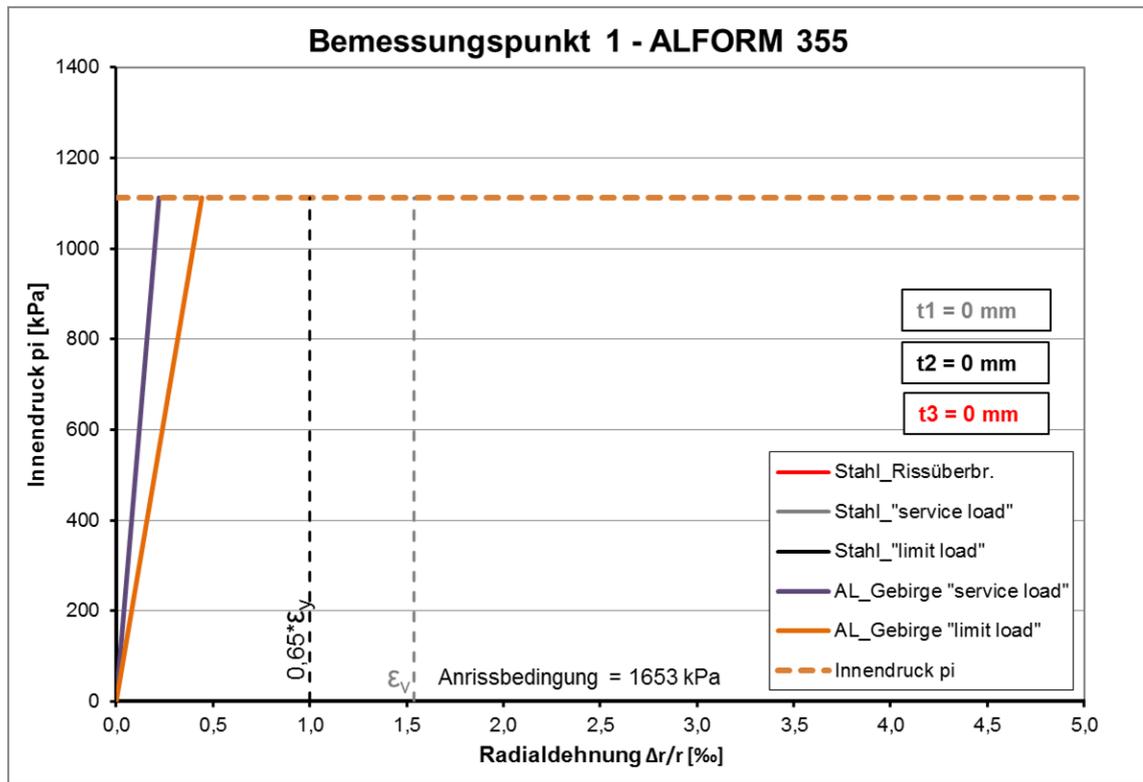


Abbildung 104: Bemessungspunkt 1 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

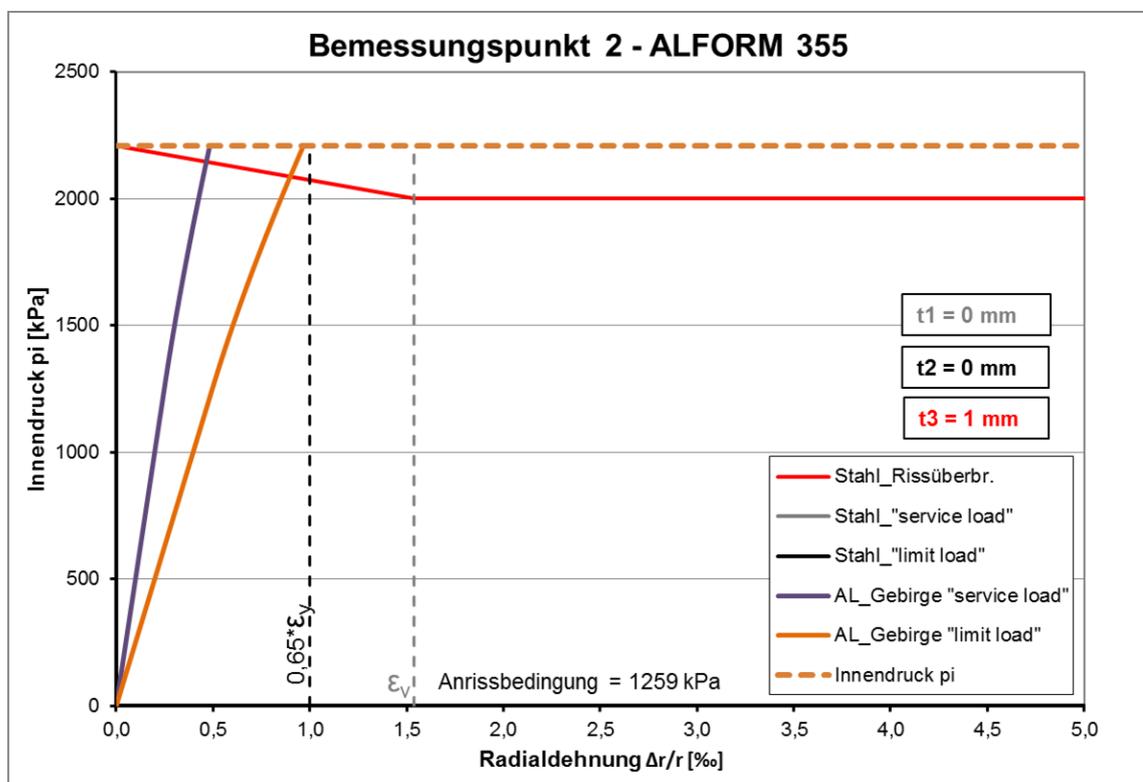


Abbildung 105: Bemessungspunkt 2 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

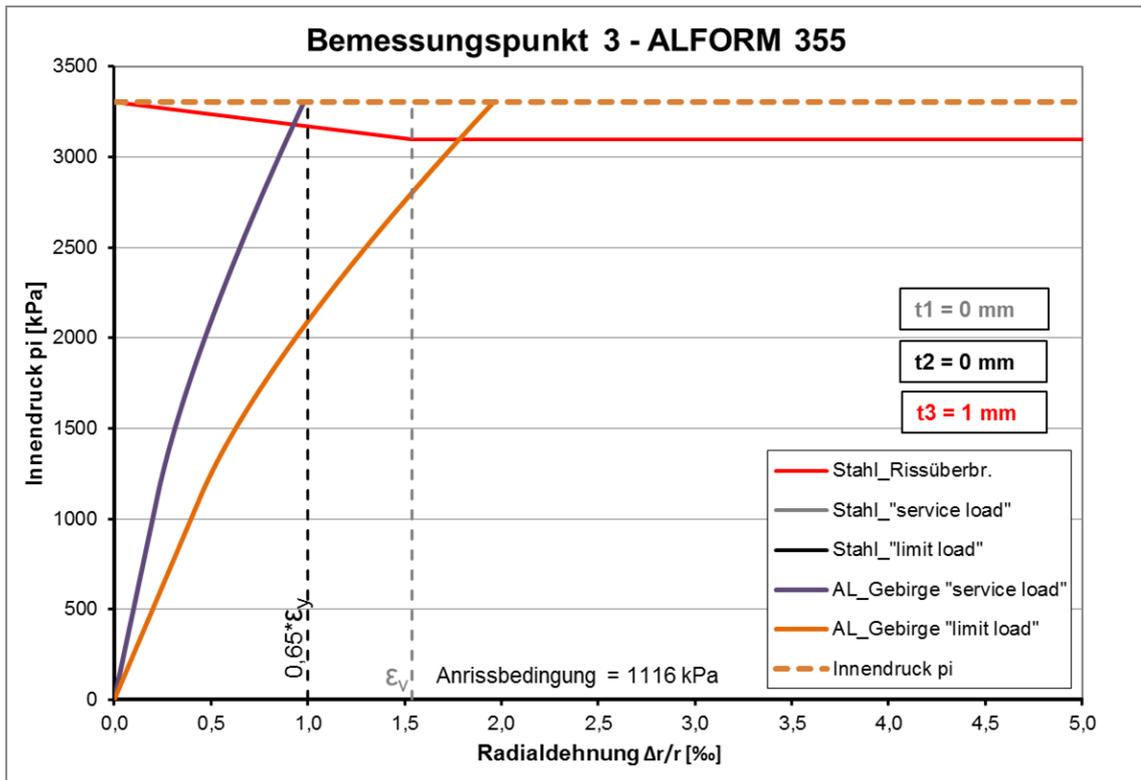


Abbildung 106: Bemessungspunkt 3 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

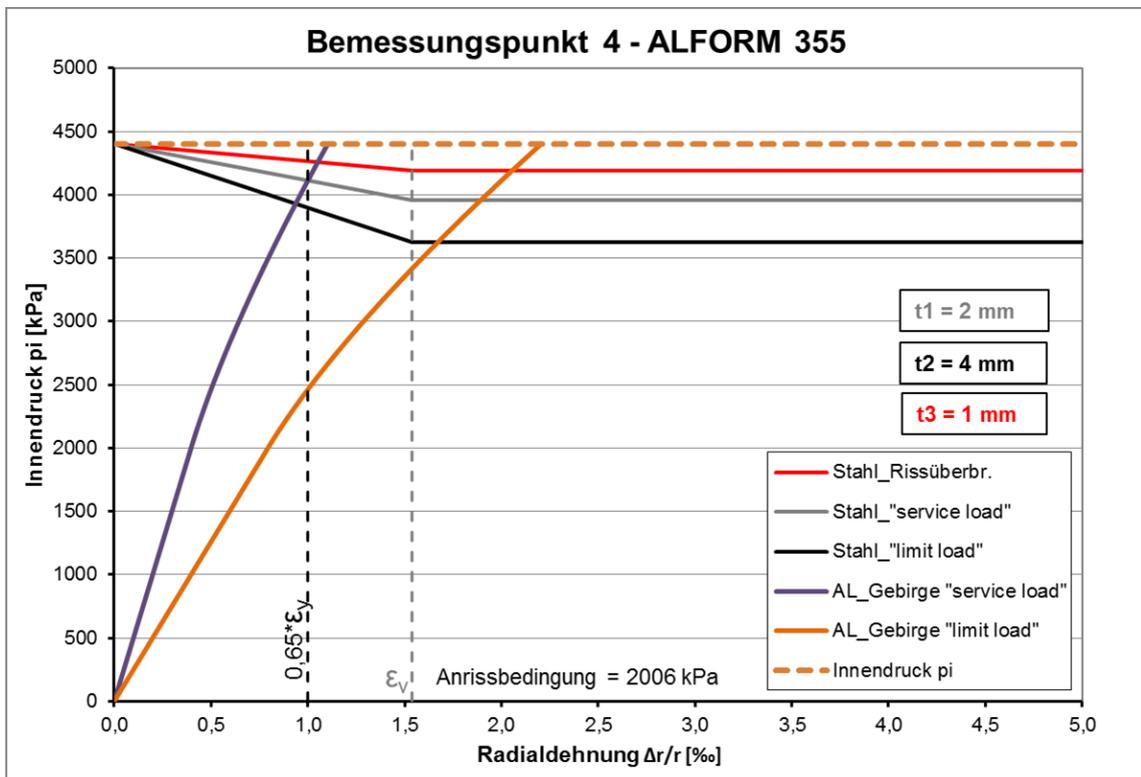


Abbildung 107: Bemessungspunkt 4 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

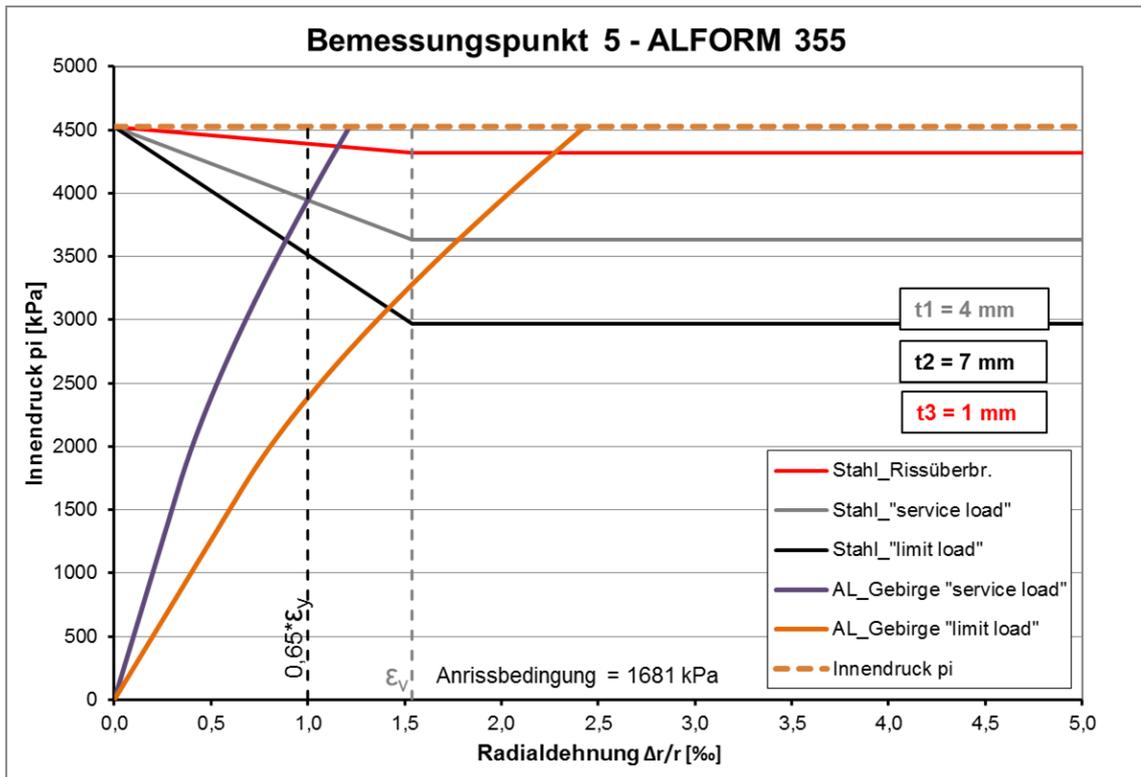


Abbildung 108: Bemessungspunkt 5 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

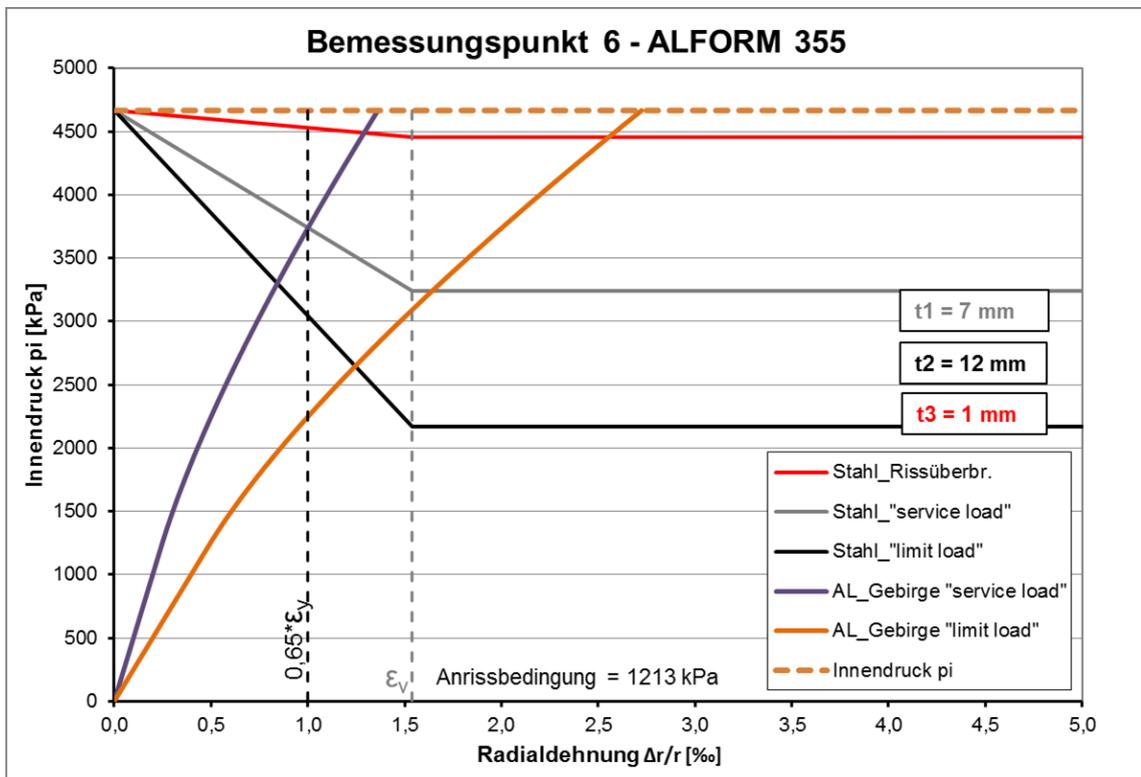


Abbildung 109: Bemessungspunkt 6 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.

5.2.3 Ergebnisse in Abhängigkeit der Stahlgüte

Ergebnisse für Stahlgüte ALFORM 700 M									
Nummer	Belastungen			erf. Wandstärke			bei maßg. Wandstärke		
	σ_3	u	p_i	t_1	t_2	t_3	$\Delta r_1/r_1$	S_R	$(r_{el}-r_1)$
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[‰]	[mm]	[m]
1	826	0	1113	-	-	-	kein Anriss		
2	630	0	2209	-	-	1	0,90	1,35	1,12
3	819	522	3305	-	-	1	1,76	4,46	5,58
4	1371	736	4401	-	-	2	1,85	3,59	2,53
5	1079	477	4527	-	-	2	2,02	4,61	3,25
6	607	0	4666	-	-	2	2,24	5,99	3,99

t_1 ...Wandstärke für "service load"

t_2 ...Wandstärke für "limit load"

t_3 ...Wandstärke für Rissüberbrückung

Tabelle 21: Ergebnisse aus der Innendruckbemessung für Stahlgüte ALFORM 700

Bemessungspunkt 1 erfordert keine Mindestwandstärke, da der Innendruck die Anrissbedingung nicht erreicht. Der Innendruck liegt aber oberhalb der minimalen Primärspannung, weshalb eine dichte Auskleidung erforderlich ist, ein Kriterium der Rissüberbrückung kann aber noch nicht angewendet werden (keine Risse).

Die Punkte 2 bis 6 liefern aus der Rissüberbrückung eine erforderliche Wandstärke von nur 1 mm bzw. 2 mm. Für des Kriterium „service load“ lässt sich kein Schnittpunkt bei der begrenzten Stahldehnung finden und somit auch keine Wandstärke bestimmen.

Ergebnisse für Stahlgüte ALFORM 355 M									
Nummer	Belastungen			erf. Wandstärke			bei maßg. Wandstärke		
	σ_3	u	p_i	t_1	t_2	t_3	$\Delta r_1/r_1$	S_R	$(r_{el}-r_1)$
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[‰]	[mm]	[m]
1	826	0	1113	-	-	-	kein Anriss		
2	630	0	2209	-	-	1	0,90	1,35	1,12
3	819	522	3305	-	-	1	1,76	4,46	5,58
4	1371	736	4401	2	4	1	1,69	2,86	2,10
5	1079	477	4527	4	7	1	1,42	2,55	1,99
6	607	0	4666	7	12	1	1,24	2,59	2,01

t_1 ...Wandstärke für "service load"

t_2 ...Wandstärke für "limit load"

t_3 ...Wandstärke für Rissüberbrückung

Tabelle 22: Ergebnisse aus der Innendruckbemessung für Stahlgüte ALFORM 355

Bei Verwendung eines weicheren Stahls zeigt sich durch die höhere plastische Reserve eine geringere notwendige Wandstärke zur Rissüberbrückung. Die geringere zuläs-

sige Stahldehnung für den Fall „service load“ erfordert allerdings ab dem Bemessungspunkt 4 eine mittragende Stahlpanzerung mit deutlich höheren Wandstärken.

5.3 Innendruck-Bemessung – grafisches Verfahren nach Seeber

Der Gebirgsanteil wird für diese Bemessung nach Seeber (1999) mit der kleinsten primären Gebirgsspannung begrenzt. Die Gebirgs-Arbeitslinie ist somit bilinear mit einem horizontalen Ast auf Höhe der kleinsten Primärspannung. Für die zulässige Stahlspannung erfolgt eine Begrenzung auf maximal 60% der Streckgrenze. Einflüsse aus Temperatur und Spaltinjektion bleiben in dieser Vorbemessung unberücksichtigt.

5.3.1 Innendruckbemessung nach Seeber mit höherfestem Stahl

Die erforderlichen Wandstärken steigen mit wachsendem Innendruck entsprechend an und erreichen Größen von 2 mm bis 17 mm. Die trotzdem relativ geringen Wandstärken sind in der hohen Streckgrenze des ausgewählten Stahls begründet.

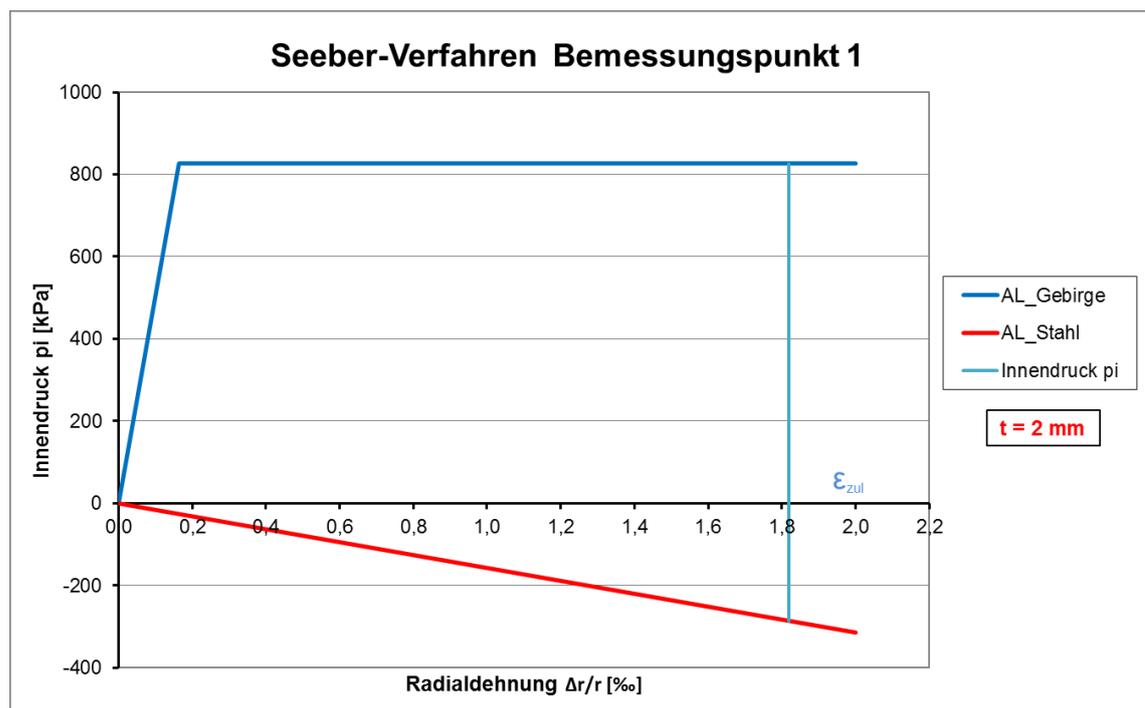


Abbildung 110: Bemessungspunkt 1 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700)

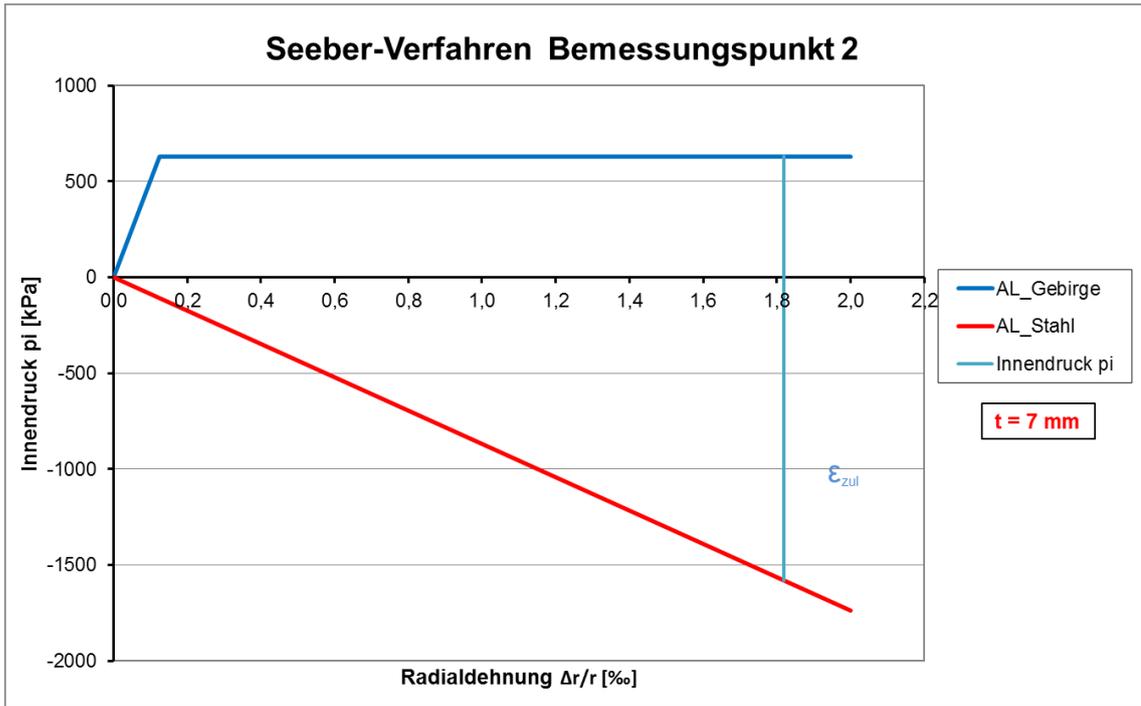


Abbildung 111: Bemessungspunkt 2 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700)

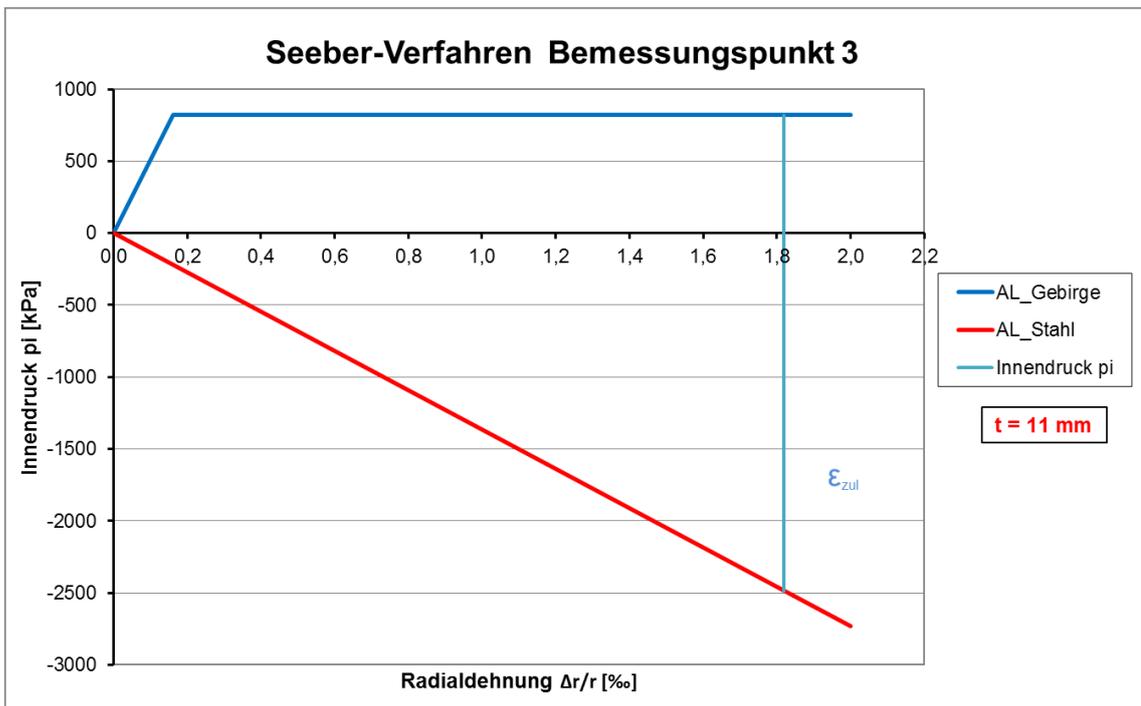


Abbildung 112: Bemessungspunkt 3 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700)

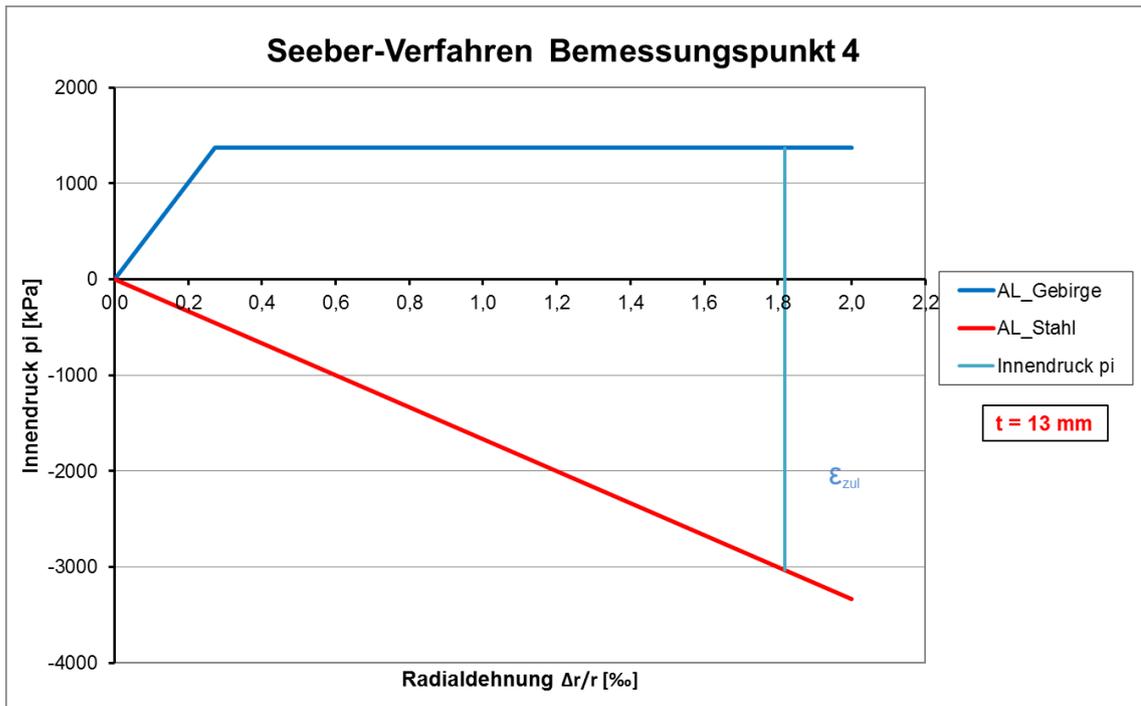


Abbildung 113: Bemessungspunkt 4 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700)

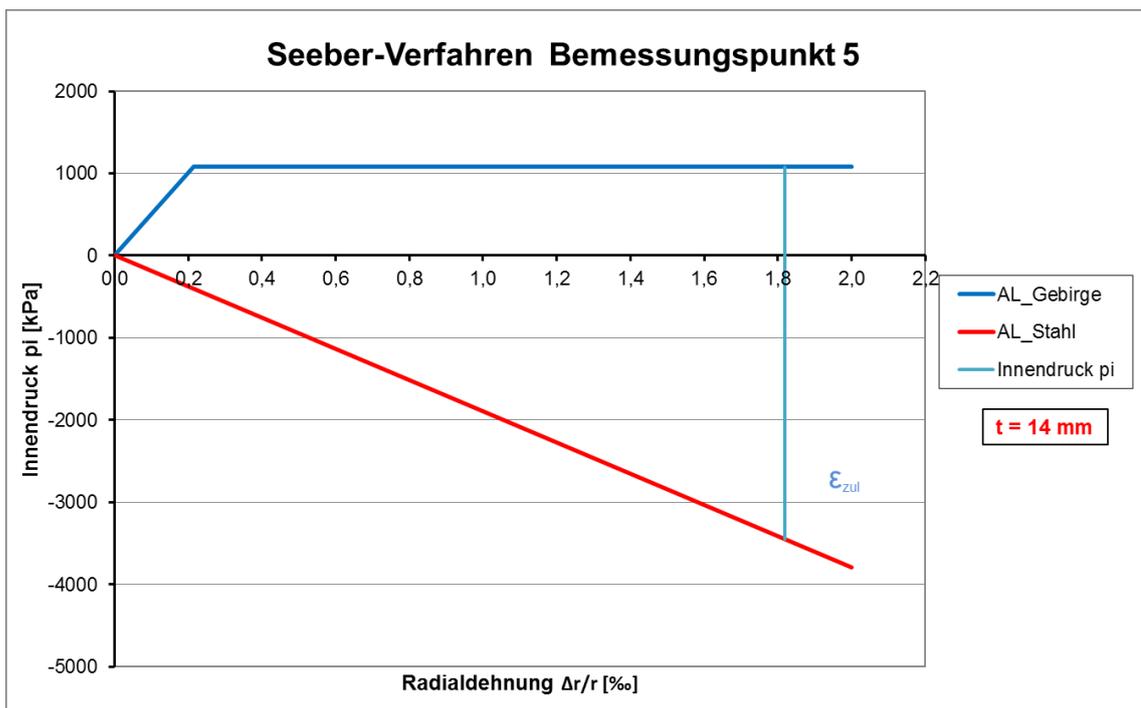


Abbildung 114: Bemessungspunkt 5 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700)

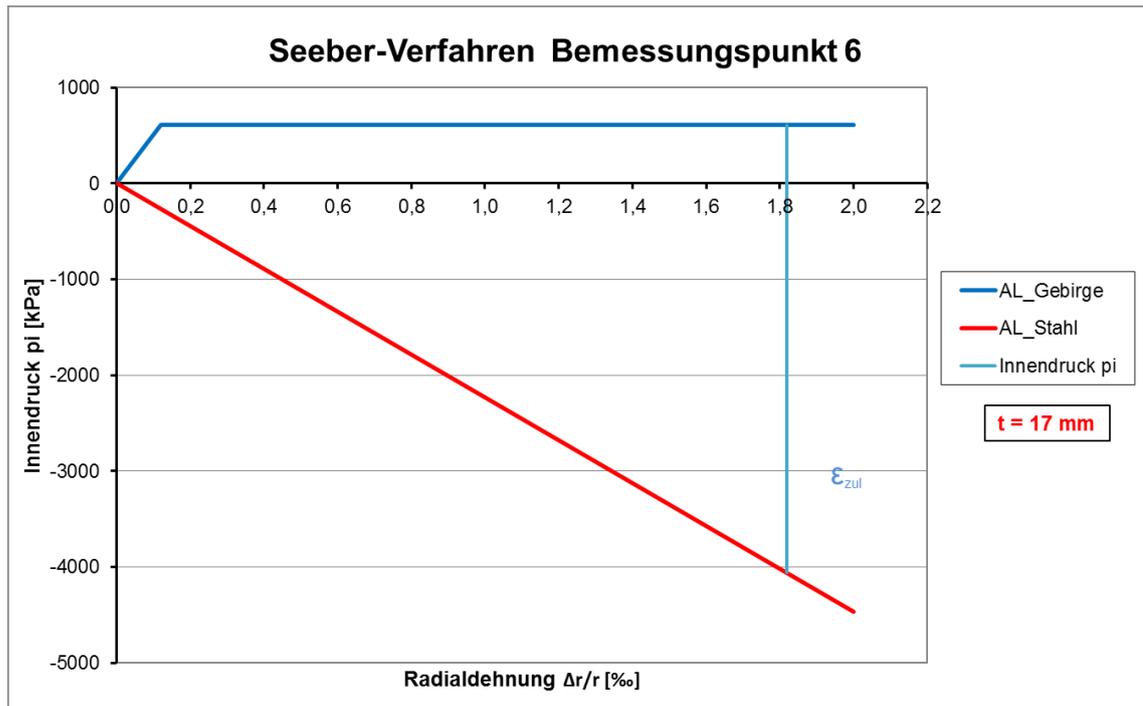


Abbildung 115: Bemessungspunkt 6 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700)

5.3.2 Innendruckbemessung nach Seeber mit normalfestem Stahl

Die Änderung der Streckgrenze des Stahls ändert den absoluten Wert der zulässigen Stahldehnung ε_{zul} . Diese reduziert sich im konkreten Fall von $\varepsilon_{zul} = 1,81\text{‰}$ (ALFORM 700) auf $\varepsilon_{zul} = 0,92\text{‰}$ (ALFORM 355). In den vorhin dargestellten Seeber-Diagrammen lässt sich erkennen, dass auch bei dieser Grenzdehnung in allen Bemessungspunkten die minimale Primärspannung als Gebirgsmitwirkung erreicht wird. Damit bleibt der vom Stahl aufzunehmende Anteil gleich. Er muss aber bei geringerer Radialverschiebung aufgenommen werden, weshalb sich die Wandstärke entsprechend erhöht.

$$\text{aus: } p_{ST,700} = \varepsilon_{zul,700} * E_S^* * \frac{t_{700}}{r_1} = p_{ST,355} = \varepsilon_{zul,355} * E_S^* * \frac{t_{355}}{r_1} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

$$\text{folgt: } t_{355} = t_{700} * \frac{\varepsilon_{zul,700}}{\varepsilon_{zul,355}} = t_{700} * \frac{1,81\text{‰}}{0,92\text{‰}} = t_{700} * 1,97 \quad \text{Gl. (5.2)}$$

Der weichere Stahl führt daher in diesem Fall in etwa zu einer Verdopplung der erforderlichen Wandstärke.

5.4 Bemessung auf Außendruck – Beulen

5.4.1 Darstellung der Berechnung nach Amstutz

Die Beulbemessung wird nach Amstutz (1969) durchgeführt. Für das glatte, einbetonierte Rohr gilt es folgende Formelbedingungen zu erfüllen:

$$12 \left(\frac{r}{t} \right)^2 \frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_S^* - \sigma_N} \left(\frac{\sigma_N}{E^*} \right)^{3/2} = 1 - 0,45 * \frac{r}{t} * \frac{\sigma_S^* - \sigma_N}{E^*} \quad \text{Gl. (5.3)}$$

$$p_{vorh} \leq p_{kr} = \frac{\sigma_N}{\frac{r}{t} \left(1 + 0,35 * \frac{r}{t} * \frac{\sigma_S^* - \sigma_N}{E^*} \right)} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

mit: $\sigma_S^* = \frac{\sigma_S}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}}$ Gl. (5.5)

Die Stahlspannung σ_S (Fließgrenze) ist dabei mit einem Wert von 500 N/mm² begrenzt, Werte darüber bringen keine Erhöhung der Beulfestigkeit (Seeber, 1999). Der aus der Spaltinjektion resultierende Vorspanndruck σ_V wird in dieser Vorbemessung auf null gesetzt und liegt damit auf der sicheren Seite. Die Variable σ_N gibt die Normalspannung im Rohr an und ist durch Interpolation zu bestimmen.

5.4.2 Ergebnisse der Beulbemessung

Der Bemessungs-Bergwasserspiegel ergibt nur für die Bemessungspunkte 3, 4 und 5 einen Außenwasserdruck. Die Stahlgüte ändert die notwendige Wandstärke im konkreten Fall nur unwesentlich.

Nummer	Belastungen			AL 700	AL 355
	σ_3	u	p_i	t_B	t_B
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[mm]	[mm]
1	826	0	1113	-	-
2	630	0	2209	-	-
3	819	522	3305	10	11
4	1371	736	4401	12	13
5	1079	477	4527	10	10
6	607	0	4666	-	-

Tabelle 23: Ergebnisse Beulbemessung nach Amstutz

5.5 Ergebnisvergleich und Diskussion

Im Vergleich zum Seeber-Verfahren reduzieren sich die erforderlichen Wandstärken bei Anwendung des Bemessungskonzeptes nach Innerhofer et al. (2018) auf einen Bruchteil. Insbesondere der höherfeste Stahl reduziert die Panzerung auf eine entsprechend der Rissüberbrückung auszulegende Dicht-Membran. Der weichere Stahl verlangt ab einer gewissen Innendruckbelastung nach einer mittragenden Panzerung für die Lastfälle „service load“ und „limit load“, wobei die Wandstärke immer noch weit unter jener aus der Seeber-Bemessung liegt.

Die Bemessung auf Außendruck wird bei Anwendung des neuen Bemessungskonzeptes immer maßgebend, weshalb bei einer dickwandigen Panzerung ohne zusätzliche Maßnahmen ein Teil der Einsparung wieder verloren geht.

Nummer	ALFORM 700 M					ALFORM 355 M				
	t_1	t_2	t_3	t_B	t_{Seeber}	t_1	t_2	t_3	t_B	t_{Seeber}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	-	-	-	-	2	-	-	-	-	4
2	-	-	1	-	7	-	-	1	-	14
3	-	-	1	10	11	-	-	1	11	22
4	-	-	2	12	13	2	4	1	13	26
5	-	-	2	10	14	4	7	1	10	28
6	-	-	2	-	17	7	12	1	-	33

t_1 ...Wandstärke für "service load"

t_2 ...Wandstärke für "limit load"

t_3 ...Wandstärke für Rissüberbrückung

t_B ...Wandstärke für Beulen

t_{Seeber} ...Wandstärke aus Seeber-Bemessung

Tabelle 24: Erforderliche Wandstärken – Vorbemessung Rodundwerk I

Der Vergleich der Bemessungsergebnisse auf Innendruckbelastung lässt eine deutliche Stahleinsparung erkennen. Diese extrem dünnen Blechdicken stellen jedoch theoretische Werte dar und lassen sich praktisch unmöglich realisieren. Eine dickwandige Panzerung erfordert, unter den vorhandenen Randbedingungen, aus Sicht des Einbaus eine Mindestwandstärke von 11 bis 14 mm, je nach angewandeter Überschlagsformel. Eine dünnwandige Panzerung benötigt etwa 6 mm Blechdicke.

Der Einsatz des weicheren Stahls ist klar zu empfehlen, er bietet neben der höheren Sicherheit auf Rissüberbrückung auch die geringeren Kosten. Durch die erforderliche Konstruktionswandstärke entfallen auch die Vorteile des höherfesten Stahls.

Eine mögliche Ausführung könnte daher eine durchgehende Wandstärke von 12 mm mit ALFORM 355 sein (ausgenommen Bemessungspunkt 4 – 13 mm für Beulen). Damit würde sich die notwendige Stahlmenge im Vergleich zum Seeber-Verfahren ungefähr halbieren.

Einzig die oberflächennahe Lage des Schrägschachtes muss bei Zulassung von Felsrissen noch berücksichtigt werden. Die maximale rechnerische Risstiefe beträgt bei einer Wandstärke von 12 mm etwa 2 m (siehe Tabelle 22 – Bemessungspunkt 6). Die Abstützung der Kräfte im Gebirge muss unbedingt gewährleistet sein, ansonsten kommt es zu einem Versagen des Gesamtsystems. Aus diesem Grund könnte man als alternative Trasse einen tiefer im Berg liegenden Lotschacht wählen, welcher durch die Tiefenlage eine höhere Sicherheit bietet.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die Ausnutzung höherer Gebirgswiderstände erlaubt eine wirtschaftliche Dimensionierung von Stahlpanzerungen für Druckschächte und Druckstollen. Das Bemessungskonzept nach Innerhofer et al. (2018) berücksichtigt dabei den passiven Gebirgswiderstand unter der Bedingung einer dichtbleibenden Auskleidung. Eine statisch mittragende Panzerung wird dadurch erst bei höheren Innendrücker notwendig, oberhalb der minimalen Primärspannung ist zunächst nur eine Dicht-Membran gefordert.

Vergleiche mit Ergebnissen aus einer FE-Berechnung zeigen eine Übereinstimmung mit der Bemessungsvorschrift hinsichtlich Radialverschiebung und Rissentwicklung im Fels. Wie erwartet ist ein Einfluss der Rissanzahl auf die Verformungsfigur und die Rissweite vorhanden, wobei in der Natur am wahrscheinlichsten ein Diametralriss auftreten wird. Die Abminderung der analytischen Rissweite für die Bemessung kann durch die FE-Ergebnisse gerechtfertigt werden.

Parameterstudien und Bemessungsbeispiele zeigen, dass sich bei Nutzung des passiven Gebirgswiderstandes die erforderliche Wandstärke oft auf einen Bruchteil der Wandstärke aus einer klassischen Innendruckbemessung reduziert. Blechdicken von nur wenigen Millimetern lassen sich praktisch nicht realisieren, weshalb auf eine Konstruktionswandstärke ausgewichen werden muss. Zusätzlich kann die Bemessung auf Außenwasserdruck höhere Wandstärken erfordern und einen Teil der Stahleinsparung rückgängig machen.

Ergibt sich aus der Bemessung nur die Erfordernis einer Dichthaut, kann auch an eine Kunststoffolie mit entsprechender Rissüberbrückungs-Fähigkeit als Dicht-Membran gedacht werden. Lassen sich dazu geeignete dauerhafte Materialien finden, könnte eine Stahlpanzerung in vielen Fällen entfallen.

Die Zuhilfenahme größerer Gebirgsanteile verlangt aber auch nach einer genaueren Betrachtung der Gebirgseigenschaften, da Unsicherheiten nicht mehr pauschal im selben Maße abgedeckt werden. Eine Anpassung der Bemessungs-Sicherheiten an die jeweilige Situation macht Sinn und liefert zulässige und begründete Ergebnisse. Eine genaue Kenntnis von Materie und Wechselwirkungen ist daher unumgänglich.

Versuche und weitere Überlegungen hinsichtlich der Rissüberbrückung sind für eine zukünftige Anwendung sicherlich hilfreich. Auch im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit bei oftmaligem Lastwechsel im Pumpspeicherbetrieb sind Untersuchungen angeraten.

Literaturverzeichnis

- Amstutz, Ernst: Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen. Schweizerische Bauzeitung, 87. Jahrgang Heft 28, Verlags-Aktiengesellschaft der akademischen technischen Vereine, Zürich, 1969
- Bonapace, Paul und Bernhard Hofer: Erfahrungen, Beispiele, Bestand und Neubauüberlegungen zu Triebwasserwegen der Tiwag. Geomechanics and Tunneling 8, No. 1, Ernst und Sohn, Berlin, 2015
- Dich, Christopher und Christian Barwart: Triebwasserweg Obervermuntwerk II – Geotechnische Planung, Ausführungskonzept und Bauerfahrungen, Geomechanics and Tunneling 10, No. 5, Ernst und Sohn, Berlin, 2017
- Gerstner, Reinhold: Geologische Erfahrungen mit dem Entwurf von Druckschächten. Geomechanics and Tunneling 8, No. 1, Ernst und Sohn, Berlin, 2015
- Giesecke, Jürgen, Stephan Heimerl und Emil Mosonyi: Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb. 6. Auflage, Springer Vieweg, Berlin – Heidelberg, 2014
- Girkmann, Karl: Flächentragwerke – Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke. Springer-Verlag, Wien, 1948
- Gober, Hansjörg und Karl Nackler: Erste Betriebserfahrungen bei einem Hochdruckstollen mit innovativen Ausbaumethoden. Geomechanics and Tunneling 4, No. 2, Ernst und Sohn, Berlin, 2011
- Greiner, Richard, Guntram Innerhofer und Wilfried Stering: New design aspects for steel linings made of high-strength steels for pressure shafts. Steel Construction 6, No. 4, Ernst und Sohn, Berlin, 2013
- Ingenieurbüro Dr. Oswald Neuner: FE-Parameterstudie im Auftrag der Vorarlberger Illwerke AG. Seefeld in Tirol, 2017 (internes Dokument)
- Innerhofer, Guntram sen., Richard Greiner und Guntram Innerhofer jun.: Bemessungskonzept für Druckschächte bei Nutzung des passiven Gebirgs widerstandes. Geomechanics and Tunneling, Ernst und Sohn, Berlin, 2018
- Kieser, Alois: Druckstollenbau. Springer Verlag, Wien, 1960

- Kastner, Hermann: Statik des Tunnel- und Stollenbaues. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1962
- Meusburger, Peter: Rodundwerk II – Schadensfall und Wiederherstellung. Vortrag Praktikerkonferenz Wasserkraft, TU Graz, 2013
- österreichs energie: Aktionsprogramm für Österreichs Energiepolitik. Österreichs E-Wirtschaft, Wien, 2017
- Salzburger Nachrichten: Landesregierung bewilligt drittes Kraftwerk in Kaprun. Online-Artikel vom 14. Juli 2017, URL: <https://www.sn.at/salzburg/wirtschaft/landesregierung-bewilligt-drittes-kraftwerk-in-kaprun-15166294>
- Schleiss, Anton: Konkurrenzfähige Pumpspeicherwerkprojekte dank ungepanzelter, vertikaler Druckschächte. Geomechanics and Tunneling 6, No. 5, Ernst und Sohn, Berlin, 2013
- Seeber, Gerhard: Druckstollen und Druckschächte, Bemessung – Konstruktion – Ausführung. ENKE im Georg Thieme Verlag, Stuttgart – New York, 1999
- Taras, Andreas und Richard Greiner: Zum Gültigkeitsbereich der Bemessungsformeln für Druckschachtpanzerungen unter Außendruck. Stahlbau 76, Heft 10, Ernst und Sohn, Berlin, 2007
- Vigl, Alois und Reinhold Gerstner: Injektionen im Druckstollenbau. Geomechanics and Tunneling 2, No. 5; Ernst und Sohn, Berlin, 2009
- Vigl, Alois: Systemlösungen für Kraftabstiege von Hochdruck-Wasserkraftanlagen – Entwurf Bemessung und baupraktische Aspekte. Geomechanics and Tunneling 8, No. 1, Ernst und Sohn, Berlin, 2015
- voestalpine Steel Division: Datenblatt alform M-Reihe. Linz, August 2013
- Vorarlberger Illwerke Aktiengesellschaft: Informationswebsite zum Projekt Obervermuntwerk II. URL: obervermuntwerk2.at, abgerufen am 16.04.2018
- Vorlesungsmitschrift: „Design and Construction of Headrace Tunnels“. Vortragender: Alois Vigl, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, 2016

Vorlesungsskriptum „Geotechnik Grundlagen 1“. Vortragender: Andreas Buyer, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, 2015

Walch, Otto: Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1926

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Alpine Trassierung mit Innendrucklinien und möglichen Ausführungen für den Kraftabstieg (Lotschacht, Schrägschacht oder Druckrohrleitung) (aus: Seeber, 1999).....	1
Abbildung 2: Schwedische Trassierung mit Lotschacht, Kavernenkraftwerk, Unterwasserschloss und tiefliegendem Unterwasserstollen (aus: Seeber, 1999)....	2
Abbildung 3: Norwegische Trassierung mit oberwasserseitigem Druckluftwasserschloss (aus: Seeber, 1999).....	2
Abbildung 4: Triebwasserführung des Pumpspeicherkraftwerks Obervermuntwerk II der Vorarlberger Illwerke AG (aus: www.obervermuntwerk2.at, 2018).....	3
Abbildung 5: Grenzbedingungen zur Lage eines Druckstollens (aus: Seeber, 1999)....	4
Abbildung 6: Mögliche Wasserverluste oder Wasserzutritte in Abhängigkeit des Bergwasserspiegels ohne Berücksichtigung einer Auskleidung (aus: Seeber, 1999).....	5
Abbildung 7: Wasseraustritt vom Stollen in eine hangparallele Kluft – Hydraulische Presse (aus: Seeber, 1999).....	5
Abbildung 8: Optimaler Durchmesser in Abhängigkeit von Energieverlustkosten K_E und Investitionskosten K_J (aus: Seeber, 1999).....	6
Abbildung 9: Klassische Lösungen für den Kraftabstieg (aus Vigl, 2015).....	7
Abbildung 10: Schematische Einsatzbereiche verschiedener Auskleidungssysteme bei alpinem Schema (aus: Seeber, 1999).....	8
Abbildung 11: Links: Vorspannung einer Tübbingauskleidung gegen das Gebirge mittels Vorspanninjektion. Rechts: Vorspannprinzip nach Seeber. (aus: Vigl et al., 2009).....	9
Abbildung 12: Vorgespannte Betonauskleidung mit Kunststoffdichtfolie, System TIWAG. Die Injektionsschläuche werden durch den Sohlübbing ausgeleitet. (aus: Seeber, 1999).....	10
Abbildung 13: Dünnwandige Panzerung – Regelquerschnitt Silvrettastollen (aus: Dich, 2017).....	11
Abbildung 14: Dickwandige Panzerung – Regelquerschnitt Silvrettastollen (aus: Dich, 2017).....	12

Abbildung 15: Ausbruchzustand - Spannungsverläufe im Gebirge	16
Abbildung 16: Reine Innendruckbelastung – Verläufe von Radial- und Tangentialspannung	17
Abbildung 17: Spannungsverläufe, wenn der Felsanteil der Anrissbedingung entspricht ($p_i = p_R = p_{R,A}$).....	18
Abbildung 18: Gebirgs-Arbeitslinien bei unterschiedlichem Kluftwasserdruck u. Die waagrechten Striche zeigen die jeweilige Anrissbedingung an.	19
Abbildung 19: Spannungsverläufe beim Auftreten von Radialrissen	20
Abbildung 20: Kräftegleichgewicht im Achsschnitt der Lochscheibe am gerissenen Druckschacht.....	20
Abbildung 21: Bezeichnung der Radialverschiebungen im gerissenen Zustand	21
Abbildung 22: Flächen der Spannungsdifferenzen für Ausbruchzustand und Innendruckbelastung	22
Abbildung 23: Gebirgs-Arbeitslinien (AL) nach Seeber (1999) und Innerhofer et.al (2018).....	25
Abbildung 24: Arbeitslinien für Panzerungen unterschiedlicher Wandstärke	27
Abbildung 25: Definition plastisches Verformungsvermögen des Stahls.....	27
Abbildung 26: Gleichgewichtsbetrachtung der Panzerungskräfte am Rissufer (Darstellung angelehnt an Greiner et al., 2013)	28
Abbildung 27: Bemessungsdiagramm Stahlpanzerung (angelehnt an Innerhofer et al., 2018). Links: Layout nach Innerhofer et al. (2018). Rechts: klassisches Layout der Seeber-Bemessung.....	29
Abbildung 28: Kriterium der Rissüberbrückung.....	30
Abbildung 29: Links: Grafisches Verfahren nach Seeber (aus: Seeber, 1999) Rechts: Bemessungsdiagramm mit Grenzbedingung der Rissüberbrückung (aus: Seeber, 1999).....	31
Abbildung 30: Radialverschiebungen einer vorgespannten Betonauskleidung	34
Abbildung 31: Diagramm mit Bemessungs-Arbeitslinie einer vorgespannten Betonauskleidung.....	35
Abbildung 32: Kopswerk II – Bemessungsdiagramm nach Seeber (1999).....	37

Abbildung 33: Kopswerk II – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018) Die Auskleidung muss nur eine Dichtfunktion erfüllen.....	38
Abbildung 34: KW Roßhag Querschnitt 1 – Bemessungsdiagramm nach Seeber (1999)	39
Abbildung 35: KW Roßhag Querschnitt 2 – Bemessungsdiagramm nach Seeber (1999)	40
Abbildung 36: KW Roßhag Querschnitt 1 – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018) MIT Berücksichtigung eines hohen Bergwasserspiegels	41
Abbildung 37: KW Roßhag Querschnitt 1 – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018) OHNE Berücksichtigung eines Bergwasserspiegels	41
Abbildung 38: KW Roßhag Querschnitt 2 – Bemessungsdiagramm nach Innerhofer et al. (2018) MIT Berücksichtigung eines hohen Bergwasserspiegels	42
Abbildung 39: 2D-Einzelrissmodell (Ingenieurbüro Dr. Neuner). Der Einzelriss befindet sich in der Firste.	43
Abbildung 40: Modell mit 16 Rissen (Ingenieurbüro Dr. Neuner)	44
Abbildung 41: Phase 1 – Berechnung der initialen Gebirgsspannungen (Ingenieurbüro Dr. Neuner).....	45
Abbildung 42: Phase 2 – Stollenausbruch (Ingenieurbüro Dr. Neuner).....	45
Abbildung 43: Phase 3 – Einbau Stahlrohr (Ingenieurbüro Dr. Neuner).....	46
Abbildung 44: Belastungen am FE-Modell. Links: Vor Öffnung des Risses. Rechts: Nach Öffnung des Risses.	47
Abbildung 45: Radialverschiebungen unterschiedlicher Rissmodelle (ohne Klufwasserdruck). Der strichlierte Kreis zeigt die elastische Verschiebung bis zur Anrissbedingung.....	49
Abbildung 46: Radialverschiebungen unterschiedlicher Rissmodelle (mit Klufwasserdruck). Der strichlierte Kreis zeigt die elastische Verschiebung bis zur Anrissbedingung.....	50
Abbildung 47: Rissweite eines einzelnen Risses ($u^*=0$)	51
Abbildung 48: Rissweite eines einzelnen Risses ($u^*=0,25$)	51
Abbildung 49: Rissweite – Summe im Halbraum ($u^*=0$)	52
Abbildung 50: Rissweite – Summe im Halbraum ($u^*=0,25$)	52

Abbildung 51: Rissweite – Summe über den vollen Umfang ($u^*=0$)	53
Abbildung 52: Rissweite – Summe über den vollen Umfang ($u^*=0,25$)	53
Abbildung 53: Risstiefen unterschiedlicher Rissmodelle ($u^*=0$)	54
Abbildung 54: Risstiefen unterschiedlicher Rissmodelle ($u^*=0$)	54
Abbildung 55: Radialdehnungen in Abhängigkeit der Felsbelastung für unterschiedliche Kluftwasserdrücke bei $\sigma_0 = 5000$ kPa.....	56
Abbildung 56: Radialdehnungen in Abhängigkeit der Felsbelastung für unterschiedliche Kluftwasserdrücke bei $\sigma_0 = 3000$ kPa	57
Abbildung 57: Radialdehnungen in Abhängigkeit der Felsbelastung für unterschiedliche Kluftwasserdrücke bei $\sigma_0 = 1500$ kPa	57
Abbildung 58: Rissweiten in Abhängigkeit der Felsbelastung bei $\sigma_0 = 3000$ kPa. Vergleich zwischen Analytik, Bemessungsvorschrift (BemVS) und FE-Ergebnissen.	60
Abbildung 59: Rissweiten in Abhängigkeit der Felsbelastung bei $\sigma_0 = 1500$ kPa. Vergleich zwischen Analytik, Bemessungsvorschrift (BemVS) und FE-Ergebnissen.	60
Abbildung 60: Bestimmung von Radialdehnung und Innendruckanteilen ($u^*=0$).....	63
Abbildung 61: Bestimmung von Radialdehnung und Innendruckanteilen ($u^*=0,6$).....	63
Abbildung 62: Rissdetail bei Berücksichtigung einer Panzerung (Grundlage: Ingenieurbüro Dr. Neuner; Eigene Ergänzung).....	64
Abbildung 63: Rissweite mit Panzerung – Vergleich Analytik mit FE	65
Abbildung 64: Rissweite in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Kluftwasserdruck ..	65
Abbildung 65: Rissweite mit Panzerung – Vergleich Analytik mit Bemessungsvorschrift und FE.....	66
Abbildung 66: Risstiefen in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Kluftwasserdruck..	66
Abbildung 67: Absicherung der Gebirgsmitwirkung über die doppelte Radialverschiebung	68
Abbildung 68: Auswirkung des Vergleichsmoduls auf die Gebirgs-Arbeitslinie. Dargestellt sind Arbeitslinien für die Gebirgsverhalten „hard“, „less hard“ und „limp“.	68

Abbildung 69: Auswirkung der Querdehnzahl auf die Radialverschiebung der Felslaibung	69
Abbildung 70: Auswirkung der Primärspannung auf die Gebirgs-Arbeitslinie. Bei Kluftwasserdruck $u=0$ entspricht die Anrissbedingung der doppelten Primärspannung.	70
Abbildung 71: Auswirkung des Kluftwasserdrucks auf die Gebirgs-Arbeitslinie. Die waagrechten Striche deuten die Höhe der jeweiligen Anrissbedingung an.	71
Abbildung 72: Auswirkung des Kluftwasserdrucks auf die Risstiefe (aus: Innerhofer et al., 2017)	71
Abbildung 73: Darstellung der Rissweiten in Abhängigkeit des Felsanteils. Die Rissweite im Fels für „limit load“ stellt den doppelten Wert von „service load“ dar, die Rissweite für die Bemessung (BemVS) wurde mit dem vorgeschlagenen Faktor „2/3“ abgesichert. Die grauen Kurven definieren die kritische Rissweite für unterschiedliche Wandstärken.	74
Abbildung 74: Zugehörige Arbeitslinien zu Abbildung 73 – Rissüberbrückung.	75
Abbildung 75: Auswirkung des Reibungsbeiwertes in der Ringfuge auf die kritische Rissweite	76
Abbildung 76: Darstellung der Stahlsicherheit im Bemessungsdiagramm. Ab einer Wandstärke von t_{max} kann die Panzerung den Innendruck alleine aufnehmen.	77
Abbildung 77: Bemessungsdiagramm Lastfall 1 mit Stahlsorte ALFORM 355	79
Abbildung 78: Bemessungsdiagramm Lastfall 1 mit Stahlsorte ALFORM 700	79
Abbildung 79: Bemessungsdiagramm Lastfall 2 mit Stahlsorte ALFORM 355	80
Abbildung 80: Bemessungsdiagramm Lastfall 2 mit Stahlsorte ALFORM 700	80
Abbildung 81: Bemessungsfall a): Die Gebirgs-Arbeitslinie ist elastisch. Keine Felsrisse.	82
Abbildung 82: Bemessungsfall b): Die Stahlpanzerung dient rein der Dichtheit des Schachtes.	83
Abbildung 83: Bemessungsfall c): Die Stahlpanzerung übernimmt einen Anteil am Innendruck.	84
Abbildung 84: Bemessungsfall d): Die Bemessung liefert unwirtschaftlich hohe Wandstärken.	84
Abbildung 85: Bemessungsdiagramm Grundfall	86

Abbildung 86: Bemessungsdiagramm PK1 – Halbierung der Primärspannung.....	87
Abbildung 87: Bemessungsdiagramm PK2 – Verdopplung der Primärspannung.....	87
Abbildung 88: Bemessungsdiagramm PK3 – ohne Kluftwasserdruck.....	88
Abbildung 89: Bemessungsdiagramm PK4 – erhöhter Kluftwasserdruck.....	88
Abbildung 90: Bemessungsdiagramm PK5 – Gebirge „limp“ ($V_R = 3,5$ GPa).....	89
Abbildung 91: Bemessungsdiagramm PK6 – Gebirge „hard“ ($V_R = 20$ GPa).....	89
Abbildung 92: Bemessungsdiagramm PK7 – Gebirge „limp“ ($V_R = 3,5$ GPa) mit ALFORM 355	90
Abbildung 93: Bemessungsdiagramm PK8 – Gebirge „less hard“ ($V_R = 7,5$ GPa) mit ALFORM 355	90
Abbildung 94: Bemessungsdiagramm PK9 – Gebirge „hard“ ($V_R = 20$ GPa) mit ALFORM 355	91
Abbildung 95: Bemessungsdiagramm PK10 – Reibungsbeiwert niedriger ($\mu = 0,30$) ..	91
Abbildung 96: Bemessungsdiagramm PK11 – Reibungsbeiwert höher ($\mu = 0,55$).....	92
Abbildung 97: Schematischer Längenschnitt mit Bemessungspunkten, minimaler Gebirgsspannung, Innendruck und Bergwasserspiegel	94
Abbildung 98: Bemessungspunkt 1 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. ...	97
Abbildung 99: Bemessungspunkt 2 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. ...	97
Abbildung 100: Bemessungspunkt 3 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. .	98
Abbildung 101: Bemessungspunkt 4 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. .	98
Abbildung 102: Bemessungspunkt 5 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. .	99
Abbildung 103: Bemessungspunkt 6 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al. .	99
Abbildung 104: Bemessungspunkt 1 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.	100
Abbildung 105: Bemessungspunkt 2 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.	100
Abbildung 106: Bemessungspunkt 3 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.	101
Abbildung 107: Bemessungspunkt 4 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.	101
Abbildung 108: Bemessungspunkt 5 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.	102
Abbildung 109: Bemessungspunkt 6 – Innendruckbemessung nach Innerhofer et al.	102
Abbildung 110: Bemessungspunkt 1 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700).....	104

Abbildung 111: Bemessungspunkt 2 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700).....	105
Abbildung 112: Bemessungspunkt 3 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700).....	105
Abbildung 113: Bemessungspunkt 4 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700).....	106
Abbildung 114: Bemessungspunkt 5 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700).....	106
Abbildung 115: Bemessungspunkt 6 – Verfahren nach Seeber (ALFORM 700).....	107

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Parameter Auskleidungsbemessung Kopswerk II	36
Tabelle 2: Parameter Auskleidungsbemessung KW Roßhag	39
Tabelle 3: Materialparameter der FE-Berechnung	46
Tabelle 4: Berechnungsfälle – Variation Rissmodell	48
Tabelle 5: Berechnungsfälle – Variation isotrope Primärspannung und Kluftwasserdruck bei zwei verschiedenen Innendrücken	55
Tabelle 6: Ergebnistabelle – Radialdehnungen aus FE und Analytik in [% ₀₀] inkl. Abweichung. Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.	56
Tabelle 7: Ergebnistabelle – Rissweiten aus FE und Analytik in [mm]. Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.	58
Tabelle 8: Ergebnistabelle – Rissweiten aus FE, Bemessungsvorschrift und Analytik in [mm]. Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.	59
Tabelle 9: Ergebnistabelle – Risstiefen aus FE und Analytik in [m]. Bei Werten in Klammer ist die analytische Anrissbedingung überschritten, im FE-Modell aber noch kein Riss aufgetreten.	61
Tabelle 10: Berechnungsfälle – Variation Reibung in der Ringfuge	62
Tabelle 11: Vergleich der Rissweiten von Analytik und Bemessungsvorschrift mit den Rissweiten einer FE-Berechnung am Einzelriss- bzw. Diametralrissmodell.	72
Tabelle 12: Materialparameter unterschiedlicher Stahlsorten	78
Tabelle 13: Gebirgsparameter und Belastungen der beiden Lastfälle.....	78
Tabelle 14: Ergebnisse der Panzerungsbemessung für unterschiedliche Stahlsorten .	81
Tabelle 15: Eingabewerte für den Grundfall	85
Tabelle 16: Übersicht Parameterkombinationen	86
Tabelle 17: Bemessungspunkte mit Innendruck, Bergwasserdruck und min. Gebirgsspannung	95

Tabelle 18: Bemessungspunkte mit Belastungsverhältnissen in Bezug zur min. Primärspannung	95
Tabelle 19: Gebirgsparameter Rodundwerk I	96
Tabelle 20: Stahlparameter Rodundwerk I	96
Tabelle 21: Ergebnisse aus der Innendruckbemessung für Stahlgüte ALFORM 700.	103
Tabelle 22: Ergebnisse aus der Innendruckbemessung für Stahlgüte ALFORM 355.	103
Tabelle 23: Ergebnisse Beulbemessung nach Amstutz	108
Tabelle 24: Erforderliche Wandstärken – Vorbemessung Rodundwerk I	109