

Schauminjektionen zur Ortsbruststabilisierung in grobkörnigen Böden

Johannes Jessen

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der
Technischen Universität München zur Erlangung eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigten Dissertation.

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani
2. apl. Prof. Dr.-Ing. Jochen Fillibeck
3. Prof. Dr. Kurosch Thuro

Die Dissertation wurde am 07.03.2024 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die TUM School of Engineering and Design am 26.09.2024 angenommen.

Vorwort

Der Spritzbetonvortrieb ist aufgrund seiner Flexibilität insbesondere in urbanen Gebieten, wenn die Tunnelstrecken zu kurz und die Platzverhältnisse zu eng für den Einsatz von Tunnelvortriebmaschinen sind, alternativlos. Im kohäsionslosen Lockergestein sind üblicherweise aufwendige Sicherungsmaßnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust und des Gebirges im Bereich des Abschlags erforderlich, welche die Geschwindigkeit und die Effizienz des Vortriebs erheblich beeinflussen. Zementinjektionen stellen bei diesen Untergrundbedingungen eine Alternative zur Stabilisierung der Ortsbrust dar. Das Injektionsmittel dringt in die Poren des Korngerüsts ein und erzeugt lokal eine künstliche Bindung der Bodenpartikel. Bei grobkörnigen Böden mit Durchlässigkeitsbeiwerten größer als 10^{-3} m/s stoßen zementbasierte Injektionen jedoch an ihre Grenzen, da sie vor dem Erhärten zu Sedimentation, Entmischung und unkontrolliertem Fließen neigen. Dadurch verschlechtert sich die Wirkung der Injektion, der Materialverbrauch steigt an und der Vortrieb wird ineffizient.

Die Forschung von Johannes Jessen zielte in diesem Zusammenhang darauf ab, die Eignung von Schauminjektionen als Alternative zu Zementinjektionen in stark durchlässigen Böden zu untersuchen. Schäume haben im flüssigen Zustand sehr gute Fließeigenschaften. Die Schaumbildung und die Erhärtung erfolgt im Gegensatz zu zementbasierten Injektionsmittel sehr rasch. Dadurch wird ein unkontrolliertes Abfließen des Materials erschwert. Da das Volumen des Schaums höher ist als das Volumen der ursprünglichen Flüssigkeit, können Schäume das Porenvolumen effizient verfüllen. Zudem spielen Entmischung und Sedimentation bei Schäumen keine Rolle. Zu Beginn der Forschung von Johannes Jessen lagen jedoch weder Erfahrungen mit dieser Art von Injektionen in der Geotechnik und im Tunnelbau noch systematische experimentelle Untersuchungen des mechanischen Verhaltens von schauminjizierten grobkörnigen Böden vor. Eine fundierte Auslegung von Schauminjektionen war de facto nicht möglich.

Zur Schließung dieser Wissenslücke führt Johannes Jessen zunächst umfangreiche hochwertige experimentelle Untersuchungen vor. Um die Ortsbruststabilität nachzuweisen, ist die Beschreibung der Scherfestigkeit von entscheidender Bedeutung. Johannes Jessen zeigt, dass der Schaum im Wesentlichen eine Erhöhung der Kohäsion bewirkt. Seine Ergebnisse belegen, dass die Scherfestigkeit mit ansteigenden effektiven Spannungen nichtlinear zunimmt und schlägt Bruchkriterien vor, die diese Nichtlinearität berücksichtigen können. Durch 3D Finite Elemente Analysen beweist er, dass Schauminjektionen, insbesondere in Kombination mit anderen Sicherungsmaßnahmen wie Spießschirmen, die Sicherheit und Effizienz von Spritzbetonvortrieben erheblich erhöhen können.

Insgesamt kann Johannes Jessens Dissertation als Pionierarbeit im Bereich der Anwendung von Schauminjektionen zur Stabilisierung der Ortsbrust bei Spritzbetonvortrieben betrachtet werden. Die entwickelten Methoden, Modelle und die Forschungsergebnisse stellen solide Grundlagen für den fundierten Einsatz dieser Technologie in der Baupraxis dar.

Roberto Cudmani

Kurzzusammenfassung

Die Ortsbrustsicherung beim Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein ist mit erheblichen Zusatzmaßnahmen verbunden. Zur Erleichterung des Vortriebs können die mechanischen Eigenschaften des Bodens durch innovative Schauminjektionen verbessert werden, welche im durchlässigen Baugrund Vorteile gegenüber konventionellen Injektionsmitteln bieten. In dieser Arbeit wird das mechanische Verhalten von schauminjizierten Böden experimentell untersucht und mit Hilfe von Modellierungsansätzen mathematisch beschrieben. Mit dem Porosity-Binder-Konzept können die Festigkeits- sowie Steifigkeitskenngrößen des Kompositmaterials mit maßgeblichen Zustandsgrößen korreliert werden. Die Eignung von linearen und nichtlinearen Bruchbedingungen wird überprüft, um die Druckabhängigkeit der Scherfestigkeit zu beschreiben. Für Bruchzustände mit $p < 1500 \text{ kN/m}^2$ wird die Scherfestigkeit des schauminjizierten Bodens durch die lineare Grenzbedingung von Mohr-Coulomb tendenziell überschätzt. Außerdem wird das Tragverhalten der Ortsbrust im kohäsionslosen Lockergestein unter Berücksichtigung von vorausseilenden Schauminjektionen anhand von dreidimensionalen numerischen Berechnungen analysiert. Die Wirkung und das Tragverhalten der Injektionskörper wird mit Hilfe von Grenzzustandsbetrachtungen und einer Vielzahl an Parametervariationen veranschaulicht und beurteilt. Die Berechnungsergebnisse liefern neue Erkenntnisse zur Ortsbruststandsicherheit beim konventionellen Tunnelvortrieb im Lockergestein. Im Zuge des Vortriebs sind Zugspannungen $< 400 \text{ kN/m}^2$ in den Injektionskörpern zu erwarten. Der vorteilhafte Einsatz von Schauminjektionen in grobkörnigen Böden wird anhand von großmaßstäblichen Untersuchungen und einer In-Situ-Anwendung beim U-Bahnhof Holzapfelkreuth in München gezeigt.

Abstract

The stabilization of the tunnel face during shotcreting method in coarse-grained soft soil is associated with considerable additional measures. In order to facilitate tunneling, the mechanical properties of the soil can be enhanced by innovative foam injections, which offer advantages in non-cohesive soil compared to conventional grouting materials. This study characterizes the mechanical behavior of foam-injected soils by means of extensive experimental investigations. The material behaviour is mathematically described using modelling approaches. The porosity-binder-concept enables the correlation of the strength and the stiffness parameters of the composite material with the relevant influencing factors. Furthermore, the adequacy of linear and non-linear failure criteria is verified to describe the shear strength as a function of the stress. For stress states with $p < 1500 \text{ kN/m}^2$, the linear failure criterion of Mohr-Coulomb tends to overestimate the shear strength. Subsequently the load-bearing behavior of the tunnel face in non-cohesive soil is analyzed by means of three-dimensional numerical calculations, taking into account pre-injection grouting with foam. The load-bearing behavior of the injected elements is illustrated by means of numerous parameter variations. The calculation results provide new findings regarding the tunnel face stability for the shotcreting tunneling method. During the tunnel excavation, tensile stresses $< 400 \text{ kN/m}^2$ occur in the injected elements. The advantageous performance of the foam injections is demonstrated based on large-scale investigations and an in-situ application near the underground station Holzapfelkreuth in Munich.

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Methodik und Forschungsfragen.....	3
1.3	Abgrenzung zu anderen Arbeiten	4
1.4	Struktur der Arbeit.....	5
1.5	Forschungsförderung.....	6
2	Grundlagen und Stand der Technik	7
2.1	Ortsbruststandsicherheit beim konventionellen Tunnelvortrieb	7
2.1.1	Möglichkeiten der Sicherung von Laibung und Ortsbrust.....	9
2.1.2	Querschnittunterteilungen.....	10
2.1.3	Öffnen der Ortsbrust in Teilflächen	12
2.1.4	Untersuchungen zur Ortsbruststandsicherheit	12
2.2	Injektionen im grobkörnigen Lockergestein	23
2.2.1	Klassifizierung von Injektionsmaßnahmen	23
2.2.2	Anwendungen im Tunnelbau	23
2.2.3	Vollflächige und lokale Ortsbrustinjektionen	25
2.2.4	Bemessung von Injektionskörpern.....	26
2.2.5	Injektionstechnik.....	27
2.3	Mechanisches Verhalten von Schäumen	32
2.4	Mechanisches Verhalten von granularen Kompositmaterialien	36
2.4.1	Kohäsion und Adhäsion.....	36
2.4.2	Spannungs-Verformungs-Verhalten unter Druckbeanspruchung.....	37
2.4.3	Zugfestigkeit von injizierten Böden	38
2.4.4	Einflussgrößen auf das mechanische Verhalten von injizierten Korngerüsten.....	40
2.4.5	Viskoses Verhalten.....	45
3	Laborversuche zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens von schauminjizierten Böden	46
3.1	Versuchsmaterialien	46
3.1.1	Schaum.....	46
3.1.2	Boden.....	47
3.2	Versuchsprogramm und Versuchsssetup	50

3.3	Probekörperherstellung	52
3.4	Reproduzierbarkeit	54
3.5	Einaxiale Druckversuche	55
3.5.1	Einfluss der bezogenen Lagerungsdichte	55
3.5.2	Einfluss der Erhärtungszeit.....	56
3.5.3	Einfluss der Korngröße.....	57
3.6	Verbesserung des mechanischen Verhaltens.....	58
3.7	Expansionsdruck im Korngerüst	59
3.8	Viskoses Verhalten.....	61
3.8.1	Einfluss der Dehnungsrate	61
3.8.2	Einaxiale Kriechversuche	62
3.9	Spaltzugversuche	66
3.10	Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern	70
4	Großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen	72
4.1	Versuchsaufbau.....	73
4.2	Ausbreitung des Injektionsmaterials	75
4.3	Biegezugversuche	77
4.4	Fazit zu den großmaßstäblichen Untersuchungen.....	79
5	Modellierung des Materialverhaltens.....	81
5.1	Ansätze zur Beschreibung der Festigkeit und Steifigkeit von schauminjizierten Böden.....	81
5.1.1	Porosity-Binder-Konzept.....	81
5.1.2	Bruchbedingungen für schauminjizierte Böden.....	85
5.2	Stoffmodellierung.....	91
5.2.1	Elastisch-ideal plastisch mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung (MC).....	91
5.2.2	Concrete Model (CM)	92
5.2.3	Nachrechnung von Elementversuchen	96
5.2.4	Nachrechnung Spaltzugversuch (f_{Gr} , $I_D = 0,85$)	98
6	Numerische Untersuchungen zur Ortsbruststandsicherheit	103
6.1	Modellaufbau und Tunnelquerschnitt	106
6.1.1	Netzerstellung	109

6.1.2	Materialparameter	109
6.1.3	Berechnungsablauf.....	112
6.2	Vorgehen zur Untersuchung der Tragwirkung der Injektionskörper.....	113
6.2.1	Vortriebsmodellierung.....	115
6.2.2	Voruntersuchungen	117
6.2.3	Detailanalyse zur Beanspruchung der Injektionskörper	123
6.2.4	Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit Ergebnissen aus der Literatur	128
6.2.5	Parametrische Untersuchung	129
6.3	Festigkeitsabminderung.....	142
6.4	Fazit zum Tragverhalten von vorausseilenden Ortsbrustinjektionen	146
6.5	Empfehlungen für die baupraktische Anwendung	148
7	Schauminjektionen zur Sanierung von Einsenkungen beim U-Bahnhof Holzapfelkreuth	151
7.1	Einordnung und Ziel der Injektionsmaßnahme.....	153
7.2	Anforderungen an das Einbringverfahren und das Injektionsmaterial.....	153
7.3	Geotechnische Randbedingungen.....	155
7.4	Beschreibung der Injektionsmaßnahme.....	156
7.4.1	Stichplan	157
7.4.2	Wahl der Injektionsparameter.....	158
7.5	Kontrolle des Injektionserfolgs	159
7.5.1	Auswertung der Injektionsprotokolle	160
7.5.2	Punktuelle Rammsondierungen (DPH) vor und nach der Schauminjektion....	162
7.5.3	Stichprobenartige Erkundung des Injektionserfolgs mittels Rammlanzen	165
7.5.4	Schurf zur visuellen Beurteilung der Ausbreitung des Injektionsmaterials.....	166
7.5.5	Laboruntersuchungen.....	167
7.6	Beurteilung der Injektionsmaßnahme.....	170
8	Zusammenfassung und Ausblick	172
8.1	Zusammenfassung	172
8.2	Ausblick.....	175
9	Literaturverzeichnis	176
10	Anhang.....	188

Symbolverzeichnis

Arabische Buchstaben

A, B	Konstanten
A_0	Anfängliche Probenfläche
A_{cur}	Probenfläche zur Ermittlung der Vertikalspannung
A_{el}	Elementgröße
A_{Gr}	Projektionsfläche eines Kornes
A_{inj}	Querschnittsfläche des Injektionskörpers
A_L	Querschnittsfläche der Injektionslanze
$A_{pb, x}$	Modellparameter, die experimentell ermittelt werden müssen
A_S	Fläche einer Injektionssäule
A_T	Querschnittsfläche des Tunnels
$A_{T,1/2}$	Hälfte der Querschnittsfläche des Tunnels
A_{Δ}	Fläche eines gleichseitigen Dreiecks
a	Konstante, welche die Zugfestigkeit bzw. Kohäsion beschreibt (Lade)
a_D	Anstieg von ε_{cp}^p bei zunehmendem Druck
a_{HB}	Parameter zur Beschreibung der Bruchbedingung nach H-B
a_{inj}	Abstand zwischen den Injektionsrohren
$a_{v,inj}$	Vertikaler Abstand der Injektionslagen
B_{iv}	Prozentualer Volumenanteil des Bindemittels (Verhältnis zwischen Bindemittelvolumen und Gesamtvolumen)
b	Balkenbreite
C	Überdeckung
C_U	Ungleichförmigkeitszahl
C_C	Krümmungszahl
c	Kohäsion
D	Probendurchmesser
D_{eq}	Äquivalenter Tunneldurchmesser
D_T	Tunneldurchmesser
D_{zul}	Zulässiger Ausbruchsdurchmesser
d	Balkenhöhe
d_e	Abschlagslänge
d_L	Innendurchmesser der Injektionslanze
$d_{Säule}$	Theoretischer Säulendurchmesser
d_{10}	Korndurchmesser bei 10 Masseprozent Siebdurchgang (analog: d_{30}, d_{50}, d_{60})
E_{s1}	Sekantenmodul der Steifigkeit des verbesserten Bodens
E_{s0}	Sekantenmodul der Steifigkeit des natürlichen Bodens
E_i	Anfangstangentenmodul der Steifigkeit

E_{28}	E-Modul nach 28 Tagen
E_{50}^{ref}	Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung
E_{oed}^{ref}	Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung
E_{ur}^{ref}	Ent-/Wiederbelastungsmodul
e	Porenzahl
e_{max}	maximale Porenzahl (lockerste Lagerung)
e_{min}	minimale Porenzahl (dichteste Lagerung)
F	Maximale Vertikalkraft
F_c	Fließfläche unter deviatorischer Belastung
F_t	Fließfläche unter Zugbeanspruchung
FOS	Faktor zur Beurteilung der Sicherheit
$f_{c,28}$	Einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{con}	Normalisierte Anfangsfestigkeit
f_{cfn}	Normalisierte Bruchfestigkeit (Druck)
f_{cun}	Normalisierte Restfestigkeit (Druck)
f_{cy}	Fließspannung bei einaxialer Druckbeanspruchung
f_{foam}	Schaumfaktor
$f_{m,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit
$f_{m,k}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
$f_{m,min}$	Minimalwert der Zylinderdruckfestigkeit der Proben einer Serie
$f_{m,mittel}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit der Proben einer Serie
f_t	Fließspannung bei einaxialer Zugbeanspruchung
f_{tun}	Verhältnis zwischen Rest- und Zugfestigkeit
G_c	Bruchenergie (Druck)
G_t	Bruchenergie (Zug)
G_0^{ref}	Anfängliches Schubmodul bei kleinen Dehnungen
GSI	Geological Strength Index (H-B)
H	Probenhöhe
H_T	Tunnelhöhe
I_B	Sprödigkeitsindex
I_D	Bezogene Lagerungsdichte
I_1, I_3	Invarianten
K	Präexponentieller Faktor
K_{silo}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Silowirkung
K_{wedge}	Koeffizient zur Ermittlung der horizontalen Spannung auf dem abrutschenden Gleitkeil
K_0	Erdruhedruckbeiwert
k	hydraulische Durchlässigkeit
k_1	Annahmefaktor, 10%-Quantil $k_1 = 1,28$
L	Probenlänge
L_{eq}	äquivalente Elementgröße
L_{inj}	Länge der vorseilenden Injektionskörper

L_{min}	Minimal erforderliche Länge
l	Auflagerabstand
$l_{eff,bond}$	Effektive Verbundlänge zwischen Korn und Schaum
$l_{eff,foam}$	Effektive Länge zum Abtrag von Zugspannungen im Schaum
l_{ref}	Länge des Zugrisses (Referenzlänge)
l_{sich}	Länge der vorausseilenden Sicherungselemente
M_{stage}	Lastmultiplikator
m	Krümmung der Bruchbedingung (Lade)
m_{HS}	Exponent zur Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit
m_b	Konstante (Hoek-Brown)
m_d	Trockenmasse
$m_{d,Boden}$	Trockenmasse des Bodens im Probekörper
$m_{d,sp}$	Trockenmasse des Probekörpers
m_{foam}	Masse des Schaums
m_{gl}	Verglühte Masse
m_i	Parameter zur Beschreibung der Bruchbedingung nach H-B
m_{sp}	Masse des Probekörpers
m_{Wasser}	Masse des Wassers im Probekörper
N	Kriechexponent
N_c, N_γ	Dimensionslose Parameter
N_{gr}	Anzahl der Körner entlang Referenzlänge l_{ref}
N_{ip}	Anzahl der Integrationspunkte einer Injektionslage
$N_{t,max,l}$	Maximale Zugnormalkraft einer Injektionslage
N_{10}	Schlagzahl mit der schweren Rammsonde (DPH) für 10 cm Eindringung
n	Porosität des injizierten Bodens (Verhältnis zwischen dem Porenvolumen und Gesamtvolumen)
n_s	Porenanteil des Bodens
n_{GP}	Anzahl der Spannungspunkte pro Element
n_{La}	Anzahl der Lanzen pro Injektionsabschnitt
n_{Schaum}	Mit Schaum gefüllter Porenanteil im Boden
p_{erf}	Minimal erforderlicher Stützdruck
p_{inj}	Verpressdruck
p_a	Atmosphärischer Druck
p_{ref}	Referenzspannung
$\bar{p}, \bar{q}, \bar{\sigma}_3$	Arithmetische Mittelwerte der Beanspruchung in einer Injektionslage
Q	Kriechaktivierungsenergie [J/mol]
q_{inj}	Verpressrate
q_{min}	Minimal erforderliche Injektionsrate
q_{ps}	Maximale Deviatorspannung
q_{ps0}	Maximale Deviatorspannung des natürlichen Bodens
q_{rs}	Residuale Deviatorspannung
q_u	Einaxiale Druckfestigkeit

$q_{u,cor}$	Abgeminderte einaxiale Druckfestigkeit für $H/D \leq 2$
R	Universelle Gaskonstante [8.313 J/(K·mol)]
R^2	Bestimmtheitsmaß
R_{qps}	Verhältniswert der Peakspannungen
R_{ES1}	Verhältniswert der Steifigkeit
r	Injektionsreichweite
r_1	Radius des Injektionsrohrs
r_0	Anfänglicher Probenradius
$(r_i - r_0)$	Radiusänderung der Probe
S_m	massenspezifische Oberfläche
s	Parameter zur Beschreibung der Bruchbedingung nach H-B
s_{inj}	Distanz zwischen dem Statikmischer und der Austrittsstelle des Injektionsmaterials im Boden
T	Temperatur [K]
T_R	Rammtiefe
T_A	Materialaustrittstiefe
t_{cu}	Erhärtungszeit
t_f	Zeit bei Erreichen der minimalen Dehnungsrate, wenn Kriechversagen eintritt
t_l	Verpresszeit je Injektionsstelle
t_{start}	Verarbeitungszeit des Injektionsmittels
U	Probenanzahl
$ u_{max} $	Betrag der maximalen Verformung
Δu	Umfangsänderung der Probe
u_F	Vertikale Verformung bei dem Erreichen der maximalen Vertikalkraft
u_y	Verformung in y-Richtung
V_{foam}	Volumen des Schaums im aufgeschäumten Zustand (einschließlich der gasgefüllten Zellen)
V_i	Injektionsmenge je Injektionsstelle
V_{gl}	Glühverlust [%]
V_L	Verpressmenge pro Lanze
V_m	Verpressmenge pro Meter
V_{soll}	Sollmenge je Injektionsstelle
V_{sp}	Volumen des Probekörpers
V_R	Volumen der Ringschalung
v	Strömungsgeschwindigkeit des flüssigen Injektionsmaterials
vac	Variationskoeffizient
w	Wassergehalt [%]
x, A_{pb}	Modellparameter, die experimentell ermittelt werden müssen
\bar{x}	Mittelwert
x_{area}	mittlerer äquivalenter Korndurchmesser
Z	Aufnehmbare Zugkraft entlang eines Zugrisses mit der Länge l_{ref}

Griechische Buchstaben

α	Modellparameter, der experimentell ermittelt werden muss
α_1	Beiwert zur Ermittlung der charakteristischen Druckfestigkeit
γ	Wichte des Bodens
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für die Zylinderdruckfestigkeit
$\gamma_{0,7}$	Scherdehnung bei 70% von G_0
ε	Gesamtdehnung
ε_1	Axiale Dehnung
ε_v	Volumetrische Dehnung
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsrate
$\dot{\varepsilon}_0, \sigma_0$	Konstanten, die das Kriechverhalten vom Schaum charakterisieren
$\dot{\varepsilon}_{min}$	minimale Dehnungsrate
$\varepsilon_{f,c}$	Dehnung zum Zeitpunkt t_f
ε_{cp}	Plastische Peakdehnung
$\varepsilon_{cp,qu}$	Plastische Peakdehnung bei einaxialer Druckbeanspruchung
ε_{cp}^p	Einaxiale plastische Bruchdehnung
ε^e	Elastischer Dehnungsanteil
ε^p	Plastischer Dehnungsanteil
ε^{cr}	Dehnungsanteil aus Kriechen
ε^{shr}	Dehnungsanteil aus Schwinden
η_{erf}	Sicherheitsbeiwert
η	Dynamische Viskosität
η_1	Öffnungswinkel der Versagensfläche (Lade)
θ	Neigungswinkel des abrutschenden Gleitkeils
μ	Mittelwert der Zahlenwerte des natürlichen Logarithmus der Einzelfestigkeiten
ν	Querdehnzahl
ν_{ur}	Querdehnzahl für Entlastung/Wiederbelastung
ρ	Dichte
ρ_d	Trockendichte des Bodens
ρ_{fluid}	Dichte der flüssigen Ausgangskomponenten des Schaums
ρ_{foam}	Schaumdichte
ρ_s	Korndichte des Bodens
ρ_{Wasser}	Dichte des Wassers
σ	Standardabweichung
σ_{ln}	Standardabweichung der Zahlenwerte des natürlichen Logarithmus der Einzelfestigkeiten
σ_1	Größte Hauptspannung
σ_2	Intermediäre Hauptspannung
σ_3	Kleinste Hauptspannung

σ_{bond}	Verbundspannung σ_{bond} an dem Interface zwischen Korn und Schaum
$ \sigma_{ci} $	Einaxiale Druckfestigkeit
σ_{rot}	Schnittpunkt der Grenzbedingung nach M-C mit der isotropen Spannungsachse
σ_t	Zugfestigkeit
$\sigma_{t,foam}$	Aufnehmbare Zugspannung innerhalb des Schaums
$\sigma_{t,sp}$	Spaltzugfestigkeit (Brazilian Test)
$\sigma_{t,fpbt}$	Biegezugfestigkeit (Vierpunktlastversuch)
$\sigma_{t,tpb}$	Biegezugfestigkeit (Vierpunktlastversuch)
$\sigma_{t,Lu}$	Zugfestigkeit (modifizierter Zugversuch)
$\sigma_{t,u}$	Einaxiale Zugfestigkeit
$\sigma_{t,i}$	Isotrope Zugfestigkeit
τ_{rel}	Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit
φ	Reibungswinkel des Bodens
φ_{crit}	Kritischer Reibungswinkel
φ_{peak}	Peakreibungswinkel
ψ	Dilatanzwinkel
∇	Willkürlich gewählter $\frac{n}{B_{iv}^x}$ -Wert

1 Einleitung

1.1 Motivation

Seit ihrer Einführung in der Mitte des 20. Jahrhunderts hat sich die Spritzbetonbauweise aufgrund ihrer Flexibilität im Untertagebau etabliert und wird nach wie vor sehr häufig eingesetzt. Allein in Deutschland wurden im Jahr 2021 ca. 55 km Tunnelstrecke in der konventionellen Spritzbetonbauweise aufgeföhren. Analysiert man die prozentuale Verteilung der angewandten Vortriebsmethoden der letzten 20 Jahre, so wurden in Deutschland ca. 73% der Straßentunnel, ca. 62% der Fernbahntunnel und ca. 24% der innerstädtischen Bahntunnel in konventioneller Bauweise hergestellt (Schäfer 2022).

Insbesondere in Ballungszentren werden größere Verkehrsadern aufgrund der Raumknappheit heutzutage untertägig hergestellt. Viele Großstädte in Deutschland, wie z.B. Berlin, Hamburg, München oder Köln, liegen im Nahbereich von Flusseinzugsgebieten mit fluviatilen und alluvialen Ablagerungen, so dass häufig Vortriebsabschnitte im grobkörnigen Lockergestein aufgeföhren werden müssen.

Der Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Boden ist traditionell mit einem hohen Arbeitsaufwand und zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen verbunden, um ein Ortsbrustversagen zu verhindern. Im Zuge des Vortriebs muss ein Großteil der Scherbeanspruchung im Korngerüst vor der Ortsbrust über Reibung abgetragen werden, weil grobkörnige Böden keine Kohäsion bzw. nur eine geringe Kapillarkohäsion aufweisen. In der Regel sind Reibungskräfte im Boden nicht ausreichend, um die Standsicherheit der Ortsbrust zu gewährleisten. Im Worst-Case-Szenario gefährdet ein Ortsbrustversagen die im Tunnel tätigen Mineure und führt zu Geländeabsenkungen und Schäden an der obertägigen Bebauung.

Zur Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit können zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, wie z.B. Ortsbrustanker, injizierte Spießschirme oder Ortsbrustversiegelungen mit Brustkeilen eingesetzt werden. Außerdem kann die Scherbeanspruchung im Boden reduziert werden, indem die Querschnittsgröße verringert oder kleinere Teilflächen geöffnet werden. Je geringer die Querschnittsgröße und je höher der Anteil an zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen, desto kleiner die Abbaugeräte und desto höher der manuelle Aufwand für die Vortriebsmannschaft (Fillibeck und Jessen 2022). Der Vortriebszyklus wird infolge des Personalaufwands (z.B. das Kürzen von Ortsbrustankern) verlangsamt und durch zeitkritische Unterbrechungen infolge von Gerätewechseln gestört. Der Vortrieb wird deutlich aufwändiger und ineffizient.

Mit Hilfe von vorausseilenden Injektionen kann die Scherfestigkeit, insbesondere die Kohäsion, des vor der Ortsbrust anstehenden Bodens erhöht werden. Dadurch kann der Vortrieb erleichtert und der Baufortschritt beschleunigt werden. Injektionen sind ein erprobtes Mittel zur Bodenverbesserung in grobkörnigen Böden (Cambefort 1969; Kutzner 1991; Hornich und Stadler 2011), wobei in der Ausführung bis dato vorwiegend zementbasierte Suspensionen als Injektionsmittel zum Einsatz kommen. Allerdings kann die Wirkung hydraulischer Bindemittel und der Erfolg der Injektionsmaßnahme durch Sedimentierung bzw. Abfiltrern, Entmischung und eine langsame Erhärtung maßgeblich beeinträchtigt werden (Cambefort 1969; Warner 2004).

Insbesondere in stark durchlässigen grobkörnigen Böden führen diese Prozesse zum Misserfolg: Infolge der langen Abbindezeit ergeben sich weite Fließwege bis das Injektionsmittel bei vorgegebener Durchflussrate bzw. vorgegebenem Injektionsdruck zur Stagnation kommt. Demzufolge kann das Injektionsmittel aus dem eigentlichen Zielgebiet der Baugrundverbesserung abfließen, wodurch die Effizienz und die Nachhaltigkeit der Injektionsmaßnahme infolge des hohen Materialverbrauchs sinkt (Schulze 2002; Jessen und Cudmani 2022).

Die Nachteile und Einschränkungen von zementösen Suspensionen haben in den letzten Jahren zur Entwicklung einer Vielfalt an neuen polymerbasierten Injektionsmaterialien geführt, welche die Baugrundinjektion optimieren und deren Anwendungsspektrum erweitern sollen. Zu dieser Entwicklung zählen auch schnell reagierende Schäume (Karol 2003). Im grobkörnigen Lockergestein haben schäumende Injektionsmaterialien folgende Vorteile gegenüber zementösen Bindemitteln:

- Die signifikant kürzere Reaktionszeit (bereits wenige Minuten nach der Injektion) verhindert ein unkontrolliertes Abfließen des Injektionsmittels aus dem vorgesehenem Zielbereich der Injektion. Dadurch können sowohl Injektionsmaterial als auch Injektionszeit reduziert werden.
- Die hohe Frühfestigkeit von mehr als 80% der Festigkeit nach 28 Tagen wird bereits nach wenigen Minuten erreicht und ermöglicht einen kontinuierlichen Bauablauf ohne zeitaufwendige Unterbrechungen.
- Durch die Volumenzunahme bei der Reaktion des Schaums kann das Porenvolumen wirtschaftlich effizienter verfüllt werden. In kiesigen Böden können Schaumfaktoren in der Größenordnung zwischen 1,5 und 3 erreicht werden. Dabei werden beispielsweise die Injektionsdauer und der Materialverbrauch bei einem Schaumfaktor von zwei im Vergleich zu herkömmlichen Bindemitteln in etwa halbiert.
- Die Ausgangskomponenten von schäumenden Injektionsmitteln und die zugehörige Baustelleneinrichtung erfordern nur wenig Platzbedarf, was insbesondere unter räumlich beengten Verhältnissen im Tunnelbau vorteilhaft ist. (Jessen und Cudmani 2022)

Aufgrund der zuvor genannten Eigenschaften ist schäumendes Injektionsmaterial ein sehr vielversprechender Baustoff, der den Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein maßgeblich vereinfachen und weiterentwickeln soll. Schauminjektionen können an der Ortsbrust einerseits zur Verbesserung der globalen Standsicherheit und andererseits zur konstruktiven Sicherung gegen lokales Versagen eingesetzt werden (siehe Abschnitt 2.1). In der vorliegenden Arbeit werden grundlegende experimentelle Untersuchungen zum mechanischen und viskosen Verhalten von schauminjizierten grobkörnigen Böden durchgeführt. Darüber hinaus sollen die Grundlagen für den Einsatz von Schauminjektionen zur Ortsbruststabilisierung beim Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein geschaffen werden. Das Tragverhalten von vorausseilenden Schauminjektionskörpern und deren Wirkung auf die Ortsbruststandsicherheit werden anhand von 3D-FE-Berechnungen analysiert.

1.2 Methodik und Forschungsfragen

In der vorliegenden Arbeit sollen nachfolgende Forschungsfragen zur Ortsbruststabilisierung beim Spritzbetonvortrieb mit Schauminjektionen geklärt werden:

- **Wie kann das mechanische und viskose Verhalten von schauminjizierten grobkörnigen Böden charakterisiert werden?**

Hierzu werden kleinmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen an schauminjizierten Böden durchgeführt. Granulometrische, zustandsabhängige und injektionsmittelspezifische Einflussgrößen werden im Rahmen von dehnungsgesteuerten einaxialen Druckversuchen, einaxialen Kriechversuchen, Spaltzugversuchen und Triaxialversuchen untersucht. Die Lagerungsdichte, die Korngrößenverteilung, die Erhärtungsdauer, das Spannungsniveau und die Belastungsgeschwindigkeit werden variiert.

- **Wie breitet sich der Schaum im grobkörnigen Lockergestein aus und welche Injektionstechnik eignet sich zur Einbringung des Injektionsmaterials?**

Es werden großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen zur Schauminjektion in grobkörnigen Böden unter praxisnahen Randbedingungen durchgeführt. Hierfür wurde ein geschalter Hohlzylinder ($V = 930 \text{ L}$) unter definierten Randbedingungen mit grobkörnigem Boden befüllt und anschließend mit Hilfe von Rammlanzen mit Schaum injiziert. Nach dem Ausschalen kann insbesondere Ausbreitung des Schaums im Boden und die Festigkeit im Übergangsbereich zwischen den Injektionspunkten beurteilt werden. Weiterhin wird die Anwendung der Schauminjektion anhand einer projektspezifischen Pilotanwendung aus der Praxis veranschaulicht. In unmittelbarer Nähe zu den Aufgängen der U-Bahn-Haltestelle Holzapfelkreuth in München wurden in den letzten Jahren wiederholt Setzungsschäden beobachtet, welche durch Schauminjektionen saniert wurden.

- **Mit welchen Modellierungsansätzen kann das mechanische Verhalten schauminjizierte Böden beschrieben werden?**

Einerseits wird das Porosity-Binder-Konzept angewendet, um einen Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte des Bodens, dem Schaumanteil, der Belastungsgeschwindigkeit und der Festigkeit bzw. Steifigkeit der schauminjizierten Probekörper herzustellen. Andererseits wird die Eignung von verschiedenen in der Geotechnik angesetzten Bruchbedingungen überprüft, um die Druckabhängigkeit der Scherfestigkeit zu beschreiben. Darüber hinaus werden zwei unterschiedliche Stoffmodelle herangezogen, um das mechanische Verhalten des Kompositmaterials anhand von Elementversuchen und einem Randwertproblem (Spaltzugversuch) numerisch nachzurechnen.

- **Wie verändert sich das Tragverhalten der Ortsbrust infolge der vorausseilenden Schauminjektionen und wie werden die Injektionskörper beansprucht?**

Es werden 3D-FE-Simulationen zum Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockgestein unter Berücksichtigung von vorausseilenden Schauminjektionen durchgeführt. Anhand von Grenzzustandsbetrachtungen und Parametervariationen wird das Tragverhalten und die Wirkung der Injektionskörper veranschaulicht. Im Zuge der Parameterstudie werden geotechnische (Scherfestigkeit, Steifigkeit) und geometrische (Überdeckung, Injektionsanteil, Länge der vorausseilenden Injektionen) Einflussgrößen variiert und beurteilt.

1.3 Abgrenzung zu anderen Arbeiten

Nachfolgend werden unterschiedliche Anwendungen und Untersuchungen zum Einsatz von Schaum in der Geotechnik aufgeführt. Die Inhalte und die Forschungsziele der aufgeführten Studien unterscheiden sich jedoch grundlegend von der vorliegenden Arbeit.

Derzeit wird Schaum in der Geotechnik vorwiegend zur Bodenconditionierung beim maschinellen Tunnelvortrieb mit EPB-Schilden eingesetzt. Dabei zielt der Schaumeinsatz darauf ab, die Reibung und Adhäsion des Bodens zu verringern, um so den Bodenabbau und den Materialtransport in den Rohrleitungen zu erleichtern (Quebaud et al. 1998; Thewes und Budach 2010; Wu et al. 2018; Mori et al. 2018; Liu et al. 2019; Budach und Thewes 2015).

Aktuellere Überlegungen zum Einsatz von Schaum in der Geotechnik wurden von Sprengel (2020) angestellt, um Lärmemissionen beim Schienenverkehr zu reduzieren. Der Schaum wurde dabei in zuvor gefräste Schlitz (Hohlraum) eingebracht und isoliert vom umgebenden Korngerüst betrachtet. Dabei spielte insbesondere der Impedanzunterschied zwischen dem Isolierkörper aus Schaum und dem angrenzenden Boden eine maßgebliche Rolle. Demnach handelt es sich um eine Anwendung mit anderer Zielsetzung als bei der Injektion von kohäsionslosen Böden.

Xiao et al. (2018) untersuchen das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Kies-Schaum-Gemischen anhand von drainierten Triaxialversuchen. Die zylindrischen Proben zeigen höhere Festigkeiten bei zunehmendem Schaumgehalt und ein hohes Maß an Duktilität. Die Probenherstellung erfolgte durch manuelles Vermischen des zunächst flüssigen PU-Schaums mit dem granularen Boden. Der Schaumgehalt wurde im Zuge der Triaxialversuche zwischen 2 und 8 Masseprozent variiert. Diese Form der Probenherstellung unterscheidet sich maßgeblich von der Schauminjektion, wobei der flüssige Schaum in den Porenraum injiziert wird und der prozentuale Schaumgehalt nicht gezielt gesteuert werden kann.

Vinson und Mitchel (1972) waren die ersten Autoren, die sich wissenschaftlich mit schäumendem Injektionsmaterial zur Bodenstabilisierung auseinandersetzten. Anlass für Ihre Untersuchungen war der Einsatz auf dem Mond. Auf der Suche nach Materialien, welche für diese außergewöhnliche Anwendung geeignet sind, wurde erkannt, dass die Nutzlastbeschränkung auf dem Mond die Materialart stark eingrenzt und ein Bindemittel mit geringer Dichte offensichtliche Vorteile bietet. Bereits nach den ersten Studien wurde deutlich, dass schäumende Polyurethane auch großes Potential für die Injektion auf der Erde haben. Bei der Injektion von verschiedenen grobkörnigen Böden wurden Schaumdichten zwischen 0,4 und 0,8 g/cm³ im Korngerüst ermittelt. Die Schaumdichte steigt bei der Verringerung des Expansionsvolumens

im Korngerüsts. Weiterhin wird von Vinson und Mitchel (1972) erläutert, dass die Schaumdichte mit zunehmender Entfernung von der Injektionsstelle abnimmt. Das mechanische Verhalten ergibt sich aus der Interaktion des Korngerüsts mit dem Schaum. Die Zug- und Scherfestigkeit vom Schaum trägt in erster Linie zum verbesserten Scherverhalten des Kompositmaterials bei. Das viskose Verhalten und die Druckabhängigkeit des Kompositmaterials werden nicht untersucht. Es werden auch keine Modellierungsansätze zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von schauminjizierten Böden vorgeschlagen.

Bodi et al. (2012) geben einen allgemeinen Überblick über aufschäumende Injektionsmaterialien, die Injektionstechnik und ihre Anwendungen. Es werden Parameter genannt, die das Verhalten von Boden-Schaum-Gemischen beeinflussen, aber es fehlt eine grundlegende Charakterisierung und Quantifizierung der mechanischen Eigenschaften.

Scucka et al. (2015) untersuchten mikroskopisch die Struktur von mit Polyurethanschaum verpressten Proben aus Basalt, Ziegel und Kohleschlacke. Sie konzentrierten sich vor allem auf die Parameter der Schaumstruktur und -textur und kamen zu dem Schluss, dass das mechanische Verhalten der untersuchten Proben in erster Linie von der Menge des Schaums in den Poren und der Schaumdichte abhängt. Es wurden relativ hohe Druckfestigkeiten im Bereich von 30 MPa bis 90 MPa ermittelt, aber eine systematische experimentelle Untersuchung des druck- und zeitabhängigen Verhaltens der Kompositmaterialien wurde nicht durchgeführt.

Abgesehen von den zuvor genannten Literaturangaben sind dem Autor keine fundierten Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von schauminjizierten grobkörnigen Böden bekannt. Insbesondere der Bezug zum Einsatz des Schaums zur Ortsbruststabilisierung beim konventionellen Vortrieb im grobkörnigen Lockergestein wurde in wissenschaftlichen Studien bis dato nicht aufgegriffen.

1.4 Struktur der Arbeit

Die Arbeit kann übergeordnet in sechs Schwerpunkte unterteilt werden:

Im ersten Teil der Arbeit (Kapitel 2) werden insbesondere die Grundlagen zu den Themen Ortsbruststandsicherheit und Injektionen im Lockergestein erläutert sowie der Stand des Wissens zum mechanischen Verhalten von Schaum und granularen Kompositmaterialien dargestellt.

Anschließend werden in Kapitel 3 die Probekörperherstellung, die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse sowie die Interpretation der kleinmaßstäblichen experimentellen Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von schauminjizierten grobkörnigen Böden beschrieben.

In Kapitel 4 werden die großmaßstäblichen Untersuchungen beschrieben, beurteilt und interpretiert. Die Injektionstechnik wird erläutert und die Ausbreitung des Schaums wird visualisiert.

Kapitel 5 umfasst die analytischen und numerischen Ansätze zur Modellierung des Materialverhaltens von schauminjizierten Böden. Die Modellierungsergebnisse werden bewertet und interpretiert.

Darauf aufbauend werden in Kapitel 6 dreidimensionale FE-Berechnungen zur Ortsbruststandsicherheit im grobkörnigen Lockergestein unter Berücksichtigung von vorauseilenden

Schauminjektionskörpern durchgeführt. Das Tragverhalten und die Wirkung der Injektionskörper werden diskutiert.

In Kapitel 7 wird der vorteilhafte Einsatz der Schauminjektion in grobkörnigen Böden anhand eines Praxisbeispiels veranschaulicht.

Abschließend werde in Kapitel 8 die Forschungsergebnisse nochmals zusammenfasst und ein Ausblick für weiterführende Untersuchungen gegeben.

1.5 Forschungsförderung

Diese Forschungsarbeit wurde im Zeitraum zwischen 01.05.2020 und 30.04.2023 durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie im Rahmen des Zentralen Innovationsprogramm Mittelstand (ZIM) gefördert. Dieses Förderprogramm unterstützt Forschungseinrichtungen, die mit kleinen und mittelständischen Unternehmen kooperieren. Das ZIM-Kooperationsprojekt mit dem Förderkennzeichen ZF4837001KI9 wurde gemeinsam mit der Fa. TPH Bausysteme GmbH bearbeitet. Die Fa. TPH Bausysteme GmbH hat diese Forschungsarbeit sowohl finanziell als auch materiell unterstützt.

2 Grundlagen und Stand der Technik

2.1 Ortsbruststandsicherheit beim konventionellen Tunnelvortrieb¹

Infolge des Tunnelvortriebs stellt sich im Bereich vor der Ortsbrust ein dreidimensionaler Spannungszustand ein, wobei sich infolge von Korn- und daraus resultierenden Kräfteumlagerungen ein Traggewölbe um den Hohlraum herum ausbildet (Lunardi 2016). Die räumliche Tragwirkung vor der Ortsbrust wird qualitativ in [Abb. 2.1](#) skizziert. Wird die Scherfestigkeit im Boden bei der Umlagerung überschritten, kann sich ein Versagensmechanismus ausbilden, der zu einem Ortsbrustversagen führt.

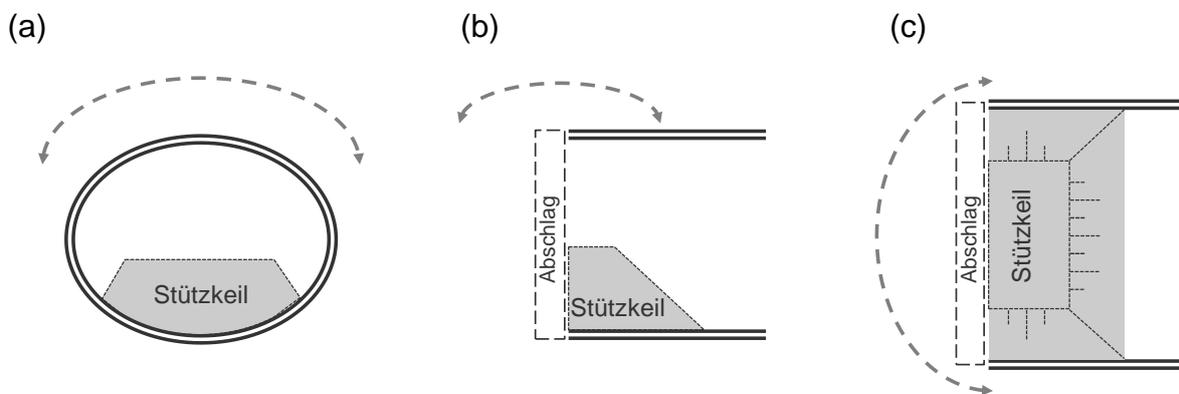


Abb. 2.1: Darstellung der Gewölbetragwirkung vor der Ortsbrust: (a) Querschnitt; (b) Längsschnitt; (c) Aufsicht; adaptiert in Anlehnung an Qarmout (2019)

Lunardi (2016) beschreibt langjährige Forschungsarbeiten zum Verhalten von Lockergestein im Nahbereich der Tunnelortsbrust. Seither haben sich die Begriffe „Vortriebskern“, „Extrusion“ und „Vorkonvergenz“ etabliert. Zum besseren Verständnis werden die Begriffe in [Abb. 2.2](#) dargestellt. Die Bodenmasse, welche sich in Vortriebsrichtung vor der Ortsbrust befindet, wird als Vortriebskern bezeichnet. Der Vortriebskern erstreckt sich entlang der Tunnelachse in der Form eines Prismas, dessen Grundfläche dem Tunnelprofil entspricht. Mit dem Begriff der Extrusion werden horizontale Verformungen in Richtung vom bereits aufgefahrenen Hohlraum bezeichnet. Gemäß Lunardi (2016) werden diese Verformungen von den Eigenschaften Bodens, den vorausseilenden Sicherungsmitteln und den vorherrschenden Spannungsverhältnissen in der Umgebung beeinflusst. Als Vorkonvergenz wird das radiale Zusammendrücken des Bodens im Vortriebskern aufgeführt.

¹ Dieses Kapitel wurde abschnittsweise aus Fillibeck und Jessen (2022) übernommen. Die übernommenen Abschnitte wurden vom Autor verfasst.

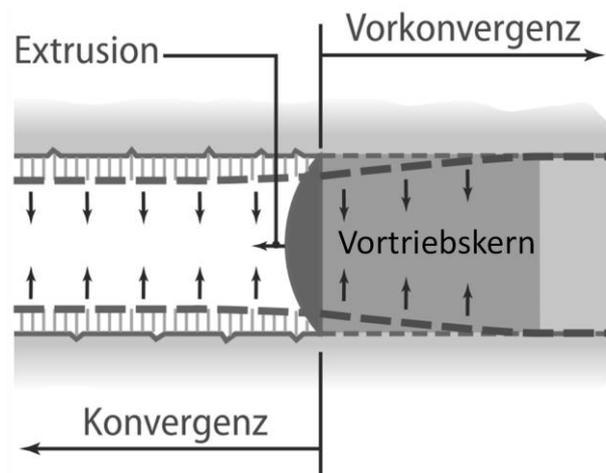


Abb. 2.2: Veranschaulichung der Verformungen im Nahbereich der Ortsbrust; adaptiert in Anlehnung an Lunardi (2016)

Im grobkörnigen Lockergestein müssen zur Ortsbrustsicherung kosten- und arbeitsintensive Zusatzmaßnahmen ergriffen werden. Die geotechnisch anspruchsvollen Randbedingungen bedingen, dass der Hohlraumausbau gemäß DIN 18312:2019-09 in der höchsten von insgesamt sieben Vortriebsklassen (VKL 7) erfolgt. Diese Vortriebsklasse beinhaltet sowohl Ortsbrustsicherungsmaßnahmen als auch vorausseilende Sicherungsmaßnahmen. Zudem können zusätzliche Querschnittunterteilungen vorgenommen werden (VKL 7A). Gängige Querschnittunterteilungen werden in Abschnitt 2.1.2 erläutert.

Im Rahmen dieser Arbeit wird nachfolgend zwischen globalem und lokalem Ortsbrustversagen unterschieden. Beide Versagensmechanismen werden in **Abb. 2.3** dargestellt.

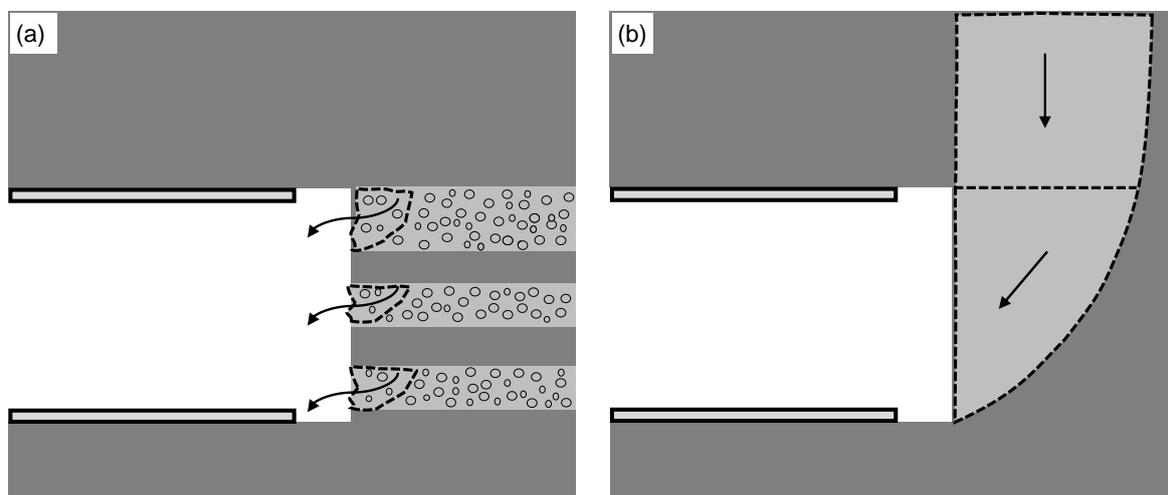


Abb. 2.3: (a) Lokaler und (b) globaler Versagensmechanismus an der Ortsbrust

Lokales Ortsbrustversagen entsteht unabhängig vom globalen Versagen dann, wenn Bereiche der Ortsbrust aufgrund fehlender Kohäsion nicht ohne zusätzliche Stützung standsicher sind und grobkörniger Boden aus diesen Ortsbrustbereichen ausrieselt, wie in **Abb. 2.3(a)** schematisch und exemplarisch dargestellt ist. Dabei wird die Arbeitssicherheit der Vortriebsmannschaft gefährdet. In den feinkörnigen Bodenschichten stellt sich der kritische Reibungswinkel ein, während die Bodenschichten mit Kohäsion stabil stehen bleiben. Je nach geologischen Randbedingungen kann sich das lokale Ortsbrustversagen großflächig ausweiten, so dass

sukzessiv ein globales Standsicherheitsproblem entstehen kann. Für die lokale Ortsbruststandsicherheit wird kein expliziter Standsicherheitsnachweis gefordert. Demzufolge werden Sicherungsmaßnahmen gegen das lokale Ortsbrustversagen rein konstruktiv ausgeführt (Fillibeck 2021).

Beim globalen Versagen, dargestellt in [Abb. 2.3\(b\)](#), bildet sich ein aus mehreren Körpern bestehender Versagensmechanismus. Es handelt sich um eine kinematische Kette, die sich in Richtung des bereits gesicherten Hohlraums bewegt. In der Scherfuge des abgleitenden Bodenkörpers wird die Scherfestigkeit mobilisiert (Fillibeck und Jessen 2022). Im Gegensatz zum lokalen Versagensmechanismus wird für den globalen Versagensmechanismus ein statischer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gefordert. Der Nachweisführung erfolgt für den Grenzzustand GEO-3 in der temporären Bemessungssituation BS-T gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054. Beim globalen Standsicherheitsnachweis muss nachgewiesen werden, dass die widerstehenden Kräfte (Reibung, Kohäsion, Sicherungsmittel) größer sind als die Einwirkungen aus dem Eigengewicht und den äußeren Lasten. Die Verfahren zur Untersuchung der Ortsbruststandsicherheit werden in Abschnitt 2.1.4 erläutert.

2.1.1 Möglichkeiten der Sicherung von Laibung und Ortsbrust

Gängige Maßnahmen, die beim Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein zur Sicherung von Ortsbrust und Laibung eingesetzt werden, wurden in [Tab. 2.1](#) zusammengefasst. Die Sicherungsmaßnahmen werden dabei hinsichtlich Ihrer Wirkung auf die Ortsbruststandsicherheit (global oder lokale Wirkung) unterschieden.

Tab. 2.1: Maßnahmen zur Ortsbrustsicherung im grobkörnigen Lockergestein

Globale Ortsbrustsicherung	Lokale Ortsbrustsicherung
Vorausseilende Ortsbrustanker mit Lastverteilerschienen	Lokale Verkittungsinjektionen
	Öffnen der Ortsbrust in Teilflächen
Querschnittsunterteilungen (ggf. mit frühzeitigem Ringschluss)	Bewehrte Spritzbetonversiegelung*
Vollflächige Ortsbrustinjektion	Injiziertes Spießschirmgewölbe*
Brustkeil	Ausbaubogen*
* nur in Kombination mit einer anderen Maßnahme wirksam.	

[Abb. 2.4](#) zeigt gängige Sicherungsmaßnahmen beim Spritzbetonvortrieb im Lockergestein. Neben den genannten Maßnahmen existieren weitere Verfahren zur Ortsbrustsicherung (z.B. Düsenstrahlverfahren, Rohrschirm, Vereisung, Druckluft), welche vorwiegend unter sehr spezifischen Randbedingungen herangezogen werden. Diese Spezialanwendungen werden nachfolgend nicht weiterführend erläutert. Stattdessen werden ausschließlich Maßnahmen erörtert, die im direkten Zusammenhang mit dieser Arbeit stehen.

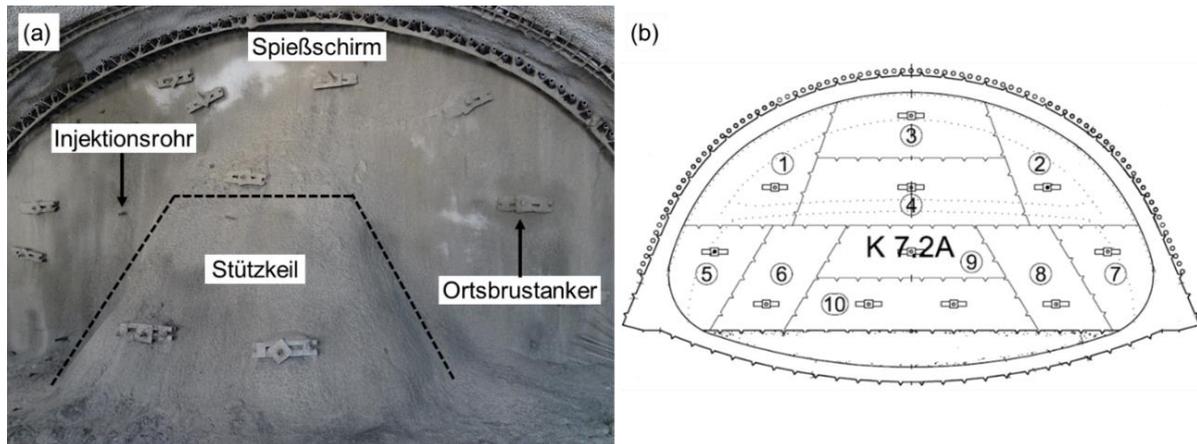


Abb. 2.4: (a) Sicherheitsmaßnahmen an der Ortsbrust; (b) Unterteilung der Kalotte in zehn Teilflächen

2.1.2 Querschnittsunterteilungen

Im grobkörnigen Lockergestein kann der Vortrieb aufgrund von Standsicherheitsproblemen an der Ortsbrust häufig nicht im Vollausbuch aufgeföhren werden, so dass der Tunnelquerschnitt in kleinere Teilvortriebe aufgeteilt werden muss. Hierbei werden die einzelnen Vortriebe abschnittsweise nacheinander aufgeföhren. Je kleiner und schmaler der Querschnitt, desto geringer ist der Aufwand, um die Ortsbrust zu sichern. Kleinere Teilvortriebe ermöglichen zudem einen schnellen Ringschluss, der sich vorteilhaft auf die Lastabtragung (reduzierte Verformungen) auswirkt.

Abb. 2.5 zeigt verschiedene Möglichkeiten, wie der Tunnel in Teilvortriebe aufgeteilt werden kann. Welche der dargestellten Varianten gewählt wird, hängt maßgeblich von der Gesamtquerschnittsgröße des Tunnels, den geotechnischen Eigenschaften des Bodens, den zulässigen Verformungen und den verwendeten Sicherheitsmaßnahmen ab. Zusätzlich beeinflussen z.B. die Grundwasserverhältnisse, der vorhandene Erkundungsgrad oder wirtschaftliche Aspekte die Querschnittsgestaltung.

Beim häufig angewendeten Kalottenvortrieb wird die Kalotte vorauseilend zu Strosse und Sohle vorgetrieben. Strossen- und Sohlvortrieb können entweder unmittelbar nachlaufend oder in größerem Abstand hinter dem Kalottenvortrieb folgen. Da im Lockergestein ein frühzeitiger Ringschluss förderlich ist, erfolgt der Kalottenvortrieb mit Sohlgewölbe, welches im Zuge der Querschnittsaufweitung wieder abgebrochen werden muss. Ein Großteil der Gesamtverformungen tritt bereits im Zuge des Kalottenvortriebs auf, während beim Strossen- und Sohlvortrieb nur noch geringe Verformungszuwächse erwartet werden.

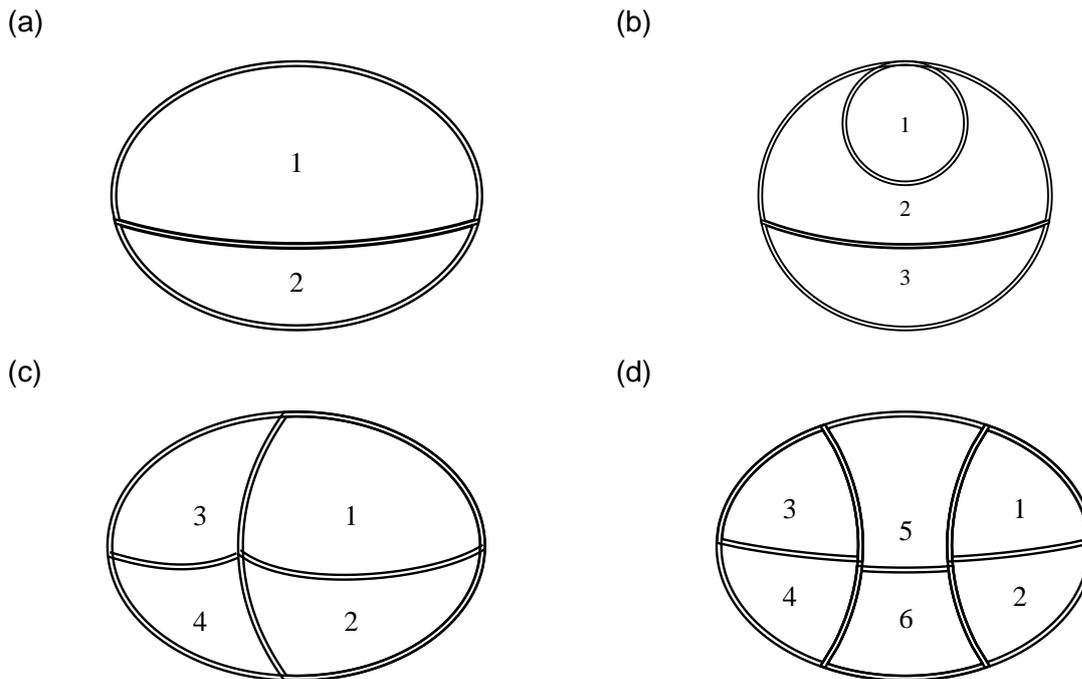


Abb. 2.5: Möglichkeiten der Querschnittunterteilung: (a) Kalottenvortrieb; (b) Firststollenvortrieb; (c) Einhüftiger Ulmenstollenvortrieb; (d) Beidseitiger Ulmenstollenvortrieb. Die Zahlen geben die Reihenfolge der Teilvortriebe an (in Anlehnung an Fillibeck und Jessen 2022).

Der Firststollenvortrieb stellt eine Sonderform des Kalottenvortriebs dar und bietet den Vorteil, dass zunächst ein kleiner Querschnitt innerhalb der Kalotte aufgeföhren wird, welcher zugleich als Erkundung für den übrigen Tunnelquerschnitt dient. Bei Bedarf können aus dem Firststollen beispielsweise Vorabinjektionen als zusätzliche Sicherungsmaßnahme für die verbleibenden Querschnitte vorgenommen werden. Insbesondere im Lockergestein treten beim Firststollenvortrieb größere Setzungen auf, weil das beim Vortrieb des Firststollens entstandene Traggewölbe über dem Stollen bei der Querschnittsaufweitung zerstört wird und sich darüber ein neues Traggewölbe tangential um den Tunnel ausbilden muss.

Sowohl beim einseitigen als auch beim beidseitigen Ulmenstollenvortrieb wird der Querschnitt nicht bzw. nicht nur vertikal, sondern auch horizontal unterteilt. Zunächst erfolgt der Vortrieb der seitlichen Ulmen, dann der mittlere Teil bzw. der Rest des Gesamtquerschnitts. In der Praxis wird der einhüftige Vortrieb selten ausgeführt, da statisch gesehen, beim Aufföhren des Gesamtquerschnitts die Ulmenstiele stark belastet werden und punktuell hohe Lasten in die Außenschale eingeleitet werden. Hinsichtlich der Setzungsreduktion wirkt sich der beidseitige Ulmenstollen gegenüber einem Kalottenvortrieb positiv aus, da die Ulmenstollenvortriebe aufgrund der geringeren Querschnittsgröße geringere Setzungen induzieren und sich beim Vortrieb des Mittelstollens ein Gewölbe im Gebirge ausbildet, welches sich auf den steifen Ulmenstollen abstützen kann.

Die Größe der Teilvortriebe beeinflusst das Lösen und Laden. Kleinteilige Vortriebe erfordern entsprechend kleine Abbaugeräte. Im Gegensatz dazu muss aber bei großen, hohen Querschnitten gegebenenfalls aufgeschüttet werden, um die Arbeiten an der Firste bewerkstelligen zu können. In den letzten Jahren zeigte sich der Trend, dass aus wirtschaftlichen Gründen zunehmend große Querschnitte mit entsprechend aufwendigeren Sicherungsmaßnahmen

(z.B. Ortsbrustanker, Schirmgewölbe) bevorzugt werden. Hier sei beispielsweise auf die Veröffentlichungen von Lunardi aus Italien verwiesen (Lunardi 2016; Lunardi und Bindi 2004), wo mit intensiver Ortsbrustsicherung durch Glasfaseranker und Düsenstrahlschirmen auch bei großen Querschnitten der Vortrieb im Vollausbuch bewerkstelligt wurde. Die Querschnittsunterteilung ist nicht zu verwechseln mit dem Öffnen der Ortsbrust in kleinen Teilflächen.

2.1.3 Öffnen der Ortsbrust in Teilflächen

Um ein lokales Ortsbrustversagen zu verhindern und eine senkrecht stehende Ortsbrust im kohäsionslosen Lockergestein zu ermöglichen, kann die Ortsbrust in kleinen Teilflächen geöffnet werden. Eine senkrechte Ortsbrust ist erforderlich, damit der Ausbaubogen freistehend eingestellt werden kann.

Wenn die freie Standhöhe des Bodens (siehe 2.1.4.3) nicht ausreicht, um die gesamte Querschnittshöhe in einem Aushubschritt aufzufahren, kann die Ortsbrust in Teilflächen geöffnet werden, so dass die maximal erforderliche freie Standhöhe reduziert wird. Ausgehend von der mit Spritzbeton versiegelten Ortsbrust wird der Boden von oben nach unten in kleinen Teilflächen in der Größenordnung zwischen 1,0 und 4,0 m² geöffnet. Nach dem Öffnen der Spritzbetonversiegelung einer Teilfläche wird der Boden innerhalb der Teilfläche über die vorgesehene Abschlagslänge entnommen, der freigelegte Boden bewehrt und die Ortsbrust zusammen mit der Laibung wieder zu gespritzt. Damit beim Öffnen einer Teilfläche die benachbarte Teilfläche nicht mit abgerissen wird, wird in der Praxis häufig jeder Teilfläche ein Ortsbrustanker zugewiesen.

Insbesondere bei einer großen Anzahl von Teilflächen ist dieses Vorgehen zeit- und materialintensiv, zumal die Spritzbetonversiegelung beim nachfolgenden Abschlag wieder zerstört wird. Demnach geht dieses Verfahren mit einem hohen Spritzbetonverbrauch und Mehrmengen an Tunnelausbruchsmaterial einher. Das Öffnen und Versiegeln der Teilflächen ist mit großem Personaleinsatz verbunden, weil die Ortsbrustanker händisch gekürzt und die Bewehrungsmatten eingestellt werden müssen. Zum Aushub werden Kleingeräte benötigt, um den Bodenabbau mit der erforderlichen Genauigkeit vornehmen zu können. Aus den gegebenen Gründen werden für Vortriebe, die eine große Anzahl von Teilflächen erfordern, Alternativlösungen präferiert. Als Alternativlösung können vorseilende Ortsbrustinjektionen durchgeführt werden (siehe Abschnitt 2.2.3)

2.1.4 Untersuchungen zur Ortsbruststandsicherheit

Zur Untersuchung der Ortsbruststandsicherheit können analytische, numerische und experimentelle Methoden in Betracht gezogen werden (Qarmout 2019). [Abb. 2.6](#) zeigt eine Übersicht mit den gängigen Möglichkeiten zur Analyse der Ortsbruststandsicherheit. Vor- und Nachteile von numerischen und analytischen Verfahren zur Standsicherheitsanalyse in der Geotechnik werden von Sloan (2013) und Tschuchnigg et al. (2015) im Allgemeinen beschrieben.

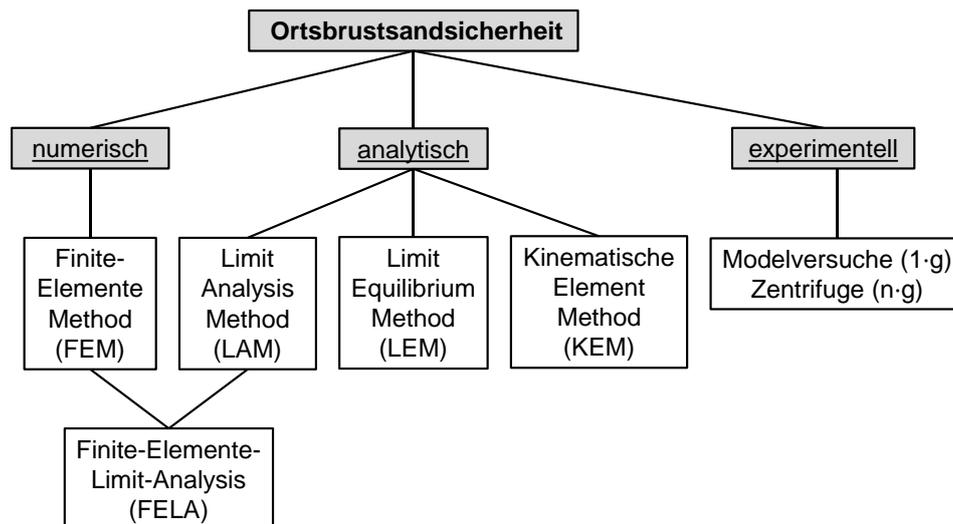


Abb. 2.6: Methoden zur Untersuchung der Ortsbruststandsicherheit

Als analytische Berechnungsverfahren stehen die Kinematische Element Methode (KEM), die Limit Equilibrium Methode (LEM) und die Limit Analysis Methode (LAM) zur Verfügung, welche sich hinsichtlich ihren Berechnungsannahmen und dem Rechenaufwand unterscheiden.

Qarmout (2019) erörtert die Untersuchungsmethoden mit Bezug zur Ortsbruststandsicherheit. Kirsch und Kolymbas (2005) sowie Qarmout et al. (2022) stellen unterschiedliche Verfahren zur Analyse der Ortsbruststandsicherheit gegenüber und zeigen anhand von Parametervariationen die Sensitivität wesentlicher Einflussfaktoren.

Die Zielgröße bei Untersuchungen zur Ortsbruststandsicherheit ist in der Regel der minimal erforderliche Stützdruck p_{erf} , welcher aufgebracht werden muss, um ein globales Ortsbrustversagen zu verhindern. In der Literatur wird der erforderliche Stützdruck häufig gemäß Gleichung (2-1) normiert, damit ein Vergleichswert unabhängig von der Wichte des Bodens und der Querschnittsgröße des Tunnels ermittelt werden kann.

	$\frac{p_{erf}}{\gamma \cdot D_T}$	(2-1)
p_{erf}	Minimal erforderlicher Stützdruck ² [kN/m ²]	
γ	Wichte des anstehenden Bodens [kN/m ³]	
D_T	Tunneldurchmesser [m]	

Nachfolgend werden die Grundzüge sowie Stärken und Schwächen der verschiedenen Verfahren kurz erläutert. Dabei liegt der Fokus auf dem Bezug zum Spritzbetonvortrieb im kohäsionslosen Lockergestein und den vorausseilenden Sicherungsmaßnahmen.

2.1.4.1 Limit Equilibrium Method (LEM)

Bei der LEM wird zunächst ein Bruchkörpermechanismus angenommen und die zugehörigen Spannungen, welche auf den abrutschenden Bodenkörper einwirken, ermittelt. Durch eine globale Gleichgewichtsbetrachtung am unverformbaren und starren Bodenkörper werden anschließend die abtreibenden und rückhaltenden Kräfte gegenübergestellt. Die Lösung der

² Hinweis: In der Literatur wird der minimal erforderliche Stützdruck häufig auch mit dem Symbol s gekennzeichnet.

Gleichgewichtsbetrachtung erfolgt in der Regel iterativ, wobei der Neigungswinkel des abrutschenden Bodenkeils variiert wird, bis der minimale Ausnutzungsgrad ermittelt wird.

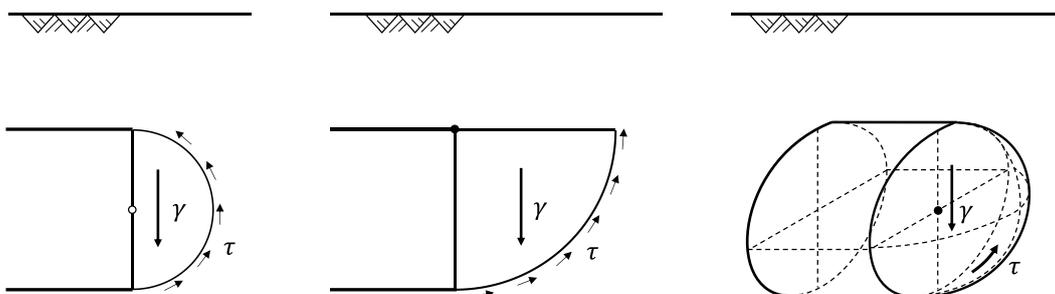
Die Reichweite und die Geometrie des Bruchkörpers, welche sich im Versagensfall der Ortsbrust einstellt, werden insbesondere durch den Reibungswinkel des Bodens beeinflusst. Häufig wird der Bruchmechanismus in Form eines abrutschenden Gleitkeils (Horn 1961) angenommen, dessen Neigung überschlägig zu $\theta = \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$ abgeschätzt werden kann. Anhand der Neigung des Bruchkörper kann die minimal erforderliche Länge von vorausseilenden Sicherungsmitteln gemäß Gleichung (2-2) ermittelt werden.

$$l_{sich} > \frac{D_T}{\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (2-2)$$

l_{sich}	Länge der vorausseilenden Sicherungselemente [m]
φ	Reibungswinkel des Bodens [°]

Die wesentlichen Vorteile der LEM sind ihre Einfachheit, die weit zurückreichende Anwendungsgeschichte und die zugehörigen Erfahrungen.

Nachteilig hingegen ist, dass die Form der Versagensfläche im Voraus angenommen werden muss, wobei eine unzureichende Formauswahl zu einer unsicheren bzw. konservativen Prognose führen kann. Außerdem können bei der LEM unregelmäßige Geometrien, komplexe Baugrundverhältnisse oder Sicherungselemente nur in stark vereinfachter Form berücksichtigt werden. In der Literatur werden verschiedenste Ansätze hinsichtlich der Geometrie des abrutschenden Bodenkörpers (z.B. Bruchmuschel, Gleitkeil, Mehrkörperbruchmechanismus) und der Annahme der einwirkenden Spannungsverteilung (vertikale und horizontale Erddruckannahmen) vorgeschlagen. In [Abb. 2.7](#) sind mögliche Bruchkörpermechanismen beispielhaft dargestellt.



[Abb. 2.7](#): Mögliche Bruchkörpermechanismen nach Krause (1987); nachgezeichnet von Broere (2001)

In der Praxis wird zum Nachweis der Ortsbruststandsicherheit häufig der Bruchkörpermechanismus nach Horn (1961) angenommen, welcher in [Abb. 2.8](#) veranschaulicht wird. Dabei wird von einem abrutschenden Gleitkeil (Wedge) und einer prismenförmigen Auflast oberhalb vom Keil ausgegangen. Der dreieckige Gleitkeil wird durch eine vertikale Kraft belastet, die aus dem vollen Gewicht des rechteckigen Prismas resultiert. Bei Ermittlung der Auflast auf der Oberseite des Gleitkeils wurde von Horn (1961) der Scherwiderstand an den Seitenflächen des vertikalen Prismas vernachlässigt, so dass diese Annahme nur für oberflächennahe Tunnel mit geringer Überdeckung herangezogen werden sollte.

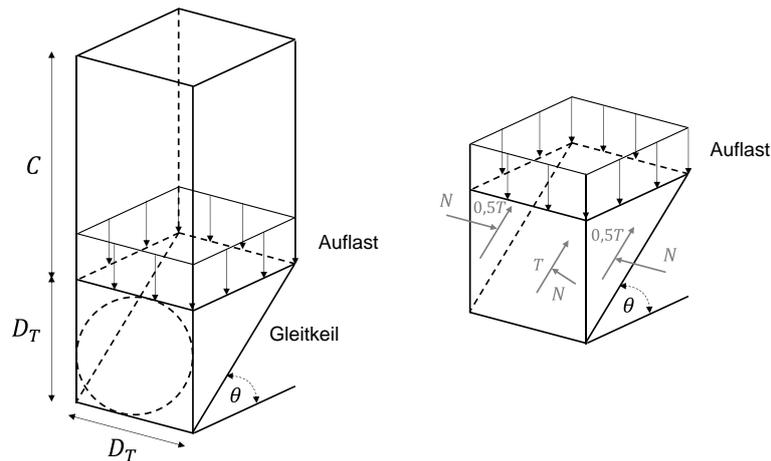


Abb. 2.8: Bruchkörpermechanismus nach Horn (1961); adaptiert aus Qarmout (2019)

Auf der Grundlage des Horn'schen Versagensmechanismus wurden von mehreren Forschern (Anagnostou und Kovari 1994; Broere 2001; Mayer et al. 2003; Kirsch und Kolymbas 2005; Anagnostou 2012) weiterführende Ansätze zur Ermittlung der Einwirkungen auf dem Gleitkeil (Vertikalspannung auf dem Keil und Horizontalspannungen auf dem Seitenflächen) vorgeschlagen, wobei eine Gewölbewirkung nach der Silotheorie von Janssen (1895) berücksichtigt wird. Qarmout (2019) fasst die unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung der auf dem Gleitkeil einwirkenden Vertikal- und Horizontalspannungen zusammen, wie in Abb. 2.9 dargestellt wird. Je höher der Koeffizient zur Ermittlung der Siloauflast (K_{silo}) und je geringer der Seitendruckbeiwert (K_{wedge}) zur Ermittlung der einwirkenden Horizontalspannungen auf dem Gleitkeil, desto höher die erforderliche Stützkraft. Aus Abb. 2.9 geht hervor, dass die Autoren Anagnostou und Kovari (1994) und Anagnostou (2012) die beiden Koeffizienten unabhängig vom Reibungswinkel angeben.

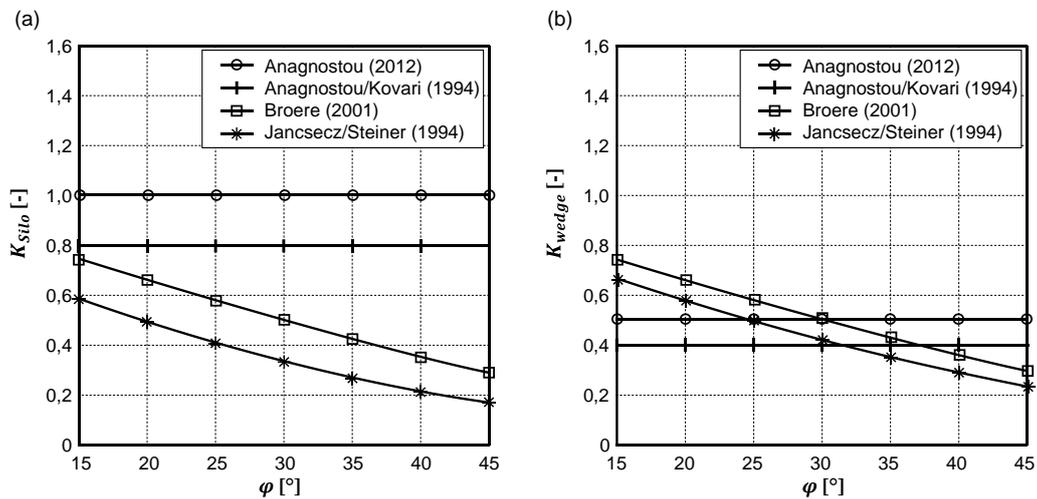


Abb. 2.9: Ansätze zur Ermittlung von (a) der Siloauflast (K_{silo}) und (b) der einwirkenden Horizontalspannungen (K_{wedge}) auf dem abrutschenden Gleitkeil; nachgezeichnet von Qarmout (2019)

Anagnostou (2012) veranschaulicht anhand von Untersuchungen mit der LEM den Einfluss der Querschnittsgestaltung. Es wird gezeigt, dass je höher der Seitendruckbeiwert, je schmaler der Tunnel und je höher die Kohäsion des Bodens, desto kleiner der erforderliche Stützdruk. Die Gewölbetragwirkung und der Beitrag des Scherwiderstands auf den Seitenflächen des abrutschenden Gleitkeils sind bei einer schmalen Ortsbrust stärker ausgeprägt. Außerdem

zeigt Anagnostou (2012), dass das Querschnittsverhältnis aus Tunnelbreite zu Tunnelhöhe bei gleichbleibender Querschnittsfläche nur einen geringen Einfluss auf den erforderlichen Stützdruck hat. Eine Verringerung der Tunnelbreite hat demzufolge annähernd die gleiche Auswirkung auf die Ortsbruststabilität, wie eine Verringerung der Tunnelhöhe.

2.1.4.2 Limit Analysis Method (LAM) und Finite Element Limit Analysis (FELA)

Die LAM basiert auf der Grundlage von plastischen Grenzwerttheoremen, die von Drucker et al. (1951; 1952) entwickelt wurden. Die Grenzwerttheoreme setzen ein stark plastisches Materialverhalten mit assoziierter Fließregel voraus. Eine assoziierte Fließregel impliziert, dass sich die plastischen Dehnungsraten senkrecht zur Fließfläche ausbilden. Bei der LAM werden Verhältnisse von Geschwindigkeiten und Dehnungsraten betrachtet, da absolute Werte nicht definiert werden können. Mit Hilfe der Grenzwerttheoreme kann die tatsächliche Versagenslast eingegrenzt, nicht aber die exakte Lösung ermittelt werden.

Das untere Grenzwerttheorem beruht auf dem Prinzip eines statisch zulässigen Spannungsfeldes. Innerhalb des Spannungsfeldes müssen das Gleichgewicht, die Spannungsrandbedingungen und die Fließbedingung erfüllt werden. Eine Last, die in einem statisch zulässigen Spannungsfeld abgetragen werden kann, kann als untere Grenze der tatsächlichen Bruchlast angesehen werden. Während die Bruchlast für ein stark plastisches Material eindeutig definiert werden kann, sind hingegen eine Vielzahl von verschiedenen Spannungsfeldern zulässig, so dass der untere Grenzwert bei unterschiedlichsten Spannungsfeldern ermittelt werden muss (Sloan 2013; Qarmout 2019).

Im Gegensatz zum unteren Grenzwerttheorem erfordert das obere Grenzwerttheorem ein kinematisch zulässiges Geschwindigkeitsfeld, welches die Geschwindigkeits-Randbedingungen und die Fließregel erfüllt. Die aus dem Geschwindigkeitsfeld resultierenden Dehnungsraten müssen die Fließregel erfüllen. Für einen kinematisch zulässigen Versagensmechanismus muss die Geschwindigkeit entlang einer plastisch verformten Grenzfläche einen Winkel mit der Diskontinuitätsgeschwindigkeit bilden, welcher die Fließregel erfüllt. Die Arbeitsrate der äußeren Kräfte entspricht der Rate der internen Energiedissipation. Für ein solches Feld kann eine obere Grenze der Bruchlast durch das Gleichsetzen der äußeren Arbeit (Lasten) mit der inneren Arbeit, die durch plastische Verformungen aufgenommen wird, ermittelt werden. Die obere Grenze der Bruchlast muss für verschiedene kinematisch zulässige Versagensmechanismen bestimmt werden. Das Geschwindigkeitsfeld mit der geringsten Last entspricht der Obergrenze der tatsächlichen Bruchlast (Sloan 2013).

Bei der Anwendung der LAM werden ebene Verformungen vorausgesetzt. Um die Gewölbeeefekte an der Ortsbrust simulieren zu können, müssen vereinfachte Annahmen getroffen werden. Beispielsweise werden ein oder mehrere kleinere kegelstumpfförmige Gleitkeile als Versagensmechanismus angenommen, wodurch das Eigengewicht des Bodens reduziert und damit die Gewölbewirkung näherungsweise berücksichtigt wird (Leca et al. 1990; Mollon et al. 2010; Tang et al. 2014).

Obwohl die Grenzwerttheoreme in einem analytischen Rahmen angewendet werden können, sind diskrete numerische Formulierungen wesentlich leistungsfähiger. Aus diesem Grund wurde in den letzten Jahren vermehrt der Fokus auf FELA gelegt. Dieses Verfahren optimiert numerisch die Lösung der Grenzwerttheoreme (statisch zulässiges Spannungsfeld oder ein

kinematisch zulässiges Geschwindigkeitsfeld), so dass beispielsweise komplexe Geometrien, anisotrope Baugrundverhältnisse, Boden-Bauwerks-Interaktionen oder verschiedene Lastzustände modelliert werden können. Das Verfahren ist jedoch von der Entwicklung von Formulierungen und Lösungsalgorithmen abhängig, die robust, effizient und auf drei Dimensionen erweiterbar sein sollten (Sloan 2013).

Bislang sind in der Literatur keine FELA-Studien mit dreidimensionalen Betrachtungen zur Ortsbruststandsicherheit zu finden. Die meisten neueren Forschungen basieren auf zweidimensionalen FELA-Berechnungen (Qarmout 2019).

2.1.4.3 Finite Element Method (FEM)

Das räumliche Problem der Ortsbruststandsicherheit kann mit Hilfe von dreidimensionalen FE-Berechnungen wesentlich besser untersucht werden, weil die verformungsabhängigen Spannungsumlagerungen im Kontinuum erfasst werden können (Peila 1994; Yoo 2002). Ebene Betrachtungen in Form von LAM und LEM liefern wegen der Annahme des stark plastischen Verhaltens bei komplexen Randbedingungen hingegen nur eine grobe Näherung der Wirklichkeit.

In zahlreiche Studien werden FE-Berechnungen herangezogen, um den erforderlichen Stützdruck zu ermitteln und die Ortsbruststabilität nachzuweisen. Bei der numerischen Modellierung können komplexe Szenarien, wie z.B. die vorausseilenden Sicherungsmittel, geschichteter Baugrund, die Abschlagslänge oder die Spritzbetonerhärtung, einbezogen werden. Die Berechnungsergebnisse können entweder durch physikalische Modellversuche verifiziert oder durch den Vergleich mit Simulationsergebnissen von anderen Autoren plausibilisiert werden (Kirsch 2010a).

In der Literatur werden die Sicherungsmaßnahmen häufig vereinfacht in Form eines konstanten Stützdruckes dargestellt, wobei das Tragverhalten der vorausseilenden Sicherungsmaßnahmen jedoch nicht gesondert im Detail bewertet werden kann.

Peila (1994) war einer der ersten Autoren, der systematische 3D-FE-Berechnungen zum Einfluss von vorausseilenden Sicherungsmaßnahmen auf die Ortsbruststandsicherheit durchgeführt hat. Im Zuge der numerischen Berechnungen wurde der Boden als elastisch ideal plastisches Material mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung und einer sehr geringen Kohäsion ($c' = 1 \text{ kN/m}^2$) modelliert. Der Bereich vor der Ortsbrust ($A_T = 70 \text{ m}^2$) wurde mit Hilfe von 11 Glasfaserankern mit einer Länge von 12 m gesichert. Es wurde festgestellt, dass die Glasfaseranker das Ortsbrustversagen verhindern und die Ortsbrustverformungen in Richtung der Längsachse um ca. 40% reduziert werden. Die Glasfaseranker verändern insbesondere die Beanspruchung des Bodens im Kernbereich vor der Ortsbrust, wobei Druck- anstelle von Zugspannungen auftreten. Die Stützung des Bodens induziert Zugspannungen in den Glasfaserankern. Darüber hinaus wird anhand von Spannungsverteilungen vor der Ortsbrust veranschaulicht, dass sich der Zwei-Körper-Versagens-Mechanismus von Horn (1961) nicht ausbildet.

Vermeer und Ruse (2001) haben auf Grundlage von numerischen Berechnungen mit elastisch ideal plastischen Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung eine empirische Beziehung zur Ermittlung des erforderlichen Stützdruckes in einem homogenen Baugrund abgeleitet. Gemäß der empirischen Beziehung in Gleichung (2-3), kann die minimal erforderliche Stützkraft

analog zum Grundbruchnachweis in Abhängigkeit von dimensionslosen Parametern N_c , N_γ ermittelt werden. Die empirische Beziehung ist für Abschlagslängen $d_e < 0,25 \cdot D_T$ gültig.

$$p_{erf} = -c \cdot N_c + \gamma \cdot D_T \cdot N_\gamma \tag{2-3}$$

p_{erf}	Erforderlicher Stützdruck [kN/m ²]
γ	Wichte des anstehenden Bodens [kN/m ³]
c	Kohäsion des anstehenden Bodens [kN/m ²]
N_c, N_γ	Dimensionslose Parameter [-]

Im Rahmen der numerischen Berechnungen wurde gezeigt, dass die Tiefenlage des Tunnels C/D_T für Reibungswinkel $\varphi > 20^\circ$ nahezu keinen Einfluss auf die erforderliche Stützkraft hat (siehe Abb. 2.10). C ist die Überdeckung oberhalb der Tunnelfirste.

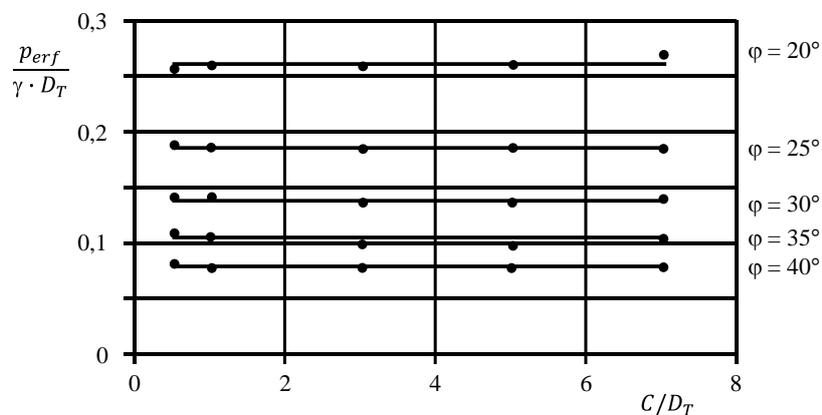


Abb. 2.10: Erforderliche Stützkraft in Abhängigkeit der Tiefenlage des Tunnels C/D_T ; adaptiert nach Vermeer und Ruse (2001)

Demzufolge schlussfolgerten Vermeer und Ruse (2001), dass die dimensionslosen Koeffizienten N_c , N_γ allein in Abhängigkeit vom Reibungswinkel des Bodens φ , entsprechend den Gleichungen (2-3) und (2-4), ermittelt werden können.

$$N_c = \cot \varphi \tag{2-4}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{\tan \varphi} - 0,05 \tag{2-5}$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (2-4) und (2-5) in Gleichung (2-3) kann der erforderliche Stützdruck entsprechend Gleichung (2-6) ermittelt werden, wenn die Scherparameter zusätzlich mit einem Sicherheitsbeiwert η_{erf} behaftet werden.

$$p_{erf} = \gamma \cdot D_T \cdot \left(\frac{\eta_{erf}}{9 \cdot \tan \varphi} - 0,05 \right) - \frac{c}{\tan c} \tag{2-6}$$

Für eine ungesicherte Ortsbrust ($p_{erf} = 0 \text{ kN/m}^2$) kann der maximal zulässige Ausbruchsdurchmesser D_{zul} durch Umformen von Gleichung (2-6) ermittelt werden.

$$D_{zul} = \frac{9 \cdot c}{\gamma} \cdot \left(\frac{1}{\eta_{erf} - 0,45 \cdot \tan \varphi} \right) \tag{2-7}$$

In Abb. 2.11 wird der zulässige Ausbruchsdurchmesser D_{zul} für einen Sicherheitsbeiwert von $\eta_{erf} = 2$ in Abhängigkeit der Scherparameter gemäß Gleichung (2-7) ermittelt und dargestellt. Aus Abb. 2.11 geht hervor, dass die gängigen Tunneldurchmesser ($D_T < 12,0 \text{ m}$) bei einer Kohäsion von $c < 50 \text{ kN/m}^2$ nicht im Vollausbuch ohne zusätzliche Sicherungsmittel aufgeföhren werden können.

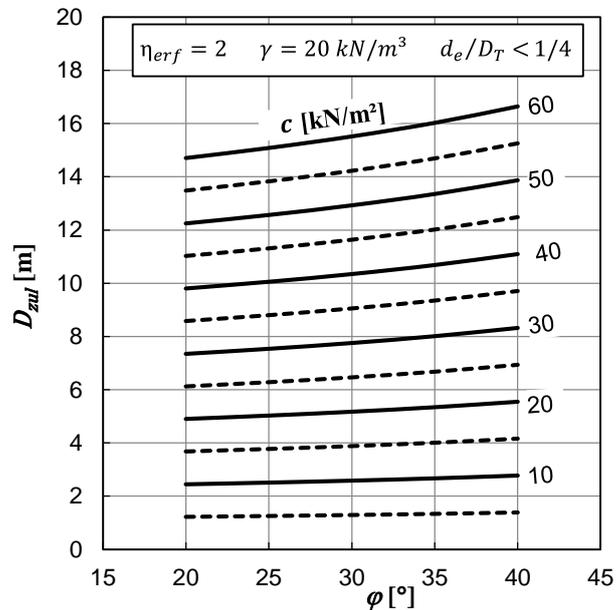


Abb. 2.11: Zulässiger Tunneldurchmesser in Abhängigkeit der Scherparameter ϕ und c gemäß Gleichung (2-7)

Yoo (2002) sowie Yoo und Shin (2003) untersuchten das Ortsbrustverhalten unter der Berücksichtigung von vorausseilenden Ortsbrustankern. Im Rahmen von 3D-FE-Berechnungen mit elastisch ideal plastischen Stoffgesetz und Mohr-Coulomb-Bruchbedingung wurde der Einfluss der Ortsbrustanker (Anzahl, Länge, Steifigkeit), der Einfluss des Überdeckungsverhältnisses C/D_T und der Einfluss des Seitendruckbeiwerts K_0 numerisch analysiert. Die Ergebnisse zeigten, dass die Ortsbrustverformungen mit zunehmender Anzahl an Ortsbrustankern reduziert werden können und die Stabilität der Ortsbrust verbessert wird. Weiterhin wurde festgestellt, dass die Beanspruchung der Ortsbrustanker bei höherem Seitendruckbeiwert K_0 und größerer Überdeckung zunimmt. Aus den Berechnungsergebnissen konnte geschlossen werden, dass die kritische Länge der Ortsbrustanker für grobkörnige Böden ($\phi = 25^\circ$ bis 35°) überschlägig mit $l_{Sich} = 0,3$ bis $0,5 \cdot D_T$ abgeschätzt werden kann. Anker mit Längen $l_{Sich} > 0,3$ bis $0,5 \cdot D_T$ können die horizontalen Ortsbrustverformungen nicht maßgeblich reduzieren. Außerdem wurde bei Vergleichsberechnungen gezeigt, dass es sinnvoller ist die Ankeranzahl zu erhöhen als Anker mit erhöhter Steifigkeit zu verwenden, um die Verformungen an der Ortsbrust zu reduzieren.

Kirsch (2010b) veranschaulicht numerische Simulationen (3D-FE) zur Ortsbruststandsicherheit im Sand bei geringer Überdeckung ($C/D_T = 0,5$ bis $1,5$) und vergleicht die Simulationsergebnisse mit experimentellen Modelversuchen. Im Rahmen der numerischen Simulationen wird der Boden sowohl mit elastisch ideal plastischen Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung als auch mit der Hypoplastizität modelliert. Beide Stoffmodelle zeigen eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen, wie Abb. 2.12 entnommen werden kann. Die Überdeckung hat nur einen geringen Einfluss auf den erforderlichen Stützdruck.

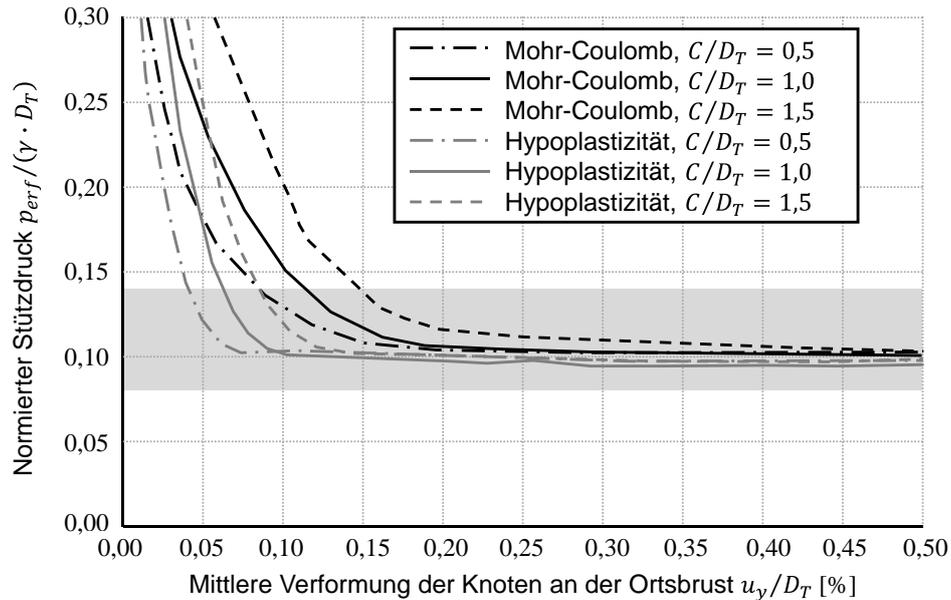


Abb. 2.12: Last-Verformungs-Verläufe an der Ortsbrust bei Variation des Überlagerungsverhältnisses C/D_T für zwei Stoffmodelle. Der grau hinterlegte Bereich kennzeichnet die Bandbreite der experimentellen Untersuchungen (adaptiert aus Kirsch 2010b).

Eine weitere numerische parametrische Untersuchung zur Stabilität der Ortsbrust wurde von Li et al. (2015) durchgeführt. Ähnlich wie bei den zuvor erwähnten Studien wurden auch hier Ortsbrustanker zur Stabilisierung des Bodens ($c = 60 \text{ kN/m}^2$) innerhalb vom Vortriebskern verwendet. Die Studie beinhaltet eine Untersuchung zum Einfluss der Bewehrungsdichte und der Länge der Ortsbrustanker. Außerdem untersuchten die Autoren den Einfluss der räumlichen Verteilung und der axialen Steifigkeit der Anker. Durch eine Festigkeitsreduktion konnte der Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit der Ankeranzahl abgeleitet werden. Nach Auswertung der Simulationen konnte die Wirkung der Ortsbrustanker bestätigt werden. Darüber hinaus wurden folgende Erkenntnisse gewonnen: Mit zunehmender Ankerlänge wird die Extrusion der Ortsbrust reduziert, jedoch nimmt der Einfluss mit zunehmender Ankerlänge ab. Die Ankeranzahl kann durch den Einbau von Ankern mit höherer Steifigkeit verringert werden.

Patemesi et al. (2017) führen numerische Berechnungen (3D-FE) zur Ortsbruststandsicherheit in kohäsiven Böden ($c > 20 \text{ kN/m}^2$) durch. Der Boden vor der Ortsbrust wird sowohl unbewehrt als auch bewehrt mit Glasfaserankern (embedded pile elements) modelliert. Die Simulationen mit Berücksichtigung der Glasfaseranker veranschaulichen, dass die Verformungen reduziert werden und die Ortsbruststandsicherheit infolge der vorseilenden Sicherungsmittel erhöht wird. Es wird hervorgehoben, dass die Ergebnisse von numerischen Standsicherheitsberechnungen mit elastisch ideal plastischen Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung maßgeblich durch das Einführen eines Tension cut-offs beeinflusst werden. Die Ortsbruststandsicherheit wird bei kohäsiven Böden überschätzt, wenn die Zugfestigkeit des Bodens nicht adäquat eingegrenzt wird.

Wie Erfahrungen und Rückrechnungen beim Bau des Tunnel Oberau zeigten (Klinger und Fillibeck 2020; Fillibeck et al. 2020), sind Spießschirme, auch wenn sie eng gesetzt werden und damit das Gebirge um den Tunnel stark bewehren, nur dann statisch ansetzbar und redu-

zieren Setzungen, wenn sie mit geeignetem Injektionsgut injiziert werden und die Aufstandsfläche des Spießschirms bis unter die Kalottensohle reicht. In diesem Fall bilden die injizierten Spieße ein steifes Gewölbe oberhalb der Ortsbrust, welches Gebirgslasten aufnehmen kann.

2.1.4.4 Kinematische Element Methode (KEM)

Mit Hilfe der KEM können geotechnische Stabilitätsprobleme, wie das Ortsbrustversagen, untersucht werden. Dabei wird die Bodenmasse durch vorgegebene Gleitflächen (Scherbänder) in starre Blöcke (kinematische Elemente) unterteilt. Durch die Annahme der Verschiebung für eines der kinematischen Elemente ist es möglich, die Verschiebung aller verbleibenden kinematischen Elemente mit Hilfe von kinematischen Kompatibilitätsbedingungen zu bestimmen. Zwischen den kinematischen Elementen sind nur tangentiale Translationen zulässig, wohingegen Elementverdrehungen nicht zugelassen werden. Dilatanzeffekte in der Scherfuge werden vernachlässigt. Die zwischen den Elementen wirkenden Kräfte können ermittelt werden, indem eine externe unbekannte Kraft in der statischen Gleichgewichtsanalyse berücksichtigt wird. Die externe Last wird so interpretiert, dass diese zum Versagen der Starrkörper führt. Im Versagenszustand wird die Scherfestigkeit in den Gleitflächen vollständig mobilisiert, wobei die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung zugrunde gelegt wird. Die einzelnen Blöcke werden starr angenommen und können sich relativ zueinander bewegen. Um die Richtung der Scherkraft entlang der Ränder der kinematischen Elemente zu ermitteln, werden die Relativverschiebungen zwischen den kinematischen Elementen berechnet. Die unbekannte äußere Kraft ist abhängig vom gewählten Versagensmechanismus, der mit Hilfe eines Optimierungsverfahrens variiert wird, bis die maßgebende externe Einwirkung gefunden wird, die zum Versagen führt. Die Optimierung kann je nach geotechnischen Stabilitätsproblem ein Maximierungs- oder Minimierungsverfahren beinhalten. Eine KEM-Berechnung besteht aus drei Arten von Analysen, nämlich der kinematischen Analyse, der statischen Analyse und dem Optimierungsprozess (Qarmout 2019).

Mit Hilfe von KEM kann lediglich die Standsicherheit für einen gewählten Starrkörpermechanismus bewertet werden. Das Tragverhalten oder die Verformungen von Sicherungselementen im Bereich der Ortsbrust können hingegen nicht untersucht werden. Zudem können Umlagerungseffekte, die sich beim Vortrieb ergeben, nur über vereinfachte Annahmen berücksichtigt werden.

Qarmout et al. (2019) widerlegen anhand von KEM-Berechnungen, dass die dimensionslosen Parameter N_c , N_γ tiefenunabhängig ermittelt werden können, wie [Abb. 2.13](#) zeigt. Die erforderliche Stützkraft wächst mit ansteigender Überdeckung. Jedoch ist ersichtlich, dass der Einfluss der Überdeckung mit ansteigendem Reibungswinkel abnimmt. Für Reibungswinkel $\varphi \geq 30^\circ$ ist der Einfluss vom Überlagerungsverhältnis nur noch von untergeordneter Bedeutung.

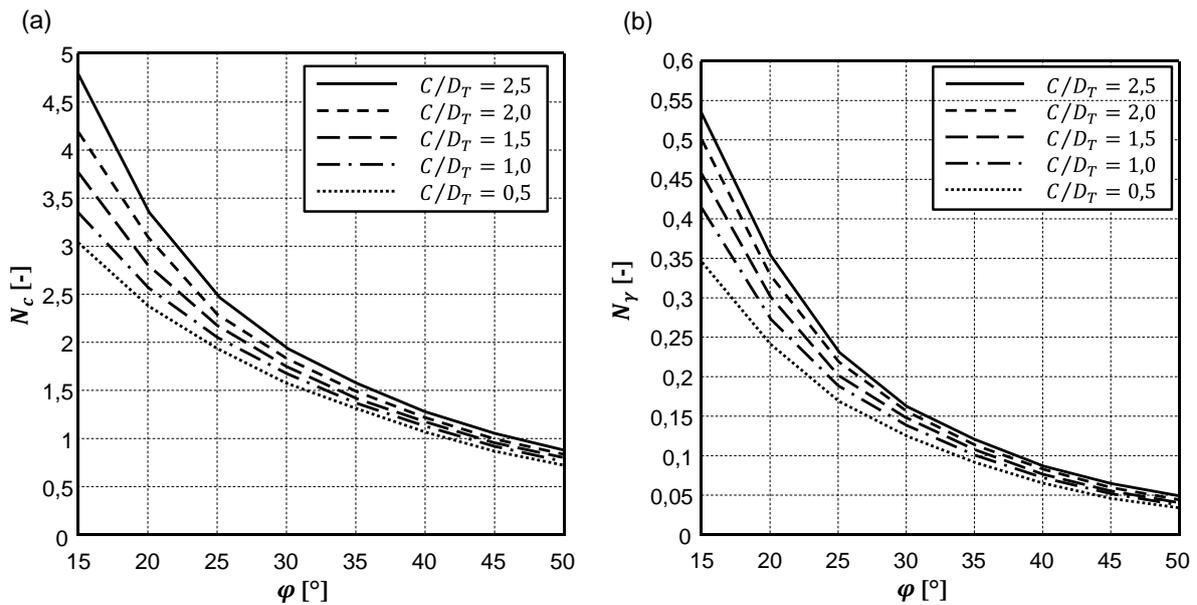


Abb. 2.13: Tiefenabhängigkeit der dimensionslosen Parameter N_c , N_γ ; adaptiert aus Qarmout et al. (2019)

2.1.4.5 Experimentelle Untersuchungen

Hisatake und Ohno (2008) veranschaulichen anhand von Zentrifugenversuchen (35-g), dass die Verformungen an der Geländeoberfläche bei geringer Überdeckung ($C/D_T \approx 1,5$) durch eine vorausseilende Spießschirmsicherung um bis zu 75% im Vergleich zum Vortrieb ohne Spießschirm reduziert werden können.

Hisatake et al. (2009) zeigen anhand von Zentrifugenversuchen (36-g) mit $C/D_T \approx 1,5$, dass ein Brustkeil die Ortsbruststandsicherheit um ca. um 25% verbessern kann im Vergleich zum Vortrieb ohne Brustkeil. Die Zentrifugenversuche zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen einer numerischen 3D-Simulation (Nachrechnung) mit einem elastisch ideal plastischen Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung.

Date et al. (2009) beleuchten den Einfluss von vorausseilenden Spießen und Ortsbrustankern auf das Tragverhalten der Ortsbrust anhand von Zentrifugenversuchen (75-g) bei einem Überlagerungsverhältnis von $C/D_T = 1,0$. Als Versuchsboden wird ein dicht gelagerter Silikatsand verwendet. Die Versuche zeigen, dass ein eng gesetzter Spießschirm die Spannungsumlagerungen vor der Ortsbrust und oberhalb der Firste reduziert, wobei der Boden vor der Ortsbrust in zwei Bereiche unterteilt wird: ein Bereich mit großen Verformungen unterhalb und ein Bereich mit geringeren Verformungen oberhalb vom Spießschirm. Außerdem belegen die Versuche, dass die Ortsbrustanker der Bodenbewegung in Tunnellängsrichtung entgegenwirken.

2.2 Injektionen im grobkörnigen Lockergestein

2.2.1 Klassifizierung von Injektionsmaßnahmen

Gemäß Hornich und Stadler (2011) können Injektionsmaßnahmen nach unterschiedlichen Kriterien unterschieden werden:

- nach dem Wirkungsziel der Injektion in Abdichtung oder Verfestigung
- nach der Wirkungsdauer in permanente oder temporäre Injektion
- nach der Art der Injektionsmittel in hydraulische, chemische oder hybride Injektion
- nach der Baugrundbeschaffenheit in Injektionen im Fels oder im Lockergestein

Darüber hinaus gibt es weitere Unterscheidungsmerkmale für Injektionen:

- nach der Druckhöhe in Nieder- oder Hochdruckinjektion
- nach der Art des Bauteils in Bauwerks- oder Baugrundinjektion

Aus geotechnischer Sicht werden Injektionen entsprechend ihren Anwendungsprinzipien unterschieden. Abb. 2.14 zeigt eine Übersicht zu den gängigen Injektionsprinzipien in der Geotechnik. Die unterschiedlichen Verfahren wurden bereits vielfach in der Literatur (z.B. Kainrath 2017, Hornich und Stadler 2011) erläutert bzw. in Normenwerken (DIN EN 12715:2020) festgehalten, so dass diese nicht nochmals aufgeführt werden. Stattdessen soll nachfolgend die Porenrauminjektion im Tunnelbau im Fokus stehen.

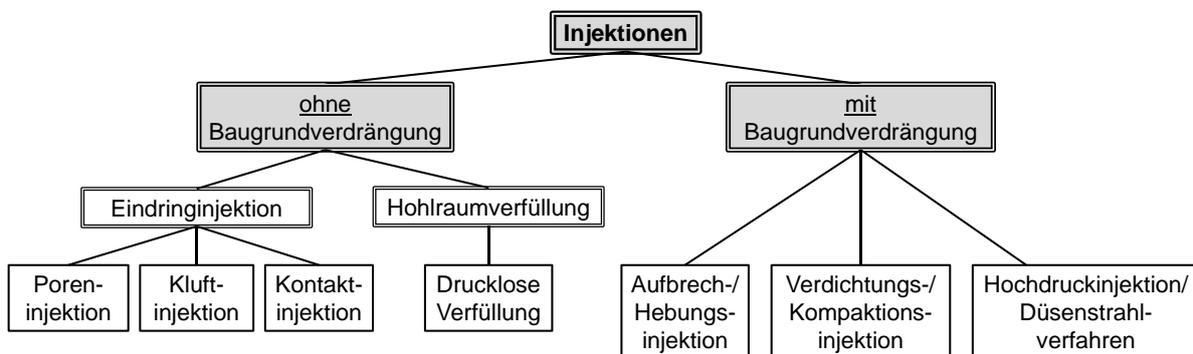


Abb. 2.14: Injektionsprinzipien (adaptiert in Anlehnung an DIN EN 12715:2020)

2.2.2 Anwendungen im Tunnelbau

Ein gesicherter Vortrieb kann bei anspruchsvollen geologischen Randbedingungen nur mit Hilfe von Zusatzmaßnahmen realisiert werden, weshalb der Tunnelbau ein breites Anwendungsspektrum für Injektionen bietet. Häufig erfolgt die Injektion unmittelbar an der Ortsbrust oder aus einem nahegelegenen Injektionsstollen (untertage). Bei geringer Überdeckung können die Injektionen auch von der Geländeoberfläche (obertage) bzw. aus einem benachbarten Schacht ausgeführt werden (Kogler 2013).

Die Durchführung von untertägigen Injektionsarbeiten im Tunnelbau sind mit speziellen Herausforderungen verknüpft:

- Beengte Platzverhältnisse für den Transport und die Lagerung des Injektionsequipments
- Aufgrund des stetigen Baufortschritts muss die Baustelleneinrichtung mit dem Vortrieb verschoben werden
- Arbeiten unter Zeitdruck, um den Vortrieb möglichst geringfügig zu beeinträchtigen
- Kontinuierliche Gegenüberstellung von Ist- und Sollwerten der Injektionsparameter zur Echtzeitkontrolle des Injektionserfolgs
- Großer Umfang der Injektionsarbeiten erfordert ein optimiertes Datenmanagementsystem
- Wechselnde geologische Randbedingungen bei voranschreitendem Vortrieb

Beim maschinellen Vortrieb werden Injektionen planmäßig ausschließlich zur Ringspaltverpressung zwischen Baugrund und Tübbingring vorgesehen, hingegen sind beim Spritzbetonvortrieb vielfältige Anwendungsmöglichkeiten gegeben, wie [Abb. 2.15](#) exemplarisch zeigt.

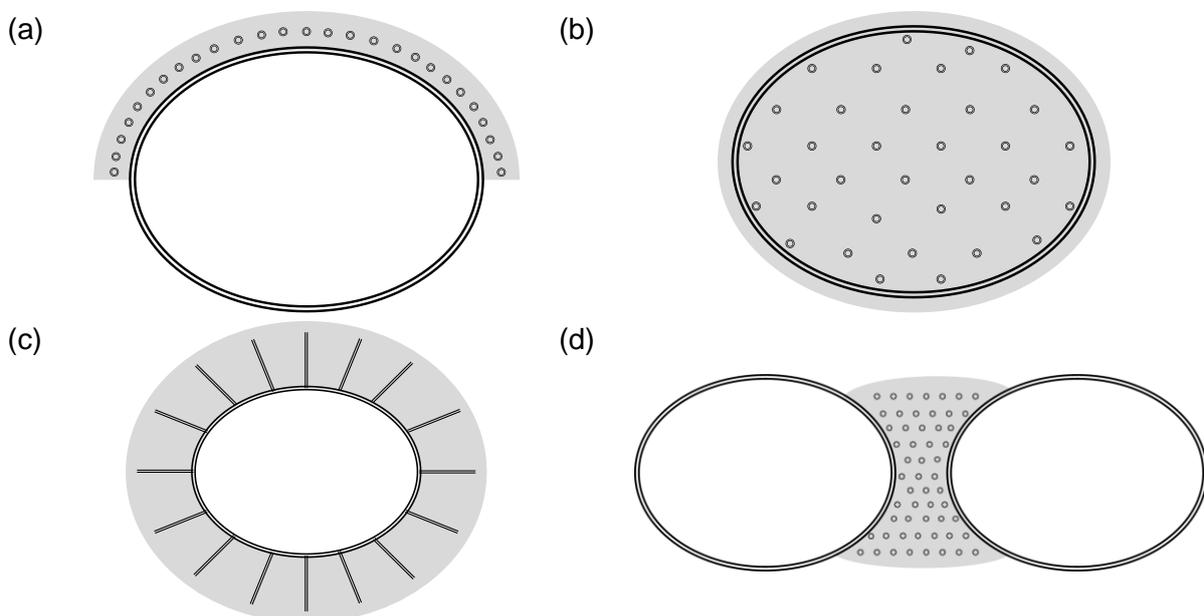


Abb. 2.15: Typische Anwendungen für die Porenrauminjektionen im konventionellen Tunnelbau: (a) Spießschirminjektion; (b) Vollflächige bzw. lokale Ortsbrustinjektion; (c) Radial Abdichtung / Vortriebssicherung; (d) Pfeilersicherung zwischen zwei parallelen Tunnelröhren; in Anlehnung an Kogler (2013)

Die Spießschirminjektion dient vorwiegend der Überkopfsicherung im Bereich der Laibung (Klinger 2023). Die Spieße werden in der Regel mit einer Länge von 4m bzw. 6m nach jedem oder jedem zweiten Abschlag vom Ausbaubogen aus schräg nach vorne oder zur Seite eingebracht (Fillibeck et al. 2020). Die Spieße sichern die kurzzeitig geöffnete Tunnellaibung und gewährleisten die Arbeitssicherheit der Vortriebsmannschaft. Üblicherweise werden die Spieße im Lockergestein nach dem Setzen über eine gesonderte Pumpe oder den Bohrwagen verpresst, wobei der Ringraum um den Bohrlochmund verschlossen werden muss. Falls das Bohrloch um den Spieß instabil ist, können die Spieße mit Verpressöffnungen ausgeführt werden, um eine Verpressung über die gesamte Länge zu ermöglichen. Gerade im grobkörnigen Baugrund muss die Injektionsmenge je Spieß sowie der maximale Verpressdruck aus wirtschaftlichen Gründen begrenzt werden, um ein unkontrolliertes Abfließen des Injektionsmittels in die Peripherie zu verhindern.

Die Länge der Spieße ist in der Regel durch die Lafettenlänge des Bohrwagens (ca. 4,0 bis 8,0 m) begrenzt. Das Bohren in mehreren Schüssen ist aufwändig, da der Bohrwagen nach dem Aufnehmen des nächsten Schusses erst wieder die Bohrrichtung einstellen muss, damit das Bohrgestänge beim Bohren nicht ausbaucht. Der Spießschirm wird in Abhängigkeit von der Höhe der Ortsbrust, der Ortsbrustsicherung und den geologischen Verhältnissen nach jedem oder jedem zweiten Abschlag gesetzt. Praktische Erfahrungen zeigen, dass Spieße, die nicht über den rechnerischen Gleitkeil hinausreichen (globale Ortsbruststandsicherheit), nach unten abklappen, wenn unterhalb der Spieße keine Ortsbrustanker angeordnet werden. Daher werden bei großen Ortsbrusthöhen längere Spieße bevorzugt. 4,0 m lange Spieße, die nach jedem Abschlag gesetzt werden, oder aber 6 m lange Spieße, die nach jedem 2. Abschlag gesetzt werden. Dies ist in grobkörnigen Böden ausreichend, wenn ein Ausrieseln zwischen den Spießern durch einen geringen Spießabstand und die Spießverpressung verhindert wird. Umfangreiche Untersuchungen von Klinger (2023) belegen, dass Setzungen an der Geländeoberkante durch eine adäquate Spießschirminjektion maßgeblich reduziert werden.

Radiale Injektionen können sowohl eine abdichtende als auch eine verfestigende Funktion übernehmen. Eine Rundumabdichtung in Form von einem injizierten Dichtschleier kann beispielsweise zur Trennung zwischen druckdichtem und drainiertem Innschalenausbau vorgesehen werden. Darüber hinaus kann das Gebirge bzw. der Baugrund auch vollflächig radial um den Tunnel injiziert werden, um den Wassereindrang bzw. den Wasserdruck zu reduzieren und das Quellen durch Wasserzutritte zu verhindern (Beispiel Projekt Stuttgart 21, Injektion zum Verhindern von Quellen im Anhydrit).

2.2.3 Vollflächige und lokale Ortsbrustinjektionen

Ortsbrustinjektionen können im grobkörnigen Lockergestein zur temporären Erhöhung der lokalen oder der globalen Ortsbruststandsicherheit eingesetzt werden. Die Ortsbrustinjektion kann der „Verfestigungsinjektion“ (Kogler 2013) bzw. der „Poreninjektion“ (Hornich und Stadler 2011; DIN EN 12715:2020) zugeordnet werden. Dabei soll der Porenraum innerhalb des Korngerüsts verfüllt, nicht jedoch verdrängt oder aufgebrochen werden (DIN EN 12715:2020).

Die vorrangige Intention der Ortsbrustinjektionen ist eine baubetriebliche Optimierung des Tunnelvortriebs, wobei ein Abschlag mit weniger Teilflächen bzw. reduzierten Sicherungsmaßnahmen aufgefahren werden kann. Bei der Querschnittunterteilung werden Ortsbrustinjektionen in erster Linie im vorauslaufenden Kalottenvortrieb ausgeführt. Beim nachlaufenden Strosen- und Sohlvortrieb kann aus statischen Gründen in der Regel auf Verkittungsinjektionen verzichtet werden (Helmberger und Lackner 2004). Im Detail werden nachfolgende Ziele werden mit Hilfe von vorausseilenden Verkittungsinjektionen verfolgt:

- Erhöhung der lokalen und globalen Ortsbruststandsicherheit
- Schutz der Vortriebsmannschaft vor ausrieselnden Bodenkörnern
- Ausbruch mit senkrecht stehender Ortsbrust zur Erleichterung des Bogeneinbaus
- Reduktion der Teilflächen und Erleichterung des Vortriebs
- Reduktion des Spritzbetonbedarfs zur Ortsbrustsicherung
- Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des anstehenden Lockergesteins unter Berücksichtigung von DIN 4093

Häufig soll mit Hilfe von vorausseilenden Injektionen auch die Durchlässigkeit der anstehenden Geologie reduziert werden, um den Wasserandrang beim Vortrieb unterhalb vom Grundwasserspiegel zu reduzieren (Hognestad und Kieffer 2019; Creütz und Osterman 2019; Kogler 2013). Im Regelfall erfolgt der Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein unter drainierten Bedingungen, so dass eine Grundwasserabspernung nicht erforderlich ist.

2.2.4 Bemessung von Injektionskörpern

Die Bemessung von verfestigten Bodenkörpern wird national über die DIN 4093:2015-11 geregelt. Dabei wird spezifisch auf die Bemessung von Bodenkörpern eingegangen, die mit dem Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren hergestellt werden. International existieren keine vergleichbaren Normen oder Regelwerke zur DIN 4093, welche explizit auf die Bemessung von Injektionskörpern eingehen.

Gemäß DIN 4093 kann der charakteristische Wert der einaxialen Druckfestigkeit anhand von zwei unterschiedlichen Nachweisen festgelegt werden. Beim vereinfachten Nachweis wird die charakteristische Druckfestigkeit anhand von zwei Kriterien entsprechend den Gleichungen (2-8) und (2-9) definiert, wobei beide Kriterien erfüllt werden müssen.

$$f_{m,min} \geq f_{m,k} \quad (2-8)$$

$$\alpha_1 \cdot f_{m,mittel} \geq f_{m,k} \quad (2-9)$$

mit $\alpha_1 = 0,6$ bei $f_{m,mittel} \leq 4 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha_1 = 0,75$ bei $f_{m,mittel} \geq 12 \text{ N/mm}^2$

$f_{m,k}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
$f_{m,min}$	Minimalwert der Zylinderdruckfestigkeit der Proben einer Serie
$f_{m,mittel}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit der Proben einer Serie
α_1	Beiwert zur Ermittlung der charakteristischen Druckfestigkeit

Alternativ kann bei der Mindestanzahl von 10 Proben ein Nachweis auf statistischer Grundlage gemäß Gleichung (2-10) geführt werden, um den charakteristischen Wert der Zylinderdruckfestigkeit zu ermitteln.

$$e^{(\mu - k_1 \cdot \sigma_{ln})} \geq f_{m,k} \quad (2-10)$$

μ	Mittelwert der Zahlenwerte des natürlichen Logarithmus der Einzelfestigkeiten
σ_{ln}	Standardabweichung der Zahlenwerte des natürlichen Logarithmus der Einzelfestigkeiten
k_1	Annahmefaktor, 10%-Quantil $k_1 = 1,28$

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit muss anschließend entsprechend Gleichung (2-11) über Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert werden. Der Faktor 0,85 berücksichtigt mögliche Langzeiteinwirkungen auf die Druckfestigkeit in Anlehnung zur Bemessung von Beton.

$$f_{m,d} = 0,85 \cdot f_{m,k} / \gamma_m \quad (2-11)$$

$f_{m,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit
-----------	------------------------------------

Teilsicherheitsbeiwert für die Zylinderdruckfestigkeit

γ_m	$\gamma_m = 1,5$ für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T
	$\gamma_m = 1,3$ für die Bemessungssituation BS-A

Anhand dem Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit $f_{m,d}$ werden gemäß DIN 4093 zulässige Spannungszustände für Injektionskörper in der σ - τ -Ebene definiert. Die zulässigen Spannungszustände werden in Abb. 2.16 veranschaulicht, wobei ersichtlich ist, dass den Injektionskörpern eine Zugfestigkeit von $0,1 \cdot f_{m,d}$ zugewiesen werden darf.

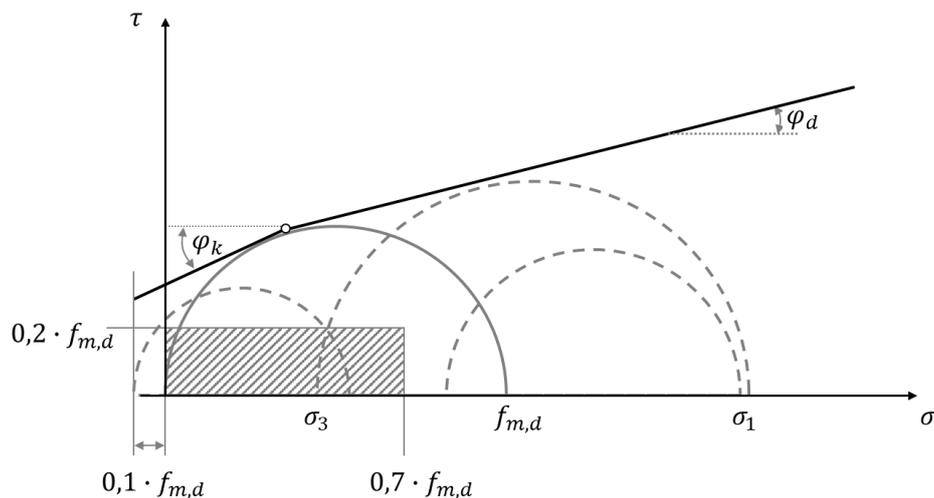


Abb. 2.16: Zulässige Spannungszustände von Injektionskörpern in Abhängigkeit vom Bemessungswert der Druckfestigkeit $f_{m,d}$ im σ - τ -Diagramm; nachgezeichnet aus DIN 4093

Bei analytischen und numerischen Betrachtungen zur Ortsbruststandsicherheit können die vorausseilenden Injektionskörper durch den Ansatz von verbesserten Scherparametern entsprechend DIN 4093 berücksichtigt werden. Hierzu muss jedoch die Scherfestigkeit und die Ausbreitung der Injektionskörper im Boden bei der Ausführung anhand von aufwendigen Eignungs- und Kontrollprüfungen nachgewiesen und die charakteristische Festigkeit der Injektionskörper durch hohe Sicherheitsbeiwerte abgemindert werden. Aufgrund der zuvor dargestellten normativen Hürden werden vorausseilende Injektionen in der Regel beim Nachweis der Ortsbruststandsicherheit nicht berücksichtigt und stattdessen rein konstruktiv ausgeführt.

2.2.5 Injektionstechnik

2.2.5.1 Geometrische Anordnung der Injektionsrohre

Systematische Injektionen können bei inhomogenen Baugrundverhältnissen vollflächig angeordnet werden, wenn die Stratigraphie von kohäsionslosen Bodenschichten nicht prognostiziert werden kann. Durch überlappende Injektionsabschnitte kann in Tunnellängsrichtung ein erhöhtes Sicherheitsniveau hinsichtlich der Ausbreitung des Injektionsguts gewährleistet werden, wie Abb. 2.17(a) zeigt. Luftseitig vollwandige und bergseitig gelochte Injektionslanzen können einem ungewollten Rückfluss zum Bohrlochmund entgegenwirken. Standardmäßig werden die Injektionsrohre im Dreiecksraster angeordnet, wie in Abb. 2.17(b) dargestellt wird.

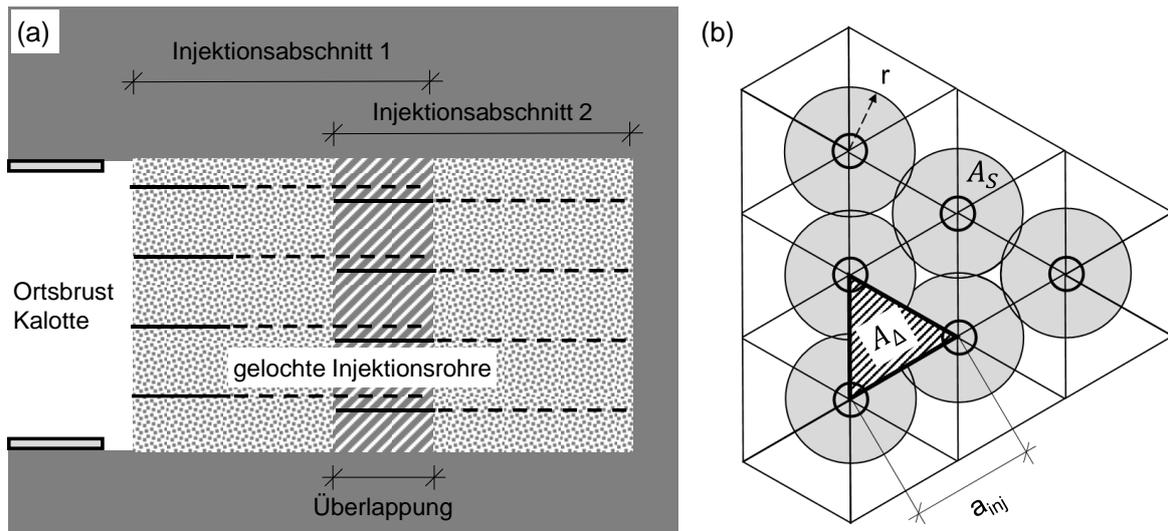


Abb. 2.17: (a) Geometrische Anordnung der Injektionsrohre im Tunnellängsschnitt; (b) dreiecksförmiges Injektionsraster

Idealisiert wird bei der dreiecksförmigen Anordnung der Injektionslanzen von einer radialen Ausbreitung ausgegangen, wobei der Flächeninhalt eines gleichseitigen Dreiecks A_{Δ} von drei Injektionsstellen zu gleichen Teilen injiziert wird. Jede Injektionsstelle wird von sechs gleichseitigen Dreiecken umschlossen. Bezogen auf die Gesamtfläche A_{inj} wird jeder Injektionsstelle der Flächeninhalt von zwei gleichseitigen Dreiecken zugewiesen. Basierend auf diesen Annahmen kann der Abstand a der Injektionslanzen bei vorgegebener Injektionsreichweite r anhand der Gleichungen (2-12) und (2-13) abgeschätzt werden. Anschließend kann die erforderliche Lanzenanzahl n_{La} gemäß Gleichung (2-14) ermittelt werden.

$$A_S = 2 \cdot A_{\Delta} = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \frac{a_{inj}^2}{4} = 0,87 \cdot a_{inj}^2 \tag{2-12}$$

$$a_{inj} = \sqrt{\frac{A_S}{0,87}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot r^2}{0,87}} = 1,9 \cdot r \tag{2-13}$$

$$n_{La} = \frac{A_{inj}}{2 \cdot A_{\Delta}} \tag{2-14}$$

A_{Δ}	Fläche eines gleichseitigen Dreiecks [m ²]
a_{inj}	Abstand zwischen den Injektionsrohren [m]
A_S	Fläche einer Injektionssäule [m ²]
r	Injektionsreichweite [m]
n_{La}	Anzahl der Lanzen pro Injektionsabschnitt [-]
A_{inj}	Querschnittsfläche des Injektionskörpers [m ²]

2.2.5.2 Pumpensteuerung

Injektionen werden im Allgemeinen druckgesteuert ($p_{inj} = konst$) oder durchflussgesteuert ($q_{inj} = konst$) ausgeführt (siehe Abb. 2.18). Aus wirtschaftlichen Gründen wird ein zügiger Injektionsvorgang angestrebt, wobei zuvor definierte Abbruchkriterien (z.B. Sollmenge V_{soll} , erlaubter Druck p_{max}) nicht überschritten werden dürfen. Bei der Porenrauminjektion soll der

Boden gleichmäßig penetriert werden, damit ein Aufreißen des Bodens und ungewollte He-
bungen verhindert werden. Für eine gleichmäßige Penetration werden die flüssigen Ausgangs-
komponenten von schäumenden Injektionsmaterialien in der Regel durchflussgesteuert inji-
ziert, bis die theoretische Sollmenge in Abhängigkeit des Porenanteils im Boden n_s erreicht
wird.

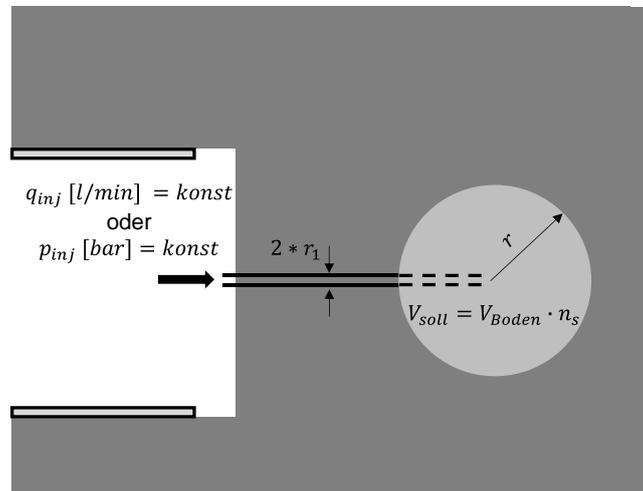


Abb. 2.18: Schematische Darstellung der kugelförmigen Ausbreitung bei druck- oder durch-
flussgesteuertem Verpressvorgang; adaptiert in Anlehnung an Schulze (1996)

Ein schneller Injektionsvorgang bedingt eine möglichst hohe Verpressrate. Gemäß Schulze
(1996) kann die Mindesteinpressrate anhand der Soll-Injektionsmenge und der Verarbeitungs-
zeit des Injektionsmittels entsprechend den Gleichungen (2-15) und (2-16) ermittelt werden.

	$t_I = \frac{V_{Soll}}{q_{inj}}; t_I < t_{Start}$	(2-15)
	$q_{inj} > \frac{V_{Soll}}{t_{Start}}$	(2-16)
t_I	Verpresszeit je Injektionsstelle [min]	
V_{Soll}	Sollmenge je Injektionsstelle [l]	
q_{inj}	Verpressrate [l/min]	
t_{Start}	Verarbeitungszeit des Injektionsmittels [min]	

Grundsätzlich wird zwischen dem Injektionsdruck an der Pumpe, einem Betriebsdruck am
Bohrlochmund und dem wirksamen Druck im Porenraum unterschieden. Der Druck an der
Pumpe und der Druck am Bohrlochmund können direkt über Manometer an der jeweiligen
Stelle abgelesen werden. Um den tatsächlich wirksamen Druck zu messen, wird ein Manome-
ter zwischen dem Druckventil der Injektionspumpe (oder einem Schieber als Absperrorgan)
und dem Porenraum im Boden situiert. Anschließend wird die Pumpe abgestellt oder der
Schieber geschlossen. Damit wird die Energiezufuhr durch die Injektionspumpe abrupt unter-
brochen und der im Porenraum wirkende Druck kann nach kurzer Zeit am Manometer abge-
lesen werden (Österreichische Gesellschaft für Geomechanik 2016).

Der Verpressdruck steigt mit der Verpressrate und muss den Porenwasserdruck im Boden
übersteigen, damit eine Penetration des Injektionsmittels erfolgen kann. Gemäß Schulze
(1996) kann der Verlauf des Injektionsdrucks für ein Newton'sches Fluid entsprechend Glei-

chung (2-17) und (2-18) abgeschätzt werden, wenn die Injektion oberhalb vom Grundwasserspiegel stattfindet und von einer kugelförmigen Ausbreitung ausgegangen wird. Gleichung (2-17) wurde von Schulze (1992) auf Grundlage des Darcy-Gesetzes abgeleitet.

$$p_{inj}(r) = \frac{q_{inj} \cdot \gamma_{misch}}{4 \cdot \pi \cdot k_{misch}} \cdot \left[\frac{1}{r} + \frac{1}{r_{soll}} \left(\frac{k_{misch}}{k_W} - 1 \right) \right] \tag{2-17}$$

$$k_{misch} = k_W \cdot \frac{\eta_W}{\eta_{misch}} \tag{2-18}$$

p_{inj}	Verpressdruck [bar]
k_{misch}	Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens für das Injektionsgemisch aus A- und B-Komponente [m/s]
k_W	Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens für Wasser [m/s]
η_{misch}	Dynamische Viskosität des Injektionsgemisches aus A- und B-Komponente
η_W	Dynamische Viskosität von Wasser [mPas]
γ_{misch}	Wichte des Injektionsgemisches aus A- und B-Komponente
r	Injektionsreichweite bei kugelförmiger Ausbreitung

Der Verlauf des Injektionsdrucks p_{inj} in Abhängigkeit der Injektionsreichweite r wird in Abb. 2.19 exemplarisch für typische Randbedingungen im grobkörnigen Lockergestein dargestellt. Dabei werden die Fließeigenschaften des untersuchten Silikatschaums (siehe Abschnitt 3.1.1) berücksichtigt.

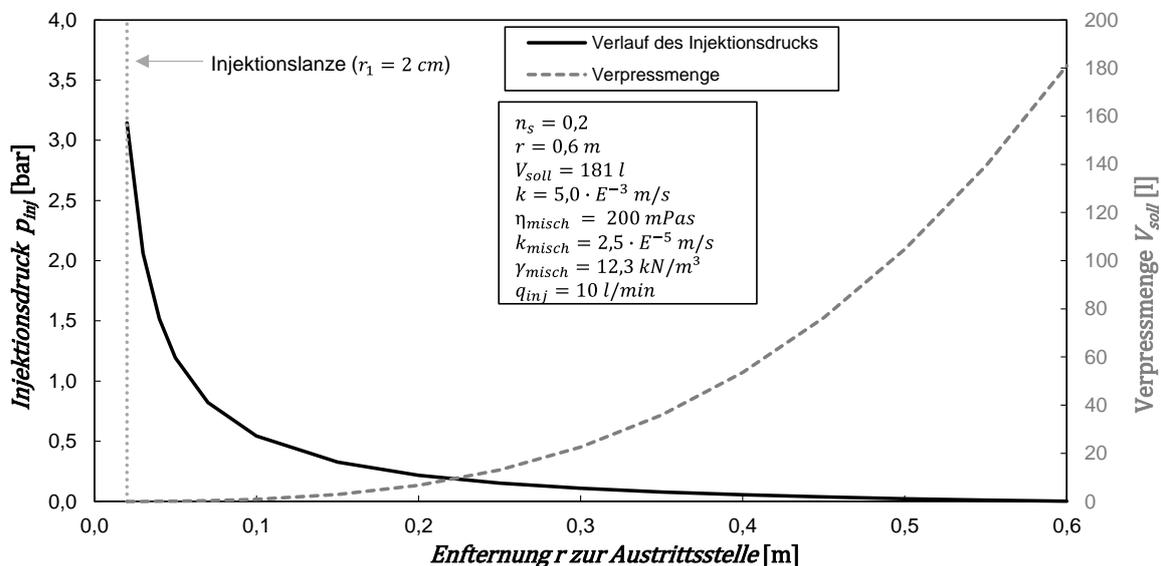


Abb. 2.19: Verlauf des Injektionsdrucks und der Verpressmenge in Abhängigkeit der Reichweite der Injektion

Gemäß Abb. 2.19 ist der Injektionsdruck an der Austrittsstelle ($r = r_1$) am größten und nimmt mit steigender Entfernung zur Injektionsstelle stark ab. Der Injektionsdruck nimmt mit abnehmender Durchlässigkeit des Bodens, zunehmender Viskosität des Injektionsmittels und zunehmendem Durchfluss zu. Zugehörig zu Abb. 2.19 wird in Abb. 2.20 der zeitliche Verlauf des

Injektionsdrucks an der Austrittsstelle ($r = r_1$) dargestellt. Demnach baut sich der Injektionsdruck innerhalb kurzer Zeit (< 1 min) auf und nimmt im Verlauf der Injektion vergleichsweise nur noch geringfügig zu.

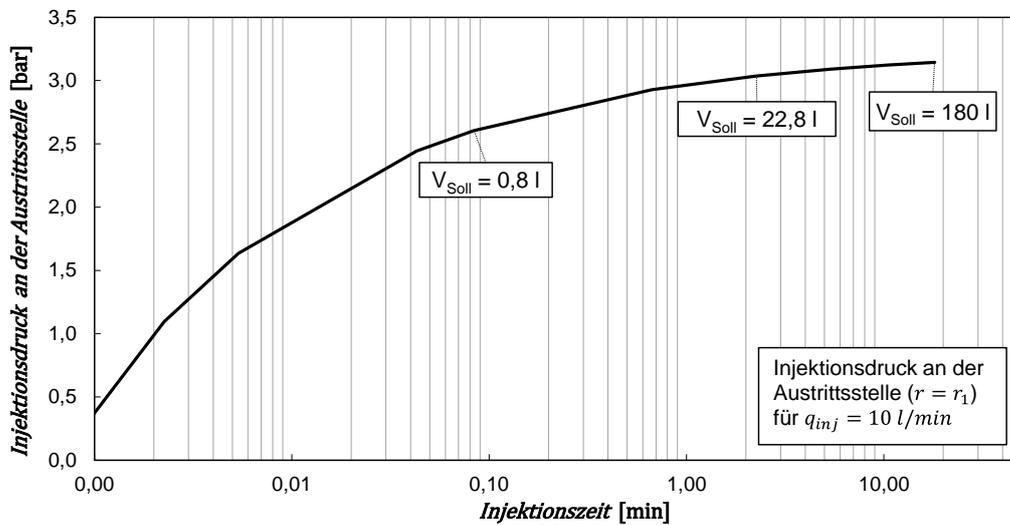


Abb. 2.20: Zeitliche Veränderung des Injektionsdrucks an der Austrittsstelle ($r = r_1$)

Mit ansteigendem Verpressdruck steigt die Gefahr, dass im Zuge der Injektion Korngerüstumlagerungen entstehen, die zu Volumenvergrößerungen und Hebungen führen können. Der Verpressdruck, welcher an der Injektionspumpe dokumentiert wird, entspricht nicht dem Druck an der Austrittsstelle im Boden.

Infolge von Druckverlusten in den Zuleitungen und Packern sowie dem geodätischen Höhenunterschied zwischen Messstelle und Austrittsstelle können maßgebliche Druckdifferenzen auftreten. Um die Druckverluste und den Verpressdruck eindeutig zu quantifizieren, sollten Vorversuche bei freiem Auslass und unterschiedlichen Injektionsraten ausgeführt werden.

Neben der Viskosität des Injektionsmittels hat die Durchflussrate einen maßgeblichen Einfluss auf den Verpressdruck. Um Hebungen zu vermeiden, muss der wirksame Druck im Porenraum geringer sein als die vorherrschende effektive Spannung im Boden. Nach Schulze (1996) kann die maximal zulässige Verpressrate entsprechend Gleichung (2-19) bestimmt werden.

$$q_{inj} \leq \frac{\sigma'_v}{4 * \pi * k_{misch} * \left[\gamma_{misch} * \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_{Soll}} \right) \right]} \tag{2-19}$$

σ'_v	Effektive Vertikalspannung im Boden [kN/m ²]
r_1	Radius des Injektionsrohrs [m]

2.2.5.3 Qualitätssicherung bei der Ortsbrustinjektion

Zur Erfolgskontrolle und zur Qualitätssicherung der statischen Wirkung von vorausseilenden Ortsbrustinjektionen werden die in Tab. 2.2 aufgelisteten Maßnahmen empfohlen.

Tab. 2.2: Qualitätssicherung für Ortsbrustinjektionen

Zeitpunkt	Maßnahmen
Vor Beginn der Injektionen	<ul style="list-style-type: none"> - Messung des Systemdrucks bei freiem Auslass und unterschiedlichen Verpressraten - Durchführung von Probefeldinjektionen - Festlegung von Abbruchkriterien und Sollmengen - Kontrolle des Reaktionsverhaltens und der Fließeigenschaften des Injektionsmittels - Temperaturmessungen - Dokumentation und Interpretation der Einbringung der Injektionsrohre (Dauer, Schlagzahlen bzw. Bohrbarkeit)
Im Zuge der Injektionen	<ul style="list-style-type: none"> - Dokumentation und Interpretation der Injektionsparameter (Injektionsdruck, Injektionsrate, Injektionsmenge) - Gegenüberstellung von Soll- und Ist-Mengen - Statistische Auswertung und Beurteilung der maßgebenden Abbruchkriterien
Im Zuge des Vortriebs	<ul style="list-style-type: none"> - Bewertung der Ortsbrustkartierungen (prozentualer Injektionsanteil, geometrische Struktur der Injektionskörper) - Rammsondierungen zur Erfolgskontrolle - Probenentnahme von Injektionskörpern an kritischen Injektionsstellen (Bereich zwischen den Injektionspunkten) - Visuelle und experimentelle Untersuchungen zur Beurteilung der Injektionskörper (z.B. Glühverlust, einaxiale Druckversuche, Spaltzugversuche) - Auswertung von Verformungsmessungen im Zuge des Vortriebs

Insbesondere zu Beginn der Injektionsarbeiten sollten die Qualitätssicherungsmaßnahmen intensiv und regelmäßig durchgeführt werden. Falls unzureichende Ergebnisse erzielt werden, sollten situativ die Injektionsparameter angepasst und/oder das Injektionsraster verdichtet werden.

2.3 Mechanisches Verhalten von Schäumen

Um das mechanische Verhalten von schauminjiziertem Boden verstehen zu können, ist es wichtig, sich mit dem Materialverhalten des reinen Schaums vertraut zu machen. Daher werden in diesem Abschnitt wichtige Merkmale des mechanischen Verhaltens von Schäumen dargestellt.

Im Allgemeinen bestehen feste Schaumstoffe entweder aus offenen oder geschlossenen Zellen. Bei geschlossenzelligem Schaum befindet sich das freigesetzte Gas in einzelnen Taschen (Zellen), die jeweils vollständig von festen Membranen umgeben und voneinander getrennt sind. Ein offenzelliger Festschaum besteht hingegen aus Zellstegen, welche eine offene Zellstruktur bilden. Der Gasaustausch zwischen den Zellen wird beim offenzelligen Schaum nicht durch die Membranwände behindert (Gibson und Ashby 2014).

Das mechanische Verhalten vom Schaum wird - wie bei anderen porösen Feststoffen - insbesondere durch die Schaumdichte oder den Schaumfaktor beeinflusst (Ashby 1983, 2006; Valentino et al. 2014; Wei et al. 2017; Obi 2018; Maji et al. 1995). Die Schaumdichte wird gemäß Gleichung (2-20) definiert.

$$\rho_{foam} = \frac{m_{foam}}{V_{foam}} \quad (2-20)$$

ρ_{foam}	Schaumdichte
m_{foam}	Masse des Schaums
V_{foam}	Volumen des Schaums im aufgeschäumten Zustand (einschließlich der gasgefüllten Zellen)

Abb. 2.21 zeigt den Einfluss der Schaumdichte auf das Spannungs-Verformungsverhalten eines offenzelligen Schaums unter einaxialer Druckbeanspruchung.

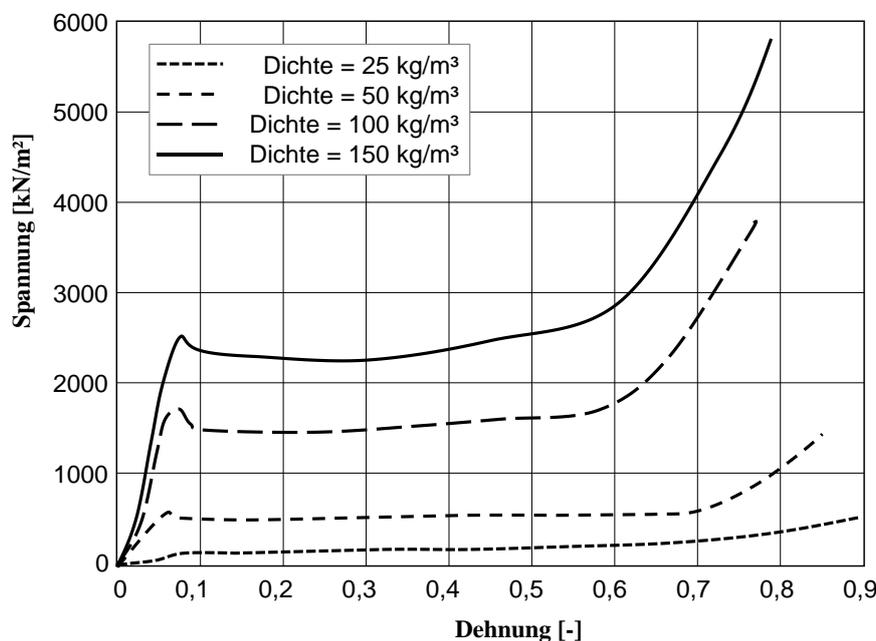


Abb. 2.21: Einfluss der Schaumdichte auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten von offenzelligen Schäume, adaptiert von Obi (2018)

Der Schaumfaktor f_{foam} beschreibt das Dichteverhältnis zwischen den anfänglich flüssigen Ausgangskomponenten und dem aufgeschäumten Material nach der Expansion, wie in Gleichung (2-21) definiert wird.

$$f_{foam} = \frac{\rho_{fluid}}{\rho_{foam}} \quad (2-21)$$

f_{foam}	Schaumfaktor
ρ_{fluid}	Dichte der flüssigen Ausgangskomponenten des Schaums

Vinson und Mitchel (1972) geben Anhaltswerte für die Druck- und Zugfestigkeit von geschlossenzelligem PU-Schaum bei unterschiedlicher Wichte. Abb. 2.22 verdeutlicht die Zunahme der Festigkeit mit ansteigender Wichte.

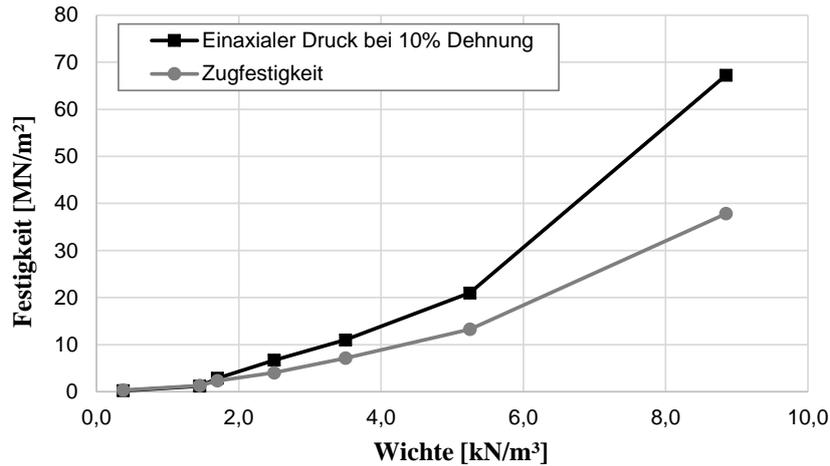


Abb. 2.22: Anhaltswerte für die Zugfestigkeit und den einaxialen Druck bei 10% Dehnung von geschlossenzelligem PU-Schaum; Daten entnommen von Vinson und Mitchel (1972)

Darüber hinaus ist das mechanische Verhalten von Schäumen temperatur- und ratenabhängig (Obi 2018; Tu et al. 2001; Mane et al. 2017; Gibson und Ashby 2014; Richeton et al. 2006). Abb. 2.23(a) veranschaulicht exemplarisch die Ratenabhängigkeit für einen geschlossenzelligen PVC-Schaum. Der Widerstand steigt mit ansteigender Belastungsgeschwindigkeit.

Darüber hinaus zeigt Abb. 2.23(b) das mechanische Verhalten von Polymeren in Abhängigkeit der Temperatur in Bezug auf die Erweichungstemperatur T_g . Bei $T < T_g$ zeigt das Material ein sprödes Versagen. Für $T = T_g$ zeigt der Schaum ein duktileres Verhalten. Die Festigkeit sinkt mit zunehmender Temperatur.

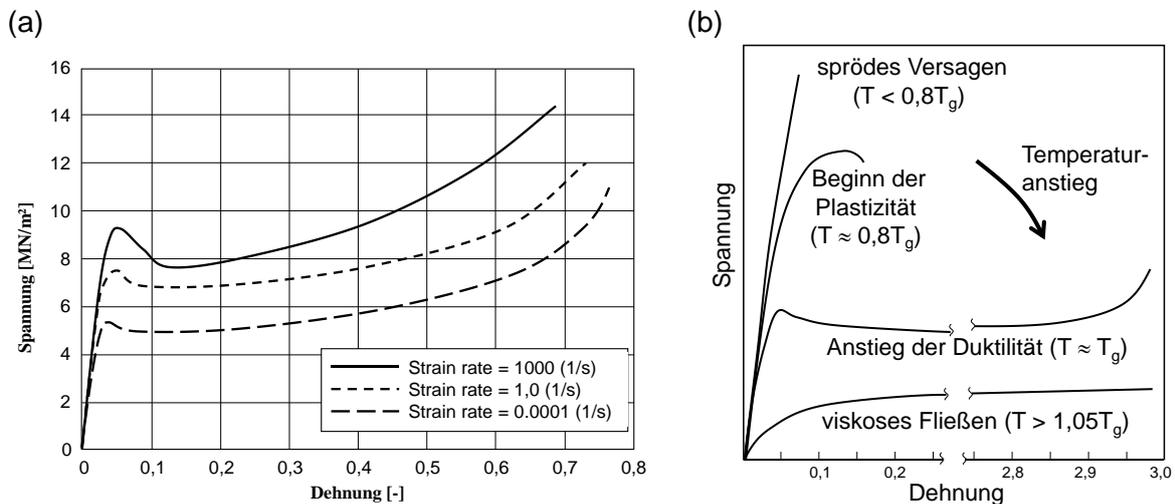


Abb. 2.23: (a) Einfluss der Dehnungsrate auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten von geschlossenzelligem PVC-Schaum; adaptiert von Obi (2018); (b) Schematische Darstellung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens eines Polymeren in Abhängigkeit der Temperatur; adaptiert nach Gibson und Ashby (2014)

Beide Abhängigkeiten resultieren aus thermisch aktivierten Prozessen auf molekularer Ebene, welche durch die Gleichung (2-22) der Rate-Process-Theory (Eyring 1936) beschrieben werden kann.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_0 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^N \quad \text{mit} \quad \dot{\epsilon}_0 = K \exp(-Q/RT) \quad (2-22)$$

$\sigma_0, \dot{\epsilon}_0$	Konstanten, die das Kriechverhalten vom Schaum charakterisieren
K	Präexponentieller Faktor
N	Kriechexponent
Q	Kriechaktivierungsenergie [J/mol]
R	Universelle Gaskonstante [8.313 J/(K·mol)]
T	Temperatur [K]

Das makroskopische Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Schaum unter Kompression wird entsprechend Abb. 2.24(a) in drei maßgebende Abschnitte unterteilt: Elastisches Verhalten, elastoplastisches Verhalten infolge des Ausbeulens der Stege und Kollaps der Zellwände (Gibson und Ashby 2014; Obi 2018).

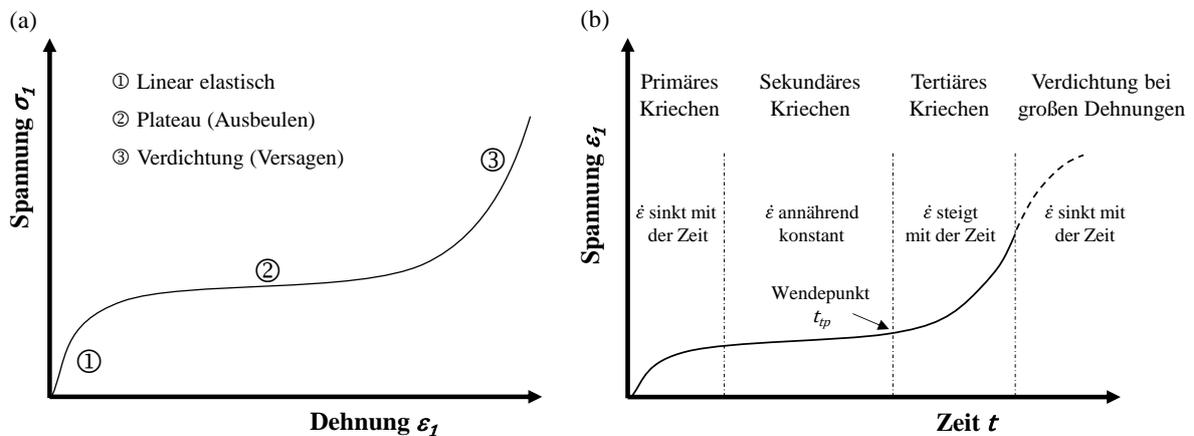


Abb. 2.24: Schematisches Verhalten von Schaum während der Kompression: (a) Spannungs-Verformungs-Verhalten; (b) Kriechkurve (Jessen und Cudmani 2022)

Das Kriechverhalten kann im Dehnungs-Zeit-Diagramm in drei Phasen - primär, sekundär und tertiär - gegliedert werden, wie in Abb. 2.24(b) dargestellt wurde. Anfänglich nimmt die Dehnungsrate ab, gefolgt von einem nahezu konstanten Zustand (stationärer Zustand). Schließlich nimmt die Dehnungsrate mit der Zeit zu, bis eine mögliche Verdichtung (Densification) wieder zu einer weiteren Verringerung der Dehnungsrate führt. Bei einigen Schaumstoffen ist die sekundäre Kriechphase vernachlässigbar kurz, und das tertiäre Kriechen beginnt fast unmittelbar nach Erreichen der minimalen Dehnungsrate (Huang und Gibson 1991). Die Zeit bis zum Erreichen des Wendepunkts der Dehnungsrate ist abhängig von der Ausgangsdichte und dem Spannungszustand (Couteau und Dunand 2008).

2.4 Mechanisches Verhalten von granularen Kompositmaterialien

Infolge der Porenrauminjektion entsteht ein völlig neuer Baustoff, ein Mehrphasensystem, bestehend aus Korngerüst, ungefüllten Luftporen und porenfüllendem Injektionsgut. Das mechanische Verhalten von granularen Kompositmaterialien wird zum einen durch das zeitabhängige visko-plastische Verhalten des Injektionsmittels und zum anderen von den bodenmechanischen Eigenschaften des Korngerüsts bestimmt. (Schubert 1985)

Bis dato wurde das mechanische Verhalten von schauminjizierten Böden nur sporadisch und nicht systematisch experimentell untersucht (Jessen und Cudmani 2022). Allerdings existieren in der Literatur eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen an granularen Materialien, welche entweder durch mineralische oder chemische Bindemittel verfestigt wurden. Durch die große Anzahl an variablen Eingangsgrößen (Bindemittel, Probekörperherstellung, Versuchsdurchführung) können die Literaturstudien nur bedingt miteinander verglichen werden. Nichtsdestotrotz können grundlegende Merkmale für injizierte Materialien auch für schauminjizierte Böden vorausgesetzt werden. Aus diesem Grund werden im Folgenden die wesentlichen Eigenschaften von granularen Materialien, welche durch Bindemittel verbessert wurden, erläutert.

2.4.1 Kohäsion und Adhäsion

Unabhängig von der Art des Injektionsmittels muss in Bezug auf das Materialverhalten von injizierten oder verfestigten Böden zwischen den Begriffen „Kohäsion“ und „Adhäsion“ differenziert werden.

Als echte Kohäsion wird der innere Zusammenhalt eines Stoffes bezeichnet, der auf intermolekularen Anziehungskräften beruht. Die echte Kohäsion bewirkt, dass Scherwiderstände auch ohne das Vorhandensein von Normalspannungen aufgenommen werden können (Lambe und Whitman 1969).

Die Scherfestigkeit infolge der Kohäsion beruht auf einer chemischen Bindung zwischen den Bodenpartikeln und nicht auf Kornumlagerungen und intergranularen Kräften. Das Vorhandensein von Zug- oder Scherfestigkeit in Abwesenheit einer wirksamen Druckspannung im Bodenskelett oder in der Versagensebene kann als Folge der echten Kohäsion angesehen werden (Mitchell und Soga 2005).

Die Adhäsion bezeichnet hingegen das Aneinanderhaften zwei verschiedener Stoffe und ist sowohl von den Eigenschaften des Injektionsmaterials und der Gesteinskörnung abhängig als auch von deren Interaktion unter den jeweiligen vorliegenden Bedingungen. Sie kann quantitativ durch den Wert verschiedener Verbundfestigkeiten beschrieben werden. Versuche dazu umfassen unter anderem direkte und indirekte Zugversuche sowie Haftfestigkeitsversuche bei unterschiedlicher Beanspruchung (Ata und Vipulanandan 1998; Soucek et al. 2008).

Die Festigkeit eines injizierten Bodens wird unabhängig von der Art des Injektionsmittels durch die Kohäsion der Matrix und deren Adhäsionsfestigkeit zu den einzelnen Gesteinskörnern beeinflusst (Ata und Vipulanandan 1998; Keene et al. 2014).

2.4.2 Spannungs-Verformungs-Verhalten unter Druckbeanspruchung

Das typische Materialverhalten von injizierten bzw. verbesserten Korngerüsten unter Druckbeanspruchung wurde in [Abb. 2.25](#) qualitativ dargestellt. Zusätzlich zum Spannungs-Verformungsverhalten, welches auf der Primärachse aufgetragen wurde, beinhaltet [Abb. 2.25](#) auch eine Sekundärachse mit dem zugehörigen volumetrischen Verformungsverhalten.

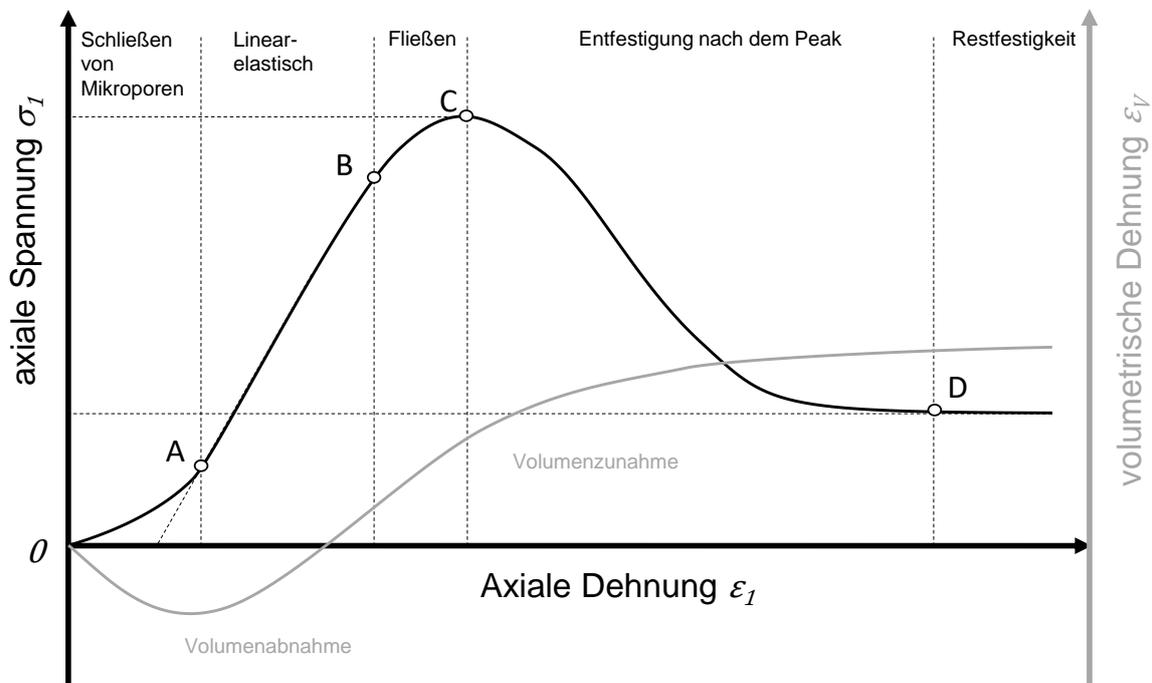


Abb. 2.25: Typisches Spannungs-Verformungs-Verhalten von injizierten Korngerüsten

Das Spannungs-Verformungs-Verhalten von injizierten Korngerüsten kann wie folgt beschrieben werden: Im Bereich zwischen den Punkten 0-A ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung konvex nach oben gekrümmt, wobei Mikroporen geschlossen und die Endflächen der Probe geebnet bzw. parallelisiert werden. Dabei verringert sich das Volumen der Probe.

Es folgt ein annähernd linearer Abschnitt zwischen den Punkten A-B. Die Probe beginnt zu dilatieren und es entstehen diffus verteilte Mikrorisse.

Im nichtlinearen Abschnitt zwischen den Punkten B-C plastifiziert die Probe und erreicht im Punkt C die maximale Festigkeit. Die Mikrorisse weiten sich aus und bilden zusammenhängende Scherzonen bzw. Bruchstrukturen.

Nach Überschreiten des Spannungspeaks folgt im Bereich zwischen den Punkten C-D ein zügiger Spannungsabfall mit zunehmender Dehnung. Erst bei sehr großen Dehnungen wird am Punkt D ein Plateau erreicht. Die Restfestigkeit am Punkt D entspricht der Scherfestigkeit des natürlichen Korngerüsts im kritischen Zustand ohne Volumenveränderung.

Für geotechnische Materialien wurde bis dato noch kein Konsens hinsichtlich der Definition von „Duktilität“ bzw. „Sprödigkeit“ gefunden. Gemäß Jaeger und Cook (1969) befindet sich ein Material in einem duktilen Zustand (B-C), in dem es dauerhafte Verformungen mit zunehmendem oder konstantem Widerstand aufnehmen kann. Im spröden Zustand (C-D) hingegen nimmt der Widerstand mit zunehmender Verformung ab (Jaeger und Cook 1969). Mutschler

(2004) sowie Jaeger und Cook (1969) definieren die Sprödigkeit als die Steigung der abfallenden Spannungs-Dehnungs-Kurve.

Consoli et al. (1998) und Xiao et al. (2018) verwenden hingegen den Sprödigkeitsindex gemäß Gleichung (2-23) zur Beurteilung der Duktilität.

$$I_B = q_{ps}/q_{rs} - 1 \quad (2-23)$$

I_B	Sprödigkeitsindex [-]
q_{ps}	Maximale Deviatorspannung [kN/m ²]
q_{rs}	Residuale Deviatorspannung [kN/m ²]

Die Verbesserungswirkung infolge der Injektion kann durch den Vergleich zwischen den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vom verbesserten Boden und vom natürlichen Boden beurteilt werden. Gemäß Xiao et al. (2018) kann hierzu einerseits die Peakfestigkeit unter deviatorischer Belastung und andererseits die Steifigkeit entsprechend den Gleichungen (2-24) und (2-25) in Relation gesetzt werden. Die Eingangsgrößen zur Ermittlung von R_{qps} und R_{Es1} sollten bei vergleichbarer Seitendruckspannung σ_3 untersucht werden.

$$R_{qps} = \frac{q_{ps}}{q_{ps0}} \quad (2-24)$$

$$R_{Es1} = \frac{E_{s1}}{E_{s0}} \quad (2-25)$$

R_{qps}	Verhältniswert der Peakspannungen
R_{Es1}	Verhältniswert der Steifigkeit
q_{ps0}	Maximale Deviatorspannung des natürlichen Bodens
E_{s1}	Sekantenmodul der Steifigkeit des verbesserten Bodens
E_{s0}	Sekantenmodul der Steifigkeit des natürlichen Bodens

2.4.3 Zugfestigkeit von injizierten Böden

Die Zugfestigkeit von verfestigten Böden ist eine wesentliche Kenngrößen bei verschiedenen geotechnischen Fragestellungen, z.B. bei Standsicherheitsbetrachtungen von Böschungen (Michalowski 2018), Hohlräumen im Untergrund und Baugrundverbesserungen für Gründungen. Trotzdem werden experimentelle Untersuchungen zur Zugfestigkeit von injizierten Böden nur vereinzelt durchgeführt, weil direkte Zugversuche mit technisch anspruchsvollen Herausforderungen verbunden sind (Jaeger und Cook 1969).

Insbesondere die Probenvorbereitung und der Probeneinbau bereiten häufig Probleme. Durch außermittigen Lastangriff wird beim direkten Zugversuch eine zusätzliche Momentenbeanspruchung erzeugt, so dass die Proben nicht zentrisch, sondern im Bereich der Probeneinfassung versagen (Coviello et al. 2005; Perras und Diederichs 2014).

Daher werden vorwiegend indirekte Zugversuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit durchgeführt. Bei indirekten Zugversuchen herrscht innerhalb des Probekörpers kein einheitlicher Spannungszustand (kein Elementversuch). Aufgrund dessen kann die Zugfestigkeit und –steifigkeit bei indirekten Zugversuchen nur überschlägig anhand von Näherungsformeln approximiert werden. Dabei wird in der Regel angenommen, dass die Steifigkeit unter Druck- und

Zugbelastung identisch sind (isotropes Materialverhalten). In Abb. 2.26 sind verschiedene experimentelle Methoden zur Ermittlung der Zugfestigkeit dargestellt.

Nachfolgend wird ausschließlich der Spaltzugversuch weiterführend erläutert, da dieser im Rahmen der vorliegenden Arbeit zur Abschätzung der Zugfestigkeit von schauminjizierten Probekörpern herangezogen wurde. Im Vergleich zum ausführungstechnisch anspruchsvollen einaxialen Zugversuch (zylindrischer Spannungszustand), stellt sich beim Spaltzugversuch eine ausgeprägt nichtlineare Spannungsverteilung im Probekörper ein. In Probenmitte entsteht unter der Last F ein biaxialer (ebener) Druck-Zug-Spannungszustand mit einem Druck/Zug-Verhältnis von $-3/1$ (Bonzel 1964; Malárics 2011).

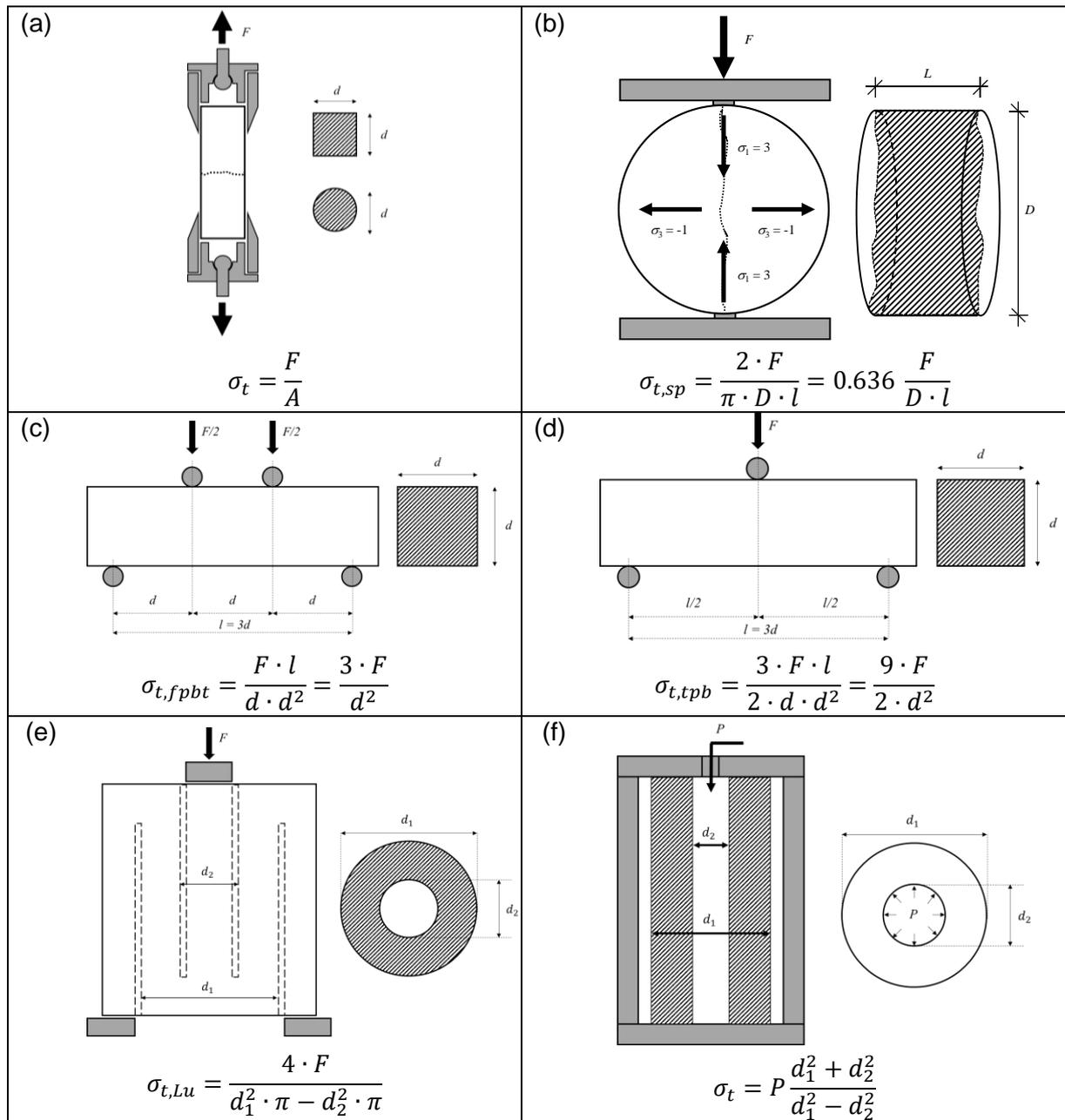


Abb. 2.26: Experimentelle Methoden zur Ermittlung der Zugfestigkeit von injizierten Böden: (a) Direkter Zugversuch; (b) Spaltzugversuch (Brazilian Test); (c) Vierpunktlastversuch; (d) Dreipunktlastversuch; (e) Modifizierter Zugversuch; (f) Dilatometerversuch (adaptiert in Anlehnung an Perras und Diederichs 2014)

Abb. 2.26(b) zeigt eine schematische Darstellung des Spaltzugversuchs mit dem zugehörigen Spannungszustand in Probekörpermitte. Die Zugfestigkeit kann beim Auftreten des ersten Spaltrisses entsprechend Gleichung (2-26) ermittelt werden. Unter der Annahme eines isotropen Materialverhaltens kann bei kurzen Probekörpern ($L \ll D$) der Spannungszustand beim Versagen des Spaltzugversuchs gemäß Gleichung (2-27) und (2-28) berechnet werden.

$$\sigma_3 = \sigma_{t,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot L} = 0.636 \frac{F}{D \cdot L} \quad (2-26)$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = (-3\sigma_3 + 0 + \sigma_3)/3 = -2\sigma_3/3 \quad (2-27)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = -3\sigma_3 - \sigma_3 = -4\sigma_3 \quad (2-28)$$

$\sigma_{t,sp}$	Spaltzugfestigkeit
F	Vertikalkraft
D	Probendurchmesser
L	Probenlänge

Grundsätzlich streut die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Probengröße und sollte daher anhand einer großen Versuchsanzahl untersucht werden, um die Versuchsergebnisse statistisch interpretieren zu können (Jaeger und Cook 1969).

2.4.4 Einflussgrößen auf das mechanische Verhalten von injizierten Korngerüsten

Im Rahmen der Literaturrecherche wurden eine Vielzahl an Einflussgrößen gefunden, die das mechanische Verhalten von injizierten Korngerüsten beeinträchtigen. Gemäß Koenzen (1975) ist das Verhalten des Gesamtsystems, neben den auf das Injektionsmaterial wirksamen Einflussfaktoren, außerdem von der jeweiligen Kornverteilung, der entsprechenden spezifischen Oberfläche, der Lagerungsdichte, der Kornform, dem Porenfüllungsgrad, den Adhäsionskräften zwischen Korngerüstmineralien und Injektionsmaterial und den Kapillarkräften abhängig.

In Tab. 2.3 werden die maßgeblichen Einflussgrößen in drei übergeordnete Kategorien unterteilt. Dabei wird zwischen zustandsabhängigen, granulometrischen und injektionsmittelspezifischen Einflussgrößen differenziert. Wesentliche Einflussfaktoren werden nachfolgend erläutert.

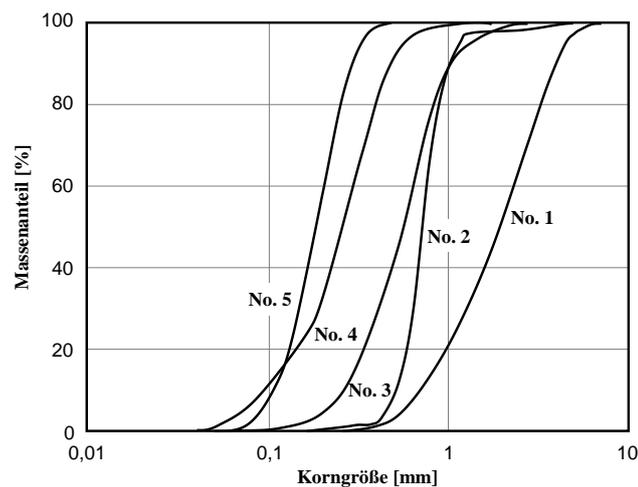
Tab. 2.3: Einflussgrößen auf das mechanische Verhalten von injizierten Korngerüsten

Zustandsgrößen	Lagerungsdichte, Spannungszustand, Wassergehalt, hydraulische Durchlässigkeit, Porenfüllungsgrad, Kapillarkräfte
Granulometrische Eigenschaften	Korngrößenverteilung, Kornform, Mineralogie, Oberflächenbeschaffenheit
Injektionsmittel	Mischungsverhältnis, Chemismus des Injektionsmittels, Erhärtungsdauer, Wasserabsorptionsfähigkeit, Lagerungsbedingungen

2.4.4.1 Granulometrische Einflussgrößen

Hutchinson (1963) untersuchte die mechanischen Eigenschaften von zementinjizierten Sanden mit elf unterschiedlichen Korngrößenverteilungen. Er schlussfolgerte, dass die massenspezifische Oberfläche einen entscheidenden Einfluss auf das mechanische Verhalten von zementierten Sanden hat. Die Festigkeit der injizierten Sande war umso höher, je kleiner die Korngröße bzw., je größer die massenspezifische Oberfläche der Sande. Je höher die massenspezifische Oberfläche, desto größer ist die Verbundfläche bzw. die Adhäsion zwischen Korngerüst und Zement. Daneben hat eine höhere Abstufung der Sieblinie bzw. eine größere Ungleichförmigkeitszahl eine vergleichbare Auswirkung auf die Steifigkeit und Festigkeit des Kompositmaterials. Ähnliche Schlussfolgerungen wurden auch von Ozgurel und Vipulanandan (2005) gezogen. Sie untersuchten den Einfluss der Korngrößenverteilung auf das mechanische Verhalten von fünf verschiedenen acrylamidinjizierten Quarzsanden. Die Korngrößenverteilungen der untersuchten Quarzsande sind in [Abb. 2.27\(a\)](#) dargestellt. [Abb. 2.27\(b\)](#) zeigt die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der acrylamidinjizierten Sande, welche vor der Injektion in dichter Lagerung eingebaut wurden. Die Festigkeit und in geringerem Ausmaß auch die Steifigkeit der injizierten Böden nimmt mit abnehmender Korngröße zu.

(a)



(b)

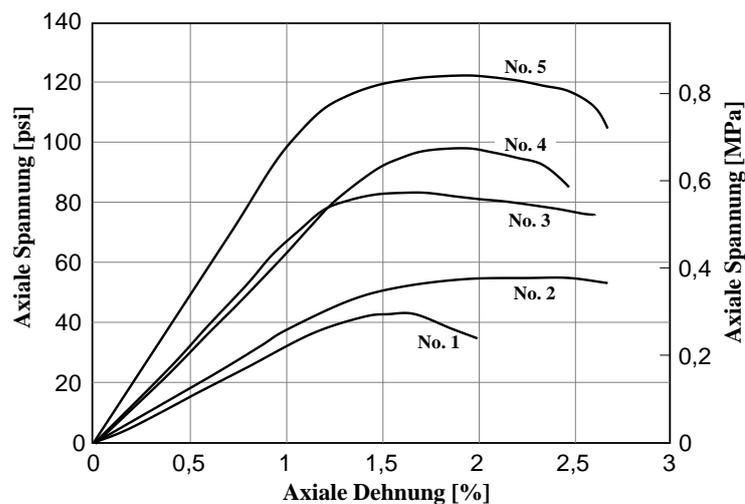


Abb. 2.27: (a) Korngrößenverteilungen und (b) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von acrylamidinjizierten Sanden; adaptiert von Ozgurel und Vipulanandan (2005)

Neben dem Einfluss der Korngrößenverteilung wurde von Ozgurel und Vipulanandan (2005) auch der Einfluss des Feinkorngehalts untersucht. Hierzu wurde Sand No. 2 mit unterschiedlichem Feinanteil (Schluff) vermischt und anschließend mit Acrylamid injiziert. Die Versuchsergebnisse in [Abb. 2.28](#) belegen, dass sowohl die Steifigkeit als auch die Festigkeit des Kompositmaterials mit zunehmendem Feinkorngehalt ansteigt.

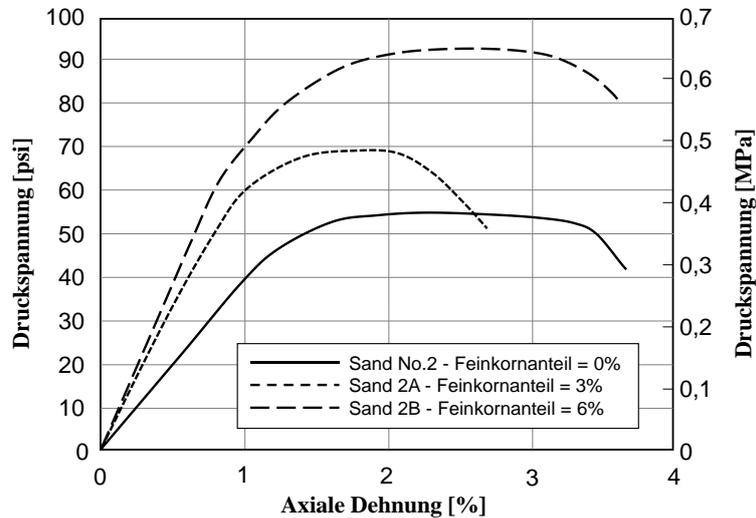


Abb. 2.28: Einfluss des Feinkorngehalts auf das mechanische Verhalten von acrylamidinjiziertem Sand; adaptiert von Ozgurel und Vipulanandan (2005)

Außerdem hat eine stärkere Abstufung bzw. eine größere Ungleichförmigkeitszahl der Sieblinie einen vergleichbaren Verbesserungseffekt auf die Steifigkeit und Festigkeit von injizierten Böden. Bei ungleichförmigeren Korngrößenverteilungen nimmt die Anzahl der Korn-zu-Korn-Kontakte zu und damit verbessert sich die Lastverteilung im Korngerüst. Je nach vorliegenden Bedingungen kann der Einfluss der Abstufung der Korngrößenverteilung relevanter sein, als der der Korngröße (Christopher et al. 1989; Chang und Woods 1992; Ata und Vipulanandan 1999; Dano et al. 2004; Ozgurel und Vipulanandan 2005; Porcino et al. 2016).

Ata und Vipulanandan (1999) untersuchten das mechanische Verhalten von silikatgelinjizierten Sanden. Dabei wurde insbesondere auch die Kornform der injizierten Sande variiert. Anhand von einaxialen Druckversuchen wird gezeigt, dass die Festigkeit und die Steifigkeit der silikatgelinjizierten Sande bei kantiger Kornform höher ist als bei abgerundeter Kornform. Kantige Körner verzahnen sich untereinander stärker als abgerundete Körner, so dass der Scherwiderstand ansteigt. Zudem haben kantige Körner eine größere massenspezifische Oberfläche als abgerundete Körner, wodurch wiederum die Adhäsionsfläche zwischen den Bodenkörnern und dem Injektionsmittel ansteigt.

2.4.4.2 Zustandsabhängige Einflussgrößen

Neben den Materialeigenschaften einer Gesteinskörnung hat auch die Lagerungsdichte eines granularen Bodens einen Einfluss auf das mechanische Verhalten von injizierten Kompositmaterialien. Die Erkenntnisse verschiedener Studien belegen, dass unabhängig vom Injektionsgut mit zunehmender Lagerungsdichte höhere Festigkeiten und Steifigkeiten erzielt werden (Diefenthal et al. 1979; Schubert 1985; Christopher et al. 1989; Kaga und Yonekura 1991; Dano et al. 2004; Ozgurel und Vipulanandan 2005).

Ozgurel und Vipulanandan (2005) führen einaxiale Druckversuche an acrylamidinjizierten Sanden mit unterschiedlicher Lagerung durch. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Bruchdehnung bei locker gelagerten Probekörpern größer ist als bei dicht gelagerten Proben.

Vinson und Mitchel (1972) untersuchen das mechanische Verhalten von PU-schauminjizierten Böden anhand von einaxialen Druckversuchen und zeigen den Einfluss der Lagerungsdichte. Sie schlussfolgerten, dass granulare Böden während dem Abscheren in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte kontrahieren oder dilatieren. Bei dichten Proben neigen die Partikel dazu, sich gegenseitig zu überrollen. Die Bewegung der Körner wird durch den Schaum in den Poren behindert. Dabei steigen die Normal- und die Reibungskräfte und damit auch der Scherwiderstand an. In locker gelagerten Proben trägt die Zugfestigkeit des Schaums nur geringfügig zur Scherfestigkeitserhöhung bei. Demzufolge wird in erster Linie die relative Lateralverformung der Körner durch den Schaum behindert. Die Zugfestigkeit des Schaums wird beim Abscheren durch den Verbund zwischen Korn und Schaum nur teilweise mobilisiert (Vinson und Mitchel 1972).

Zudem wird das mechanische Verhalten von injizierten Kompositmaterialien maßgebend vom Spannungsniveau beeinflusst. Triaxialversuche an silikatgelinjizierten Böden (Diefenthal et al. 1979; Clough et al. 1979; Gartung 1976; Stetzler-Kaufmann 1983), zementinjizierten Böden (Clough et al. 1981; Airey 1993; Dano et al. 2004; Kainrath und Adam 2015; Kainrath 2017) und acrylatgelinjizierten Böden (Boley et al. 2020; Forouzandeh 2021) belegen, dass die Scherfestigkeit und die Steifigkeit mit zunehmendem Seitendruck ansteigen. Bei höherem Seitendruck wird die Dilatanz der Bodenkörner verhindert, so dass die Kontaktkräfte im Korngerüst zunehmen.

2.4.4.3 Injektionsmittelspezifische Einflussgrößen

Nach Christopher et al. (1989) wird das mechanische Verhalten von silikatgelinjizierten Sandproben von den Lagerungsbedingungen (Temperatur, Luftfeuchte) und der Erhärtungsdauer beeinflusst. Diese Parameter können auch für andere Injektionsmittel und Böden als wichtige einflussnehmende Größen betrachtet werden. Bei den Lagerungsbedingungen von injizierten Probekörpern wird zwischen Trocken-, Feucht- oder Wasserlagerung unterschieden. Je nach chemischer Zusammensetzung und Wassergehalt des Injektionsmittels kann die Art der Lagerung die Festigkeit und Steifigkeit der Probekörper unterschiedlich beeinflussen. Silikatgelinjizierte Sande weisen unter Wasserlagerung die geringste Festigkeit auf, da sich das gelartige Injektionsgut im umgebenden Wasser auflöst (Christopher et al. 1989).

Der Einfluss der Erhärtungsdauer wurde in zahlreichen Studien untersucht und ist für viele Injektionsanwendungen von großer Bedeutung. Injektionsmittel, wie z.B. Zement, Silikatgel, Acrylamidharz oder Epoxidharz, erhärten in Abhängigkeit der Zeit (Christopher et al. 1989; Ozgurel und Vipulanandan 2005; Anagnostopoulos et al. 2011; Porcino et al. 2016; Kainrath 2017). Abb. 2.29 zeigt beispielsweise die zeitliche Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit und des Tangentenmoduls von Silikatgel dargestellt. Beide Größen nehmen mit der Zeit mit abnehmender Rate zu. Nach ca. 30 Tagen ist der Zuwachs der mechanischen Kennwerte nur noch sehr geringfügig.

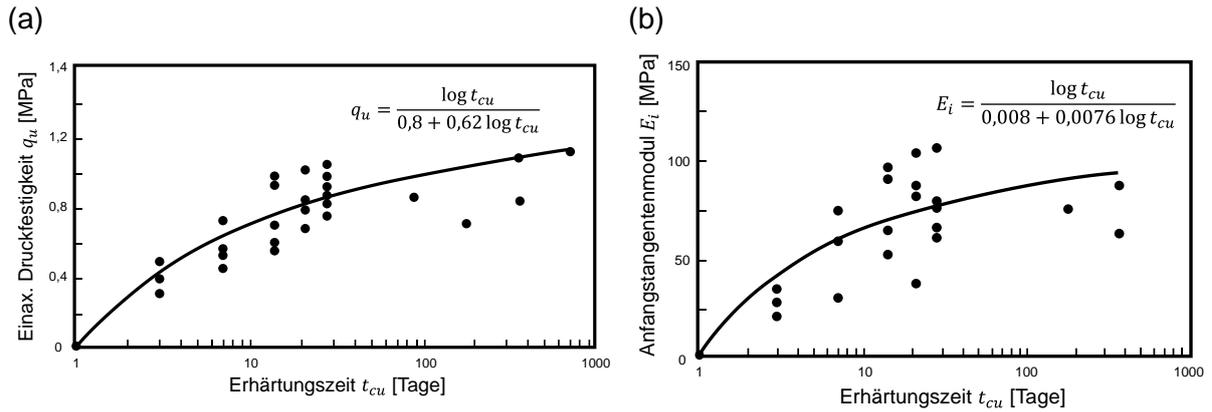


Abb. 2.29: Einfluss der Erhärtungszeit auf die Festigkeit (a) und Steifigkeit (b) von Silikatgel; adaptiert nach Ata und Vipulanandan (1998)

Im Gegensatz zu Silikatschaum, der bereits nach wenigen Minuten erhärtet, sollten beispielsweise Polyurethanschäume erst nach 24 h belastet werden, damit die Polymerisation vollständig abgeschlossen werden kann (Komurlu und Kesimal 2015).

Abb. 2.30 zeigt den Einfluss der Erhärtungsdauer und der Wasserlagerung für PU-schauminjizierte Sande unter einaxialer Druckbeanspruchung. Die Festigkeit bei trockener Lagerung (ca. 40 MN/m²) ist etwa doppelt so hoch wie nach der Wasserlagerung (ca. 18 MN/m²). Die Ergebnisse veranschaulichen zudem, dass die Erhärtungsdauer im Zeitraum zwischen 9 und 28 Tagen nur einen sehr geringen Einfluss auf das mechanische Verhalten von PU-schauminjizierten Böden hat.

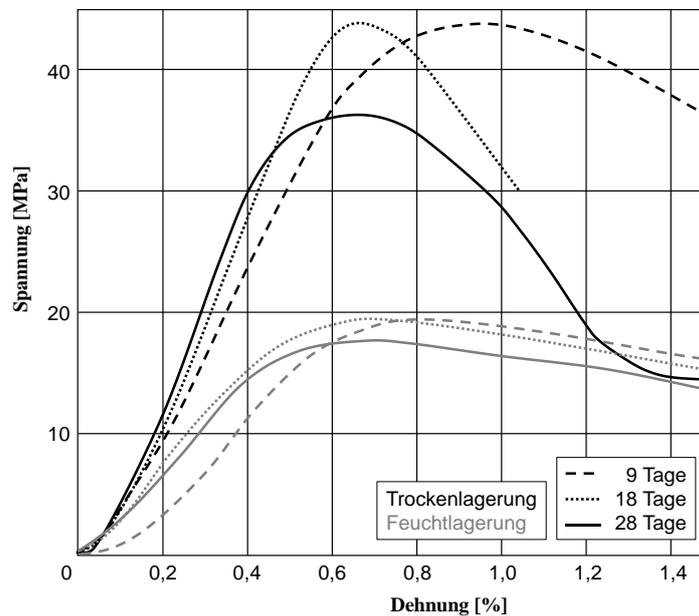


Abb. 2.30: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für PU-schauminjizierte Sande bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen; adaptiert nach Vinson und Mitchel (1972)

2.4.5 Viskoses Verhalten

Das zeit- und ratenabhängige Verhalten von injizierten Böden wird maßgeblich von der Art des verwendeten Injektionsguts und dessen zeitabhängigen Eigenschaften beeinflusst. Experimentelle Studien an silikatgelinjizierten Sanden von Koenzen (1975), Clough et al. (1979), Christopher et al. (1989) und Stetzler-Kaufmann (1983) untersuchen den Einfluss der Deformationsgeschwindigkeit. Es wird gezeigt, dass die max. aufnehmbare Deviatorspannung und die Steifigkeit bei langsameren Belastungsraten abnehmen. Das zeitabhängige Materialverhalten wird auf die Gelmatrix im granularen Korngerüst zurückgeführt. Bei hohen Deformationsgeschwindigkeiten oder kurzzeitigen Belastungen besitzt das Material eine größere Festigkeit, Steifigkeit und Sprödigkeit als bei geringen Deformationsgeschwindigkeiten oder Langzeitversuchen. Bei vielen injizierten Korngerüsten konnte ein linearer Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Belastungsgeschwindigkeit im einfach-logarithmischen Maßstab nachgewiesen werden, wie in Gleichung (2-29) mathematisch beschrieben wird.

$$q_u = A * \ln \dot{\epsilon} + B \quad (2-29)$$

q_u	Einaxiale Druckfestigkeit
A, B	Konstanten [-]
$\dot{\epsilon}$	Dehnungsrate

3 Laborversuche zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens von schauminjizierten Böden³

3.1 Versuchsmaterialien

3.1.1 Schaum

Für die experimentellen Untersuchungen wurde ein handelsüblicher hydrophober Zweikomponenten-Silikatschaum verwendet. Das Produkt wurde von der TPH Bausysteme GmbH zur Verfügung gestellt. Der Schaum wurde aufgrund seines hohen Aufschäumfaktors und seiner schnellen Reaktionszeit ausgewählt. Vor dem Verpressen wurden die Ausgangskomponenten des Schaums gemäß Herstellerangaben im Volumenverhältnis von 1:1 vermischt. Die Fließeigenschaften und die chemische Basis der beiden Komponenten sind in [Tab. 3.1](#) aufgeführt.

Tab. 3.1: Eigenschaften der Ausgangskomponenten des verwendeten Silikatschaums

Komponente	Chemische Basis	Dichte ρ [g/cm ³]	Viskosität η bei 23°C [mPa·s]
A	Natronwasserglas	1,30	30
B	Polyisocyanat	1,21	120

Die A-Komponente besteht gemäß Herstellerangaben hauptsächlich aus Natronwasserglas. Durch Schmelze erzeugte glasartige, amorphe, wasserlösliche Natrium- oder Kaliumsilicate sowie ihre wässrigen Lösungen werden unter dem Begriff Wasserglas zusammengefasst. Silicate sind Salze der Kieselsäuren. Zur Gewinnung von festem Wasserglas werden Gemenge aus Quarzsand und Natriumcarbonat unter Entstehung von CO₂ im Temperaturbereich zwischen 1350 und 1480°C verschmolzen. Nach Abkühlung wird das abgekühlte Glas zu einem Pulver gemahlen und anschließend bei hohen Temperaturen in Wasser gelöst. Das Flüssigglas entspricht einer kolloidalen, klaren stark alkalischen Lösung. Aufgrund des hohen pH-Werts sind Wasserglaslösungen ätzend, so dass ein Haut- oder Augenkontakt durch entsprechende Schutzkleidung vermieden werden muss. Wasserglas wird im Bauwesen häufig als Bindemittel zur Verfestigung und Abdichtung verwendet.

Die B-Komponente besteht gemäß Herstellerangaben hauptsächlich aus Polyisocyanat, welches eine organische und hochreaktive Verbindung von zwei oder mehreren Isocyanatgruppen (O=C=N-) darstellt.

Die Schaumbildung entsteht durch das Vermischen der Isocyanatgruppe mit dem Wasserglas. Bei der Hydrolyse des Isocyanats entsteht instabile Carbamidsäure, welche unter Abspaltung von Kohlendioxid zum Amin zerfällt. Dieses Amin reagiert mit einer zusätzlichen Isocyanatgruppe. Das freigesetzte Kohlendioxid schäumt die Reaktionsmasse auf.

³ Dieses Kapitel wurde abschnittsweise aus Jessen und Cudmani (2022) übernommen. Die übernommenen Abschnitte wurden vom Autor verfasst.

Bei einer Temperatur von 23 °C beträgt die Startzeit - die Zeit zwischen dem Beginn des Mischens und dem Auftreten der ersten Blasen - etwa 26 Sekunden, während die Steigzeit, - die Zeitdauer zwischen dem Ende der Startzeit und dem Ende der Schaumexpansion - ca. 40 Sekunden beträgt. Die Reaktionszeit (Summe aus Start- und Steigzeit) und die Viskosität sind stark temperaturabhängig; mit steigender Temperatur nehmen Reaktionszeit und Viskosität ab. Der verwendete Schaum kann sein Volumen bei unbehinderter Ausdehnung um das 30-fache erhöhen. Abb. 3.1(a) zeigt eine Mikroskopaufnahme der zufällig angeordneten Schaumstruktur nach freier Expansion. Drei Zellen sind mit einer weiß gepunkteten Linie umrandet, um die Schaumstruktur hervorzuheben. Nummer [1] in Abb. 3.1(a) kennzeichnet eine Zellwand zwischen zwei Zellen mit einer repräsentativen Stärke von ca. 53 μm . Abb. 3.1(b) zeigt einen einaxialen Druckversuch am Silikatschaum mit elastoplastischem Materialverhalten. Die einaxiale Druckfestigkeit, definiert als die axiale Spannung σ_1 bei einer axialen Dehnung von $\varepsilon_1 = 0,1$, beträgt etwa 0,73 MPa für einer Schaumdichte von 0,22 g/cm^3 . Die Steifigkeit beträgt etwa 15 MPa im quasi-linearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Kurve.

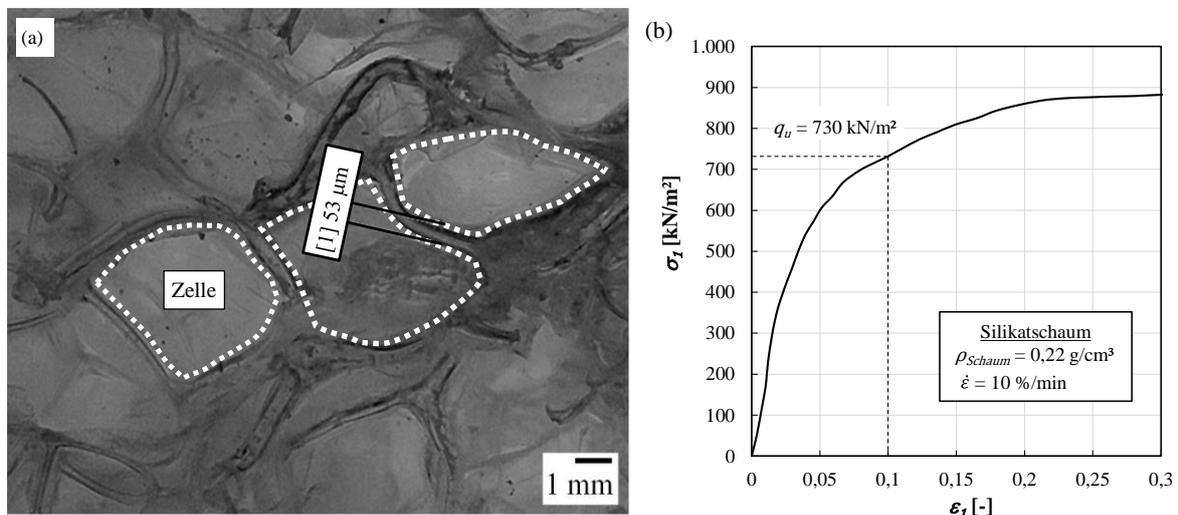


Abb. 3.1: (a) Mikroskopaufnahmen vom verwendeten Silikatschaum nach freier Ausdehnung und (b) einaxialer Druckversuch für $\rho_{\text{Schaum}} = 0,22 \text{ g}/\text{cm}^3$

3.1.2 Boden

Für die Untersuchungen wurden zwei natürliche gewaschene Kiese, ein Feinkies (fine **G**ravel) und ein Mittelkies (medium **G**ravel), verwendet. Die Böden sollen die in München und Umgebung anzutreffenden Bodenverhältnisse im Quartär repräsentieren, bei denen Probleme bei der Zementverpressung, z.B. bei der Ortsbruststabilisierung, beobachtet wurden. Abb. 3.2 zeigt Mikroskopaufnahmen der Böden *fGr* (a) und *mGr* (b). Vergleicht man die beiden Mikroskopaufnahmen mit gleichem Maßstab in Abb. 3.2 (a) und (b), kann man die Unterschiede in der Korngröße deutlich erkennen. Beide Kiese stammen aus demselben Steinbruch und weisen eine ähnliche Mineralogie auf. Die Kornform ist rund bis eckig und die Oberflächentextur ist eher glatt.

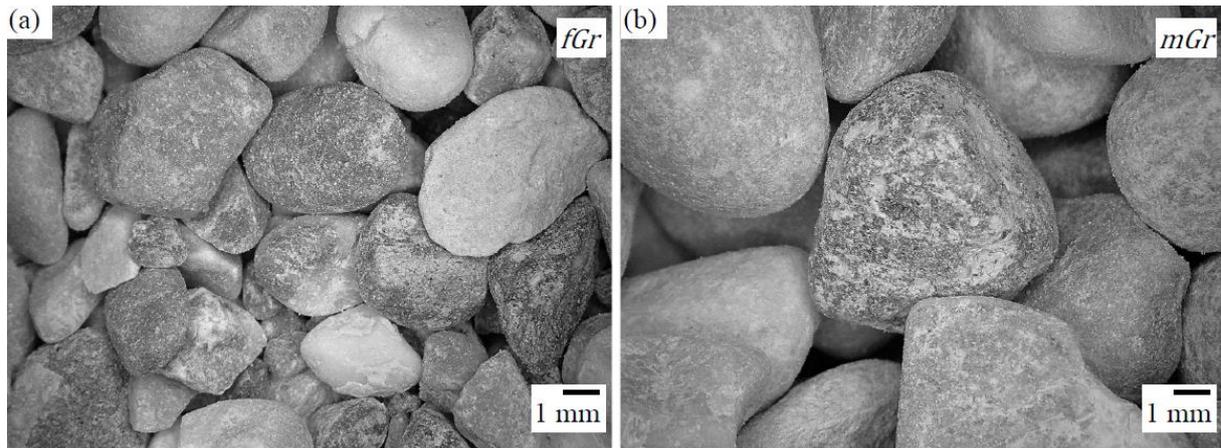


Abb. 3.2: Mikroskopaufnahmen der verwendeten Versuchsböden: (a) *fGr* und (b) *mGr*

3.1.2.1 Klassifizierende Eigenschaften

In [Tab. 3.2](#) sind die granulometrischen Eigenschaften (Ungleichförmigkeitszahl C_u ; Krümmungszahl C_c ; Korndichte ρ_s ; maximale Porenzahl e_{max} ; minimale Porenzahl e_{min} ; mittlerer äquivalenter Korndurchmesser x_{area} ; massenspezifische Oberfläche S_m) und die hydraulische Durchlässigkeit k der Böden zusammengefasst.

Tab. 3.2: Klassifizierung der Versuchsböden

Boden	C_u [-]	C_c [-]	ρ_s [g/cm ³]	e_{max} [-]	e_{min} [-]	x_{area} [mm]	S_m [cm ² /g]	$k(e_{max})$ [m/s]	$k(e_{max})$ [m/s]
<i>fGr</i>	2,0	1,0	2,760	0,716	0,470	3,48	6,247	$1,8 \times 10^{-2}$	$6,0 \times 10^{-3}$
<i>mGr</i>	1,4	1,0	2,744	0,691	0,499	8,09	2,703	$2,3 \times 10^{-1}$	$9,1 \times 10^{-2}$

Neben der Korngröße unterscheiden sich die beiden Böden insbesondere hinsichtlich der massenspezifischen Oberfläche S_m und ihrer hydraulischen Durchlässigkeit k . Die massenspezifische Oberfläche des Bodens *fGr* ist etwa 2,3-mal größer als die des Bodens *mGr*. Unter der Annahme einer idealen kugelförmigen Partikelform wurde die massenspezifische Oberfläche nach Stieß (2009) approximiert:

$$S_m = \frac{6}{(\rho_s \cdot x_{area})} \quad (3-1)$$

wobei x_{area} dem Durchmesser eines Kreises mit der Projektionsfläche A' entspricht, welche mit der Fläche des betrachteten Kornes A_{Gr} übereinstimmt. In [Abb. 3.3\(a\)](#) wird x_{area} veranschaulicht. Die Korngrößenverteilungen der Böden in [Abb. 3.3\(b\)](#) und der mittlere äquivalente Durchmesser der Partikel x_{area} wurden mit Hilfe einer Camsizer-Analyse (Microtrac Retsch GmbH 2021) untersucht.

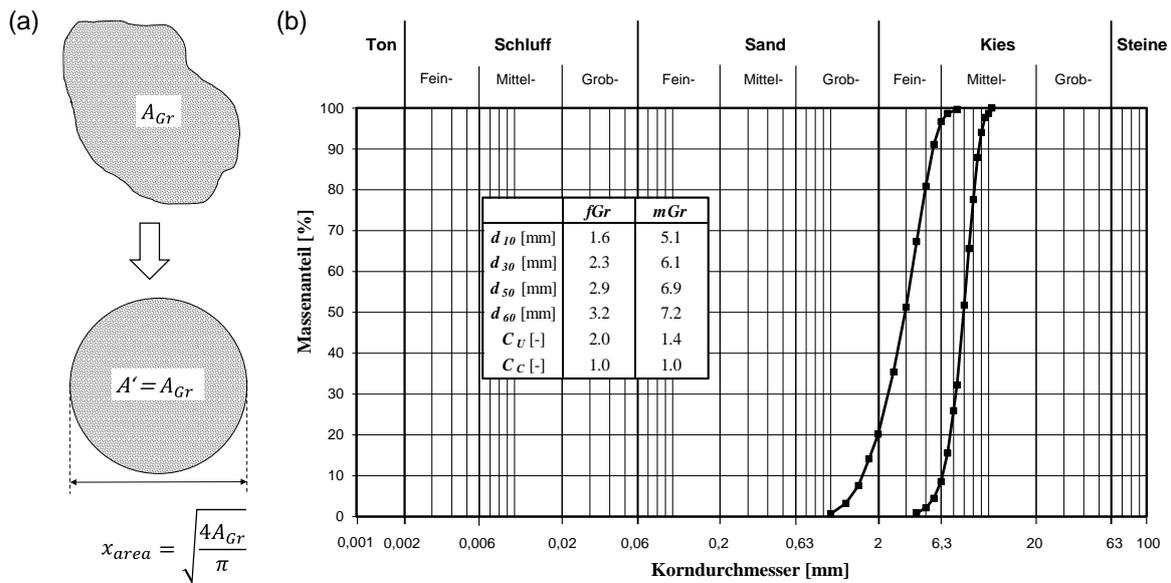


Abb. 3.3: (a) Definition von x_{area} bei der Camsizeranalyse (adaptiert von Microtrac Retsch GmbH 2021) und (b) Korngrößenverteilungen der Versuchsböden

3.1.2.2 Mechanische Eigenschaften

Zunächst werden drainierte Triaxialversuche am unbehandelten Feinkies *fGr* (ohne Injektion) ausgeführt. Die Versuche dienen als Referenz zur Beurteilung der Wirkung der Injektion. Anhand der Scherversuche sollen die bodenmechanischen Eigenschaften der verwendeten Versuchsböden quantifiziert werden. Im Detail können so die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vom natürlichen Boden und dem schauminjizierten Boden gegenübergestellt werden und der Zuwachs der Scherfestigkeit beurteilt werden.

Die Proben am reinen Versuchsboden *fGr* wurden mit den Drücken $\sigma_3 = 100 / 200 / 400 / 750 / 1000 / 1250 / 1500$ kN/m² isotrop konsolidiert und mit konstanter axialer Dehnungsrate drainiert abgescher. Es wurden vergleichsweise hohe Konsolidierungsdrücke gewählt, um eine Vergleichbarkeit mit den Triaxialversuchen an den schauminjizierten Probekörpern zu gewährleisten (siehe Abschnitt 3.10). Die zylindrischen Probekörper hatten jeweils eine Höhe von 200 mm und einen Durchmesser von 100 mm. Der Feinkies wurde mit einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_D \approx 0,60$ (mitteldicht) eingebaut. Die bezogene Lagerungsdichte wurde gemäß Gleichung (3-2) ermittelt.

$$I_D = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} \tag{3-2}$$

e Porenzahl
I_D Bezogene Lagerungsdichte

Für die Probenherstellung aus dem nicht standfesten grobkörnigen Material wurde zunächst eine Gummimembran von innen über eine dreiteilige Schalung gezogen und diese direkt auf die Filterplatte in der Triaxialzelle gestellt. Anschließend wurde die Gesteinskörnung in die Schalung eingefüllt und mechanisch verdichtet. Vor dem Entfernen der Schalung wurde mit einer Vakuumpumpe ein Unterdruck (Backpressure) erzeugt, um die Probe bis zum Aufbringen des Zeldrucks zu stützen. Daraufhin wurde der Zellmantel auf die Bodenprobe gesetzt, verschlossen und mit Wasser befüllt. Über einen Zeitraum von etwa 24 Stunden wurde die

Probe bei einem Backpressure von 300 kN/m^2 gesättigt und der isotrope Konsolidierungsdruck aufgebracht. Die axiale Dehnungsrate in der dränierten Abscherphase betrug $0,01 \text{ %/min}$. Die in den Versuchen ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind in Abb. 3.4(a) dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen das für granulare Materialien übliche spannungsabhängige Scherverhalten. In Abb. 3.4(b) sind die Spannungspfade und die aus den Versuchen ermittelte Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb (M-C) mit einer Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,994$ dargestellt ($c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\varphi_{\text{peak}} = 36,3^\circ$). Die Scherfestigkeit kann nur bedingt durch die Bruchbedingung nach M-C beschrieben werden. Vielmehr nimmt der Peakreibungswinkel von grobkörnigen Böden mit zunehmendem Druck ab. Der kritische Reibungswinkel wurde mittels Schüttkegelversuchen zu $\varphi_{\text{crit}} = 34^\circ$ abgeschätzt.

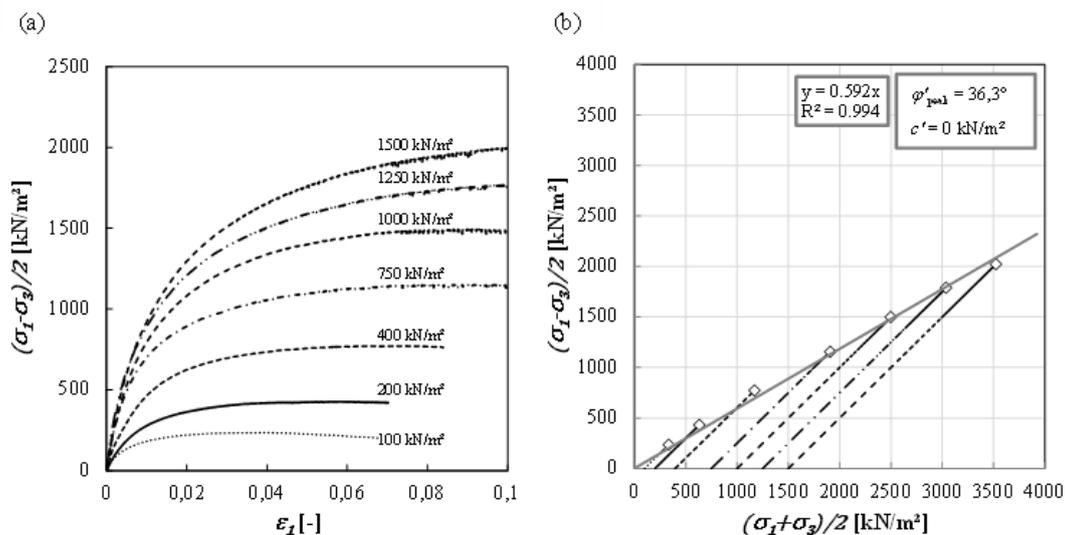


Abb. 3.4: Drainierte Triaxialversuche am Feinkies *fGr*: (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und (b) Spannungspfade

3.2 Versuchsprogramm und Versuchssetup

Das Versuchsprogramm an schauminjizierten Probekörpern umfasst

- einaxiale Druckversuche mit konstanter Dehnungsrate in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-7:2018 und Mutschler (2004)
- einaxiale Kriechversuche bei unterschiedlichen Spannungsniveaus
- Triaxialversuche in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-9:2018 und
- Spaltzugversuche in Anlehnung an TP BF-StB -Teil C 10 (2008).

Bei einigen der Versuche wurden Entlastungs-/Wiederbelastungsschleifen gefahren, um den Einfluss der Belastungsgeschichte bewerten zu können. Folgenden Einflussfaktoren wurden im Zuge der experimentellen Untersuchungen variiert:

- bezogene Lagerungsdichte I_D
- Aushärtezeit t_{cu}
- Dehnungsrate $\dot{\epsilon}$
- und die Korngröße x_{area} .

Die Versuche wurden in einem computergesteuerten elektromechanischen Lastrahmen durchgeführt, der von einem Schrittmotor angetrieben wurde. Eine 100 kN s-förmige Kraftmessdose und ein externer inkrementeller Wegaufnehmer mit einer Auflösung von 0,00025 mm wurden zur Aufzeichnung von Kraft und Weg eingesetzt. Während der einaxialen Druckversuche mit unterschiedlicher Korngröße und den Triaxialversuchen wurde das volumetrische Verformungsverhalten der Probekörper mit Hilfe von Umfangswegaufnehmern aufgezeichnet. Die Umfangswegaufnehmer wurden in den Viertelpunkten der Probekörperhöhe H installiert, wie in Abb. 3.5 dargestellt.

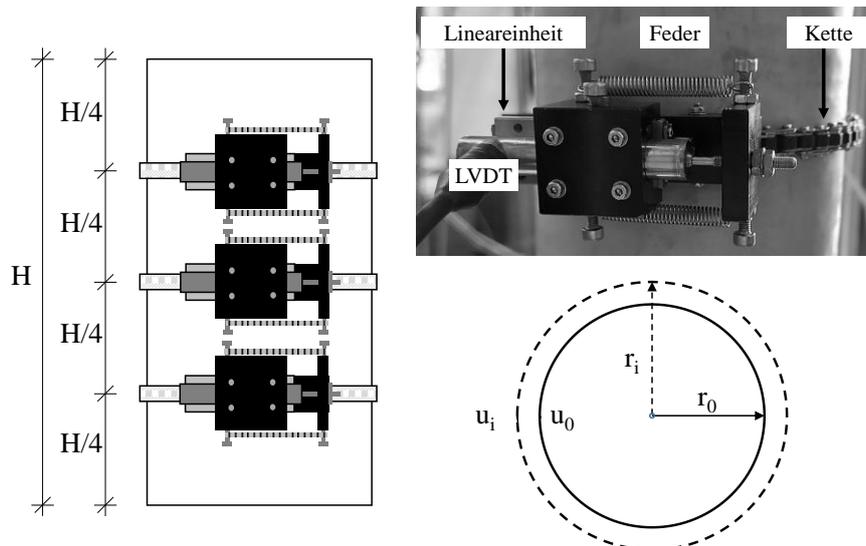


Abb. 3.5: LVDT's zur Aufzeichnung der Umfangsänderung des Probekörpers

Die Umfangsmessvorrichtung besteht aus einer mit Federn vorgespannten Kette, die mit Hilfe einer Linearführungseinheit gedehnt und gestaucht werden kann. Ein induktiver Sensor (LVDT) wird mittels eines Gehäuses an der Kette arretiert. Das Gehäuse garantiert eine reibungsfreie Bewegung des Kernverlängerungsstabes im Inneren des LVDT-Kerns. Die LVDTs haben einen Messbereich von max. 10 mm und bieten eine Genauigkeit von 0,05 mm. Die radialen und volumetrischen Verformungen können anhand der Umfangsänderung bestimmt werden:

$\Delta u = 2\pi(r_i - r_0)$	$(r_i - r_0) = \Delta u / (2\pi)$	(3-3)
$(r_i - r_0) / r_0 = \Delta u / (2\pi r_0)$	$\varepsilon_3 = \Delta u / (2\pi r_0)$	(3-4)
$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_a + 2\varepsilon_3$		(3-5)

Δu	Umfangsänderung der Probe [mm]
r_0	Anfänglicher Probenradius [mm]
$(r_i - r_0)$	Radiusänderung der Probe [mm]
ε_v	Volumetrische Dehnung [-]
ε_1	Axiale Dehnung [-]
ε_3	Radiale Dehnung [-]

Zylindrische Probekörper mit eingespannten Enden verformen sich in der Regel nicht gleichmäßig. Die Proben wölben sich in der Mitte und bauchen in Form eines Fasses aus, so dass

sich die vertikalen und lateralen Dehnungen sowie die Spannungen im Inneren der Probe ungleichmäßig verteilen. Demzufolge gestaltet sich die Analyse der Versuchsergebnisse kompliziert (Lade 2016). Für die Auswertung der radialen Verformungen wurde der LVDT in Probenmitte verwendet, da sich der Einfluss der Endflächenreibung an dieser Stelle am geringsten auswirkt. Die typische Vorzeichenkonvention in der Geotechnik - Kontraktion positiv - wurde gewählt. Für die Bestimmung der Axialspannung wurde die aktuelle Querschnittsfläche nach Lade (2016) wie folgt berechnet

$$A_{cur} = A_0(1 - \varepsilon_3)^2 \quad (3-6)$$

A_{cur}	Probenfläche zur Ermittlung der Vertikalspannung [mm ²]
A_0	Anfängliche Probenfläche [mm ²]

3.3 Probekörperherstellung

Die in situ Bedingungen eines injizierten Bodens können labortechnisch nicht exakt nachgestellt werden. Mit der experimentellen Probekörperherstellung soll je nach Intention entweder der in situ Zustand möglichst realitätsnahe wiedergegeben oder ein einfacher Weg gefunden werden, um reproduzierbare und homogene Probekörper herzustellen. Die jeweilige Vorgehensweise, insbesondere in Bezug auf die Injektionstechnik, variiert in der Literatur und ist abhängig vom Injektionsmaterial. Die Injektion erfolgt entweder in eine Schalung, welche bereits die spätere Form des Probekörpers vorgibt, oder in einen Druckbehälter, bei dem aus dem injizierten Boden mehrere Probekörper zugeschnitten werden können. Zum Teil werden Injektionsgut und Boden auch manuell oder maschinell miteinander vermischt. Auf der Grundlage von mehreren Voruntersuchungen und Literaturhinweisen (Gartung 1976; Christopher et al. 1989) wurde ein Versuchsaufbau zur Herstellung von Probekörpern konzipiert und optimiert.

Der gewählte Versuchsaufbau besteht aus einem 50 cm langen Kunststoffrohr aus PVC (DN 110), welches zur Fixierung mit Rohrschellen auf einen Holzrahmen festgeschraubt wurde (siehe [Abb. 3.6](#)).

Zunächst wurde der luftgetrocknete Boden schichtweise mit einem Trichter in das Rohr gefüllt. Die Zielgröße der bezogenen Lagerungsdichte I_D wurde durch mechanische Verdichtung in Form von systematischen Schlägen mit einem Holzschlegel erreicht. Um Hebungen im Korngerüst während der Schaumexpansion zu vermeiden, wurde eine perforierte Stahlplatte auf die Bodenprobe gelegt, wobei deren Bewegung durch zwei Steckbolzen behindert wurde. Der Deckel und die Kopfplatte wurden mit Drainagelöchern versehen, so dass die vom Schaum verdrängte Luft drucklos entweichen konnte.

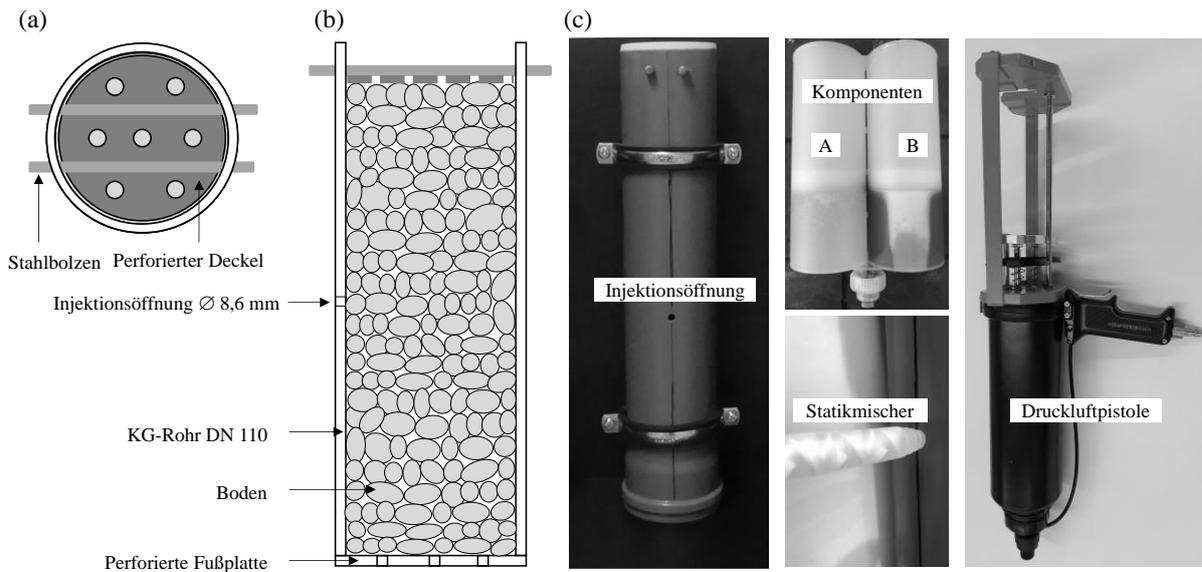


Abb. 3.6: Versuchsstand zur Probekörperherstellung: (a) Aufsicht; (b) Ansicht; (c) Fotografien

Mit einer druckluftbetriebenen Kartuschenpistole wurden jeweils 300 ml der flüssigen A- und B-Komponente in einem statischen Mischer zusammengeführt und bei einem Druck von etwa 2,85 bar und einer Einpressrate von ca. 3,5 l/min injiziert. Durch die kurze Injektionsdauer (ca. 10 Sekunden) konnte sichergestellt werden, dass die Injektion bereits vor dem Ende der Startzeit vom Schaum abgeschlossen war.

Eine Stunde nach der Injektion wurden die Rohre an zwei gegenüberliegenden Seiten in Längsrichtung aufgeschnitten, um die Proben zu entnehmen. Anschließend wurden die Probekörper mit einer Trocken-Steinsäge auf Maß geschnitten. Injektion, Aushärtung und Prüfung der Probekörper erfolgten unter konstanten Temperaturbedingungen. Abb. 3.7 zeigt beispielhaft einen fertigen Probekörper mit geschnittenen Endflächen. Die Probengröße für die einaxialen und triaxialen Druckversuche betrug 110 mm im Durchmesser und 220 mm in der Höhe ($H/D \approx 2$). Für $H/D \leq 2$ wurde die einaxiale Druckfestigkeit empirisch gemäß Mutschler (2004) nach Gleichung (3-7) abgemindert.

$$q_{u,cor} = \frac{8 \cdot q_u}{7 + 2 \cdot D/H} \tag{3-7}$$

$q_{u,cor}$	Abgeminderte einaxiale Druckfestigkeit für $H/D \leq 2$
q_u	Einaxiale Druckfestigkeit

In den Spaltzugversuchen wurde das Verhältnis von $H/D = 55/110$ gemäß TP BF-StB -Teil C 10 (2008) gewählt.



Abb. 3.7: Zugeschnittener Probekörper mit $H/D \approx 2$

3.4 Reproduzierbarkeit

Vor Beginn der Versuchsreihen wurden verschiedene Tests durchgeführt, um die Wiederholbarkeit der Probekörperherstellung nachzuweisen. [Abb. 2.26](#) zeigt zwei einaxiale Druckversuche an schauminjiziertem *fGr* unter gleichen Prüfbedingungen ($I_D = 0,5$; $\dot{\epsilon} = 1,0$ %/min; $t_{cu} = 2$ h). Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind bei beiden Versuchen bis zum Erreichen des Spannungspeaks nahezu identisch. Auch während der Ent- und Wiederbelastung ist kein signifikanter Unterschied zwischen beiden Versuchen festzustellen. Erst nach Überschreiten der einaxialen Druckfestigkeit zeigen sich leicht divergierende Versuchsverläufe aufgrund von Rissbildung und Scherlokalisierung. Dennoch zeigen beide Kurven auch nach dem Peak qualitativ das gleiche Verhalten. Für die praktische Anwendung und Bemessung von Injektionskörpern ist insbesondere das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bis zum Peak entscheidend, so dass die Eignung der zuvor entwickelten Probekörperherstellung bestätigt wird.

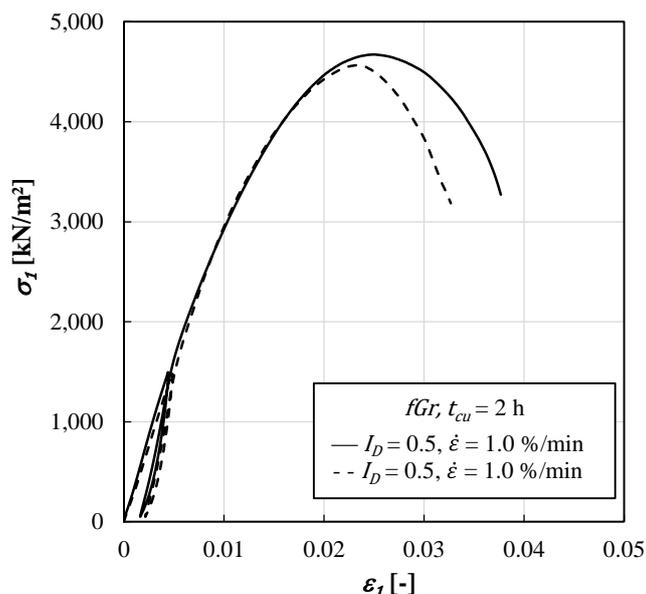


Abb. 3.8: Zwei einaxiale Druckversuche unter gleichen Prüfbedingungen zur Validierung der Probekörperherstellung

3.5 Einaxiale Druckversuche

Gemäß [Abb. 3.8](#) lässt sich das typische Spannungs-Dehnungs-Verhalten der schauminjizierten Probenkörper unter einaxialer Druckbeanspruchung wie folgt charakterisieren: Zu Beginn der Belastung zeigt der Kurvenverlauf einen leicht konkaven Anstieg, welcher durch die Unebenheiten und die nicht vollständige Parallelität der Probenendflächen verursacht wird. Anschließend ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung annähernd linear. Mit zunehmender Dehnung wird das Verhalten jedoch zunehmend nichtlinear, was auf Rissbildung und zunehmende Zerstörung der Adhäsionskräfte zwischen Körnern und Schaummatrix hinweist. Mit zunehmender axialer Belastung dehnen sich die Risse aus und wachsen, bis sich schließlich eine Bruchstruktur bildet und die maximale Spannung erreicht wird. Die bleibende Verformung während der Entlastung deutet auf irreversible Strukturschädigungen hin. Plastische Dehnungen treten auch bei geringeren Spannungen auf. Nach Überschreiten der maximalen Spannung tritt eine schnelle Entfestigung auf, welche die Sprödigkeit des Materials charakterisiert.

3.5.1 Einfluss der bezogenen Lagerungsdichte

Zunächst wurde eine Versuchsreihe von einaxialen Druckversuchen an schauminjizierten fGr mit unterschiedlichen Lagerungsdichten ($I_D = 0.15$ locker, 0.5 mitteldicht, 0.85 dicht) mit den Dehnungsraten von $\dot{\varepsilon} = 0.05$ %/min und $\dot{\varepsilon} = 0.005$ %/min durchgeführt. Die Spannungs-Dehnungs-Verläufe sind in [Abb. 3.9](#) dargestellt.

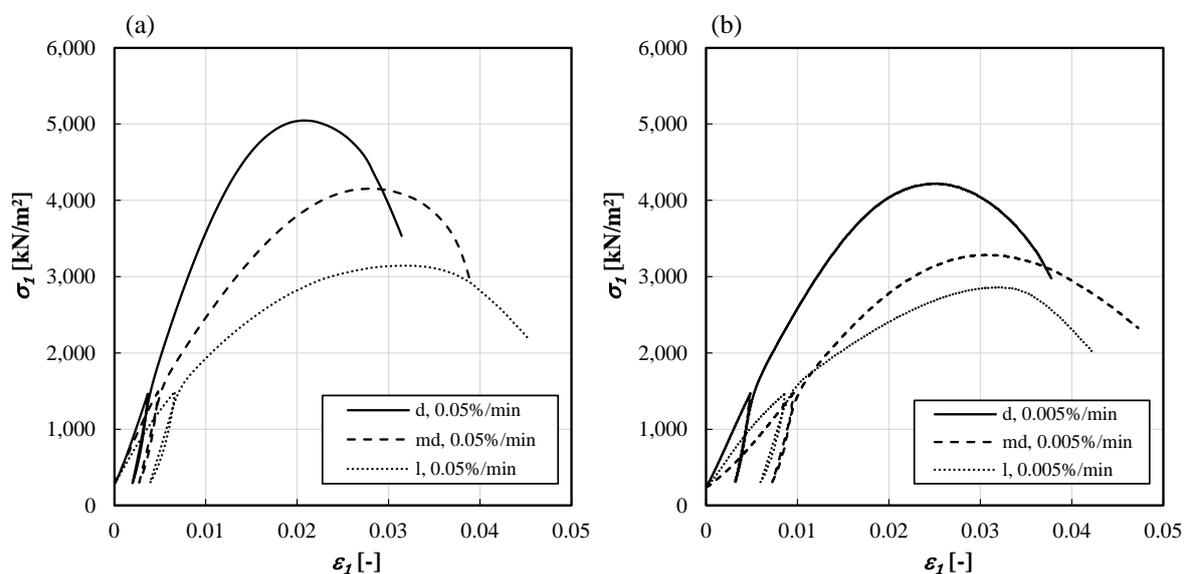


Abb. 3.9: Einaxiale Druckversuche an schauminjiziertem fGr mit unterschiedlichen bezogenen Lagerungsdichten für $\dot{\varepsilon} = 0.05$ %/min und $\dot{\varepsilon} = 0.005$ %/min

Die Versuchsergebnisse zeigen einen signifikanten Einfluss der bezogenen Lagerungsdichte auf die einaxiale Druckfestigkeit bei beiden Belastungsgeschwindigkeiten. Je geringer die Lagerungsdichte ist, desto geringer die Druckfestigkeit und desto duktiler das Materialverhalten. Aufgrund des größeren Porenvolumens kann sich in den locker gelagerten Proben ein höherer Schaumfaktor ausbilden, was zu einer geringeren Schaumdichte führt. Dies konnte anhand von Gewicht und Volumen der Probekörper bestätigt werden: Die locker gelagerten Proben wiesen eine Schaumdichte von $\rho_{foam} = 0.53$ g/cm³ ($f_{foam} = 2.37$) auf, während für die dicht

gelagerten Proben ein Schaumdichte von $\rho_{foam} = 0.68 \text{ g/cm}^3$ ($f_{foam} = 1.84$) ermittelt wurde. Ein Schaumfaktor von etwa zwei ($f_{foam} \approx 2$), der im Boden fGr erreicht wurde, bedeutet eine Halbierung der Pumpenstunden und eine Halbierung der Verpressmenge im Vergleich zur Zementinjektion. Insbesondere bei Bauvorhaben mit umfangreichen Injektionsarbeiten ist diese Erkenntnis sowohl aus baubetrieblicher als auch wirtschaftlicher Sicht von Bedeutung.

3.5.2 Einfluss der Erhärtungszeit

Um den Einfluss der Erhärtungszeit t_{cu} beurteilen zu können, wurden einaxiale Druckversuche mit $t_{cu} = 2\text{h}$, 7d und 28d nach der Probekörperherstellung an schauminjiziertem fGr durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 3.10 für (a) $I_D = 0,5$ mitteldichte Lagerung und (b) $I_D = 0,85$ dichte Lagerung dargestellt.

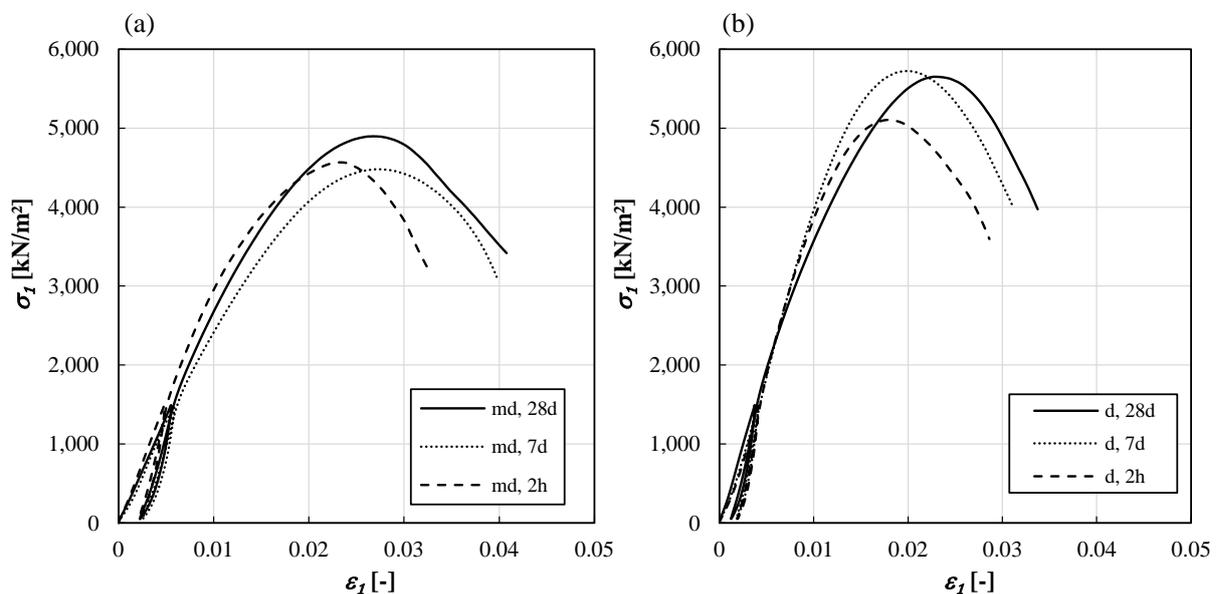


Abb. 3.10: Einaxiale Druckversuche an schauminjiziertem fGr mit unterschiedlicher Erhärtungsdauer für (a) $I_D = 0,5$ mitteldichte Lagerung und (b) $I_D = 0,85$ dichte Lagerung bei einer Dehnungsrate von $\dot{\varepsilon} = 1,0 \text{ %/min}$

Trotz des unterschiedlichen Probenalters (2h, 7d und 28d) wurden vergleichbare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für beide Ausgangsdichten ermittelt. Für den schauminjizierten fGr konnte demnach kein Einfluss der Erhärtungszeit auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten festgestellt werden. Bereits nach 2h Aushärtung werden hohe Festigkeiten erreicht. Dieses Materialverhalten unterscheidet sich deutlich vom Verhalten von zementinjizierten Böden, die einen maßgeblichen Festigkeitsanstieg nach 7, 28 Tagen oder noch längerer Aushärtungszeit zeigen (Kainrath 2017). Die Entwicklung der Festigkeit von injiziertem Feinkies in zwei Stunden Aushärtung ist vergleichbar mit der Entwicklung der Festigkeit von zementinjiziertem Boden in 28 Tagen Aushärtung, wie z. B. die Ergebnisse von Kainrath (2017) zeigen. Nach dem Kenntnisstand des Verfassers gibt es nur wenige Injektionsmaterialien, die eine vergleichbar hohe Frühfestigkeit entwickeln.

3.5.3 Einfluss der Korngröße

Um den Einfluss der Korngröße zu untersuchen, wurden einaxiale Druckversuche an schauminjiziertem fGr und mGr durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurde das volumetrische Verformungsverhalten der Probekörper mit Hilfe der Umfangsverformungssensoren untersucht. Abb. 3.11 zeigt die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche an schauminjiziertem fGr und mGr für eine Dehnungsrate von $\dot{\varepsilon} = 0,05$ %/min. Beide Probenarten wurden sowohl bei lockerer ($I_D = 0,15$) als auch dichter ($I_D = 0,85$) Lagerung untersucht. Nach Überschreiten der Peakspannung wurden die Umfangssensoren entfernt, um eine Beschädigung der Sensoren im Falle eines abrupten Versagens der Probe zu verhindern.

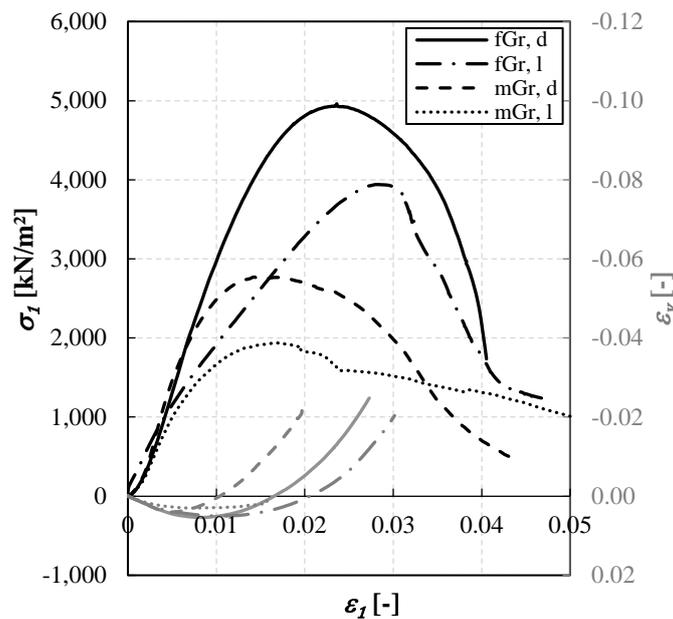


Abb. 3.11: Spannungs-Verformungs-Beziehungen und volumetrisches Verhalten von schauminjiziertem Fein- und Mittelkies für lockere ($I_D = 0,15$) und dichte ($I_D = 0,85$) Lagerung

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das mechanische Verhalten des schauminjizierten Bodens auch maßgeblich von der Partikelgröße beeinflusst wird. Die Festigkeit der schauminjizierten fGr -Proben ist etwa doppelt so hoch wie die der mGr -Proben. Folgende zwei Mechanismen tragen hauptsächlich zu der beobachteten Reaktion bei:

- 1) Die beiden untersuchten Kiese weisen ein Verhältnis der massenspezifischen Oberflächen von fGr und mGr von etwa 2,3 auf. Je kleiner die Korngröße und je höher die Lagerungsdichte des Bodens, desto größer ist die Adhäsionsfläche zwischen Boden und Schaumstoff, wodurch die Lastübertragung und somit die Scherfestigkeit verbessert wird.
- 2) Die mittlere Porengröße im Boden mGr ist größer als im Boden fGr , so dass sich in diesem Kies größere Schaumzellen entwickeln können, was wiederum zu einer geringeren Schaumdichte führt. Dementsprechend übersteigt die Festigkeit der schauminjizierten fGr -Proben die Festigkeit der mGr -Proben.

Bei beiden Probenarten zeigt die Steifigkeit im quasi-linearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eine Abhängigkeit von der Ausgangsdichte, aber keine nennenswerte Abhängigkeit von der Korngröße. Wie in Abb. 3.11 veranschaulicht wird, zeigen die Proben das

typische volumetrische Dehnungsverhalten, das in einaxialen und triaxialen Versuchen an zementierten, gefrorenen und injizierten grobkörnigen Böden beobachtet wurde. Die axiale Dehnung, die erforderlich ist, um die maximale Festigkeit zu erreichen, ist bei dem Mittelkies etwas geringer als bei dem Feinkies.

3.6 Verbesserung des mechanischen Verhaltens

Um die Verbesserung der mechanischen Eigenschaften durch die Schauminjektion bewerten zu können, werden nachfolgend die Versuchsergebnisse des natürlichen Feinkieses fGr , des Schaums und des schauminjizierten fGr bei ähnlichen, aber nicht exakt gleichen Prüfbedingungen verglichen. Die folgenden Proben und Versuchsrandbedingungen wurden für den Vergleich herangezogen:

Silikatschaum: $\rho_{foam} = 0,22 \text{ g/cm}^3$, $\dot{\varepsilon} = 10 \text{ \%/min}$, $\sigma_3 = 0 \text{ kN/m}^2$

Feinkies fGr : $I_D = 0,55$, $\dot{\varepsilon} = 0,05 \text{ \%/min}$, $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

Schauminjizierter Feinkies: $I_D = 0,5$, $\dot{\varepsilon} = 0,05 \text{ \%/min}$, $\rho_{foam} = 0,6 \text{ g/cm}^3$, $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

Die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind in [Abb. 3.12](#) dargestellt.

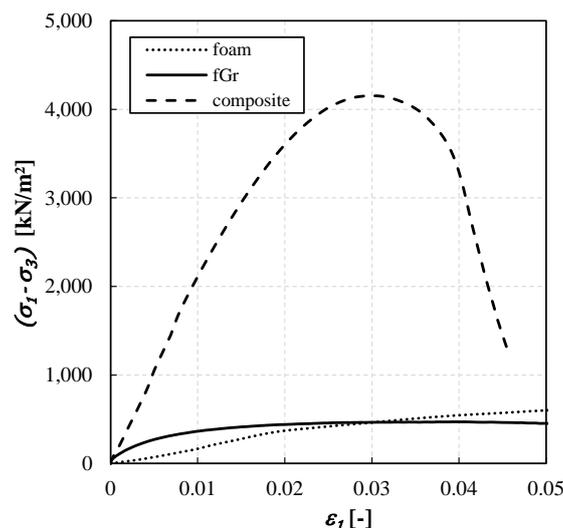


Abb. 3.12: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vom Silikatschaum ($\sigma_3 = 0$) Boden-Schaum-Komposit ($\sigma_3 = 0$) und dem natürlichen Feinkies ($\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$)

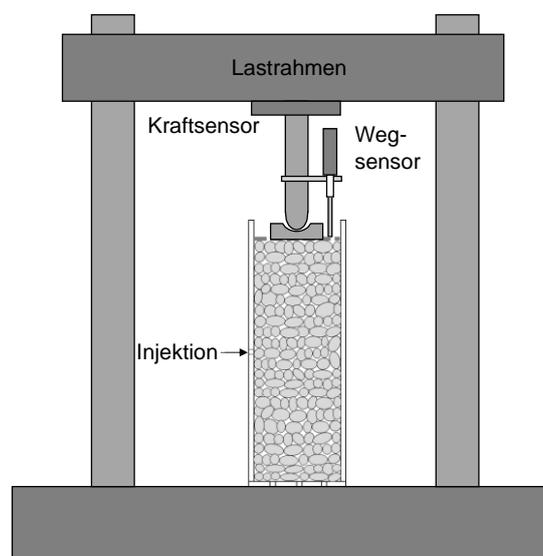
Die Festigkeit und die Steifigkeit des verpressten Bodens sind deutlich höher als die der einzelnen Komponenten, wie es auch bei anderen Verbundwerkstoffen zu beobachten ist. Die Peakfestigkeit des natürlichen Bodens und des Verbundmaterials treten in einer vergleichbaren Größenordnung der Dehnung auf. Nach dem Peak ($\varepsilon_1 \geq 0,032$) zeigt der Verbundwerkstoff im Vergleich zum Boden eine relativ starke Entfestigung. Der reine Schaum zeigt dagegen im betrachteten Dehnungsbereich eine Verfestigung. Es ist zu beachten, dass die Schaumdichte im Verbundwerkstoff etwa dreimal so hoch ist, wie die des reinen Schaums. Dennoch ist die signifikante Erhöhung der Festigkeit des Verbundmaterials nicht ausschließlich auf eine Erhöhung der Festigkeit des Schaums zurückzuführen. Zwei Hauptmechanismen sind für die Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des verpressten Bodens maßgebend: Zum einen induziert der Schaum eine Bindung zwischen den Körnern (Kohäsion). Die Bindungskräfte hängen in erster Linie von der Schaumdichte und der spezifischen Oberfläche der Körner ab.

Andererseits verhindert der Schaum Kornumlagerungen (Dilatanz) in der granularen Kornstruktur, was zur Entwicklung von größeren Korn-zu-Korn-Kräften beim Scheren führt. Die größeren Drücke im Schaum erschweren die Bildung von Mikrorissen und die Plastifizierung des Schaums. Die Festigkeit des verpressten Bodens wächst umso stärker, je größer die Neigung zur Dilatanz des nicht verpressten grobkörnigen Bodens.

Die Verbesserungswirkung der Schauminjektion auf die Peakfestigkeit des untersuchten Bodens kann anhand des Faktors R_{qps} in Gl. (2-24) nach Xiao et al. (2018) beurteilt werden. Für die in [Abb. 3.12](#) dargestellten Versuche wurde entsprechend Gleichung (2-24) ein Peakspannungsverhältnis von $R_{qps} = \frac{4154}{471} = 8,82$ ermittelt. Ebenso wurde das Verhältnis der Sekantenmoduli jeweils im Spannungsbereich zwischen 20 und 50% der maximalen Deviatorspannung gemäß Gl. (2-25) bestimmt. Das Steifigkeitsverhältnis wurde zu $R_{Es1} = \frac{220}{47} = 4,67$ bestimmt.

3.7 Expansionsdruck im Korngerüst

Die Volumenvergrößerung des Schaums wird im Porenraum des Bodens durch das bestehende Korngerüst behindert, so dass ein Expansionsdruck bei der exothermen Reaktion des Schaums entsteht. Zur Beurteilung der Hebungsfahr beim Einsatz des Schaums unter in-situ-Bedingungen wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurde ein ähnlicher Versuchsaufbau, wie bei der Probekörperherstellung (siehe Abschnitt 3.3), gewählt. Allerdings wurde die Hebung infolge der Schaumexpansion nicht mit Hilfe der Bolzen behindert, sondern durch eine Traverse innerhalb eines Lastrahmens, wie [Abb. 3.13](#) zeigt. Das Belastungsjoch wurde mit einer 100 kN Kraftmessdose ausgestattet und die Steuerung des Lastrahmens erfolgte über einen externen Wegaufnehmer (Inkrementalzähler). Zunächst wurde der natürliche Feinkies ($fGr, I_D = 0,85$) mit einer Vorlast von 100 kN/m^2 zusammengedrückt. Danach wurde die vertikale Verformung des Belastungsjochs mechanisch fixiert ($\Delta\varepsilon_1 = 0$) und das Korngerüst mit dem Schaum injiziert. Die Vertikalspannung infolge der Schaumexpansion wurde bei behinderter vertikaler Verformung ($\Delta\varepsilon_1 = 0$) gemessen.



[Abb. 3.13](#): Versuchsaufbau zur Ermittlung des Schaumexpansionsdrucks im Korngerüst

Der gemessene Druckverlauf kann in insgesamt sechs unterschiedliche Bereiche unterteilt werden, wie in Abb. 3.14 exemplarisch dargestellt wird. In Phase 1 erfolgt die Vorbelastung des Bodens, woraufhin dieser zunächst relaxiert und die Vertikalspannung auf 89 kN/m² abnimmt (Phase 2). Mit der Injektion des flüssigen Silikatschaums (Phase 3) sinkt die Vertikalspannung weiter ab (ca. 70 kN/m²). Die Spannungsabnahme ist auf Korngerüstumlagerungen zurückzuführen, die durch den Porendruck des Injektionsmittels erzeugt werden. Infolge der Schaumexpansion (Phase 4) steigt anschließend die gemessene Vertikalspannung schlagartig an. Nach Überschreiten des Spannungspeaks bei ca. 166 kN/m², ist zunächst ein zügiger Druckabfall (Phase 5) zu erkennen. Nach dem Erreichen des lokalen Minimums bei ca. 146 kN/m², steigt die Spannung langsam und asymptotisch wieder an, was auf die deutlich verlangsamte Nacherhärtung des Injektionsschaums zurückgeführt werden kann. Der Druck am Ende der Nacherhärtung liegt in der gleichen Größenordnung wie der Spannungspeak am Ende von Phase 4.

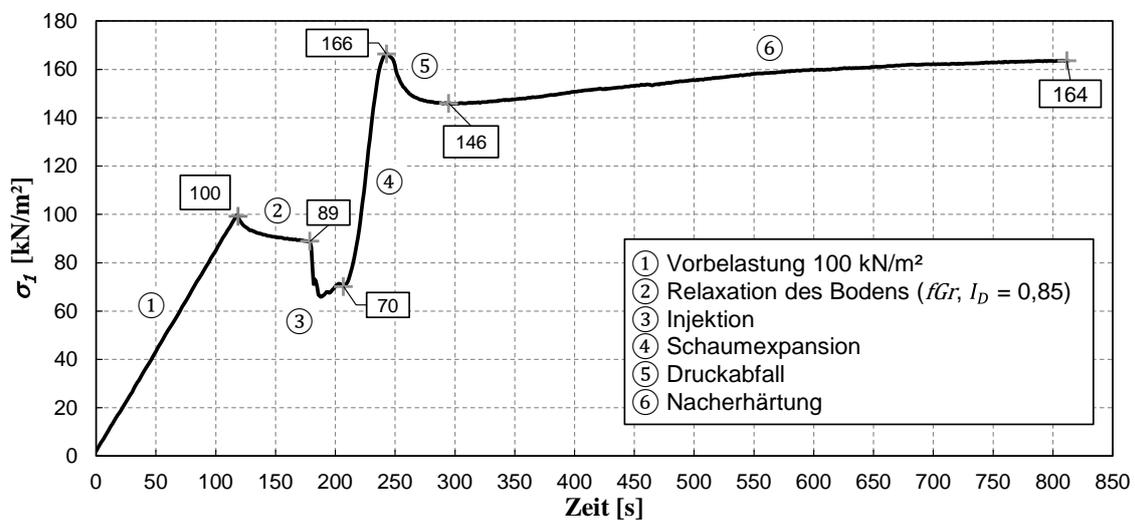


Abb. 3.14: Druckverlauf bei der Injektion der Probekörper ($fGr, I_D = 0,85$)

Dieser Versuchsablauf wurde insgesamt viermal durchgeführt, wobei jeweils ein ähnlicher Druckverlauf ermittelt wurde. Die drei weiteren Versuche sind in Abb. 3.15 dargestellt.

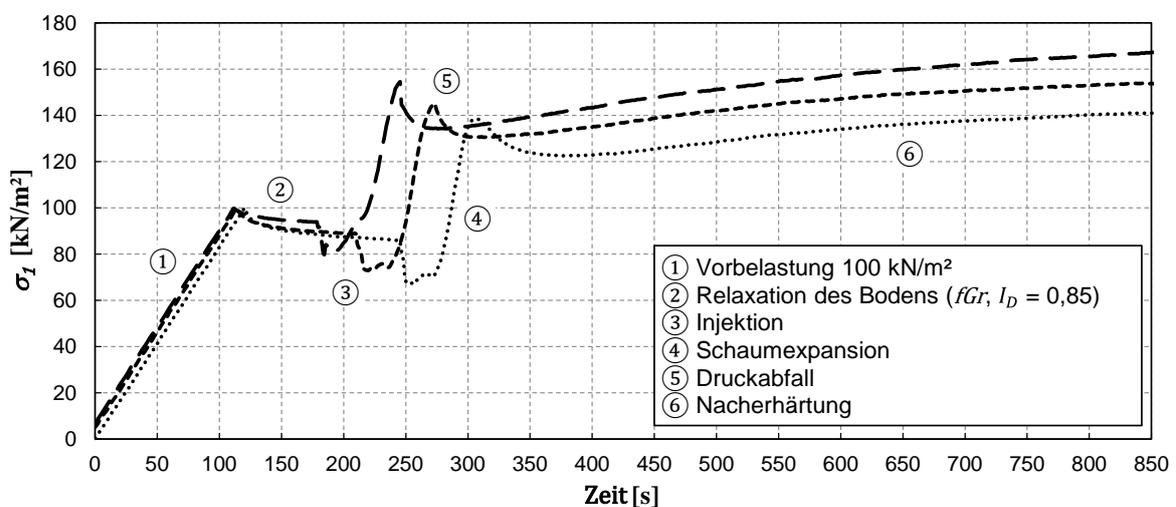


Abb. 3.15: Versuche zum Schaumexpansionsdruck im Korngerüst ($fGr, I_D = 0,85$)

Basierend auf den Versuchsergebnissen ist im Korngerüst bei behinderter Vertikalverformung und vorwiegend eindimensionaler Schaumausbreitung mit einem Druckanstieg von ca. 100 kN/m² infolge der Schaumexpansion zu rechnen. Damit im Boden keine volumetrischen Dehnungen und daraus resultierend Hebungen erzeugt werden, muss sichergestellt werden, dass der mittlere Druck im Korngerüst größer ist als der Schaumexpansionsdruck.

Unter realen Bedingungen kann von einer mehrdimensionalen Schaumexpansion ausgegangen werden, so dass der Druckanstieg wesentlich geringer sein wird als in den dargestellten Versuchen. Bei geringem Spannungsniveau und verformungsempfindlicher Bebauung werden weiterführende Versuche unter in situ Randbedingungen empfohlen.

3.8 Viskoses Verhalten

3.8.1 Einfluss der Dehnungsrate

Um den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zu untersuchen, wurden einaxiale Druckversuche mit $\dot{\varepsilon} = 1.0 \text{ %/min}$, 0.05 %/min und 0.005 %/min an schauminjiziertem *fGr* durchgeführt. Abb. 3.16 zeigt die Versuchsergebnisse für (a) mitteldichte und (b) dichte Lagerung. Im untersuchten Bereich ($\dot{\varepsilon} = 1.0 \text{ %/min}$ bis 0.005 %/min) nehmen Festigkeit und Steifigkeit mit ansteigender Dehnungsrate zu. Da die Ratenabhängigkeit von grobkörnigem Boden in der Regel vernachlässigbar ist, kann die beobachtete Ratenabhängigkeit vorwiegend der Schaumkomponente zugeordnet werden. Die Ratenabhängigkeit des Schaums resultiert aus einem thermisch aktivierten Prozess, wie in Abschnitt 2.3 beschrieben wird. Ein ähnliches Materialverhalten wurde für andere Verbundmaterialien wie silikatstabilisierte Sande (Koenzen 1975; Stetzler-Kaufmann 1983; Gartung 1976; Schubert 1985; Clough et al. 1979), gefrorenen Boden (Ting et al. 1983; Andersen et al. 1995; Arenson et al. 2004) und Beton (Bischoff und Perry 1991; Cusatis 2011) beobachtet.

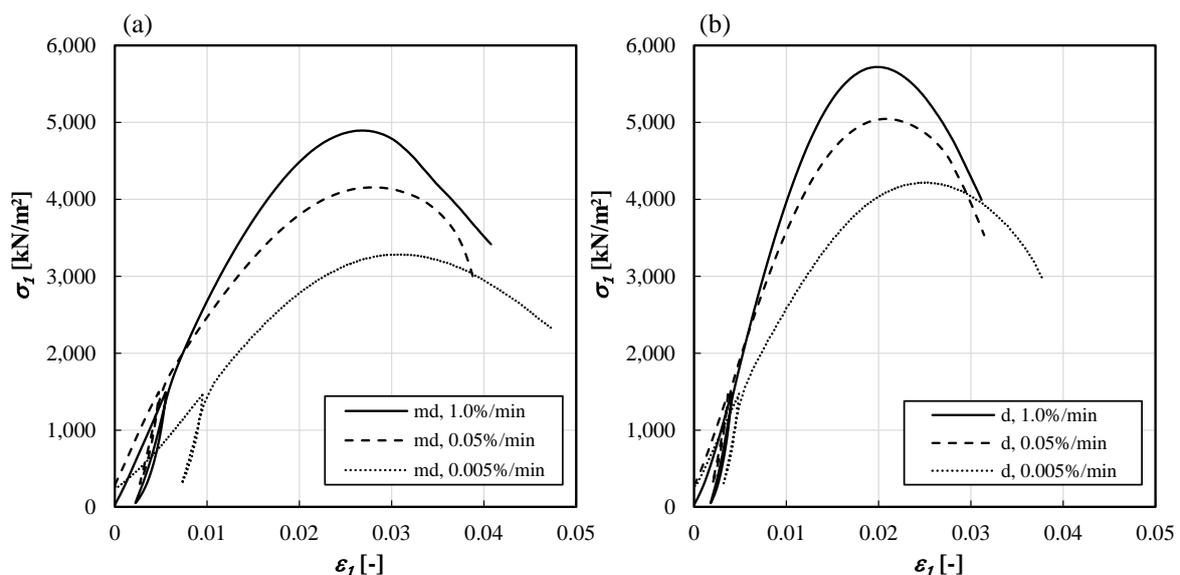


Abb. 3.16: Einaxiale Druckversuche an schauminjiziertem *fGr* mit unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeit für mitteldichte und dichte Lagerung

Abb. 3.17 zeigt die einaxiale Druckfestigkeit q_u in Abhängigkeit von der Dehnungsrate $\dot{\epsilon}$. Trotz einer gewissen Streuung der experimentellen Ergebnisse konnte eine annähernd lineare Beziehung zwischen q_u und $\dot{\epsilon}$ im halblogarithmischen Maßstab festgestellt werden. Für geotechnische Anwendungen kann die Druckfestigkeit des schauminjizierten Bodens demnach für eine konservative Dehnungsrate auf der Grundlage der erwarteten Lastentwicklung bestimmt werden.

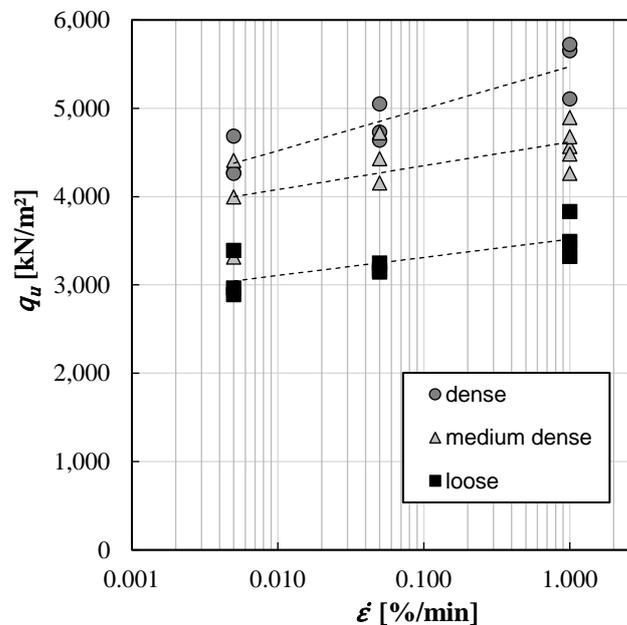


Abb. 3.17: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$

3.8.2 Einaxiale Kriechversuche

Zur weiteren Untersuchung des zeitabhängigen Materialverhaltens von schaumverpressten Böden wurden monotone einaxiale Kriechversuche mit unterschiedlichen Spannungsniveaus ($40\% \cdot q_u$, $60\% \cdot q_u$, $80\% \cdot q_u$) durchgeführt. Als Referenzwert zur Festlegung der aufgetragenen Spannungen wurde die einaxiale Druckfestigkeit bei einer Dehnungsrate von $\dot{\epsilon} = 1,0$ %/min herangezogen (siehe Tab. 3.3). Die jeweilige Spannung wurde über den Zeitraum von einer Woche oder bis zum Kriechversagen konstant gehalten. Mit dem betrachteten Spannungsbereich (bis zu 5,2 MPa) können nachfolgende Anwendungsbeispiele in Betracht gezogen werden: Verbesserung des Bodenbereichs zwischen zwei parallel verlaufenden Tunneln, Schirmgewölbe zur Überkopfsicherung, Stabilisierung der Ortsbrust, Unterfangungen und Ankerverpressungen.

Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 3.18 für schauminjizierten fGr und mGr dargestellt. Beide Probenarten (fGr und mGr) wurden bei dichter ($I_D = 0,85$) oder lockerer ($I_D = 0,15$) relativer Lagerungsdichte untersucht. Die Dehnungs-Zeit-Diagramme in Abb. 3.18 (a) und (b) sind im linearen Maßstab dargestellt, während die Dehnungsrate-Zeit-Diagramme in Abb. 3.18 (c) und (d) in einer doppelt logarithmischen Skala aufgetragen sind.

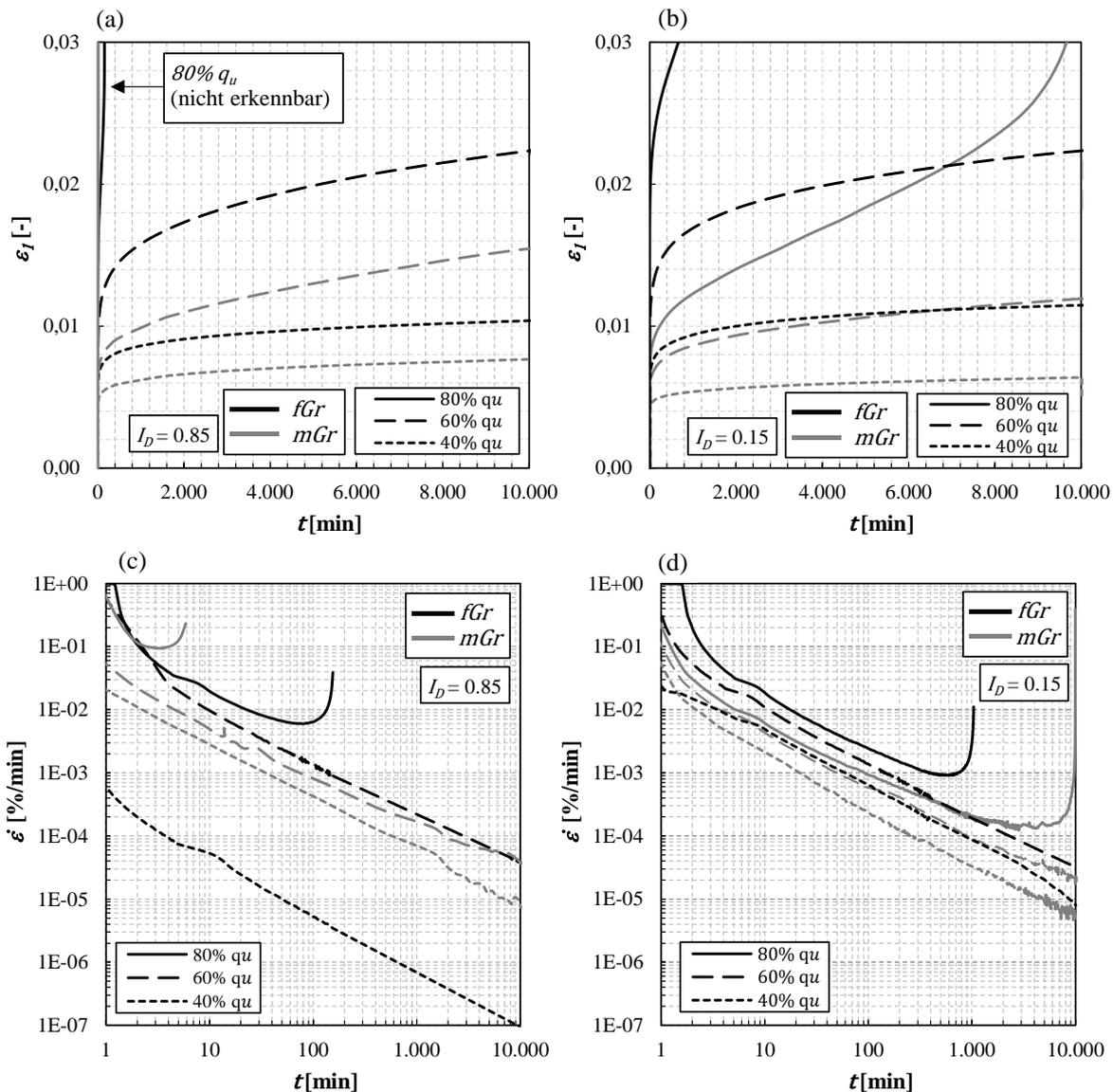


Abb. 3.18: Einaxiale Kriechversuche an schauminjiziertem fGr und mGr mit unterschiedlichen Lasthöhen: (a) / (c) für $I_D = 0,85$ (b) / (d) für $I_D = 0,15$

Das Kriechverhalten der beiden Verbundproben (fGr und mGr) ist wie beim reinen Schaumstoff durch primäre, sekundäre und tertiäre Kriechphasen gekennzeichnet (siehe Abschnitt 2.3). Die Kriechverformungen steigen mit zunehmender axialer Spannung, wie in Abb. 3.18 (a-b) veranschaulicht wird. Bei den niedrigeren Spannungsniveaus (40 und 60 % von q_u) nimmt die Kriechdehnungsrate $\dot{\epsilon}$ mit der Zeit stetig ab. Die Abnahme der Dehnungsrate ist über die gesamte Versuchsdauer (7 Tage) annähernd linear im doppelt logarithmischen Maßstab. Eine abnehmende Dehnungsrate während des Kriechens deutet auf ein dauerhaft stabiles Materialverhalten hin. Im Gegensatz dazu führt ein Anstieg der Kriechdehnungsrate im Laufe der Zeit unweigerlich zum Versagen der Probe, wie es bei einem Spannungsniveau von 80 % von q_u für beide Böden unabhängig von der anfänglichen Lagerungsdichte beobachtet wurde. Bei diesem Spannungsniveau (80% q_u) nimmt die Dehnungsrate zunächst mit der Zeit ab, bis ein Minimalwert von $\dot{\epsilon}_{min}$ erreicht wird. Anschließend steigt die Dehnungsrate, bis die Proben versagen, wie es in Abb. 3.18 (c-d) dargestellt ist.

Die zum Erreichen des Wendepunkts der Dehnungsrate erforderliche Zeit t_f und die zugehörige Dehnung $\varepsilon_{f,c}$ können zur Charakterisierung des Kriechversagens herangezogen werden. Die Zeit t_f hängt von der anfänglichen relativen Dichte des Bodens ab: Die dichten Proben ($I_D = 0,85$) erreichten den Wendepunkt früher als die lockeren ($I_D = 0,15$). Bei den dichten Proben wurde eine einzige lokalisierte Scherebene beobachtet, während bei den lockeren Proben viele kleine, zufällig verteilte Risse auftraten. Die Kriechdehnung am Wendepunkt ε_f beträgt etwa 0,025 für die schauminjizierten fGr und 0,015 für die schauminjizierten mGr . Diese Werte sind vergleichbar mit den Werten, die erforderlich sind, um die Materialfestigkeit in den dehnratengesteuerten einachsigen Druckversuchen zu mobilisieren, und lassen vermuten, dass das Kriechversagen mit einer Schwellendehnung verbunden sein könnte. Solange die Schwellendehnung nicht erreicht wird, nimmt die Dehnungsrate ab und das mechanische Verhalten ist stabil, wie es bei den Kriechversuchen mit vertikalen Spannungen von 40% und 60% von q_u der Fall ist.

Um das viskose Verhalten weiterführend zu untersuchen, wurden daraufhin weitere Kriechversuche an Probekörpern der Körnung fGr ($I_D = 0,85$) durchgeführt. Trotz einer gewissen Streuung der Versuchsergebnisse ist in Abb. 3.19 eindeutig zu erkennen, dass die Standzeit t_f mit zunehmender Kriechspannung abnimmt.

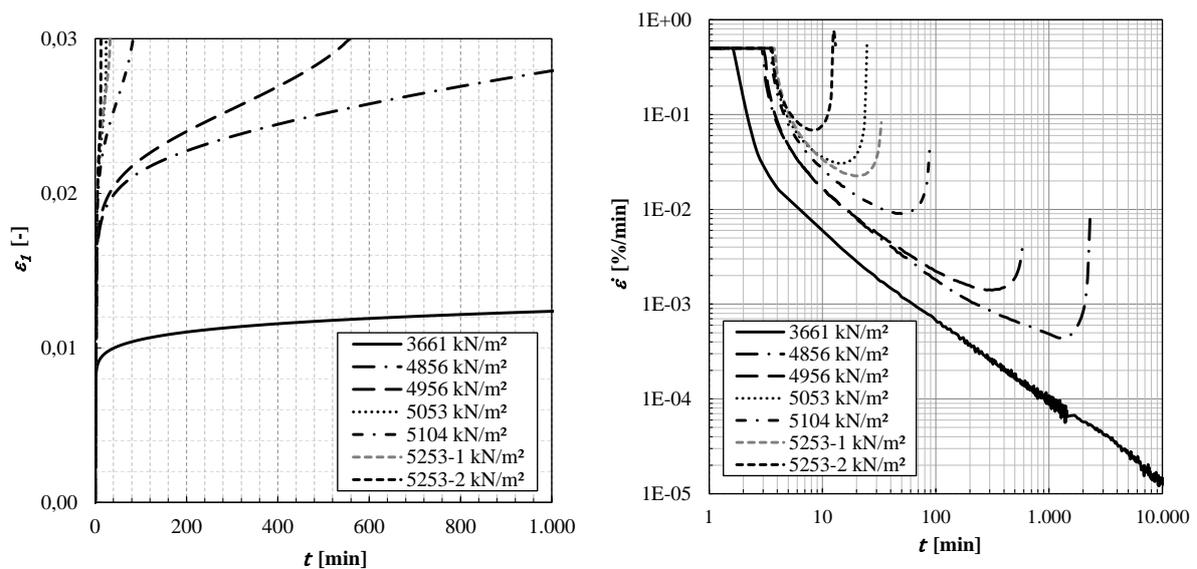


Abb. 3.19: Einaxiale Kriechversuche an schauminjiziertem fGr ($I_D = 0,85$) bei unterschiedlichen Kriechspannungen

Tab. 3.3 fasst die maßgebenden Ergebnisse der durchgeführten Kriechversuche zusammen. Die Schwellendehnung, die zum Kriechversagen führt, liegt bei den schauminjizierten Proben der Körnung fGr ($I_D = 0,85$) bei $\varepsilon_{f,c} \approx 0,02$.

Tab. 3.3: Ergebnisse der einaxialen Kriechversuche

Boden	I_D	q_u	σ_1/q_u	σ_1	$\dot{\epsilon}_{min}$	t_f	$\epsilon_{f,c}$
	[-]	[kN/m ²]	[%]	[kN/m ²]	[%/min]	[min]	[-]
<i>fGr</i>	0,85	5544	40	2220	$8,9 \times 10^{-8}$	-	
			60	3325	$3,9 \times 10^{-5}$	-	
			66	3661	$1,3 \times 10^{-5}$	-	
			80	4435	$6,0 \times 10^{-3}$	80	0,0209
			88	4856	$2,2 \times 10^{-3}$	1313	0,0293
			89	4956	$1,4 \times 10^{-3}$	298	0,0253
			91	5053	$3,1 \times 10^{-2}$	16	0,0243
			93	5104	$5,2 \times 10^{-2}$	51	0,0263
			95	5253	$2,3 \times 10^{-2}$	22	0,0262
			95	5253	$6,9 \times 10^{-2}$	8	0,0223
	0,15	3375	40	1350	-	-	
			60	2030	-	-	
			80	2700	$9,1 \times 10^{-4}$	551	0,0290
<i>mGr</i>	0,85	3133	40	1250		-	
			60	1880		-	
			80	2505	$9,4 \times 10^{-2}$	3	0,0110
	0,15	1737	40	695		-	
			60	1040		-	
			80	1390	$1,2 \times 10^{-4}$	4180	0,0171

$\dot{\epsilon}_{min}$ = minimale Dehnungsrate; t_f = Zeit bei Erreichen der minimalen Dehnungsrate, wenn Versagen eintritt; $\epsilon_{f,c}$ = Dehnung beim Zeitpunkt t_f

Das viskose Verhalten der schauminjizierten Proben der Körnung *fGr* ($I_D = 0,85$) wird in Abb. 3.20 zusammenfassend visualisiert. Darin wurde einerseits die minimale Dehnungsrate $\dot{\epsilon}_{min}$ mit der zugehörigen Kriechspannung aus Tab. 3.3 und andererseits die Ergebnisse der dehnungsgeregelten einaxialen Druckversuche aufgetragen. Das Bestimmtheitsmaß beider Regressionsgeraden zeigt, dass ein linearer Zusammenhang zwischen der Festigkeit und der Belastungsgeschwindigkeit im einfach logarithmischen Maßstab abgeleitet werden kann.

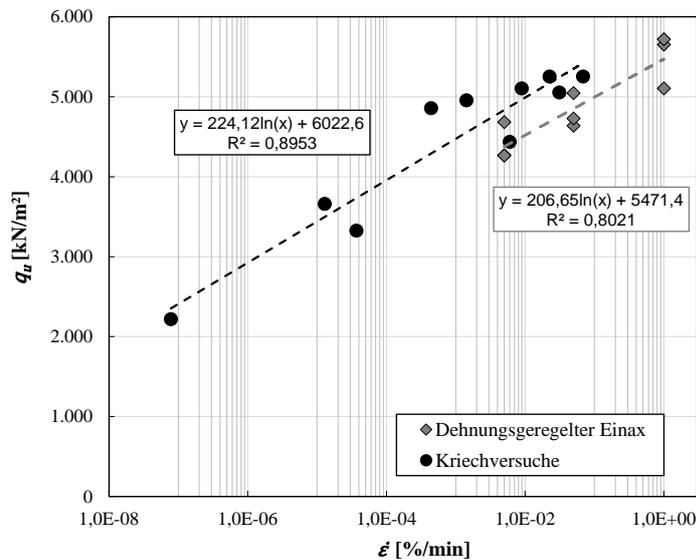


Abb. 3.20: Abnahme der Festigkeit der mit der Dehnungsrate für die schauminjizierten Probekörper *fGr* ($I_D = 0,85$)

3.9 Spaltzugversuche⁴

Die Spaltzugversuche wurden in Anlehnung an die TP BF-StB – Teil C 10 mit dem geometrischen Verhältnis von $L/D \approx 50 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$ ($L \ll D$) und einer Vorschubgeschwindigkeit von $0,2 \text{ mm/min}$ durchgeführt. Die bezogene Lagerungsdichte der Probekörper wurde wie in den Triaxialversuchen zu $I_D = 0,85$ gewählt. Die Zugfestigkeit kann beim Auftreten des ersten Spaltzugrisses entsprechend Gleichung (2-28) ermittelt werden.

In Abb. 3.21 sind die Ergebnisse der ausgeführten Spaltzugversuche dargestellt. Die Streuung der Versuchsergebnisse entsteht durch die variierende Struktur des Kompositmaterials im Rissbereich. Der Versuch wurde daher insgesamt 20-mal wiederholt, um den Einfluss der Streuung zu bewerten. Die statistische Analyse der Versuchsdaten in Abb. 3.21 (b) zeigt, dass die Ergebnisse annähernd als normalverteilt angenommen werden können, wobei der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit bei $\sigma_{t,sp} = 525 \text{ kN/m}^2$ liegt. Demnach kann beim Versagen entsprechend dem Spannungsverhältnis -3/1 die Hauptspannungen $\sigma_1 = 1575 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_2 = 0 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_3 = -525 \text{ kN/m}^2$ abgeleitet werden.

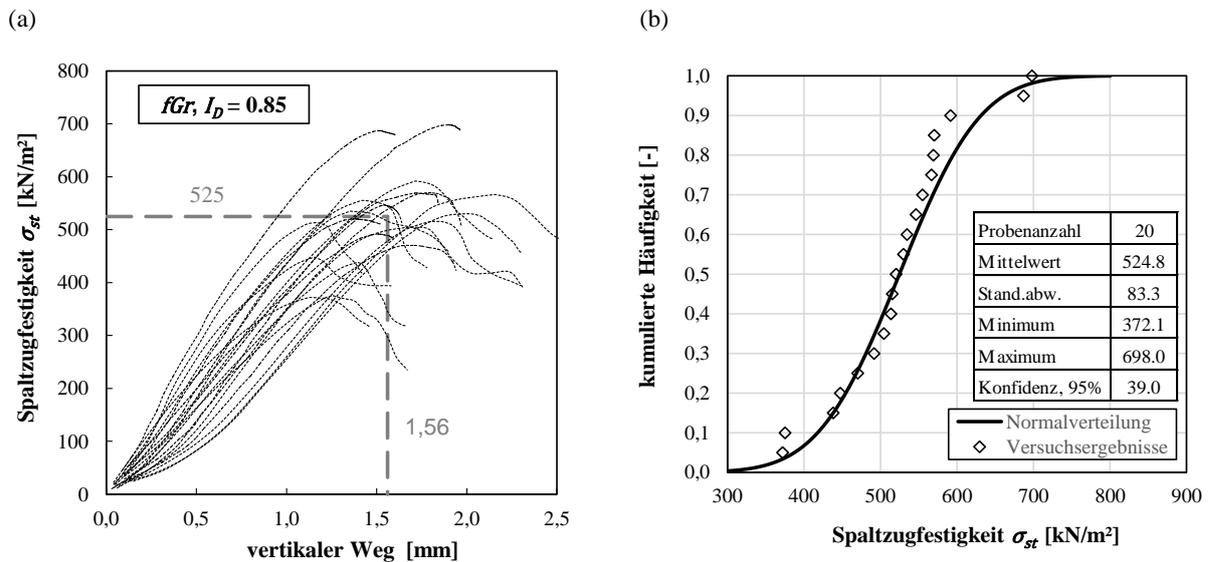


Abb. 3.21: (a) Ergebnisse und (b) statistische Auswertung der Spaltzugversuche an schauminjiziertem Feinkies ($fGr, I_D = 0,85$)

In Abb. 3.22 ist beispielhaft ein gerissener Probekörper nach dem Spaltzugversuch dargestellt. Der Riss bildet sich annähernd zentrisch innerhalb des Probekörpers aus. Größere Bodenkörner in Probekörpermitte behindern die Rissausbildung und verlängern den Rissweg. Demnach sind bei Spaltzugversuchen an injizierten Böden eine große Anzahl an Spaltzugversuchen durchzuführen, um eine zuverlässige Bestimmung der Zugfestigkeit zu ermöglichen.

⁴ Dieses Kapitel wurde abschnittsweise aus Jessen et al. (2022) übernommen. Die übernommenen Abschnitte wurden vom Autor verfasst.



Abb. 3.22: Gerissener Probekörper nach dem Spaltzugversuch (fGr , $I_D = 0,85$)

Analog wurden auch Spaltzugversuche am Feinkies fGr bei lockerer Lagerung ($I_D = 0,15$) und Spaltzugversuche am Mittelkies bei dichter und lockerer Lagerung (mGr , $I_D = 0,85$ und $I_D = 0,15$) durchgeführt. Mit Hilfe der Versuche sollte der Einfluss der Korngröße und der Einfluss der Lagerungsdichte quantifiziert werden. Aufgrund der Streuung der Versuchsergebnisse wurden an beiden Bodenarten (mGr , fGr) mindestens elf Spaltzugversuchen in der jeweiligen Lagerungsdichte ($I_D = 0,15$ und $0,85$) durchgeführt. In Abb. 3.23 ist eine statistische Auswertung der durchgeführten Spaltzugversuche in grafischer und tabellarischer Form dargestellt.

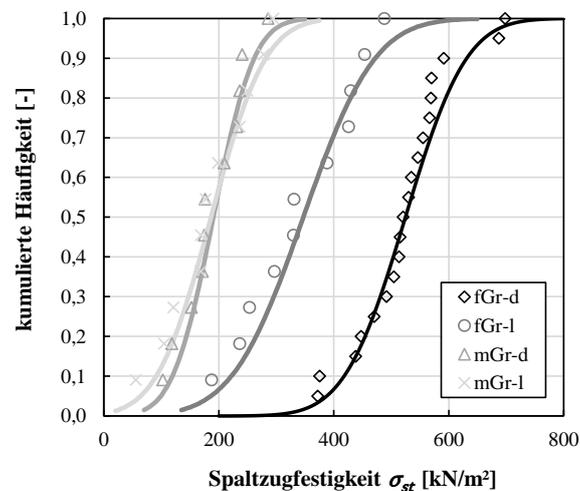


Abb. 3.23: Statistische Auswertung der Spaltzugversuche bei unterschiedlicher Korngröße und unterschiedlicher Lagerungsdichte

Tab. 3.4: Statistische Auswertung der durchgeführten Spaltzugversuche

Probekörper		<i>fGr</i>		<i>mGr</i>	
<i>I_D</i>	[-]	0,85	0,15	0,85	0,15
Probenanzahl <i>U</i>	[-]	20	11	11	11
Mittelwert \bar{x}	[kN/m ²]	524,8	347,0	190,5	186,4
Standardabweichung σ	[kN/m ²]	83,3	97,7	55,6	74,5
Variationskoeffizient <i>vac</i>	[-]	0,159	0,282	0,291	0,400
Minimalwert	[kN/m ²]	372,1	187,3	102,2	55,2
Maximalwert	[kN/m ²]	698,0	487,7	285,3	294,3
Konfidenz, 95%	[kN/m ²]	39,0	65,6	37,4	50,0
Vertikale Verformung bei Erreichen des Peaks	[mm]	1,56	1,98	1,07	1,30

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit von den feinkiesigen Proben ($\bar{x}_{fGr;0,15} = 347 \text{ kN/m}^2$ und $\bar{x}_{fGr;0,85} = 525 \text{ kN/m}^2$) deutlich über den mittelkiesigen Proben ($\bar{x}_{mGr;0,15} = 190,5 \text{ kN/m}^2$ und $\bar{x}_{mGr;0,85} = 186,4 \text{ kN/m}^2$) liegt. Demnach hat die Korngröße einen maßgeblichen Einfluss auf die Spaltzugfestigkeit. Bei den Versuchen am Feinkies *fGr* ist ein großer Unterschied bei der Spaltzugfestigkeit zwischen den lockeren und dichten Proben erkennbar, wobei die dichten Proben etwa den 1,5-fachen Wert (524,8/347) der lockeren Proben aufweisen. Die Spaltzugfestigkeit bei den mittelkiesigen Proben ist nur in geringem Maße abhängig von der Lagerungsdichte, wobei die Spaltzugfestigkeit der dichten Proben ($\bar{x}_{mGr;0,85} = 190,5$) etwas höher liegt als die der lockeren Proben ($\bar{x}_{mGr;0,85} = 186,4$). Die Streuung der Versuchsergebnisse ist grundsätzlich bei den dichteren Proben geringer als bei den lockeren Proben, was durch die Variationskoeffizienten ($vac = \frac{\sigma}{\bar{x}}$) verdeutlicht wird.

Die Versuchsergebnisse der Spaltzugversuche können anhand des Gedankenmodells in Abb. 3.24 erläutert werden.

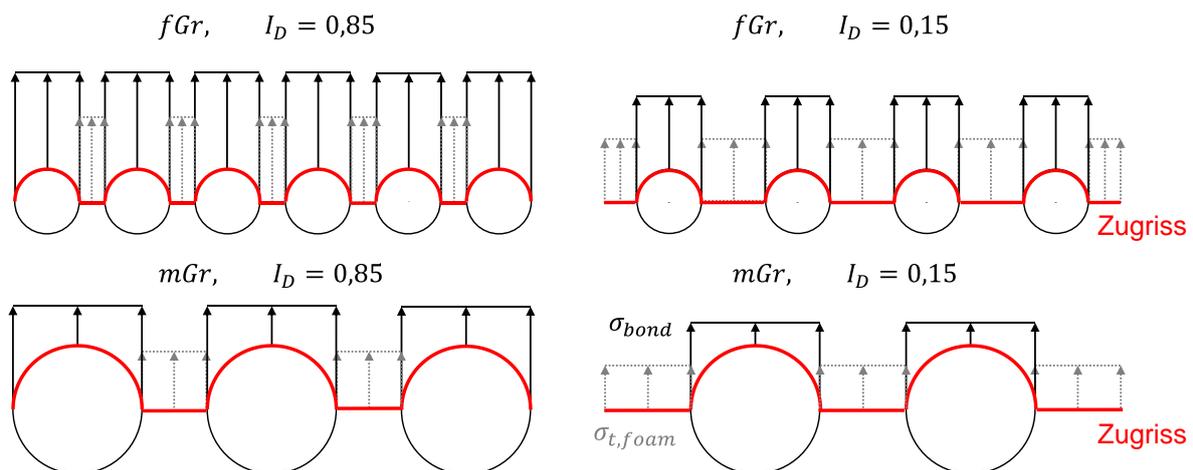


Abb. 3.24: Gedankenmodell zur Erläuterung der Ergebnisse der Spaltzugversuche

Die Zugkraft *Z* im Rissbereich des schauminjizierten Bodens setzt sich aus zwei Anteilen zusammen: dem Produkt aus der aufnehmbaren Zugspannung innerhalb des Schaums $\sigma_{t,foam}$ im Porenraum des Bodens und der effektiven Länge zum Abtrag von Zugspannungen im Schaum sowie dem Produkt aus der Verbundspannung σ_{bond} an dem Interface zwischen Korn und Schaum und der effektiven Verbundlänge zwischen Korn und Schaum. Dieser Zusammenhang wird in Gleichung (3-8) mathematisch beschrieben:

$$Z = \sigma_{t,foam} \cdot l_{eff,foam} + \sigma_{bond} \cdot l_{eff,bond} \quad (3-8)$$

Z	Aufnehmbare Zugkraft entlang eines Zugrisses mit der Länge l_{ref}
$\sigma_{t,foam}$	Aufnehmbare Zugspannung innerhalb des Schaums
$l_{eff,foam}$	Effektive Länge zum Abtrag von Zugspannungen im Schaum
σ_{bond}	Verbundspannung σ_{bond} an dem Interface zwischen Korn und Schaum
$l_{eff,bond}$	Effektive Verbundlänge zwischen Korn und Schaum

Die aufnehmbare Zugspannung im Schaum $\sigma_{t,foam}$ ist abhängig von der Schaumdichte bzw. der Lagerungsdichte des Bodens. Je kleiner die Poren im Korngerüst, desto höher die Schaumdichte und desto höher die Zugfestigkeit des Schaums $\sigma_{t,foam}$.

Die Verbundfestigkeit zwischen Korn und Schaum ist abhängig von der Korngröße bzw. der massenspezifischen Oberfläche (siehe Abschnitt 3.5.3) und der Beschaffenheit der Kornoberfläche. Je kleiner die Korngröße und je höher die Lagerungsdichte, desto größer die effektive Verbundlänge $l_{eff,bond}$ zwischen Korn und Schaum. Die effektive Verbundlänge $l_{eff,bond}$ kann vereinfacht unter der Annahme von kugelförmigen Bodenkörner mit Hilfe von Gleichung (3-9) beschrieben werden:

$$l_{eff,bond} = N_{gr} \cdot \frac{x_{area}}{2} \cdot \pi \quad (3-9)$$

x_{area}	äquivalenter Korndurchmesser
N_{gr}	Anzahl der Körner entlang Referenzlänge l_{ref}

Im Gegensatz verringert sich die effektiv verfügbare Länge zur Abtragung von Zugspannungen innerhalb des Schaums $l_{eff,foam}$ mit zunehmender Lagerungsdichte, wie vereinfacht gemäß Gleichung (3-10) beschrieben werden kann.

$$l_{eff,foam} = l_{ref} - N_{gr} \cdot x_{area} \quad (3-10)$$

$l_{eff,foam}$	Effektive Länge zum Abtrag von Zugspannungen im Schaum
l_{ref}	Länge des Zugrisses (Referenzlänge)

Je geringer die Lagerungsdichte, desto geringer die effektive Verbundlänge zwischen Korn und Schaum und desto größer die effektiv verfügbare Länge zur Abtragung von Zugspannungen innerhalb des Schaums. Bei den mittelkiesigen Proben (mGr) hebt sich dieser Zusammenhang nahezu auf, weshalb kein wesentlicher Unterschied zwischen den dicht ($I_D = 0,85$) und den locker ($I_D = 0,15$) gelagerten Proben erkennbar ist. Der Zuwachs der Zugkraftübertragung im Schaum liegt in der gleichen Größenordnung wie die Abnahme der Verbundfestigkeit mit der Lagerungsdichte.

3.10 Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern⁵

Die Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern ($H/D = 220 \text{ mm} / 110 \text{ mm}$) wurden mit den Konsolidierungsdrücken $\sigma_3 = 0 / 250 / 500 / 750 / 1000 / 1250 / 1500 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt. Die große Bandbreite an Konsolidierungsdrücken wurde gewählt, um die Druckabhängigkeit der Grenzbedingung experimentell zu erfassen. Die Versuche erfolgten vorschubgesteuert mit einer axialen Dehnungsrate von $\dot{\epsilon} = 0,1 \text{ \%/min}$. Die volumetrischen Verformungen wurden mit Hilfe von drei lokalen Umfangsmesssensoren (LVDT's), die an den Viertelspunkten der Probekörperhöhe angebracht wurden, ermittelt. Das Prinzip und der Aufbau der Umfangsmesseinrichtung ist in Abschnitt 3.2 detailliert beschrieben. In [Abb. 3.25\(a\)](#) sind die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Triaxialversuche dargestellt. Um Beschädigungen an den Umfangssensoren durch Überfahren des maximalen Messweges zu vermeiden, wurde ein Großteil der Triaxialversuche nach Erreichen des Peaks beendet. Es ist eindeutig erkennbar, dass die Scherfestigkeit der schauminjizierten Probekörper, wie beim natürlichen Versuchsboden, mit zunehmendem Konsolidierungsdruck ansteigt. Die Steifigkeit nimmt tendenziell ebenfalls mit zunehmendem Druck zu, zeigt aber eine verhältnismäßig schwache Druckabhängigkeit.

Das volumetrische Verformungsverhalten der schauminjizierten Probekörper ist in [Abb. 3.25\(b\)](#) dargestellt. Die Probekörper zeigen qualitativ das volumetrische Verhalten eines dichten grobkörnigen Materials: kontraktantes, dann dilatantes volumetrisches Verhalten. Je höher die Konsolidierungsspannung, desto größer die axiale Dehnung, ab welcher die Dilatanz der Probekörper einsetzt.

[Abb. 3.25 \(c\)](#) zeigt zwei Versuche, mit welchen das typische Spannungs-Verformungs-Verhalten vor und nach Überschreiten des Peak-Zustands charakterisiert werden kann: Zum Beginn des Abscherens ist die Deviatorspannung-Dehnungs-Beziehung annähernd linear. Mit zunehmender Dehnung treten Plastifizierungen auf und das Verhältnis zwischen Deviatorspannung und axialer Dehnung wird nichtlinear. Die Probe zeigt erste feine Initialrisse. Bei ansteigender Dehnung weiten sich die Risse aus und die Deviatorspannung erreicht einen maximalen Wert. Nach dem Peak entwickeln sich Bruchstrukturen, die zu einer Entfestigung führen. Die Dehnung, welche zum Erreichen des Peak-Zustands erforderlich ist, wächst proportional zum Konsolidierungsdruck an. Dieses Verhaltensmerkmal ist typisch für Fels und zementierte Böden.

⁵ Dieses Kapitel wurde abschnittsweise aus Jessen et al. (2022) übernommen. Die übernommenen Abschnitte wurden vom Autor verfasst.

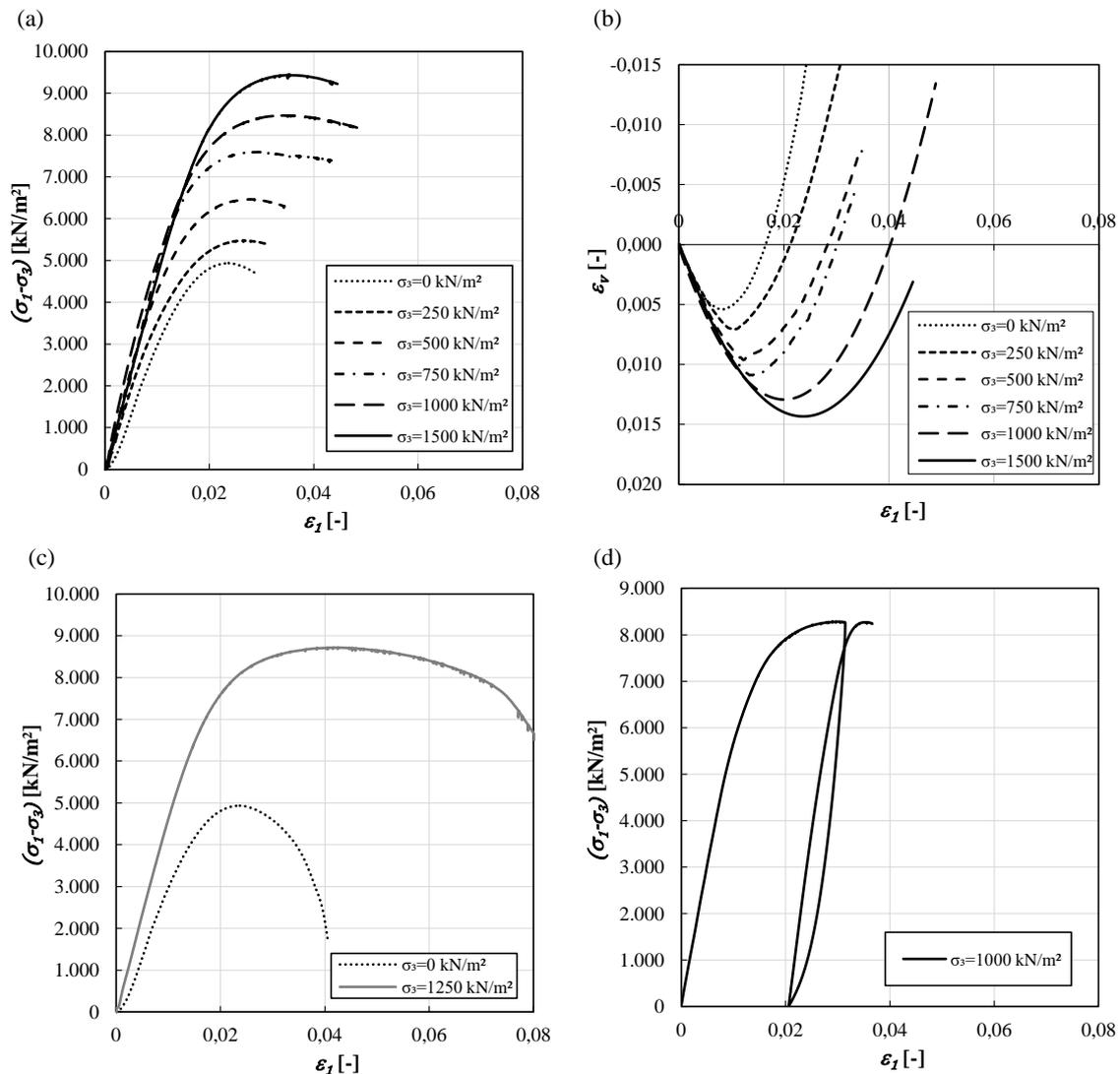


Abb. 3.25: Ergebnisse der drainierten Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern (fGr , $I_D = 0,85$): (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen; (b) Volumetrisches Verhalten unter Scherbeanspruchung; (c) Duktilität und Bruchverhalten nach Überschreiten des Spannungs-peaks; (d) Verhalten bei Ent- und Wiederbelastung (Jessen et al. 2022)

Abb. 3.25(d) zeigt exemplarisch die Ergebnisse des Triaxialversuchs mit einem Konsolidierungsdruck von $\sigma_3 = 1000$ kN/m², wobei nach Erreichen des Peak-Zustands eine Ent- und Wiederbelastungsschleife folgte. Erwartungsgemäß zeigt der schauminjizierte Boden, wie zementierten Böden, ein elastoplastisches Materialverhalten. Die Steifigkeiten bei Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastung sind ähnlich. Die Deviatorspannung erreicht nach der Wiederbelastung in etwa die gleiche Größe, was auf eine Erhaltung des Gefüges während der Ent- und Wiederbelastung hindeutet.

Neben den Triaxialversuchen am Feinkies fGr , wurden auch Triaxialversuche am Grobkies mGr in dichter Lagerung ($I_D = 0,85$) durchgeführt. Die Versuche erfolgten vorschubgesteuert mit einer axialen Dehnungsrate von $\dot{\epsilon} = 0,1$ %/min. Die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und das volumetrische Verformungsverhalten unter Scherbeanspruchung sind im Anhang A1 dargestellt.

Zusätzlich zu den experimentellen Untersuchungen zum mechanischen Verhalten der schauminjizierten Böden wurden auch umweltanalytische Untersuchungen und Versuche zur

erdbautechnischen Wiederverwertung des Materials durchgeführt. Diese Untersuchungen sind im Anhang A2 zu finden.

4 Großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen

Neben den zuvor beschriebenen kleinmaßstäblichen experimentellen Untersuchungen wurden zusätzlich Injektionsversuche in größerem Maßstab durchgeführt. Ziel der großmaßstäblichen Versuche war die Herstellung eines zusammenhängenden Injektionskörpers in Form eines dickwandigen Rohrs, so dass sich die einzelnen Injektionspunkte sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung überschneiden. Folgende Fragestellungen sollten bei der Herstellung des ringförmigen Injektionskörpers untersucht werden:

- Wie muss die Injektionstechnik ausgebildet werden, um ein schnell reagierendes Injektionsmaterial injizieren zu können?
- Wie breitet sich das schäumende Injektionsmaterial im Boden aus?
- Mit welcher Injektionsmenge kann ein geschlossener Injektionskörper (Ring) hergestellt werden? Welcher Schaumfaktor stellt sich ein?
- Welche Festigkeit wird im Überschneidbereich der Injektionskörper erreicht?

Im Rahmen der großmaßstäblichen Untersuchungen wurde der Injektionsvorgang im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen Untersuchungen grundlegend verändert, wie in Abb. 4.1 veranschaulicht wird. Die Injektion erfolgte in den großmaßstäblichen Untersuchungen nicht über eine kleine seitliche Öffnung, sondern durch Rammlanzen, die zuvor mit verlorener Spitze bis in die Solltiefe in den Boden eingerammt wurden. Die Lanzen wurden anschließend stufenweise beaufschlagt und gezogen. Zwischen den einzelnen Injektionsstufen wurde die Lanze kurzzeitig mit der A-Komponente gespült, damit der Injektionsschaum nicht innerhalb der Lanze ausreagiert.

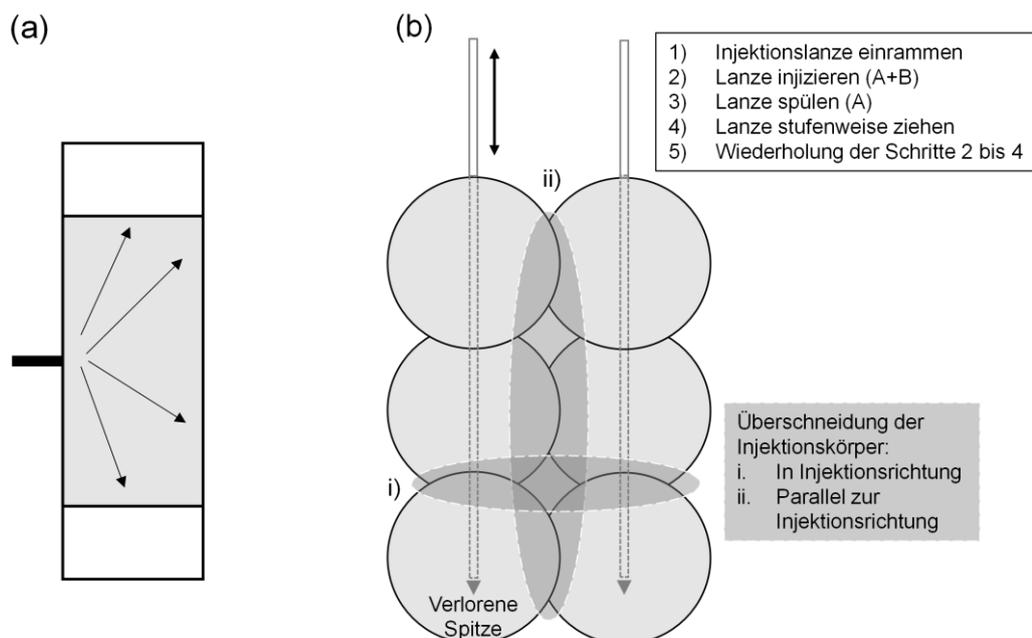


Abb. 4.1: Gegenüberstellung des Injektionsvorgangs bei der Herstellung der Injektionskörper: (a) kleinmaßstäbliche Untersuchungen; (b) großmaßstäbliche Untersuchungen

Bei ausreichender Injektionsmenge entstehen sowohl in Injektionsrichtung als auch parallel zur Injektionsrichtung Überschneidungsbereiche zwischen den einzelnen Injektionspunkten, so dass ein zusammenhängender Injektionskörper entsteht. Die Homogenität des zusammengewachsenen Injektionskörpers variiert stärker als in den kleinmaßstäblichen Versuchen. Zudem wird das Tragverhalten des zusammengewachsenen Injektionskörpers durch den Herstellprozess (Ziehen der Lanzen) beeinträchtigt. Im Bereich der gezogenen Lanze befindet sich nach dem Injektionsvorgang ausschließlich Injektionsmaterial und kein Komposit aus Boden und Schaummatrix.

4.1 Versuchsaufbau

Zur Herstellung von großmaßstäblichen Injektionskörpern in Form eines dickwandigen Rohrs mit einer Stärke von ca. 20 cm und einer Länge von 120 cm wurden zwei GFK-Schalungsrohre mit unterschiedlichem Durchmesser vertikal auf einer rechteckigen Bodenplatte aus Holz aufgestellt und zentrisch zueinander ausgerichtet. Der gewählte Versuchsaufbau und die Versuchsabmessungen sind in [Abb. 4.2](#) dargestellt.

Das Volumen zwischen den beiden aufgestellten Schalrohren beträgt insgesamt $V_R = 927 \text{ dm}^3$. Dieser Hohlraum wurde mit Hilfe einer Betonglocke mit dem Versuchsboden, dem Mittelkies *mGr* (siehe Abschnitt 3.1.2), befüllt. Die Befüllung erfolgte langensweise in 10 cm Schritten, wobei der luftgetrocknete Boden mit einem Wassergehalt von ca. 2,7% mit einem Fallgewicht (Stahlplatte) verdichtet wurde. Die Masse des eingebauten Bodens wurde durch eine Kranwaage dokumentiert, so dass die Einbaudichte und das Porenvolumen des Bodens nach dem Einbau ermittelt werden konnten. Es wurden insgesamt drei Ringschalungen mit dem Kies *mGr* befüllt. Die Kenngrößen vom Einbau des Bodens und die zugehörige Injektionsmenge pro Injektionspunkt V_i sind in [Tab. 4.1](#) aufgeführt.

Tab. 4.1: Kenngrößen von der Ringschalung und dem Einbau des Bodens *mGr*

Ring	V_R [dm ³]	w [%]	ρ [t/m ³]	ρ_d [t/m ³]	I_D [-]	n [-]	e [-]	V_i [l]
R1	927	2,7	1,80	1,76	0,68	0,359	0,561	1,5
R2			1,79	1,74	0,62	0,364	0,572	2,0
R3			1,84	1,79	0,84	0,346	0,530	3,7

Nach dem Bodeneinbau wurde eine Deckelplatte aus Holz aufgesetzt und über Gewindestangen mit der übrigen Schalung verspannt, so dass keine Hebungen infolge der Schaumexpansion entstehen konnten. Im Anhang A3 ist eine Fotodokumentation zu den großmaßstäblichen Untersuchungen dargestellt.

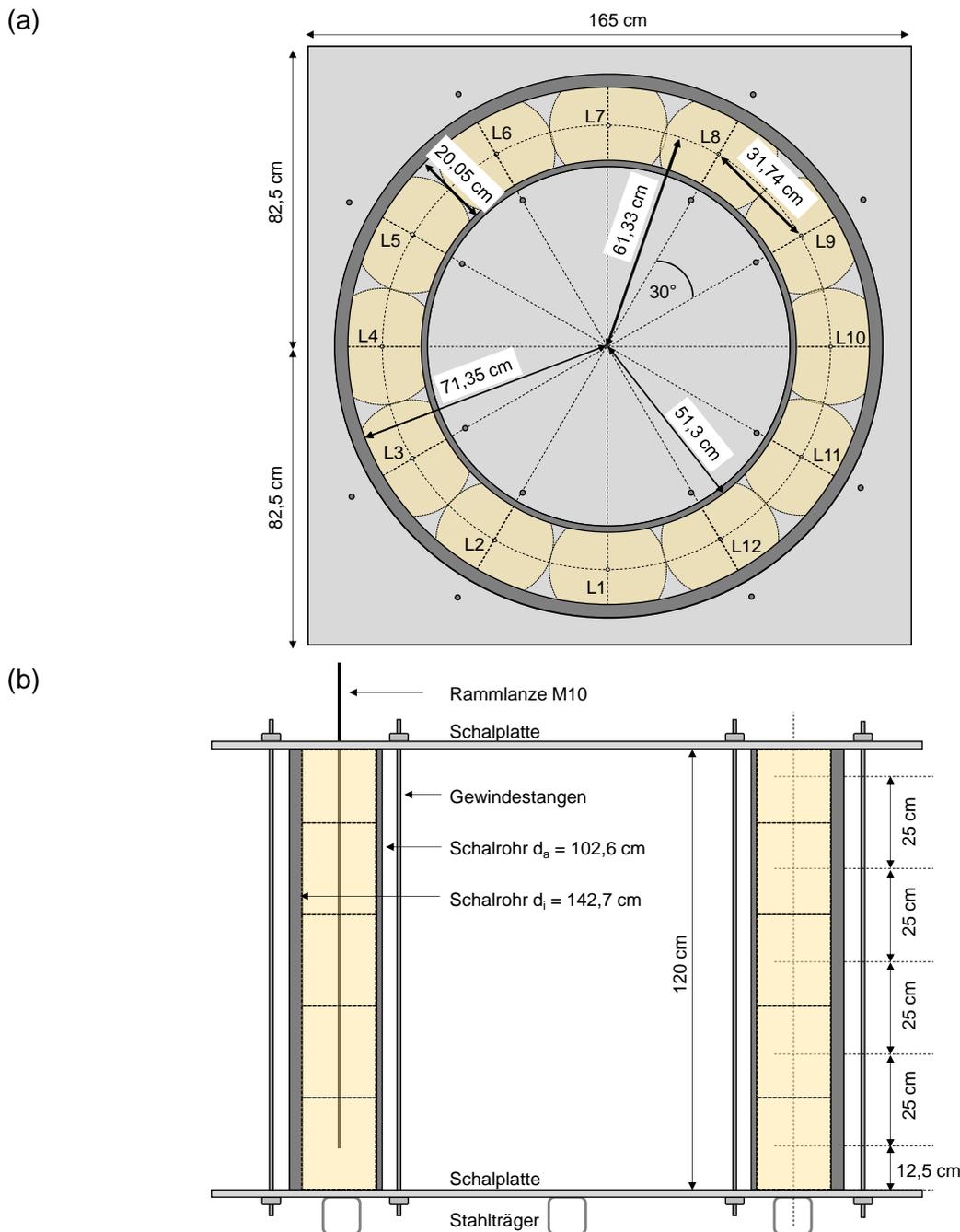


Abb. 4.2: Versuchsaufbau für die großmaßstäblichen Versuche: (a) Aufsicht; (b) Ansicht

Die Injektion des Bodens erfolgte bei allen drei Großversuchen über zwölf Rammlanzen (M10) mit verlorener Spitze, die ringsum im Abstand von ca. 32 cm angeordnet wurden. Die Rammlanzen wurden im Pilgerschrittverfahren bis zur Endtiefe eingeschlagen und während der Injektion stufenweise in 25 cm Schritten gezogen. Die Injektionsmenge wurde im Rahmen der Großversuche variiert: R1 wurde mit 1,5 l pro Lanzenstufe beaufschlagt, R2 mit 2,0 l pro Lanzenstufe und R3 mit 3,7 l pro Lanzenstufe. Nach der Beaufschlagung in einer Injektionsstufe wurde kurzzeitig mit der A-Komponente gespült, damit sich die Rammlanze nicht infolge der Schaumreaktion zusetzte und in der nächsten Stufe erneut beaufschlagt werden konnte. Die Injektion wurde volumengesteuert mit einer Rate von ca. 2,0 l/min ausgeführt, wobei der grobkörnige Boden mit einem geringen Druck zwischen 1,5 und 2,5 bar injiziert werden konnte. [Abb. 4.3](#) zeigt exemplarisch die Aufzeichnung der Injektionsparameter bei einer Injektionsstufe von Ring 2, der mit 2,0 l beaufschlagt wurde.

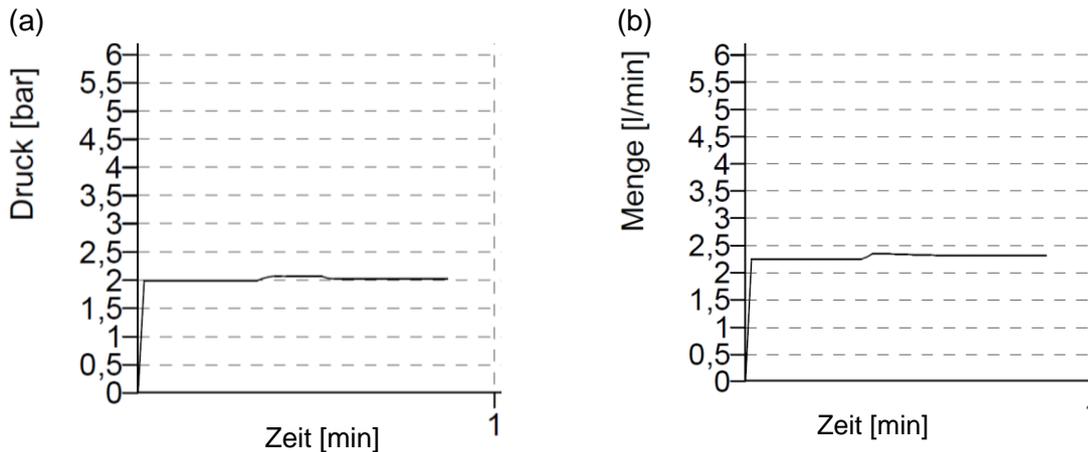


Abb. 4.3: exemplarische Darstellung des Druck- und Volumenverlaufs bei der Beaufschlagung von einer Injektionsstufe mit einer Menge von 2,0 l

4.2 Ausbreitung des Injektionsmaterials

Nach dem Injizieren wurden die GFK-Schalungsringe mit einem Trennschneider aufgeschnitten und die Injektionskörper freigelegt. [Abb. 4.4](#) zeigt die freigelegten Injektionskörper und veranschaulicht den Einfluss der Injektionsmenge pro Lanzenstufe.

In [Abb. 4.4\(a\)](#) sind die Injektionskörper bei der Injektionsmenge von $V_{inj} = 1,5 \text{ l/Stufe}$ dargestellt. Trotz der hohen Durchlässigkeit von $k(e_{min}) = 9,1 \cdot 10^{-2}$ des eingebauten Kiesel mGr ist das Injektionsmaterial nicht entsprechend der Schwerkraft vertikal nach unten gelaufen, sondern verbleibt in unmittelbarer Nähe zur Austrittsstelle der jeweiligen Lanzenstufe. Demnach unterscheidet sich der schnell reagierende Injektionsschaum maßgeblich von langsam abbindenden Injektionsmaterialien, welche im stark durchlässigen Boden entsprechend der Gravitationskraft zum Abströmen neigen. Bei der Schauminjektion bilden die Injektionskörper an der Austrittsstelle kugelförmige Strukturen mit einem Radius von ca. 23 cm, wobei sich die kugelförmigen Injektionskörper bei der Injektionsmenge von $V_{inj} = 1,5 \text{ l/Stufe}$ in horizontaler und vertikaler Richtung nur geringfügig bzw. nicht überschneiden.

Bei der Erhöhung Injektionsmenge auf $V_{inj} = 2,0 \text{ l/Stufe}$ (Ring R2) konnte in Injektionsrichtung ein zusammenhängender Injektionskörper hergestellt werden, wobei sich die anfänglich kugelförmigen Injektionskörper bei dem vertikalen Abstand von 25 cm zwischen den Injektionsstellen überschneiden und zu säulenartigen Strukturen zusammenwachsen. Die säulenförmigen Injektionskörper sind in [Abb. 4.4\(b\)](#) erkennbar. Dem hingegen konnte bei der Injektionsmenge von $V_{inj} = 2,0 \text{ l/Stufe}$ parallel zur Injektionsrichtung kein zusammenhängender Injektionskörper hergestellt werden. Die Injektionsmenge war demnach nicht ausreichend, um bei einem horizontalen Abstand von 32 cm zwischen den Rammlanzen den gesamten Porenraum zu verfüllen.

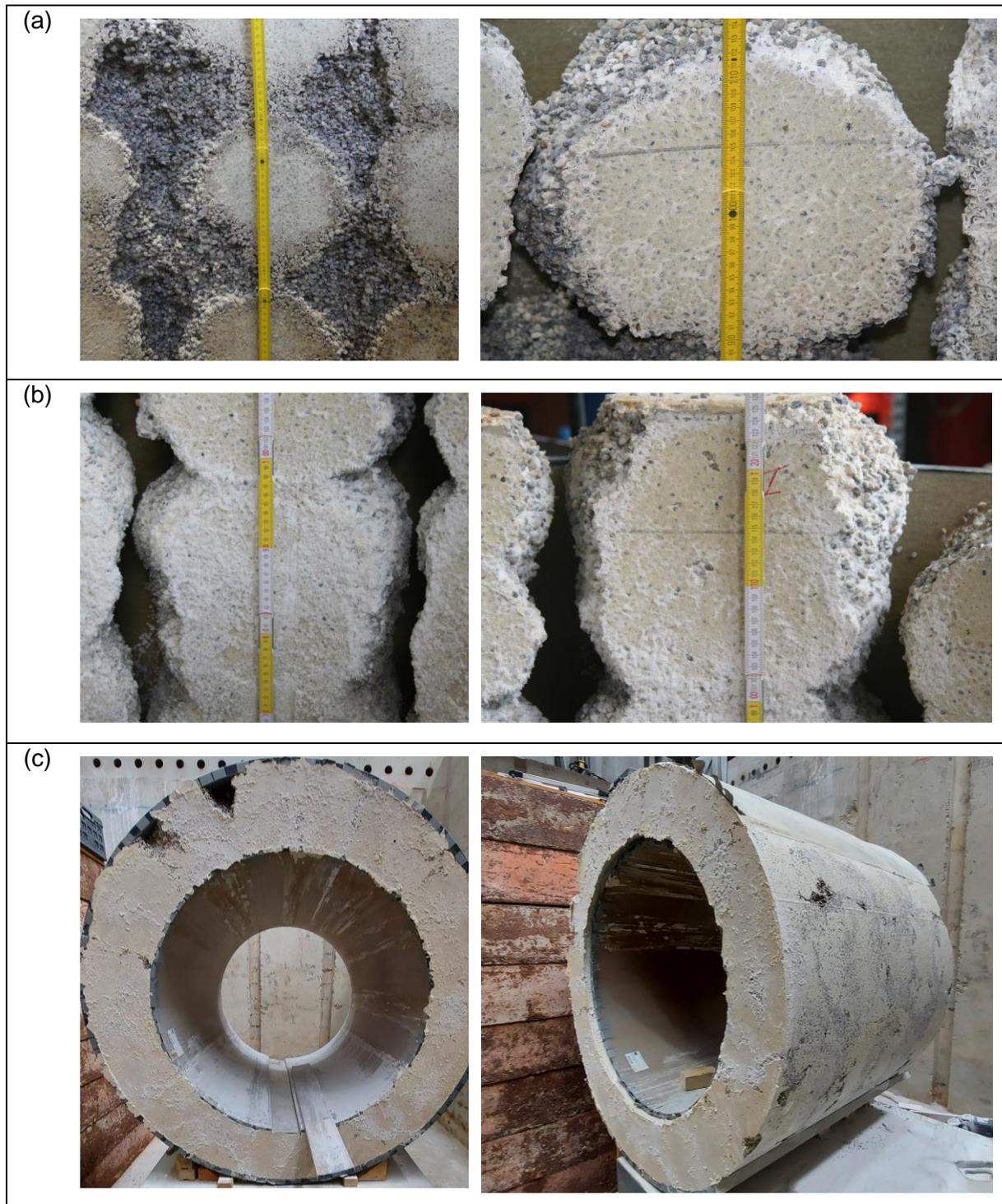


Abb. 4.4: Darstellung der Injektionskörper bei unterschiedlicher Injektionsmenge: (a) R1 mit $V_{inj} = 1,5 \text{ l/Stufe}$, kugelförmige Ausbreitung des Injektionsmaterials; (b) R2 mit $V_{inj} = 2,0 \text{ l/Stufe}$, zusammenwachsen der Injektionskörper in Injektionsrichtung; (c) R3 mit $V_{inj} = 3,7 \text{ l/Stufe}$, vollständig zusammengewachsener Hohlzylinder mit lokalen Fehlstellen parallel zur Injektionsrichtung an der Ringaußenseite

Durch die Erhöhung der Injektionsmenge auf $V_{inj} = 3,7 \text{ l/Stufe}$ konnte sowohl in Injektionsrichtung als auch horizontal zur Injektionsrichtung ein Verbund zwischen den einzelnen Injektionsstellen hergestellt werden. In Abb. 4.4(c) ist ein annähernd vollständig zusammengewach-

sener Injektionskörper in Form eines dickwandigen Rohres mit einer Dicke von 20 cm zu erkennen. Der ringförmige Injektionskörper konnte sein Eigengewicht von ca. 2,4 t nach der Entfernung der GFK-Rohre selbstständig tragen. Anhand des Porenvolumens im Boden ($V_{\text{Poren}} = n \cdot V_R = 0,346 \cdot 927 = 320,7 \text{ L}$) und der Gesamtinjektionsmenge von ($12 \text{ Lanzen} \cdot 5 \text{ Injektionsstufen} \cdot 3,7 \text{ L pro Injektionsstufe} = 223 \text{ L}$) konnte der Schaumfaktor des Injektionsmaterials zu $f_{\text{foam}} = 320,7/223 = 1,44$ bestimmt werden. Der Schaumfaktor im Boden mGr war bei den großmaßstäblichen Versuchen wesentlich geringer als in den kleinmaßstäblichen Untersuchungen ($f_{\text{foam}} \approx 2,6$).

Der Schaumfaktor wird durch die Injektionsrate, die Injektionsmenge, die Durchlässigkeit des Bodens und dem Abstand zwischen den Injektionspunkten beeinflusst. Bei zunehmender Injektionsmenge und gleichbleibender Injektionsrate wird mit der Zeit flüssiger Injektionsschaum in Bodenbereiche nachgeschoben, wo bereits Injektionsmaterial aushärtet. Demnach steht dem Injektionsmaterial, welches zum späteren Zeitpunkt injiziert wird, weniger Porenraum für die Volumenvergrößerung zur Verfügung. Daraus kann geschlussfolgert werden:

- Die Schaumdichte ist in der Nähe zur Materialaustrittsstelle am größten.
- Die Schaumdichte sinkt mit zunehmendem Abstand von der Materialaustrittsstelle.
- Die Homogenität der Injektionskörper wird maßgeblich durch die Injektionstechnik (Rate, Menge pro Injektionsstelle, Abstand der Injektionsstellen) beeinträchtigt.

4.3 Biegezugversuche

Zur Beurteilung der Festigkeit im Überschneidungsbereich zwischen den Injektionsstellen, wurden verschiedene Injektionskörper von Ring 2 nach der Freilegung in Form von größeren Quadern zugeschnitten. Die zusammengewachsenen Injektionskörper wurden anschließend anhand von Dreipunktlastversuchen untersucht. Zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit wurden die Probekörper so angeordnet, dass sich der Überschneidungsbereich zwischen zwei zusammengewachsenen Injektionsstufen mittig unter dem Lasteinleitungstreifen befindet. Abb. 4.5 veranschaulicht exemplarisch den Versuchsaufbau, wobei die Biegezugfestigkeit im Überschneidungsbereich zwischen den Injektionsstufen 2 und 3 der Lanze 7 (L7-S2_S3) ermittelt wurde. Die Probekörper wurden verformungsgesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,5 mm/min belastet.

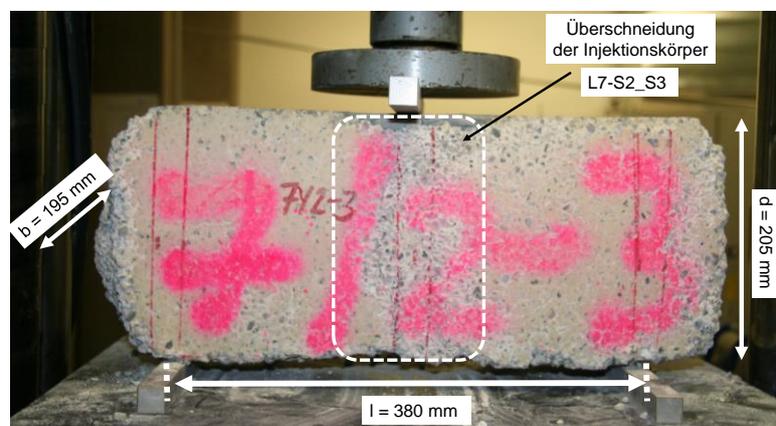


Abb. 4.5: Biegezugversuche zur Untersuchung der Festigkeit im Überschneidungsbereich zwischen zwei Injektionspunkten

Als Lasteinleitungstreifen und Auflager wurden quadratische Vierkanteisen mit einer Kantenlänge von 2 cm verwendet. Beim Zuschneiden der Probekörper konnte das Ausreißen von Bodenkörnern nicht verhindert werden, so dass die Probengeometrie lediglich an die ideale Rechteckform angenähert wurde. Das Last-Verformungs-Verhalten von insgesamt fünf Dreipunktlastversuchen ist in Abb. 4.6(a) dargestellt. Das Last-Verformungs-Verhalten ist bei allen Versuchen grundsätzlich vergleichbar: bis sich die Lasteinleitungstreifen ohne großen Lastzuwachs an den Probekörper anlegen, ist der Kurvenverlauf konkav. Anschließend nimmt die aufnehmbare Last annähernd linear zu, bis die Maximallast erreicht wird. Nach dem Überschreiten der Maximallast ist ein abrupter Lastabfall zu sehen. Das Verhalten der schauminjizierten Probekörper unter Zugbeanspruchung ist demnach als sehr spröde zu bewerten.

Mit der Probengeometrie und der Maximallast F wurde anschließend die Biegezugfestigkeit im Überschneidungsbereich entsprechend Gleichung (4-1) ermittelt und in Abb. 4.6(b) veranschaulicht.

$$\sigma_{t,tpb} = \frac{3 \cdot F \cdot l}{2 \cdot b \cdot d^2} \tag{4-1}$$

$\sigma_{t,tpb}$	Biegezugfestigkeit
F	Maximale Vertikalkraft
l	Auflagerabstand
b	Balkenbreite
d	Balkenhöhe

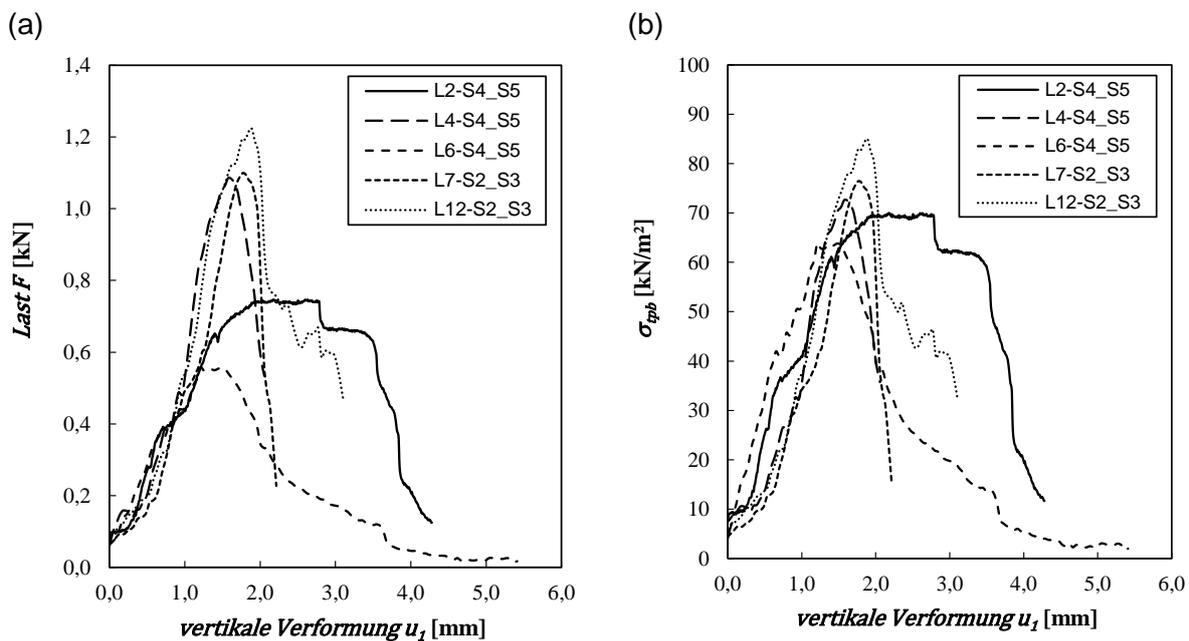


Abb. 4.6: Dreipunktlastversuche zwischen zwei Injektionsstufen: (a) Last-Verformungs-Verhalten; (b) abgeleitete Biegezugfestigkeit

Die Ergebnisse der durchgeführten Dreipunktlastversuche sind in Tab. 4.2 zusammengefasst. Der Mittelwert der Biegezugfestigkeit liegt bei 73,6 kN/m². Anhand von Reihenuntersuchungen an Beton (Bonzel 1964), Sandstein (Pandey und Sing 1986) und zementierten Böden (Wilson und Coull 2017) konnten empirische Korrelationen zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit hergestellt werden. Dabei wurde festgestellt, dass die Biegezugfestigkeit in

etwa dem 1,5 bis 2,0-fachem Wert der Spaltzugfestigkeit entspricht, wie in Gleichung (4-2) beschrieben wird.

$$\sigma_{t,tpb} \approx 1,5 \text{ bis } 2,0 \cdot \sigma_{t,sp} \quad (4-2)$$

$\sigma_{t,tpb}$	Biegezugfestigkeit
$\sigma_{t,sp}$	Spaltzugfestigkeit

Entsprechend Gleichung (4-2) kann die Spaltzugfestigkeit zwischen zwei Injektionsstufen überschlägig zu $73,6/1,5 \approx 50 \text{ kN/m}^2$ bzw. $73,6/2 \approx 37 \text{ kN/m}^2$ ermittelt werden. Die Spaltzugfestigkeit zwischen zwei Injektionsstufen ist dementsprechend wesentlich geringer als die Spaltzugfestigkeit, welche in den kleinmaßstäblichen Untersuchungen unter homogenen Randbedingungen ($\bar{x}_{mGr;0,85} = 186,4 \text{ kN/m}^2$) ermittelt wurde. Die Festigkeit im Bereich zwischen den zusammengewachsenen Injektionskörpern betrug demnach nur etwa 20% ($37/186$) bis 26% ($50/186$) der Festigkeit von homogen hergestellten Proben. Vermutlich könnte die Festigkeit im Übergang zwischen den Injektionskörpern durch einen geringeren Abstand zwischen den Injektionspunkten und eine höhere Injektionsmenge pro Injektionspunkt erhöht werden. Diesbezüglich wären zukünftig weiterführende experimentelle Untersuchungen zu empfehlen.

Tab. 4.2: Ergebnisse der Biegezugversuche zwischen zwei Injektionsstellen

Probe	Dichte	Breite	Höhe	Auflagerabstand	Max. Vertikal-kraft	Vertikale Verformung bei max. F	Biegezugfestigkeit
	ρ_{sp}	b	d	l	F	u_F	$\sigma_{t,tpb}$
	[kg/dm ³]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN/m ²]
L2-S4_S5	1,92	200	160	320	0,75	2,17	70,0
L4-S4_S5	1,93	205	175	280	1,09	1,57	72,6
L6-S4_S5	1,91	200	140	300	0,56	1,21	63,8
L7-S2_S3	1,93	195	205	380	1,10	1,76	76,4
L12-S2_S3	1,94	200	180	300	1,22	1,89	85,0
Mittelwerte \bar{x}						1,72	73,6

4.4 Fazit zu den großmaßstäblichen Untersuchungen

Aus den großmaßstäblichen Untersuchungen konnten wichtige Erkenntnisse zur Injektionstechnik und zur Ausbreitung von schnell reagierenden Schäumen im grobkörnigen Lockergestein (Mittelkies) gewonnen werden.

Der schnell reagierende Injektionsschaum ist trotz der hohen Durchlässigkeit des eingebauten Bodens nicht entsprechend der Schwerkraft vertikal nach unten abgefließen, sondern in unmittelbarer Nähe zur Injektionsstelle verblieben. Das Injektionsmaterial unterscheidet sich somit maßgeblich von langsam abbindenden hydraulischen Injektionsmaterialien, welche im stark durchlässigen Boden entsprechend der Gravitationskraft zum Abströmen neigen. Der Silikatschaum reagiert im Zielbereich der Injektion. Demnach kann sichergestellt werden, dass

die Verbesserungswirkung an der richtigen Stelle erzielt wird. Somit können Injektionsmaßnahmen im grobkörnigen Lockergestein mit dem Silikatschaum effizienter, zielgerichteter und zuverlässiger umgesetzt werden.

Bei einem Schaumfaktor von $f_{foam} \approx 1,44$ konnte bei der vorgesehenen Lanzenanordnung (lichter Abstand ca. 32 cm) ein vollständig geschlossener Injektionskörper in Form eines Rings mit einer Stärke von 20 cm hergestellt werden. Der Schaumfaktor wird durch die Injektionsrate, die Injektionsmenge, die Durchlässigkeit des Bodens und dem Abstand zwischen den Injektionsstellen beeinflusst. Bei zunehmender Injektionsmenge und gleichbleibender Injektionsrate wird mit der Zeit flüssiger Injektionsschaum in Bodenbereiche nachgeschoben, wo bereits Injektionsmaterial aushärtet. Demnach steht dem Injektionsmaterial, welches zum späteren Zeitpunkt injiziert wird, weniger Porenraum für die Volumenvergrößerung zur Verfügung. Demzufolge ist die Schaumdichte nahe der Materialaustrittsstelle am größten und sinkt mit zunehmendem Abstand. Anhand der Injektionsparameter können Rückschlüsse über den Injektionserfolg gewonnen werden. Ein schneller Druckanstieg bedeutet, dass ausreichend Material an der Injektionsstelle eingebracht wurde.

Die Festigkeit im Bereich zwischen den zusammengewachsenen Injektionskörpern betrug ca. 25% der Festigkeit von homogen hergestellten Proben. Die Homogenität der Injektionskörper wird maßgeblich durch die Injektionstechnik (Rate, Menge pro Injektionsstelle, Abstand der Injektionsstellen) beeinträchtigt. In der Praxis sollten die Injektionspunkte von benachbarten Injektionslanzen jeweils versetzt zueinander angeordnet werden, um Schwachstellen zwischen den Injektionskörpern zu vermeiden. Vermutlich kann die Festigkeit im Überschneidungsbereich durch einen geringeren Abstand zwischen den Injektionspunkten und eine höhere Injektionsmenge pro Injektionspunkt optimiert werden. Diesbezüglich wären zukünftig weiterführende Versuche sinnvoll.

5 Modellierung des Materialverhaltens

5.1 Ansätze zur Beschreibung der Festigkeit und Steifigkeit von schauminjizierten Böden

5.1.1 Porosity-Binder-Konzept⁶

Die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche haben gezeigt, dass das mechanische Verhalten (q_u , E) von schauminjizierten Böden von der Boden- und der Schaumdichte abhängt. In diesem Abschnitt wird das Porosity-Binder-Konzept (n/B -Index) angewendet, um diese Abhängigkeit zu beschreiben.

Hutchinson (1963) war einer der ersten Autoren, der die Festigkeit und das Verhältnis von Porosität und Zementanteil von zementinjizierten Sanden in Form einer Potenzfunktion in Beziehung setzte. Bisher wurde der n/B -Index verwendet, um die Zugfestigkeit, die einaxiale und triaxiale Festigkeit bzw. Steifigkeit verschiedener mit Bindemittel behandelter Böden zu korrelieren (Consoli et al. 2007; Consoli et al. 2010; Consoli et al. 2011; Consoli et al. 2017b; Consoli et al. 2018). Das Porosity-Binder-Konzept wurde bis dato jedoch noch nicht für injizierte Böden, insbesondere auf schauminjizierte Böden, angewendet.

Eine detaillierte Beschreibung des Porosity-Binder-Konzepts und des theoretischen Hintergrunds finden sich in Henzinger und Schömig (2020). Die wahrscheinlich relevanteste Form des Porosity-Binder-Konzepts ist in Gleichung (5-1) wiedergegeben, die erstmals von Consoli et al. (2007) vorgeschlagen wurde.

$$q_u = A_{pb} \cdot \left(\frac{n}{B_{iv}^x} \right)^{-\alpha} \quad (5-1)$$

q_u	Einaxiale Druckfestigkeit
n	Porosität des injizierten Bodens (Verhältnis zwischen dem Porenvolumen und Gesamtvolumen)
B_{iv}	Prozentualer Volumenanteil des Bindemittels (Verhältnis zwischen Bindemittelvolumen und Gesamtvolumen)
A_{pb}, α, x	Modellparameter, die experimentell ermittelt werden müssen

Abb. 5.1 veranschaulicht schematisch die Volumenverteilung von Boden, Schaum und Luft innerhalb eines schauminjizierten Probekörpers.

⁶ Dieses Kapitel wurde abschnittsweise aus Jessen und Cudmani (2022) übernommen. Die übernommenen Abschnitte wurden vom Autor verfasst.

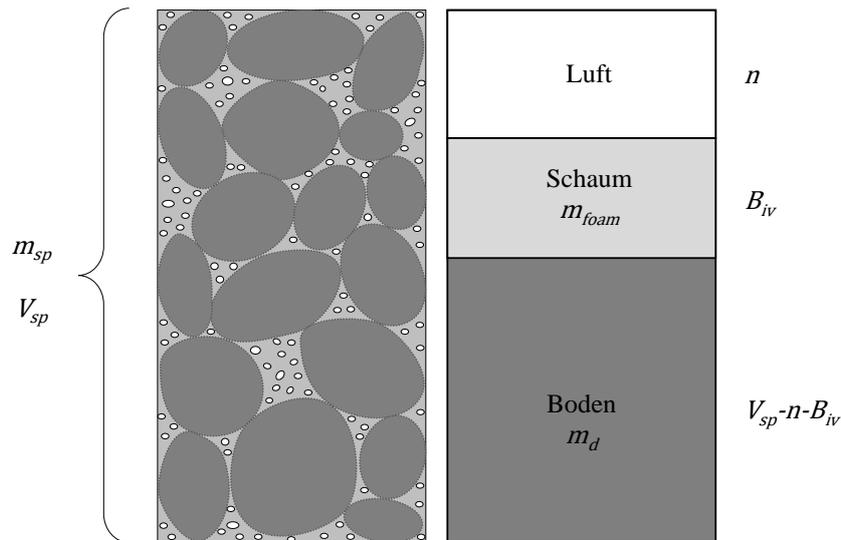


Abb. 5.1: Schematische Darstellung des Porosity-Binder-Konzepts für schauminjizierte Böden

Durch Messung von Volumen V_{sp} und Gewicht m_{sp} der Probekörper und bei anfänglich bekannter Trockendichte des Bodens ρ_d können n und B_{iv} wie folgt bestimmt werden:

$$m_{foam} = m_{sp} - \rho_d / V_{sp} \quad (5-2)$$

$$n = \frac{V_{sp} - m_{foam} / \rho_{fluid} - m_d / \rho_s}{V_{sp}} \quad (5-3)$$

$$B_{iv} = \frac{m_{foam} / \rho_{fluid}}{V_{sp}} \quad (5-4)$$

V_{sp}	Volumen des Probekörpers
m_{sp}	Masse des Probekörpers
ρ_d	Trockendichte des Bodens vor der Injektion
ρ_s	Korndichte des Bodens
m_{foam}	Masse des Schaums
ρ_{fluid}	Dichte des Schaums im flüssigen Zustand

Zur Bestimmung der Koeffizienten A_{pb} , und x werden die experimentell ermittelten Werte von q_u gegenüber den berechneten Werten von n/B_{iv} aufgetragen. Die drei Koeffizienten werden iterativ bestimmt bis das Bestimmtheitsmaß R^2 für Gleichung (5-1) das Maximum erreicht (Henzinger und Schömig 2020). Dieses Verfahren wurde für die Versuchsreihen vom schauminjizierten Feinkies mit unterschiedlicher Ausgangsdichte und variierender Dehnungsgeschwindigkeit angewendet. Die Parameter wurden sowohl für die einaxiale Druckfestigkeit q_u als auch für die Steifigkeit E bestimmt. Tab. 5.1 enthält die Werte der Koeffizienten für Gleichung (5-1) für q_u und E für verschiedene Dehnungsraten. Die Steifigkeit E wurde im linearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zwischen 20% und 60% von q_u bestimmt.

Tab. 5.1: Parametrisierung von Gleichung (5-1) für die einaxiale Druckfestigkeit q_u und die Steifigkeit E von schauminjiziertem Feinkies

fGr	$\dot{\epsilon}$	U	A_{pb}	x	α	R^2
	[mm/min]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]
q_u	1,000	10	466,5	-0,423	0,951	0,85
	0,050	9	387,2	-0,382	1,017	0,81
	0,005	9	355,2	-0,365	1,031	0,86
E	1,000	10	1,682	-0,450	2,105	0,92
	0,050	9	1,599	-0,468	2,071	0,83
	0,005	9	1,208	-0,441	2,148	0,83

Note: U = Probenanzahl

Obwohl die Probenanzahl für jede Dehnungsrate begrenzt ist, zeigen die relativ hohen Werte vom Bestimmtheitsmaß ($R^2 \geq 0,81$), dass die Beziehung zwischen Festigkeit/Steifigkeit, Porosität des injizierten Bodens und Bindemittelanteil (Schaumdichte) gemäß Gleichung (5-1) genau beschrieben werden kann. Mit abnehmender Dehnungsrate $\dot{\epsilon}$ ändert sich hauptsächlich der Parameter A_{pb} , während die Exponenten x und α in Gleichung (5-1) annähernd konstant bleiben. Für q_u : $x = [-0,365; -0,432]$ und $\alpha = [0,951; 1,031]$. Für E : $x = [-0,441; -0,468]$ und $\alpha = [2,071; 2,148]$. Daher kann davon ausgegangen werden, dass sich die beiden Exponenten x und α annähernd unabhängig von der Dehnungsrate verhalten. Abb. 5.2 zeigt die Auswertung von q_u und E als Funktion des Porosity-Binder-Index für vereinheitlichte x - und α -Werte. Die verwendeten x - und α -Werte liegen innerhalb der Bandbreite der in Tab. 5.1 aufgeführten Werte und führen zum bestmöglichen Bestimmtheitsmaß R^2 .

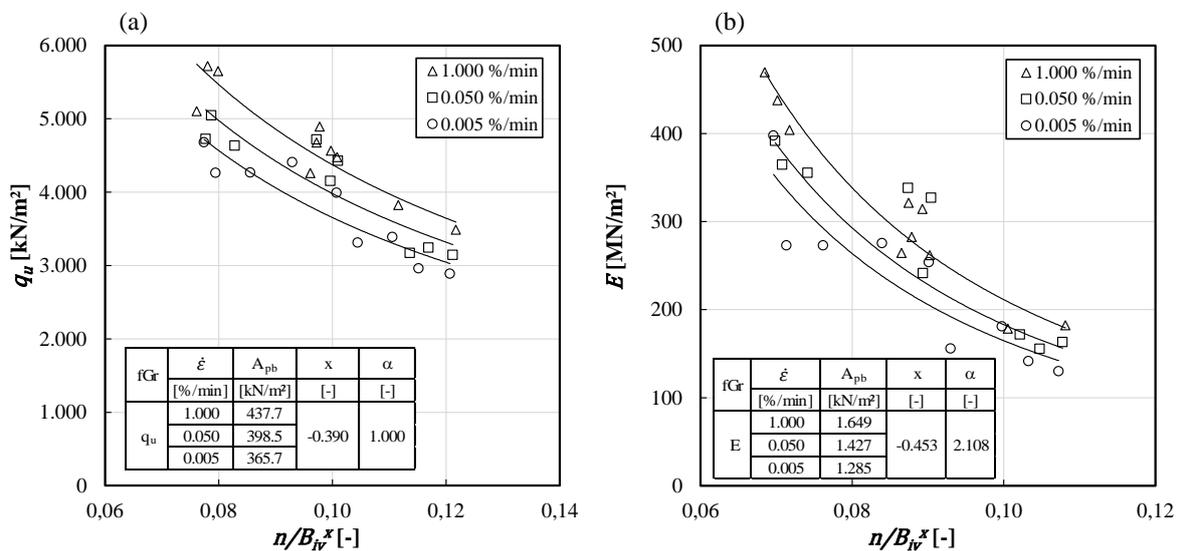


Abb. 5.2: Anwendung des Porosity-Binder-Konzepts für den schauminjizierten Feinkies bei vereinheitlichten x - und α -Werten: (a) einaxiale Druckfestigkeit q_u und (b) Steifigkeit E

Unter Verwendung der vereinheitlichten Exponenten x - und α , kann eine einzelne Beziehung zwischen den normierten Werten \bar{q}_u bzw. \bar{E} und dem Porosity-Binder-Index bestimmt werden (Consoli et al. 2016; Consoli et al. 2017a), wie nachfolgend für \bar{q}_u dargestellt ist:

$$\bar{q}_u = \frac{q_u}{q_{u(\nabla)}} = \frac{A_{pb} \cdot \left[\frac{n}{B_{iv}^x} \right]^{-\alpha}}{A_{pb} \cdot [\nabla]^{-\alpha}} = \frac{\left[\frac{n}{B_{iv}^x} \right]^{-\alpha}}{[\nabla]^{-\alpha}} \quad (5-5)$$

▽ Willkürlich gewählter $\frac{n}{B_{iv}^x}$ -Wert

Die Normierung wird nachfolgend für den willkürlich gewählten Wert von $\frac{n}{B_{iv}^x} = \nabla = 0.10$ durchgeführt. Abb. 5.3 zeigt die normierten Werte für die Dehnungsraten von $\dot{\epsilon} = 1.0$ %/min, $\dot{\epsilon} = 0.05$ %/min and $\dot{\epsilon} = 0.005$ %/min.

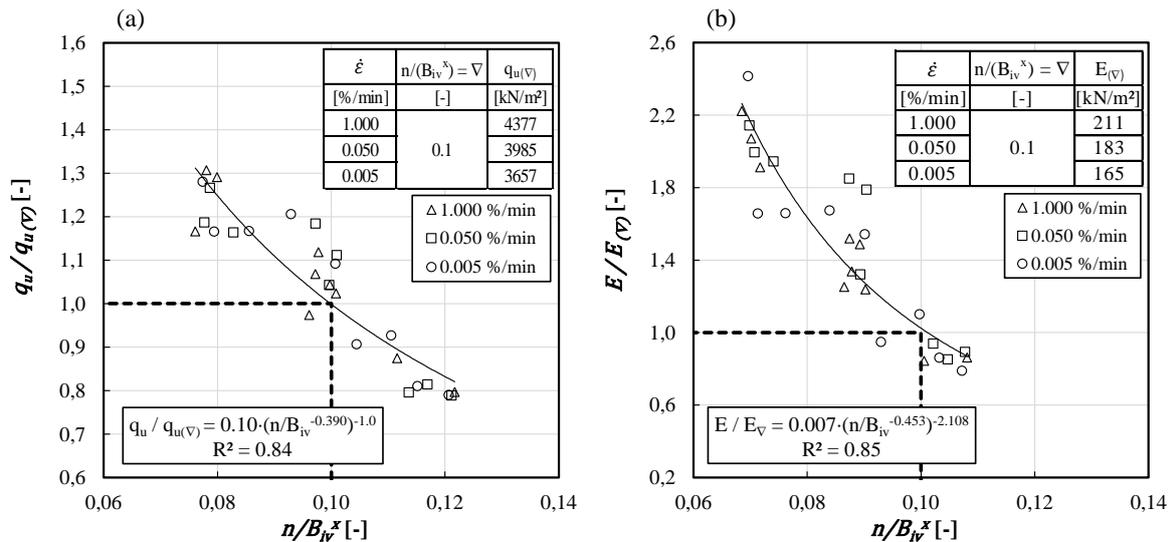


Abb. 5.3: Normierung für (a) q_u und (b) E gemäß Gleichung (5-5) für den schauminjizierten Feinkies

Trotz der begrenzten Datenbasis mit einer Gesamtzahl von 28 Testergebnissen werden hohe Korrelationskoeffizienten R^2 für q_u und E erreicht. Auf der Grundlage der normierten Gleichung (5-5) sind mindestens drei Versuche mit einer einzigen Dehnungsrate und ein Versuch für jede weitere Dehnungsrate erforderlich, um die Koeffizienten x , α and A_{pb} zu ermitteln. Anschließend kann anhand von Gleichung (5-5) die Druckfestigkeit und die Steifigkeit in situ in Abhängigkeit von der vorhandenen Dichte des Bodens und der Dichte des injizierten Schaums prognostiziert werden. Für den schauminjizierten Feinkies wurden folgende Beziehungen aus den experimentellen Daten abgeleitet:

$$q_u = A_{pb} \cdot \left(\frac{n}{B_{iv}^{-0.39}} \right)^{-1.00} \quad A_{pb} = \begin{cases} 437.7 \rightarrow \dot{\epsilon} = 1.0 \text{ \%}/\text{min} \\ 398.5 \rightarrow \dot{\epsilon} = 0.05 \text{ \%}/\text{min} \\ 365.7 \rightarrow \dot{\epsilon} = 0.005 \text{ \%}/\text{min} \end{cases} \quad (5-6)$$

$$E = A_{pb} \cdot \left(\frac{n}{B_{iv}^{-0.45}} \right)^{-2.11} \quad A_{pb} = \begin{cases} 1.649 \rightarrow \dot{\epsilon} = 1.0 \text{ \%}/\text{min} \\ 1.427 \rightarrow \dot{\epsilon} = 0.05 \text{ \%}/\text{min} \\ 1.285 \rightarrow \dot{\epsilon} = 0.005 \text{ \%}/\text{min} \end{cases} \quad (5-7)$$

5.1.2 Bruchbedingungen für schauminjizierte Böden⁷

Zur Beschreibung des Versagens der schauminjizierten grobkörnigen Böden werden nachfolgende Bruchbedingungen herangezogen:

- 1) Mohr-Coulomb (M-C)
- 2) Hoek-Brown (H-B) (Hoek und Brown 1980; Hoek 1983; Eberhardt 2012)
- 3) Lade (Lade 1977, 1993, 2014)

Das Mohr-Coulomb'sche-Versagenskriterium in Gleichung (5-8) wird durch einen linearen Zusammenhang zwischen den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 beschrieben:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5-8)$$

σ_1	Größte Hauptspannung
σ_3	Kleinste Hauptspannung
φ	Reibungswinkel
c	Kohäsion

Mit Hilfe der Scherparameter und der Annahme der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb kann die erforderliche Druck- und Zugfestigkeit des Bodens mit Hilfe der Gleichungen (5-9) bis (5-11) überschlägig ermittelt werden.

$$\sigma_{t,u} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (5-9)$$

$$\sigma_{t,i} = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (5-10)$$

$$q_u = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5-11)$$

$\sigma_{t,u}$	Einaxiale Zugfestigkeit
$\sigma_{t,i}$	Isotrope Zugfestigkeit

Die Bruchbedingung wird anhand der beiden Scherparameter φ und c definiert. Das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium ist aufgrund seiner simplen Handhabung die gängigste Bruchbedingung in der Geotechnik, berücksichtigt aber nicht den Einfluss der intermediären Hauptspannung σ_2 . Diese kann jedoch einen maßgeblichen Einfluss auf die Festigkeit von kohäsiven Materialien haben (Wastiels 1979; Kim und Lade 1984; Lade 2014; Mogi 1971). Demnach kann das Versagen unter allgemeinen Spannungszuständen ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) nicht hinreichend genau beschrieben werden. Zudem zeigen viele Materialien einen nichtlinearen Festigkeitsanstieg in der Deviatorebene. Insbesondere bei hohen mittleren Drücken wird die Festigkeitsumhüllende zunehmend nichtlinear (Lade 1993; Mogi 1971; Hudson 1993). In [Abb. 5.4](#) ist die Bruchbedingung nach M-C für die ausgeführten Triaxialversuche ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) an schauminjizierten Probekörpern dargestellt. Die Scherparameter wurden durch lineare Regression zu $c = 1184 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi_{com} = 38,3^\circ$ mit einem hohen Bestimmtheitsmaß ($R^2 = 0,986$) ermittelt. Demzufolge wird insbesondere die Kohäsion des anfänglich losen Korn-

⁷ Dieses Kapitel wurde abschnittsweise aus Jessen et al. (2022) übernommen. Die übernommenen Abschnitte wurden vom Autor verfasst.

gerüsts durch die Schauminjektion erhöht, während der Reibungswinkel im Vergleich zum natürlichen Feinkies ($\varphi_{fGr} = 36,3^\circ$) nur geringfügig ansteigt. Die Bruchbedingung nach M-C wurde ausschließlich für die Spannungspunkte im Druckbereich kalibriert. Wie Abb. 5.4(a) zeigt, liegt der Spaltzugversuch ($\sigma_2 \neq \sigma_3$) nicht auf den Hauptachsen der Oktaederebene, wo die Bruchbedingung nach M-C definiert wird. Daher ist der Vergleich der Grenzbedingung nach M-C mit dem Ergebnis des Spaltzugversuchs in der q-p-Ebene nicht zielführend.

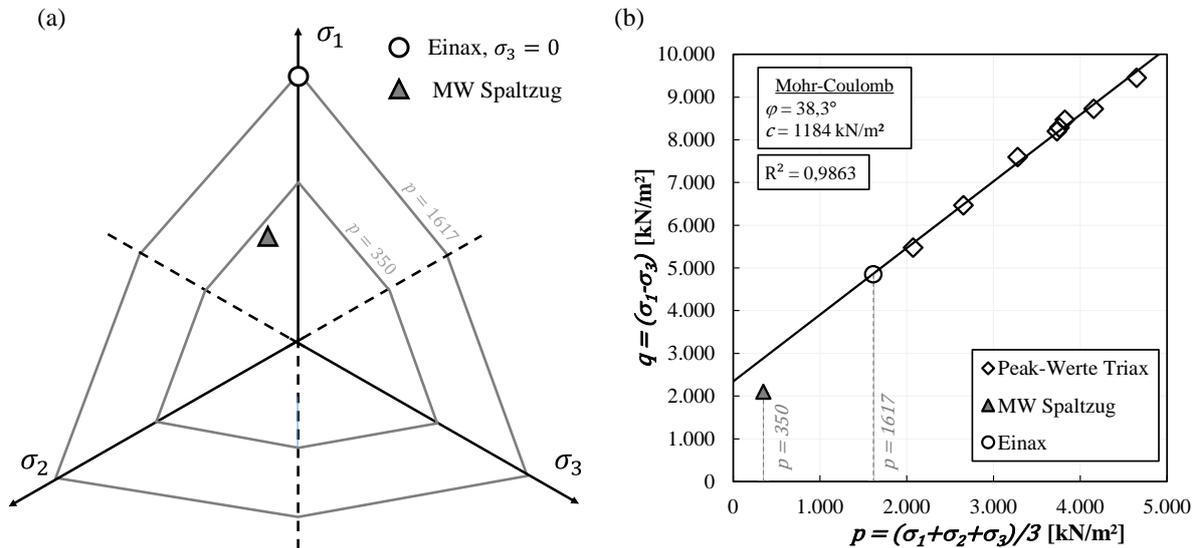


Abb. 5.4: Bruchbedingung nach M-C für den schauminjizierten Feinkies *fGr* (a) in der Oktaederebene und (b) in der Deviatorebene

Die Bruchbedingung nach Hoek-Brown (H-B) (Hoek und Brown 1980; Hoek 1983; Eberhardt 2012) beschreibt hingegen einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 . Die Bruchbedingung, Gleichung (5-12), wird anhand der einaxialen Druckfestigkeit q_u und der Konstante m_b definiert:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u \cdot \left\{ \left(\frac{m_b \cdot \sigma_3}{q_u} \right) + 1 \right\}^{0,5} \tag{5-12}$$

σ_1	Größte Hauptspannung
σ_3	Kleinste Hauptspannung
m_b	Konstante
q_u	Einaxiale Druckfestigkeit

Die intermediäre Hauptspannung σ_2 wird wie bei M-C nicht berücksichtigt. In Abb. 5.5 ist die Bruchbedingung nach H-B für den schauminjizierten Feinkies in der Oktaederebene und in der Deviatorebene dargestellt. Demnach wird die Zugfestigkeit durch H-B bei der Betrachtung in der Oktaederebene leicht unterschätzt.

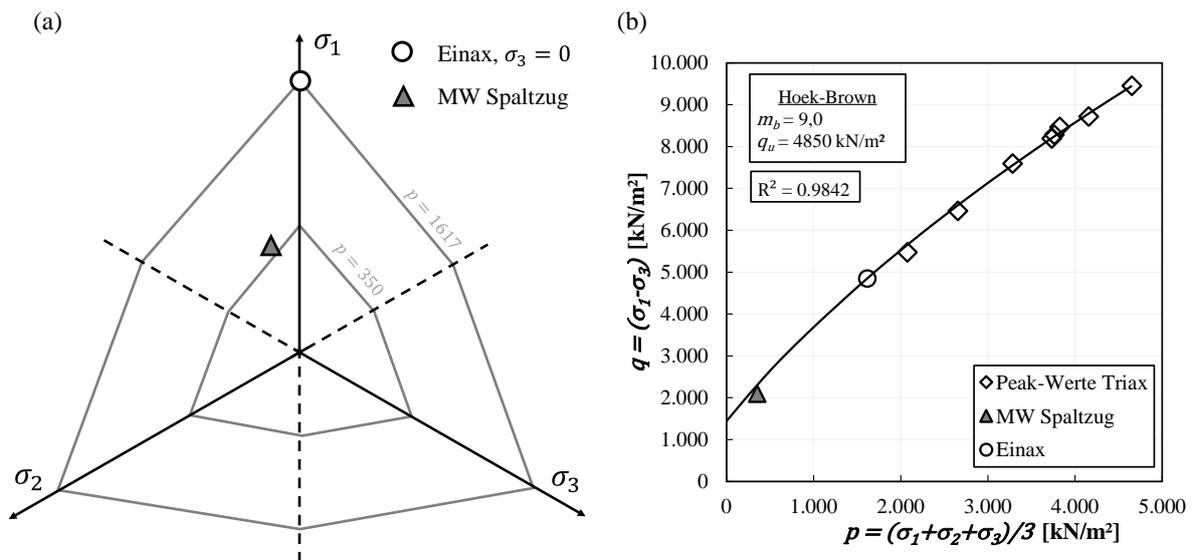


Abb. 5.5: Bruchbedingung nach H-B für den schauminjizierten Feinkies *fGr* (a) in der Oktaederebene und (b) in der Deviatorebene

Unter Berücksichtigung der experimentell ermittelten einaxialen Druckfestigkeit q_u ($\sigma_3 = 0$) wurde die Unbekannte m_b so lange variiert bis ein maximales Bestimmtheitsmaß R^2 zwischen den Versuchsergebnissen und der Prognose nach H-B erreicht wurde (best fit). Dabei wurde eine hohe Übereinstimmung ($R^2 = 0,984$) festgestellt. Die Bruchbedingung nach H-B wurde für die Spannungspunkte im Druckbereich kalibriert. Hinsichtlich des Ergebnisses des Spaltzugversuchs gilt für [Abb. 5.5\(a\)](#) die gleiche Anmerkung wie für [Abb. 5.4\(a\)](#).

Um den Einfluss der intermediären Spannung σ_2 zu berücksichtigen, kann das Bruchkriterium von Lade (Lade 1977; Kim und Lade 1984; Lade 1993, 2014) einbezogen werden. Im Gegensatz zur Bruchbedingung nach M-C und H-B, ist die Gestalt der Bruchbedingung nach Lade im Bereich der Hauptspannungsachsen in der Oktaederebene kontinuierlich gekrümmt, siehe [Abb. 5.7\(a\)](#). Nach Lade's Bruchbedingung tritt das Versagen des Materials auf, wenn die Spannungsinvarianten $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ und $I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$ die nachfolgende Beziehung in Gleichung (5-13) erfüllen:

Lade	$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \cdot \left(\frac{I_1}{p_a}\right)^m = \eta_1$	(5-13)
I_1, I_3	Invarianten	
p_a	Atmosphärischer Druck	
a	Konstante, welche die Zugfestigkeit bzw. Kohäsion beschreibt	
η_1	Öffnungswinkel der Versagensfläche	
m	Krümmung der Bruchbedingung	

Der Parameter η_1 definiert den Öffnungswinkel der Versagensfläche, ähnlich wie der Reibungswinkel φ , während der Parameter m die Krümmung der Bruchbedingung bestimmt. Um eine Kohäsion bzw. eine Zugfestigkeit zu berücksichtigen, können die Spannungen ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) durch $\bar{\sigma}_x = \sigma_x + a \cdot p_a, \bar{\sigma}_y = \sigma_y + a \cdot p_a$ und $\bar{\sigma}_z = \sigma_z + a \cdot p_a$ zur Berechnung der Invarianten erweitert werden. Dabei ist p_a der atmosphärische Druck und a ein dimensionsloser Materialparameter, der mit der Kohäsion bzw. der Zugfestigkeit des Materials in Verbindung steht. Die Größe des Parameters a kann anhand von Zugversuchen ermittelt werden, wobei das

Produkt $a \cdot p_a$ geringfügig höher als die einaxiale Zugfestigkeit gewählt werden sollte (Lade 2014). Abb. 5.6 veranschaulicht den Einfluss der Parameter η_1 und m hinsichtlich der Form der Bruchbedingung.

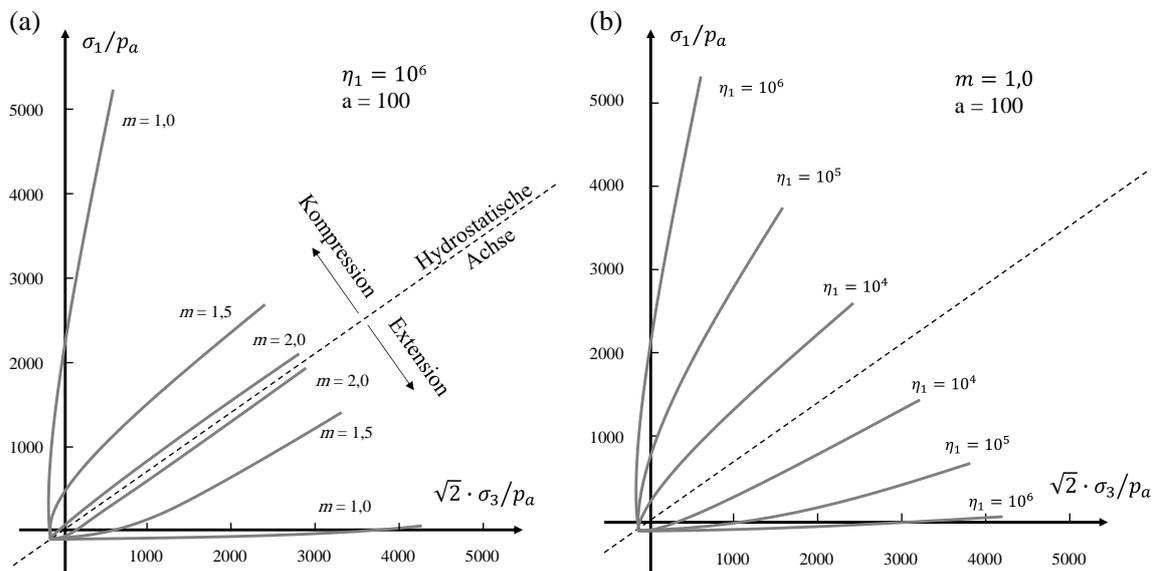


Abb. 5.6: Veranschaulichung der Parameter (a) m und (b) η_1 gemäß (Kim und Lade 1984)

Die Parameter η_1 und m können durch Darstellung der Wertepaare von $\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right)$ und $\left(\frac{I_1}{p_a}\right)$ für den Peak-Zustand im doppeltlogarithmischen Maßstab und Anpassung durch eine Gerade ermittelt werden. η_1 ist die Ordinate für $\left(\frac{I_1}{p_a}\right) = 1$. Die Steigung der Ausgleichsgerade wird durch den Exponenten m beschrieben. In Abb. 5.7(b) ist die Parameterermittlung für die Bruchbedingung nach Lade dargestellt. Für die Auswertung wurde $a \cdot p_a$ zu 580 kN/m^2 gewählt, was etwa dem 1,1-fachen Wert der ermittelten Spaltzugfestigkeit entspricht. Das Bestimmtheitsmaß der Regression beträgt $R^2 > 0,99$. Der Mittelwert der Spaltzugversuche kann für die Auswertung nach Lade als dreidimensionaler Spannungspunkt ($\sigma_1 = 1575 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_2 = 0 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_3 = -525 \text{ kN/m}^2$) bei der Parameterermittlung herangezogen werden, da alle drei Hauptspannungen berücksichtigt werden.

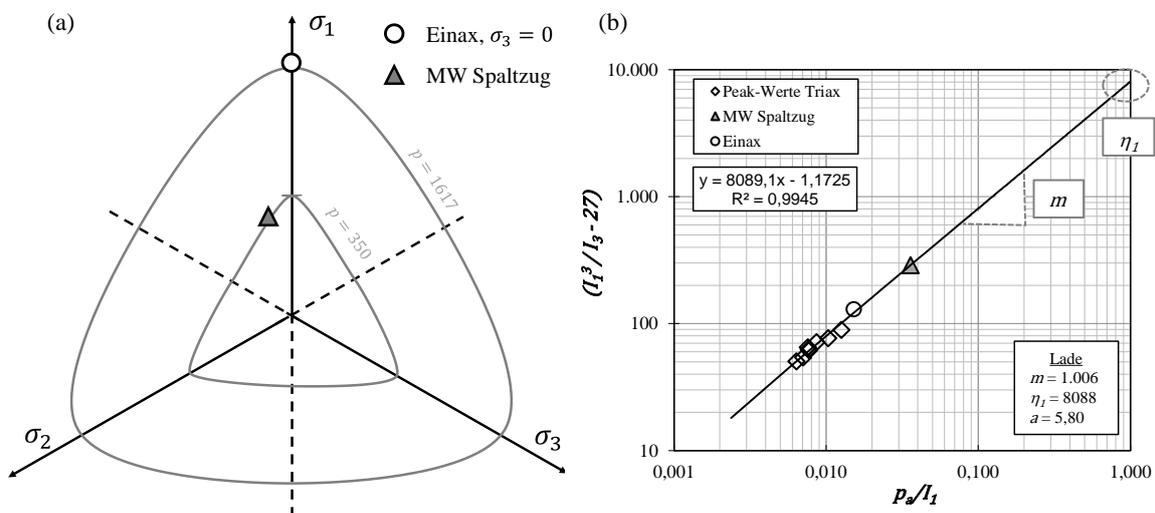


Abb. 5.7: Bruchbedingungen nach Lade für den schauminjizierten Feinkies fGr (a) in der Oktaederebene und (b) Parameterbestimmung

In [Abb. 5.8](#) sind die drei Bruchbedingungen mit den zugehörigen Parametern und die Versuchsergebnisse in der Deviatorebene gegenübergestellt.

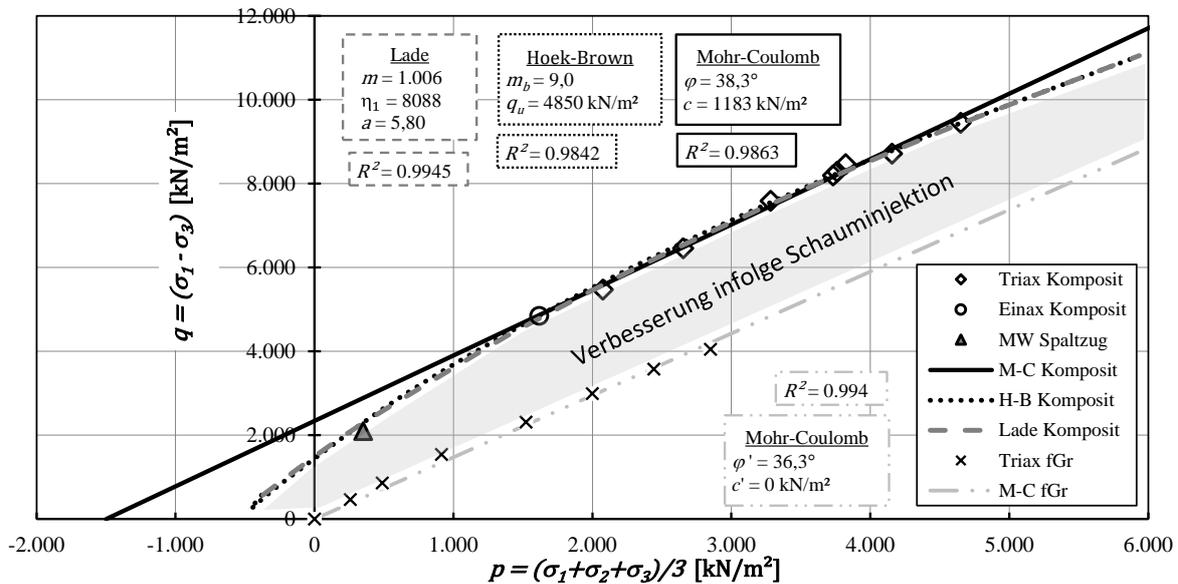


Abb. 5.8: Vergleich der Bruchbedingungen in der Deviatorebene für die durchgeführten Einaxial-, Triaxial- und Spaltzugversuche an den schauminjizierten und natürlichen Proben der Bodenkörnung *fGr*

Im Druckbereich zwischen $p = 1500 \text{ kN/m}^2$ und $p = 4500 \text{ kN/m}^2$ können alle drei Bruchbedingungen die Versuchsergebnisse hinreichend approximieren, während für Bruchzustände mit $p < 1500 \text{ kN/m}^2$ die Scherfestigkeit von M-C tendenziell überschätzt wird. Zwischen den nicht-linearen Bruchbedingungen H-B und Lade ist in der Deviatorebene kein maßgeblicher Unterschied erkennbar, jedoch werden die Unterschiede in der Oktaederebene deutlich, wie [Abb. 5.5\(a\)](#) und [Abb. 5.7\(a\)](#) zeigen.

Zusätzlich ist in [Abb. 5.8](#) die Scherfestigkeit der Triaxialversuche am natürlichen Feinkies dargestellt, so dass der Verbesserungseffekt infolge der Schauminjektion ersichtlich wird. Beim Vergleich ist zu berücksichtigen, dass der natürliche Feinkies ($I_D = 0,55$) und der schauminjizierte Kies ($I_D = 0,85$) nicht bei gleicher Lagerungsdichte untersucht wurde. Mit zunehmender Lagerungsdichte steigt der Reibungswinkel (Pyknotropie), so dass geschlussfolgert werden kann, dass die Verbesserung insbesondere auf der durch die Injektion hervorgerufenen Kohäsion beruht. Die Schauminjektion führt sowohl im Zug- als auch im Druckbereich zu einer maßgeblichen Scherfestigkeitserhöhung. Demnach wird die Scherfestigkeit sowohl im Zug- als auch im Druckbereich maßgeblich erhöht. Im Bereich von $p < 1000 \text{ kN/m}^2$ scheint die Verbesserung weniger ausgeprägt zu sein. Jedoch sollte hierbei nicht übersehen werden, dass im Falle des injizierten Bodens dieser Bereich im Triaxialgerät nur unter Zugspannungen überhaupt erreichbar ist.

Die Bruchkriterien wurden ebenfalls für die schauminjizierten Proben der Bodenkörnung *mGr* ($I_D = 0,85$) herangezogen. Die Versuchsergebnisse und die ermittelten Bruchbedingungen sind in [Abb. 5.9](#) dargestellt. Prinzipiell gelten für die Probekörper der Körnung *mGr* die gleichen Rückschlüsse wie für die Bodenproben der Körnung *fGr*. Die Scherfestigkeit wird im Bereich $p < 1000 \text{ kN/m}^2$ durch die lineare Bruchbedingung (M-C) überschätzt, wohingegen die beiden nichtlinearen Bruchbedingungen (H-B, Lade) die Versuchsergebnisse besser approximieren.

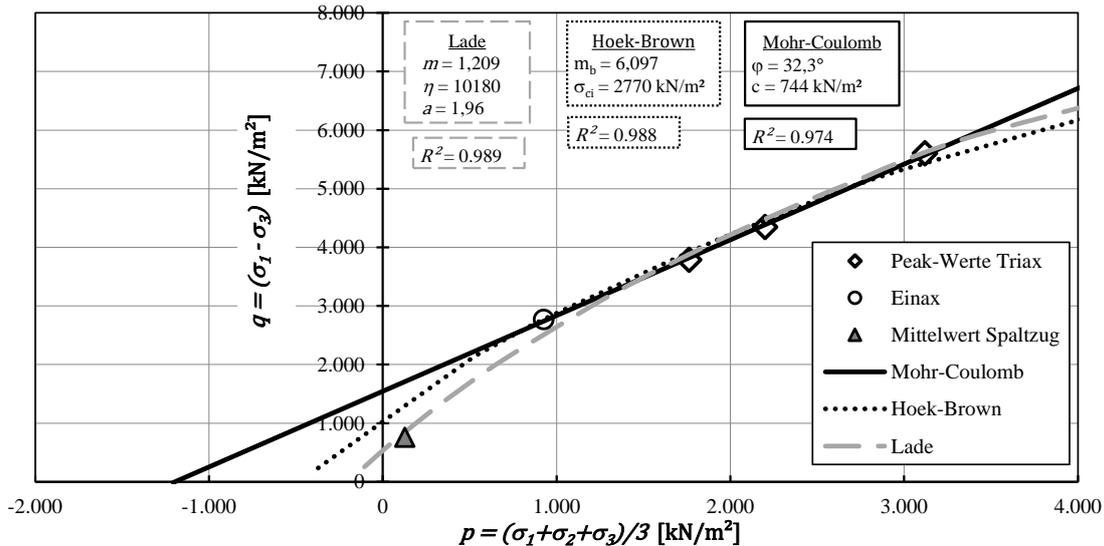


Abb. 5.9: Vergleich der Bruchbedingungen in der Deviatorebene für die durchgeführten Einaxial-, Triaxial- und Spaltzugversuche an den schauminjizierten Proben ($I_D = 0,85$) der Bodenkörnung *mGr*

Abb. 5.10 zeigt die Gegenüberstellung der Bruchbedingungen für die schauminjizierten Probekörper ($I_D = 0,85$) der Bodenkörnungen *fGr* und *mGr*. Die Festigkeit der grobkörnigeren Probekörper *mGr* ist sowohl im Zug- als auch im Druckbereich etwas geringer als die der feinkörnigen Probekörper *fGr*. Diesbezüglich wird auf Abschnitt 3.5.3 verwiesen.

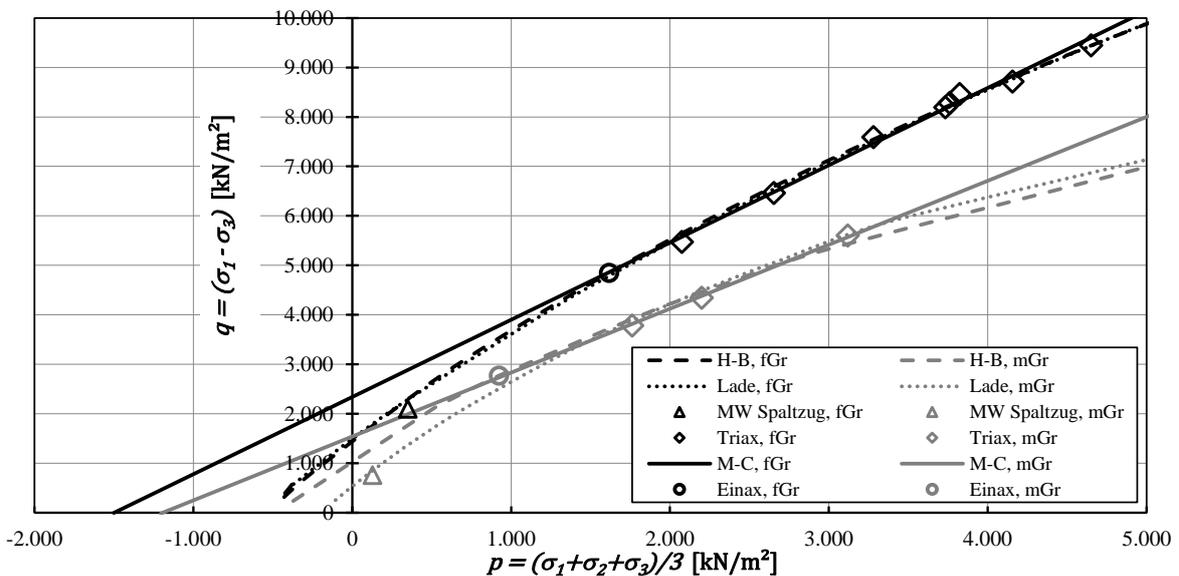


Abb. 5.10: Gegenüberstellung der Bruchbedingungen in der Deviatorebene für die durchgeführten Einaxial-, Triaxial- und Spaltzugversuche an den schauminjizierten Proben ($I_D = 0,85$) der Bodenkörnungen *fGr* und *mGr*

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das mechanische Verhalten von schauminjizierten Böden maßgeblich vom Druckniveau beeinflusst wird. Sowohl die Duktilität als auch die Scherfestigkeit steigt mit zunehmendem Druck an. Durch die Schauminjektion wird die Scherfestigkeit des natürlichen Bodens sowohl im Zug- als auch im Druckbereich maßgeblich erhöht. Im Druckbereich zwischen $p = 1500$ kN/m² und $p = 4500$ kN/m² können die Bruchbedingungen von Mohr-Coulomb, Hoek-Brown und Lade die Versuchsergebnisse hinreichend genau approximieren, während für mittlere Drücke $p < 1000$ kN/m² die Scherfestigkeit durch

Mohr-Coulomb signifikant überschätzt wird. Insbesondere für Anwendungsfälle, in denen die Zugfestigkeit von Bedeutung ist, erscheinen die nichtlinearen Bruchbedingungen (Hoek-Brown, Lade) zur Beschreibung der Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom mittleren Druck besser geeignet als die Bruchbedingung Mohr-Coulomb. Im Vergleich zu Hoek-Brown und Mohr-Coulomb kann mit der Bruchbedingung von Lade der Einfluss der intermediären Spannung σ_2 berücksichtigt werden.

5.2 Stoffmodellierung

Zur numerischen Modellierung des Materialverhaltens von schauminjizierten Böden wurden nachfolgende Stoffmodelle verwendet:

- Elastisch-ideal plastisch mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung (MC)
- Concrete Model (CM), (Schädlich und Schweiger 2014; Schädlich et al. 2014; Saurer et al. 2014)

Im ersten Schritt wurden die Modellparameter mittels Nachrechnung von Elementversuchen (Einax- und Triaxialversuche) im Plaxis-Soil-Tester kalibriert. Mit diesen Eingangsparametern wurde im zweiten Schritt ein Spaltzugversuch als Randwertproblem simuliert, um die Modellparameter anhand der Gegenüberstellung von experimentellen und numerischen Ergebnissen zu validieren.

Nachfolgend werden die Grundlagen der beiden Stoffmodelle erläutert.

5.2.1 Elastisch-ideal plastisch mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung (MC)

Das Stoffmodell MC ist ein verhältnismäßig einfaches und weit verbreitetes Modell, welches häufig zur Abbildung des Materialverhaltens von Boden, Fels und Beton eingesetzt wird. Mit dem Modell wird ein linear elastisches, perfekt plastisches Materialverhalten wiedergegeben (siehe [Abb. 5.11](#)). Im Modell kann eine assoziierte oder nicht assoziierte Fließregel angenommen werden.

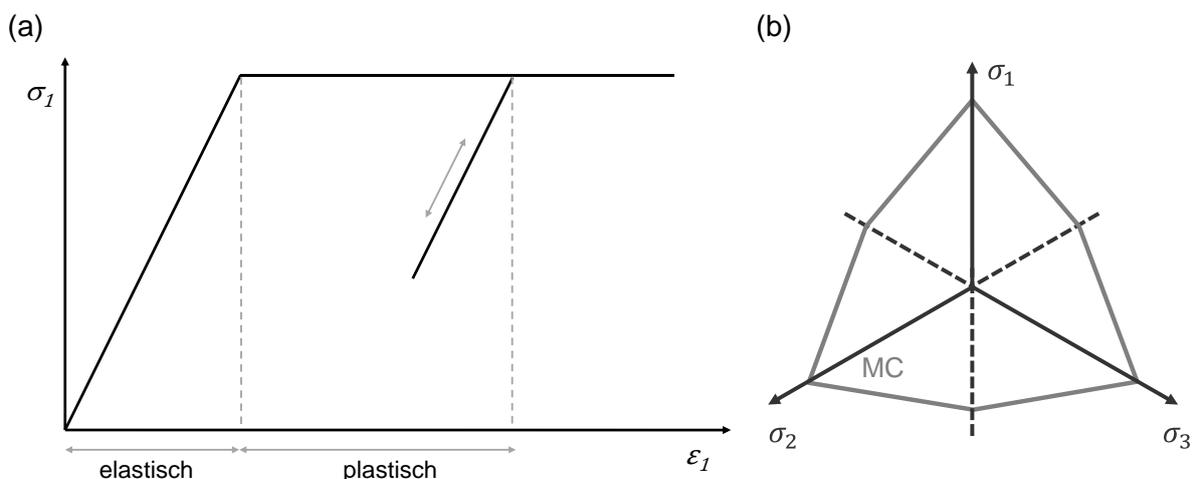


Abb. 5.11: Veranschaulichung des Mohr-Coulomb'schen Stoffmodells: (a) Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei einaxialer Kompression; (b) Bruchbedingung in der Oktaederebene

Die Mohr-Coulomb-Fließbedingung in Gleichung (5-14) beschreibt einen linearen Zusammenhang zwischen den beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_3 :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \quad (5-14)$$

Die Bruchbedingung wird über die beiden Scherparameter φ und c definiert. Das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium wird bei der analytischen Lösung von vielen geotechnischen Problemen eingesetzt und ist aufgrund seiner simplen Handhabung die gängigste Bruchbedingung in der Geotechnik, berücksichtigt aber nicht den Einfluss der intermediären Hauptspannung σ_2 . Diese kann jedoch einen maßgeblichen Einfluss auf die Festigkeit von kohäsiven Materialien haben (Wastiels 1979; Kim und Lade 1984; Lade 2014; Mogi 1971). Demnach können Bruchzustände ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), wie z.B. an der Ortsbrust im Tunnelbau oder innerhalb eines Bohrlochs, nur unzureichend genau beschrieben werden. Zudem zeigen granulare Böden einen nichtlinearen Scherfestigkeitsanstieg in der Deviatorebene. Insbesondere bei hohen Seitendruckspannungen wird die Scherfestigkeitsumhüllende zunehmend nichtlinear (Lade 1993; Mogi 1971; Hudson 1993).

In Plaxis wird das Stoffmodell MC anhand von insgesamt sechs Parametern definiert, die in [Tab. 5.2](#) dargestellt sind. Im Falle von Zugbeanspruchung kann die Zugfestigkeit anhand eines Tension cut-offs (*tco*) begrenzt werden. Das Tension cut-off führt zum Versagen, sobald eine der drei Hauptspannungen die Zugfestigkeit erreicht, unabhängig von der Größe der anderen beiden Hauptspannungen.

Tab. 5.2: Eingangsparameter für das Stoffmodell MC mit nicht assoziierter Fließregel

Parameter	Einheit	Beschreibung
E	[MN/m ²]	E-Modul
ν	[-]	Querdehnzahl
c	[kN/m ²]	Kohäsion
φ	[°]	Peakreibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
<i>tco</i>	[kN/m ²]	Tension cut-off

Jedoch verbleiben einige charakteristische Materialeigenschaften von Böden bzw. von injizierten Böden, die mit dem Stoffmodell nicht abgebildet werden können, wie zum Beispiel:

- nichtlineares Materialverhalten vor Erreichen des Bruchzustands (Verfestigung)
- Druckabhängigkeit der Steifigkeit
- Entfestigung
- Einfluss der Lagerungsdichte
- Ratenabhängigkeit, viskoses Verhalten
- Einfluss des Spannungs- und Dehnungspfads

5.2.2 Concrete Model (CM)

Das nichtlineare Concrete Model wurde von Schädlich und Schweiger (2014) insbesondere für Spritzbeton entwickelt, wobei auch Materialien mit vergleichbaren Eigenschaften (unbe-

wehrter Beton, DSV-Säulen, injizierte Böden) mit dem Stoffmodell nachgebildet werden können. Das elastoplastische Stoffmodell wurde so konzeptioniert, dass sowohl zeitabhängige Effekte (Materialerhärtung, Kriech- und Schwindeffekte) als auch Verfestigung und Entfestigung nachgebildet werden können. Das Stoffmodell enthält eine Gesamtdehnung, die sich aus vier Anteilen zusammensetzt: eine elastische Dehnung, eine plastische Dehnung, eine Kriechdehnung und eine Schwinddehnung (siehe Gleichung (5-15)).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^{cr} + \varepsilon^{shr} \tag{5-15}$$

ε	Gesamtdehnung
ε^e	Elastischer Dehnungsanteil
ε^p	Plastischer Dehnungsanteil
ε^{cr}	Dehnungsanteil aus Kriechen
ε^{shr}	Dehnungsanteil aus Schwinden

Das Concrete Model berücksichtigt zwei unterschiedliche Fließflächen, die unter deviatorischer Beanspruchung über das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium gemäß Gleichung (5-16) und unter Zugbeanspruchung durch das Rankine-Kriterium gemäß Gleichung (5-17) definiert werden.

$$F_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - \sigma_{rot}}{2} \cdot \frac{f_{cy}}{2 \cdot \sigma_{rot} + f_{cy}} \tag{5-16}$$

$$F_t = \sigma_1 - f_t \tag{5-17}$$

F_c	Fließfläche unter deviatorischer Belastung
F_t	Fließfläche unter Zugbeanspruchung
σ_1, σ_3	Hauptspannungen
σ_{rot}	Schnittpunkt der Grenzbedingung nach M-C und der isotropen Spannungsachse
f_{cy}	Fließspannung bei einaxialer Druckbeanspruchung
f_t	Fließspannung bei einaxialer Zugbeanspruchung

Abb. 5.12 veranschaulicht die beiden Fließflächen unter Druck- und Zugbeanspruchung.

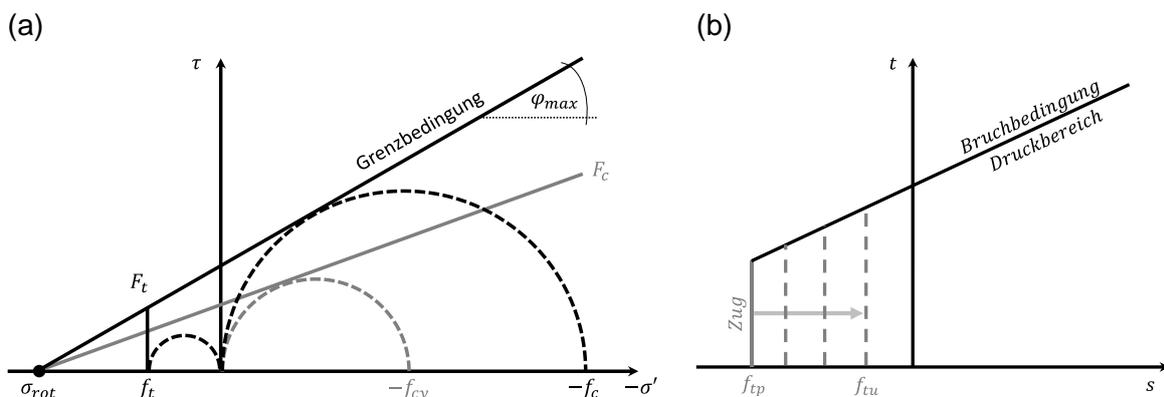


Abb. 5.12: Fließflächen und Grenzbedingung des Concrete-Modells: (a) für deviatorische Beanspruchung; (b) Zugbeanspruchung; adaptiert nach Brinkgreve et al. (2023)

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter Druckbeanspruchung kann entsprechend [Abb. 5.13\(a\)](#) in fünf Bereiche unterteilt werden. Aufgrund der Zeitabhängigkeit des Concrete Modells wird die Dehnungs-Dehnungs-Beziehung in normierter Form ($H_c = \varepsilon_3/\varepsilon_{3,peak}$) dargestellt.

- | | |
|-----|---------------------------|
| 0 | linear elastisch |
| I | quadratische Verfestigung |
| II | lineare Entfestigung |
| III | lineare Entfestigung |
| IV | konstante Restfestigkeit |

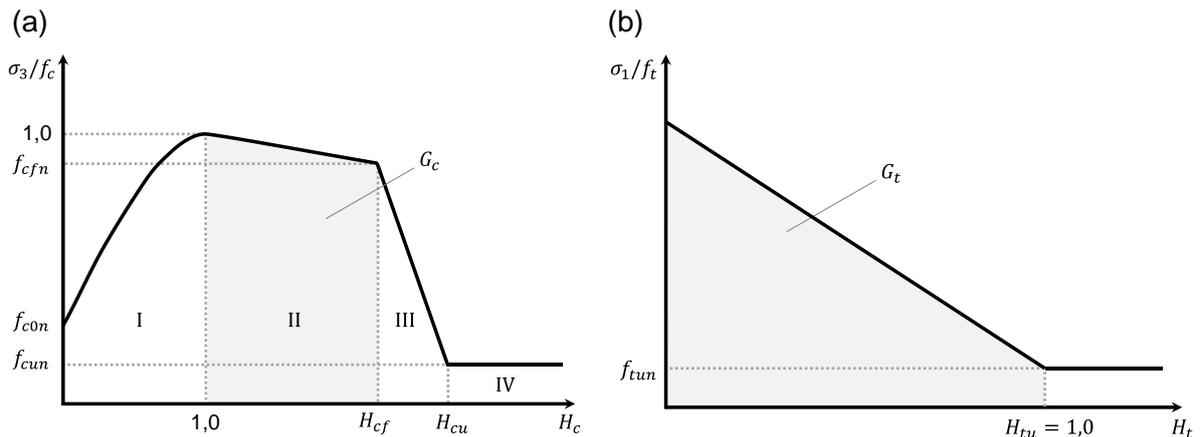


Abb. 5.13: (a) Normierte Verfestigung und Entfestigung unter einaxialer Kompression; (b) Normierte Entfestigung unter Zugbeanspruchung (nach Schädlich und Schweiger 2014)

Die Entfestigung wird über die Modellparameter der Bruchenergie G_c (Druck) und G_t (Zug) gesteuert. Unter Zugbeanspruchung wird zunächst linear elastisches Materialverhalten simuliert bis die Zugfestigkeit f_t erreicht wird. Wie in [Abb. 5.13\(b\)](#) in normierter Form ($H_t = \varepsilon_1/\varepsilon_{1,tu}$) dargestellt ist, erfolgt unter Zugbeanspruchung eine lineare Entfestigung, die über die Zugbruchenergie G_t gesteuert wird. Bei Erreichen der Restfestigkeit f_{tun} erfolgt keine weitere Entfestigung. Da die Entfestigungsvorgänge größenabhängig sind, werden die Zug- und Druckbruchenergien (G_t bzw. G_c) von der Probengröße beeinflusst. Extrapolationen von kleinmaßstäblichen Laborergebnissen auf große Strukturen müssen daher mit Vorsicht vorgenommen werden (Fabris et al. 2021). Die Entfestigung wird beim CM unabhängig von der Netzfeinheit über die äquivalente Elementgröße L_{eq} regularisiert. L_{eq} wird nach Pölling (2000) gemäß Gleichung (5-18) definiert. Die äquivalente Elementgröße wird bei der mathematischen Beschreibung der plastischen Dehnungsanteile berücksichtigt.

$$L_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_{el}}{\sqrt{3} \cdot n_{GP}}} \quad (5-18)$$

L_{eq}	äquivalente Elementgröße
A_{el}	Elementgröße
n_{GP}	Anzahl der Spannungspunkte pro Element

Das Concrete Modell impliziert, dass die Duktilität mit zunehmendem Druck σ_3 ansteigt. Mit dem Parameter a_D wird die Zunahme der plastischen Dehnung ε_{cp} entsprechend Gleichung (5-19) gesteuert.

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_{cp,qu} \cdot \left(1 + a_D \cdot \frac{\sigma_3}{q_u}\right) \quad (5-19)$$

ε_{cp}	Plastische Dehnung unter Kompression
$\varepsilon_{cp,qu}$	Plastische Peakdehnung unter einaxialer Kompression
a_D	Anstieg von ε_{cp}^p bei zunehmendem Seitendruck

Im Vergleich zum Stoffmodell MC weist das Concrete Model folgende Vorteile auf:

- Nichtlineares Materialverhalten (Fließen) unter Druckbeanspruchung vor Erreichen des Bruchzustands
- Entfestigung unter Druck- und Zugbeanspruchung
- Zunahme der Duktilität mit ansteigendem Seitendruck
- Abbildung von Kriechverformungen
- Abbildung der zeitabhängigen Erhärtung

Nichtsdestotrotz verbleiben verschiedene Merkmale des Verhaltens von injizierten Böden, welche das Modell nicht abbilden kann:

- Ratenabhängiges Materialverhalten
- Abbildung von Kriechversagen
- Belastungsgeschichte kann nur bedingt abgebildet werden
- Anisotrope Steifigkeit unter Zug- und Druckbeanspruchung

Insgesamt müssen 14 Eingangsparameter für das Concrete Model definiert werden, wenn man die zeitabhängige Materialerhärtung sowie Kriech- und Schwindeffekte außer Acht lässt.

Tab. 5.3: Eingangsparameter für das Concrete Model

Parameter	Einheit	Beschreibung
E_{28}	[MN/m ²]	E-Modul
ν	[-]	Querdehnzahl
$f_{c,28}$	[kN/m ²]	Einaxiale Druckfestigkeit
f_t	[kN/m ²]	Einaxiale Zugfestigkeit
f_{con}	[-]	Normalisierte Anfangsfestigkeit
f_{cfn}	[-]	Normalisierte Bruchfestigkeit (Druck)
f_{cun}	[-]	Normalisierte Restfestigkeit (Druck)
ε_{cp}^p	[-]	Plastische Bruchdehnung unter einaxialer Kompression
G_c	[kN/m]	Bruchenergie (Druck)
f_{tun}	[-]	Verhältnis zwischen Rest- und Zugfestigkeit
G_t	[kN/m]	Bruchenergie (Zug)
a_D	[-]	Anstieg von ε_{cp}^p bei zunehmendem Seitendruck
φ_{peak}	[°]	Peakreibungswinkel
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

Die Eingangsparameter können anhand von einaxialen Druckversuchen, Triaxialversuchen und Spaltzugversuchen abgeleitet werden. Die Rissbildung wird durch einen verschmierten Rissansatz unter Verwendung einer Regularisierungstechnik abgebildet, die auf der Bruchenergie basiert (Schädlich und Schweiger 2014). Die Materialerhärtung (Zunahme der Festig-

keit und Steifigkeit mit der Zeit) ist für silikatschauminjizierte Böden nicht relevant, da die Erhärtung des Silikatschaums bereits innerhalb von wenigen Minuten erfolgt, wie zuvor in Abschnitt 3.5.2 dargestellt wurde.

5.2.3 Nachrechnung von Elementversuchen

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Elementversuche (Einax, Triax) am Feinkies (f_{Gr} , $I_D = 0,85$) anhand von Elementversuchen mit den Stoffmodellen MC und CM nachgerechnet. Die verwendeten Eingangsparameter für die zuvor beschriebenen Stoffmodelle MC und CM sind in [Tab. 5.4](#) und [Tab. 5.5](#) wiedergegeben und wurden anhand der Elementversuche kalibriert. Mit Hilfe der Nachrechnungen sollen die Eigenschaften der beiden Stoffmodelle veranschaulicht werden. Insbesondere zur Anwendung des Concrete Models existieren in der Literatur bis dato nur wenige Erfahrungen.

Tab. 5.4: Parameterset MC für den schauminjizierten Feinkies (f_{Gr} , $I_D = 0,85$)

E	ν	c	φ	ψ	t_{co}	γ
[MN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]
380	0,12	1180	38,3	20	-525	20

Tab. 5.5: Parameterset CM für den schauminjizierten Feinkies (f_{Gr} , $I_D = 0,85$)

E_{28}	ν	ε_{cp}^p	$f_{c,28}$	f_t	G_c	G_t
[MN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]
380	0,12	0,006	4871	-525	60	0,0008
f_{c0n}	f_{cfn}	f_{cun}	f_{tun}	φ_{max}	ψ	α_D
[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[°]	[-]
0,9	0,8	0,1	0,001	38,3	20	4,2

5.2.3.1 Nachrechnungen mit dem Stoffmodell MC

In [Abb. 5.14](#) sind die Versuchsergebnisse und die zugehörigen Nachrechnungen mit dem Stoffmodell MC gegenübergestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in [Abb. 5.14 \(a\)](#) und das volumetrische Verformungs-Verhalten in [Abb. 5.14 \(b\)](#) zeigen, dass das Materialverhalten vom schauminjizierten Feinkies vereinfacht durch ein linear-elastisches, perfekt plastisches Stoffmodell approximiert werden kann. Die Zunahme der Festigkeit mit ansteigendem Druck und das anfänglich kontraktante sowie schließlich stark dilatante Materialverhalten können mit dem Stoffmodell MC realistisch wiedergegeben werden.

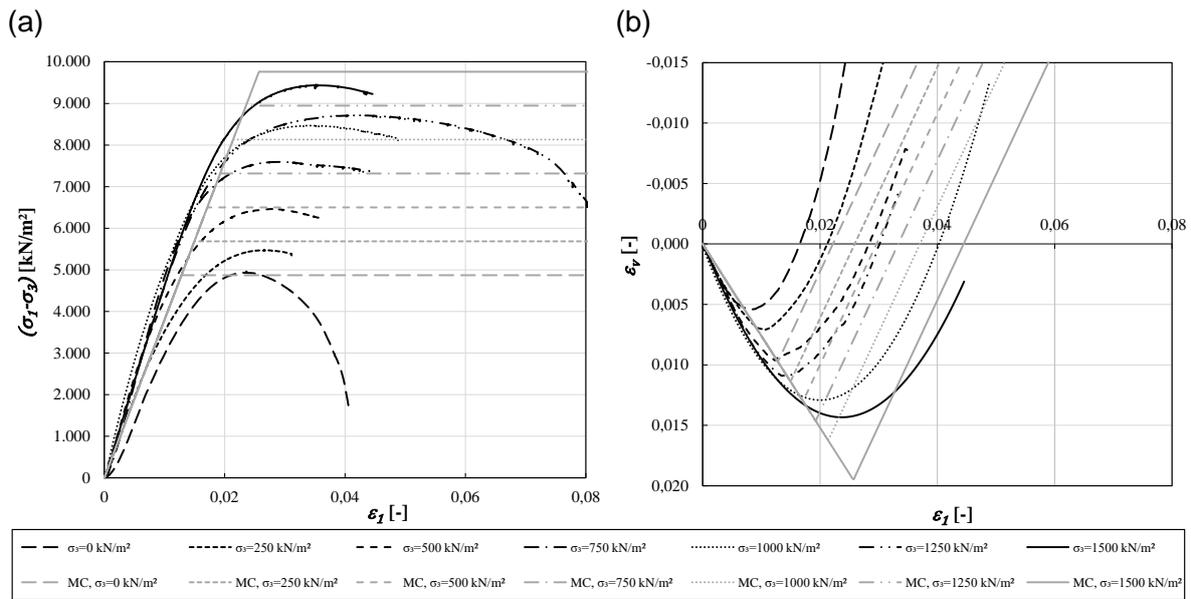


Abb. 5.14: Nachrechnung von Triaxialversuchen am Feinkies (f_{GR} , $I_D = 0,85$) mit dem Stoffmodell MC bei unterschiedlichen Seitendruckspannungen: (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen; (b) Volumetrisches Verformungs-Verhalten

5.2.3.2 Nachrechnungen mit dem Concrete Modell

In Abb. 5.15 sind die Versuchsergebnisse und die zugehörigen Nachrechnungen mit dem Concrete Modell gegenübergestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Abb. 5.15 (a) und das volumetrische Verformungs-Verhalten in Abb. 5.15 (b) zeigen, dass das Materialverhalten vom schauminjizierten Feinkies adäquat mit dem nichtlinearen Stoffgesetz approximiert werden kann. Die Zunahme der Festigkeit mit ansteigendem Druck und das anfänglich kontraktante sowie schließlich stark dilatante Materialverhalten können mit dem Concrete Modell realistisch wiedergegeben werden. Zusätzlich berücksichtigt das Stoffmodell ein nichtlineares Materialverhalten vor Erreichen der maximalen Deviatorspannung, eine Zunahme der Duktilität bei höherem Seitendruck und eine Entfestigung nach Überschreiten der Maximalspannung.

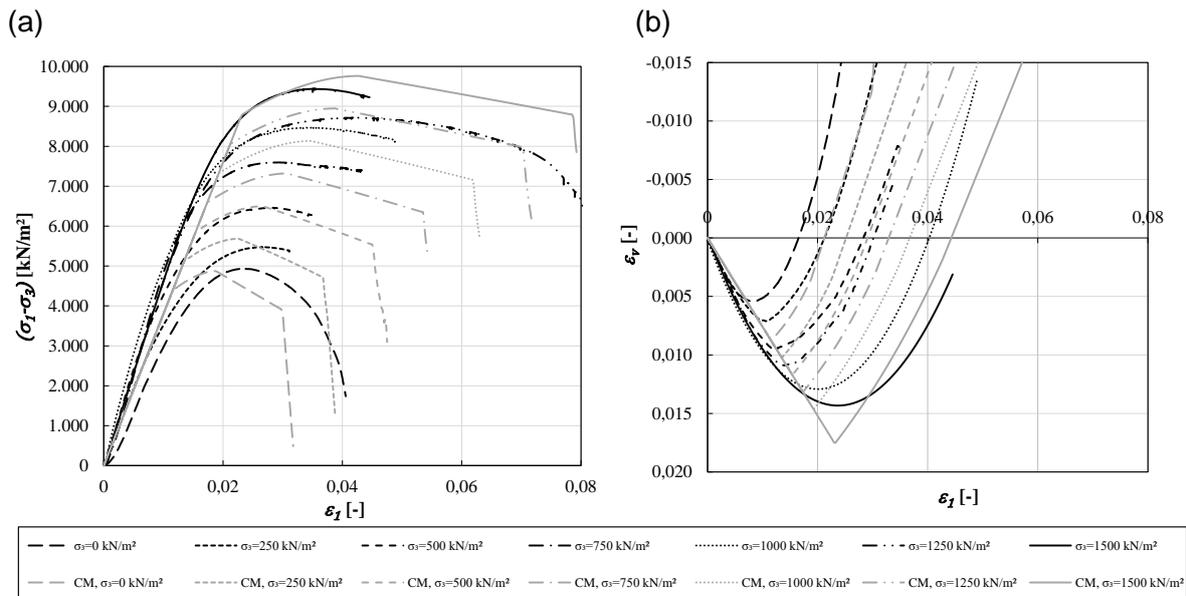


Abb. 5.15: Nachrechnung der Scherversuche am Feinkies (fGr , $I_D = 0,85$) mit dem Concrete Model bei unterschiedlichen Seitendruckspannungen: (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen; (b) Volumetrisches Verformungs-Verhalten

5.2.4 Nachrechnung Spaltzugversuch (fGr , $I_D = 0,85$)

Die Nachrechnung der Elementversuche hat gezeigt, dass das Materialverhalten unter Druckbeanspruchung durch die Stoffmodelle MC und CM approximiert werden kann. Nachfolgend wird ein Spaltzugversuch (fGr , $I_D = 0,85$) als Randwertproblem mit beiden Stoffmodellen simuliert, um die zuvor ermittelten Eingangsparameter auch unter kombinierter Druck-Zug-Bearbeitung zu verifizieren. Der Spaltzugversuch wurde mit dem FE-Programm Plaxis (Version 2019) in Form von zweidimensionalen Berechnungen (plain strain) simuliert.

Experimentell wurden insgesamt 20 Spaltzugversuche am schauminjizierten Feinkies bei dichter Lagerung (fGr , $I_D = 0,85$) durchgeführt, wobei die vertikale Verformung u_y in Abhängigkeit der Vertikalraft F_y aufgezeichnet wurde. Die Versuche wurden verformungsgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 mm/min durchgeführt (siehe Abschnitt 3.9). Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit lag bei $\sigma_{t,sp} = 525 \text{ kN/m}^2$. Der zugehörige Mittelwert der vertikalen Verformung bei Erreichen der Maximallast betrug $u_{y,faill}^e = 1,56 \text{ mm}$. Diese beiden Messgrößen wurden für die numerischen Simulationen als Referenzgrößen für die Validierung der Nachrechnungen herangezogen.

Der Modellaufbau für die Nachrechnung der Spaltzugversuche und die geometrischen Abmessungen sind in [Abb. 5.16](#) dargestellt. Der runde Probekörper wurde wie in den experimentellen Untersuchungen mit einem Durchmesser von 10 cm simuliert. Im Bereich der Lasteinleitung wurde oben und unten ein Filzstreifen mit einer Dicke von 0,2 cm abgebildet. Die Filzstreifen ($E = 10 \text{ MPa}$, $\nu = 0,25$) und das Widerlager ($E = 210.000 \text{ MPa}$, $\nu = 0,15$) wurden vereinfacht mit linear-elastischen Volumenelementen modelliert. Das FE-Netz besteht aus insgesamt 15.878 Elementen und 128.793 Knoten. Die durchschnittliche Elementgröße betrug 5,61 mm (minimal 0,02 mm, maximal 84,15 mm). Die Belastung wurde verformungsgesteuert durch eine vorgegebene Vertikalverformung (prescribed displacement pd) über eine Länge von 1,0 cm eingeleitet.

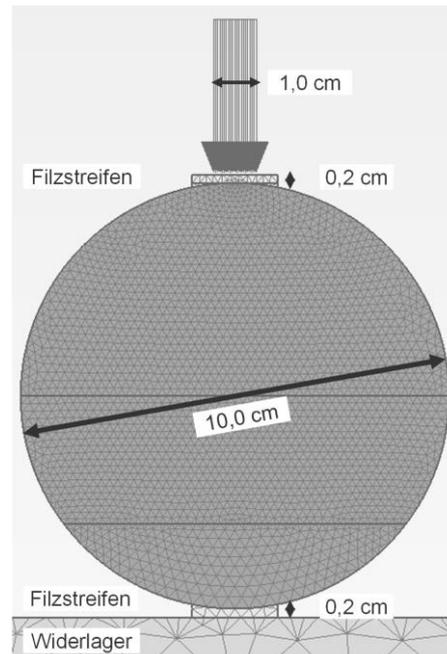


Abb. 5.16: Modellaufbau für die 2D-Simulation der Spaltzugversuche am schauminjizierten Feinkies (f_{Gr} , $I_D = 0,85$)

Das Materialverhalten des Probekörpers wurde sowohl mit MC als auch mit CM simuliert. Die Eingangsparameter wurden zuvor anhand der Elementversuche kalibriert und sind in [Tab. 5.4](#) und [Tab. 5.5](#) aufgeführt. In [Abb. 5.17 \(a\)](#) werden die Simulationsergebnisse in Form der Last-Verformungs-Beziehungen für die Stoffmodelle MC und CM visualisiert.

Bis zum Erreichen der Vertikalverformung $u_y = 1,75 \text{ mm}$ zeigen beide Simulationen (MC und CM) einen linearen Kraftanstieg. Bei der Nachrechnung mit CM wurde anschließend ein schlagartiger Kraftabfall dokumentiert, welcher zum Abbruch der Berechnung führt. Die Nachrechnung mit MC zeigt hingegen einen nichtlineareren Kraftzuwachs bis zu einem Grenzwert von ca. $F_y = 5800 \text{ kN}$. Die Verformungen nehmen dabei überproportional zu bis die vorgegebene Verformung von $u_y = 6,5 \text{ mm}$ erreicht wird.

Mit Hilfe der berechneten Maximallast F_y kann die zugehörige Spaltzugfestigkeit ermittelt werden. In [Abb. 5.17\(b\)](#) werden die Spaltzugfestigkeiten von Versuch (f_{Gr} , $I_D = 0,85$) und Berechnung gegenübergestellt. Aus dem Vergleich geht hervor, dass der experimentell ermittelte Last-Verformungs-Verlauf mit dem Stoffmodell CM realitätsnäher approximiert werden kann als mit dem Stoffmodell MC. Wie auch in den Experimenten, zeigt die Simulation CM nach Überschreiten der Maximallast eine schlagartige Entfestigung, während mit MC ein nichtlinearer Verformungszuwachs bei nahezu gleichbleibender Kraft (Plastifizierung) simuliert wird.

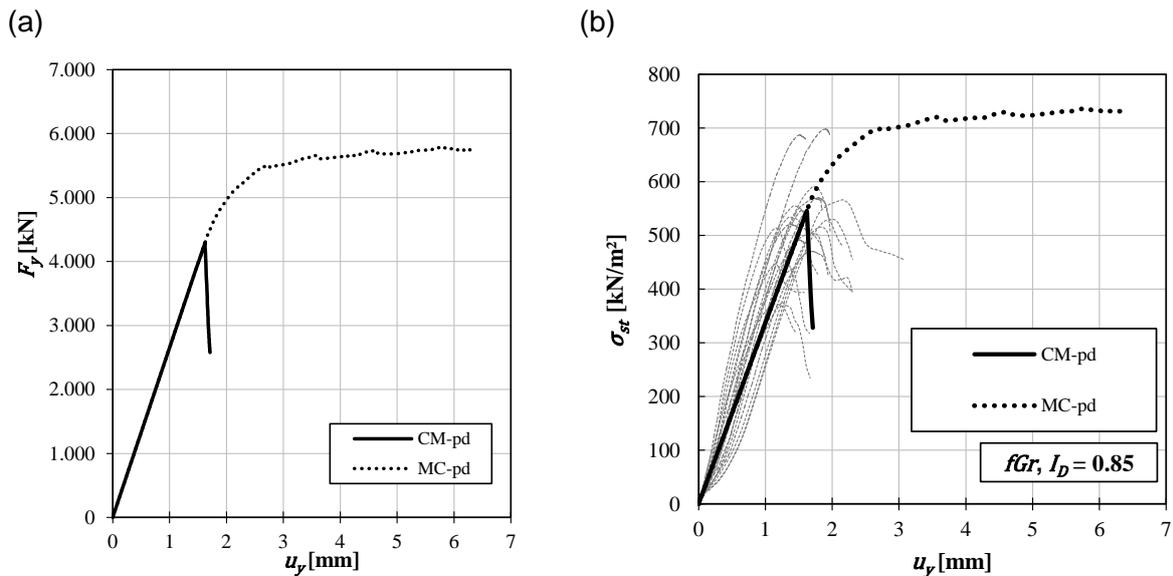


Abb. 5.17: Nachrechnung der Spaltzugversuche am schauminjizierten Feinkies (fGr , $I_D = 0,85$) mit den Stoffmodellen MC und CM: (a) Last-Verformungs-Beziehungen; (b) Gegenüberstellung mit den Laborversuchen

Zur weiterführenden Bewertung der Simulationsergebnisse wurden in [Abb. 5.18](#) die positiven Hauptspannungen σ_3 (Zug) innerhalb des Probekörpers bei Zunahme der Vertikalverformungen dargestellt. Die Farbskala der Legende in [Abb. 5.18](#) wurde für den Bereich zwischen minimal $\sigma_3 = 0$ und maximal $\sigma_3 = 525 \text{ kN/m}^2$ definiert, was dem gewählten Tension cut-off (MC) bzw. der Zugfestigkeit (CM) entspricht. Die Zugspannungen innerhalb des Probekörpers weiten sich mit zunehmender Verformung aus. Bis zum Erreichen der Verformung von $u_y = 1,75 \text{ mm}$ ist die Zugspannungsverteilung innerhalb des Probekörpers für beide Stoffmodelle identisch. Bei weiter zunehmender Verformung ($u_y < -1,75 \text{ mm}$) wird der Unterschied zwischen den beiden Stoffmodellen verdeutlicht. Während beim Concrete Model die Zugspannungen in Probenmitte schlagartig abfallen, weitet sich beim Stoffmodel MC der Zugbereich aus. Das Concrete Model kann demnach den Abfall der Zugspannungen in Probenmitte, wie er bei der Rissentwicklung beim Spaltzugversuch auftritt, realitätsnahe simulieren. Dem hingegen wird die Spaltzugfestigkeit mit MC um fast 40% ($725 / 525 = 1,38$) überschätzt.

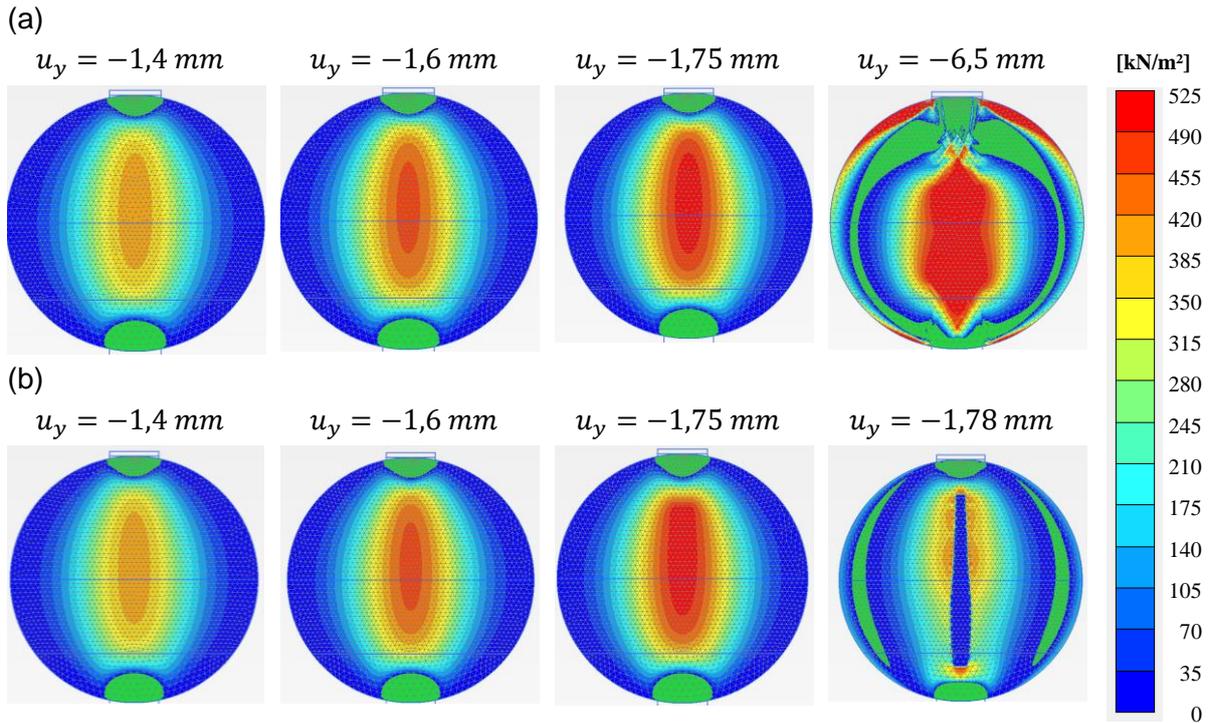


Abb. 5.18: Darstellung der Zugspannungen bei unterschiedlicher vertikaler Verformung u_y für die Stoffmodelle (a) Mohr-Coulomb und (b) Concrete Model

In Abb. 5.19 sind die Hauptspannungen in Probenmitte bei vertikaler Schnittführung für beide Simulationen dargestellt. Vor dem Beginn des Versagens bei $u_y = -1,75 \text{ mm}$ stellt sich bei beiden Stoffmodellen ein Spannungsverhältnis von $\sigma_1/\sigma_3 = -1575/525 = -3/1$ in Probenmitte ein.

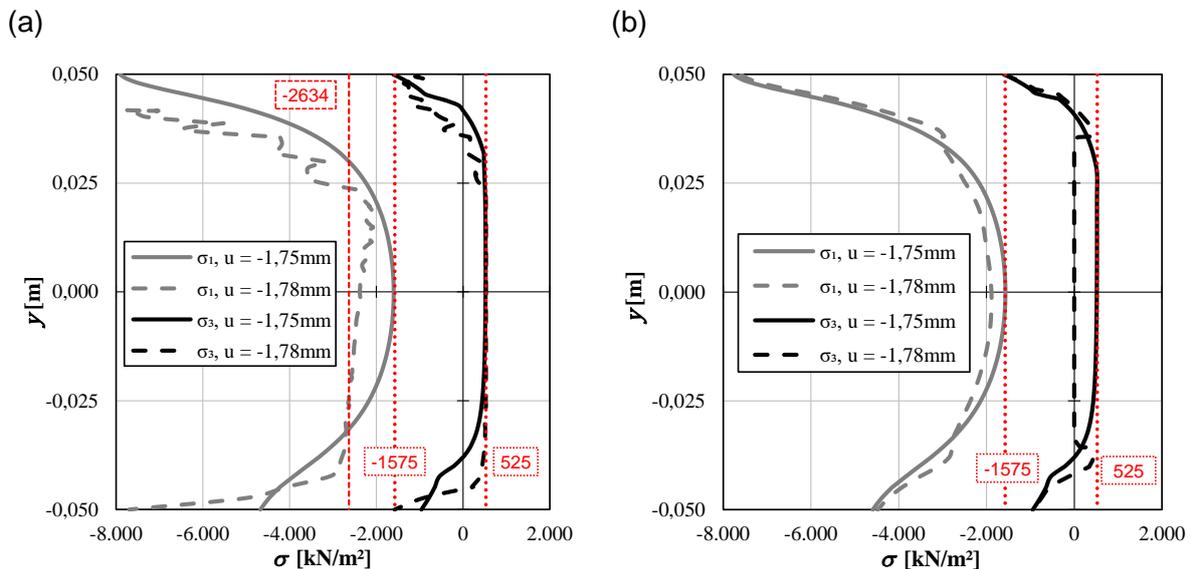


Abb. 5.19: Darstellung der Hauptspannungen bei vertikaler Schnittführung in Probenmitte für die Stoffmodelle (a) Mohr-Coulomb und (b) Concrete Model

Bei der Simulation MC verändert sich anschließend die Hauptspannung σ_3 trotz des Verformungszuwachs ($u_y = -1,78 \text{ mm}$) nicht und bleibt konstant bei $\sigma_3 = -525 \text{ kN/m}^2$. Die Simulation CM hingegen zeigt mit dem Verformungszuwachs ($u_y = -1,78 \text{ mm}$) einen Abfall der Hauptspannung σ_3 . Die Entfestigung in Probenmitte geht bis auf $\sigma_3 = 0 \text{ kN/m}^2$ zurück.

In Abb. 5.20 sind die Spannungszustände nach Erreichen des Peak-Zustands in Probenmitte im σ, τ -Diagramm abgebildet. Bei der Simulation CM wird die Schergerade beim Versagen im Spaltzugversuch nicht tangiert. Der Spannungszustand wird allein durch die maximal zulässige Zugfestigkeit von $f_t = -525 \text{ kN/m}^2$ eingegrenzt.

Bei der Simulation MC stellt sich hingegen ein Spannungszustand ein, der sowohl durch das Tension cut-off im Zugbereich als auch durch die Schergerade unter deviatorischer Beanspruchung begrenzt wird. Mit dem Erreichen des Tension cut-offs wächst die Hauptspannung σ_1 an, bis die Schergerade (Grenzwert $\sigma_1 = 2634 \text{ kN/m}^2$) tangiert wird.

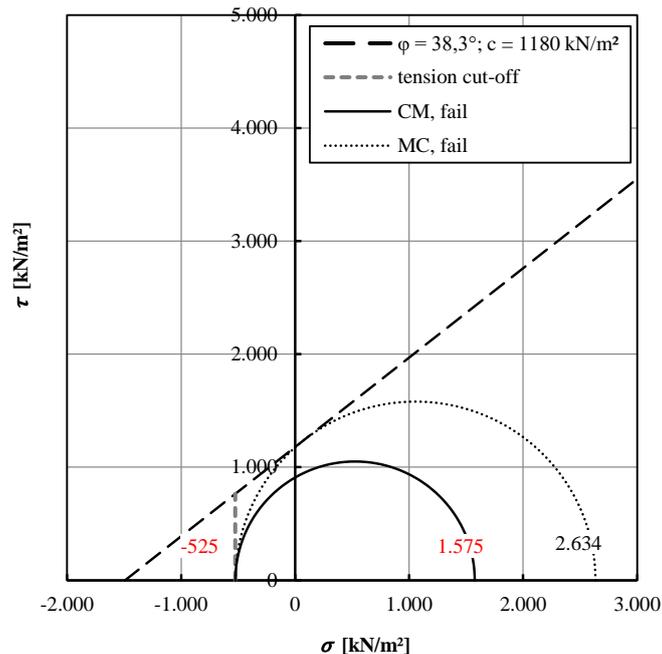


Abb. 5.20: Nachrechnung der Spaltzugversuche mit MC und CM: Darstellung der Mohr'schen Spannungskreise in Probenmitte im Peak-Zustand

Die Nachrechnungen der Elementversuche zeigen, dass das Materialverhalten von schauminjizierten Böden unter deviatorischer Belastung grundsätzlich mit den Stoffmodellen MC und CM realistisch abgebildet werden kann. Für Standsicherheitsbetrachtungen, bei denen Versagenszustände aufgrund von Zugbeanspruchungen auftreten, ist bei Verwendung des Stoffmodells MC eine Überschätzung des Ausnutzungsgrads grundsätzlich nicht auszuschließen.

Für numerische Berechnungen zur temporären Ortsbrustsicherung im Regelvortrieb (kontinuierlicher Baufortschritt, ca. zwei Abschlüge mit einer Abschlagslänge von 1 m pro Tag) werden die beiden Stoffmodelle (Mohr-Coulomb und Concrete Model) als geeignet erachtet, um das Materialverhalten von schauminjizierten Böden hinreichend genau abbilden zu können. Im Zuge der Vortriebssimulation sollte bei Verwendung des Stoffmodells MC kontrolliert werden, dass keine Zugspannungen auftreten, bei welchen das Tension cut-off erreicht wird.

6 Numerische Untersuchungen zur Ortsbruststandsicherheit

Vorauselende Verkittungsinjektionen werden beim Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein üblicherweise rein konstruktiv eingesetzt, um die Ortsbrust in größeren Teilflächen öffnen zu können und den Spritzbetonbedarf für die Teilflächenversiegelung zu reduzieren. Im Rahmen von Grenzzustandsbetrachtungen zur globalen Ortsbruststandsicherheit werden die vorauselenden Injektionskörper in der Regel statisch nicht berücksichtigt. Hinsichtlich dem Tragverhalten von vorauselenden Injektionskörpern wird nachfolgend zwischen drei Fällen unterschieden, welche in Abb. 6.1 dargestellt sind. Zur Überkopfsicherung wird in allen Fällen ein injizierter Spießschirm vorgesehen.

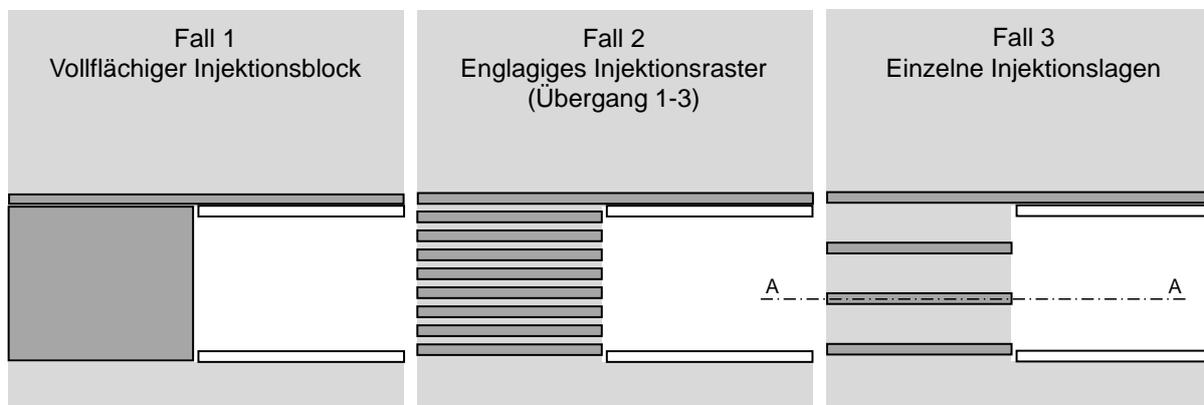


Abb. 6.1: Fallunterscheidung zur Beanspruchung der Injektionskörper

Fall 1, vollflächiger Injektionsblock:

Lokales und globales Ortsbrustversagen kann durch eine vollflächige Schauminjektion verhindert werden. Dabei wird der blockförmige Injektionskörper vor der Ortsbrust infolge der Erddruckbelastung ausschließlich auf Druck und Scherung beansprucht. Bei der Nachweisführung zur globalen Ortsbruststandsicherheit können die haltenden Kräfte des abrutschenden Gleitkeils (siehe Abschnitt 2.1.4) mit den erhöhten Scherparametern des Kompositmaterials ermittelt werden. Zur Ermittlung der Auflast auf dem abrutschenden Gleitkeil oberhalb des Tunnelquerschnitts sind die Scherparameter des natürlichen Bodens anzusetzen. Die Zugfestigkeit des Kompositmaterials ist für die Nachweisführung bei der vollflächigen Injektion nicht relevant.

Fall 2, englagiges Injektionsraster:

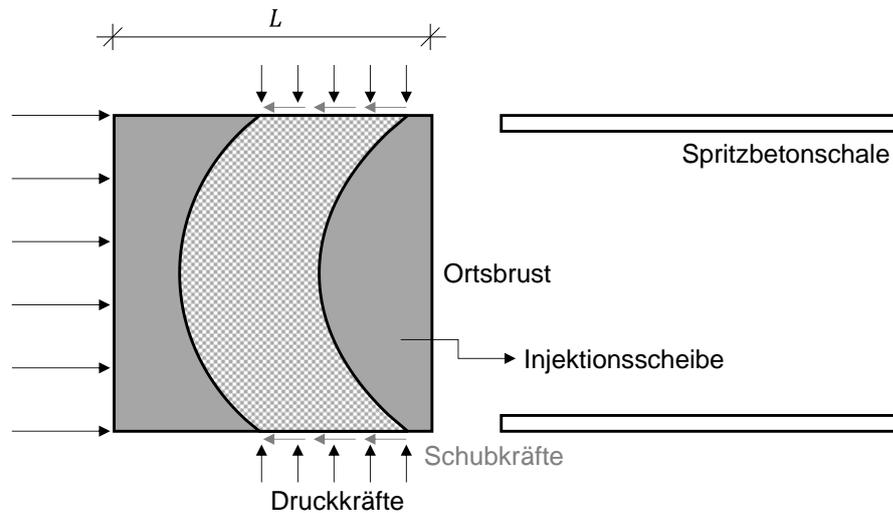
Zur Reduktion des Injektionsanteils wird kein vollflächiger Injektionskörper hergestellt, sondern ein englagiges Injektionsraster angeordnet. In diesem Fall verändert sich das Tragverhalten im Vergleich zu Fall 1 unwesentlich solange der Abstand zwischen den scheibenförmigen Injektionskörpern gering ist. Die Injektionskörper werden weiterhin vorwiegend auf Druck und Scherung beansprucht. In Ausbruchsnähe können vereinzelt Bodenkörner ausrieseln, wenn der Boden zwischen Injektionslagen keine Kohäsion bzw. keine starke Verzahnung aufweist. Die englagigen Injektionskörper erhöhen die globale und lokale Standsicherheit der Ortsbrust und sind nicht auf eine Zugfestigkeit angewiesen.

Fall 3, einzelne Injektionslagen:

Zur Reduktion der erforderlichen Injektionsmenge wird der Abstand zwischen den Injektionskörpern erhöht. Die scheibenförmigen Injektionskörper leisten einen Beitrag zur globalen und lokalen Standsicherheit der Ortsbrust:

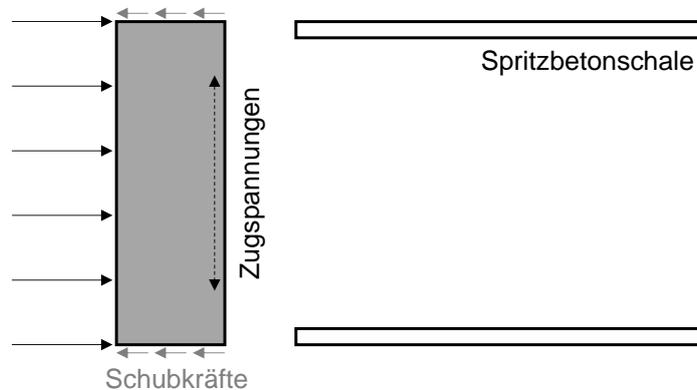
1. Globale Wirkung

Durch die Gewölbebildung im Injektionskörper werden Erddruckkräfte an den Seitenrändern der Scheibe abgetragen, wie im Schnitt A-A in [Abb. 6.2](#) dargestellt ist. Durch die Gewölbebildung im Injektionskörper werden Erddruckkräfte an den Seitenrändern der Scheibe abgetragen. Für diesen Abtragungsmechanismus ist die Druckfestigkeit des Injektionskörpers maßgebend.

Schnitt A-A:

[Abb. 6.2:](#) Globale Wirkung der scheibenförmigen Injektionskörper in der Aufsicht

Je kürzer die Scheibe, desto flacher das Gewölbe und desto größer die Biegebeanspruchung. Bei sehr kurzen Scheiben kann sich das Gewölbe nicht ausbilden und die Scheibe kann nur Kräfte seitlich der Ortsbrust abtragen, wenn sie eine Zugfestigkeit aufweist (siehe [Abb. 6.3](#)). In diesem Fall werden die Erddruckkräfte überwiegend seitlich über Schubkräfte abgetragen.

Schnitt A-A:

[Abb. 6.3:](#) Globale Wirkung der scheibenförmigen Injektionskörper mit geringer Länge

2. Lokale Wirkung

Infolge des Vortriebs erfolgt eine Entlastung des Bodens an der Ortsbrust. Der Boden zwischen den Scheiben zeigt eine größere Deformation als die scheibenförmigen Injektionskörper, welche eine wesentlich höhere Steifigkeit und Festigkeit als der Boden aufweisen. Wie in Abb. 6.4 dargestellt ist, führt der Unterschied in der Steifigkeit zu einer Übertragung von Schubkräften an dem Interface zwischen Boden und Scheibe. Die Schubkräfte stabilisieren einerseits den Boden und rufen andererseits Zugkräfte in den Scheiben hervor. Die Stützung des Bodens durch die Scheiben bewirkt eine Gewölbeausbildung im Boden zwischen den Injektionskörpern.

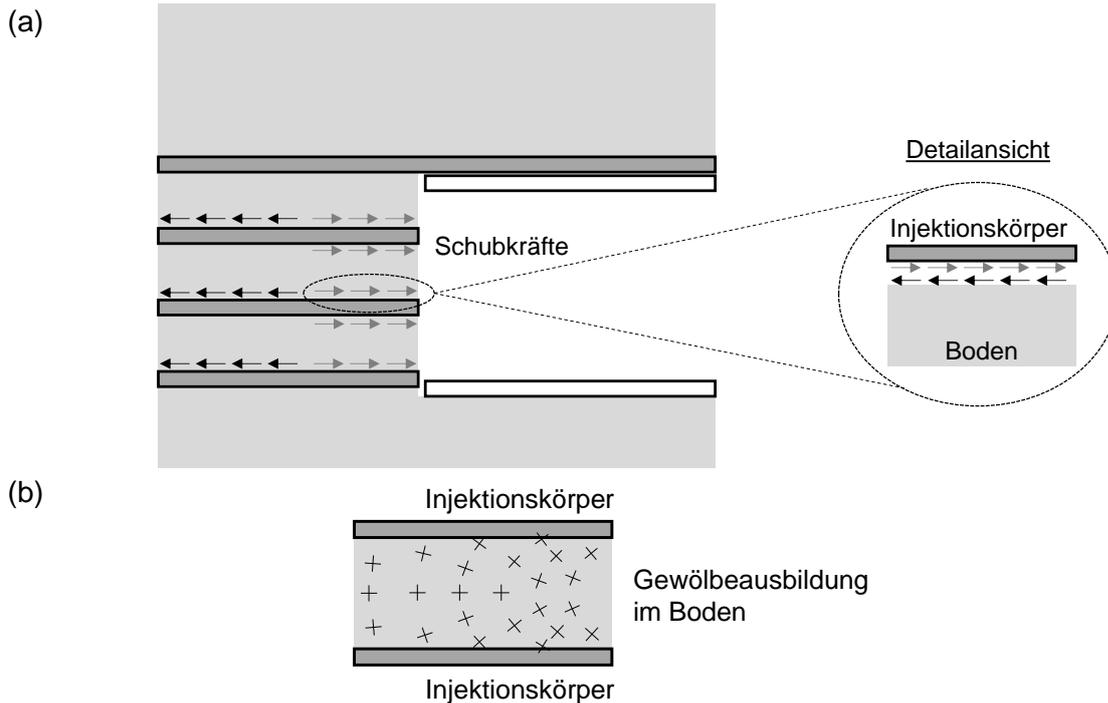


Abb. 6.4: Lokale Wirkung der scheibenförmigen Injektionskörper: (a) Übertragung von Schubspannungen an dem Interface zwischen Boden und Komposit; (b) Gewölbeausbildung im Boden

Anhand dieser Erläuterungen wird verdeutlicht, dass die lokale Wirkung in einem kohäsionslosen grobkörnigen Boden nur möglich ist, wenn die scheibenförmigen Injektionskörper in der Lage sind Zugspannungen aufzunehmen. Der schauminjizierte Boden muss eine gewisse Zugfestigkeit aufweisen. Da die Scheibe über die gesamte Breite injiziert wird, bewegen sich die auftretenden Zugkräfte in einer ähnlichen Größenordnung, wie die Zugkräfte in den Traggliedern von Ankern oder Nägeln, wenn diese zur lokalen Stützung der Ortsbrust eingesetzt werden. Der Ansatz der Zugfestigkeit ist bei injizierten Böden aufgrund von Imperfektionen, die aus der Heterogenität des Bodens resultieren, mit großen Unsicherheiten behaftet und wird deshalb in der Praxis mit großer Skepsis betrachtet. Die einzige Möglichkeit zur Steigerung der Effizienz von Injektionen im Zusammenhang mit der Ortsbruststabilisierung ist demzufolge die Reduktion der Zugspannungen: Je geringer die Zugfestigkeit, die in der Bemessung als vertretbar angesehen wird, desto größer die Anzahl der zu injizierenden Scheiben und desto geringer der Abstand zwischen den Injektionskörpern. Eine wesentliche Voraussetzung zur effizienten Umsetzung der Injektionsmaßnahme ist daher die Quantifizierung der Zugbeanspruchung in den Scheiben.

Basierend auf diesen Vorüberlegungen mit dem Ziel der Quantifizierung der Zugspannungen in den scheibenartigen Injektionskörpern werden nachfolgend Spritzbetonvortriebe im Lockergestein mittels 3D-FE-Analysen simuliert, bei denen die maßgebenden Einflussgrößen variiert werden. Dabei wird auch der Beitrag vorausseilender Schauminjektionen zur Ortsbruststandsicherheit im Detail analysiert, um die Qualität der zuvor beschriebenen Lastabtragungsmechanismen zu bestätigen. 3D-Berechnungen sind erforderlich, um die räumliche Gewölbeausbildung vor der Ortsbrust abzubilden (siehe Abschnitt 2.1). Allerdings ist der Berechnungsaufwand im Vergleich zu zweidimensionalen FE-Berechnungen wesentlich höher, so dass die Anzahl an Berechnungsvarianten und Parametervariationen eingegrenzt werden muss. Folgende Fragestellungen sollen im Zuge der numerischen Simulationen betrachtet und beantwortet werden:

- Wie verändert sich das Tragverhalten des Vortriebskerns infolge der Herstellung der Injektionskörper?
- Wo treten Zugspannungen auf und wie hoch ist die (Zug-)Beanspruchung innerhalb der Injektionskörper? Wie hoch ist der Ausnutzungsgrad der Injektionskörper?
- Wie verändert sich die Beanspruchung der Injektionskörper, wenn ihre vorausseilende Länge bedingt durch den Vortrieb reduziert wird?
- Welche geotechnischen (Scherfestigkeit, Steifigkeit, Seitendruckbeiwert) und geometrischen (Überdeckung, Anzahl der Injektionslagen, Länge der vorausseilenden Injektionen) Einflussgrößen sind für die Tragwirkung der Injektionskörper maßgebend?
- Kann die Stabilität der Ortsbrust im kohäsionslosen Lockergestein sichergestellt werden, wenn die Zugfestigkeit der Injektionskörper überschritten wird bzw. den Injektionskörpern keine Zugfestigkeit zugewiesen wird?

6.1 Modellaufbau und Tunnelquerschnitt

Die Berechnungen wurden mit dem FE-Code Plaxis 3D (Version 22.02.00.1078) durchgeführt und erfolgen unter Ausnutzung der Symmetrie am halben System, um die Berechnungsdauer zu reduzieren. Details zur numerischen Umsetzung von Tunnelvortrieben im FE-Code Plaxis 3D werden beispielsweise von Möller (2006) und Höfle (2012) im Detail beschrieben. Der Tunnelvortrieb im grobkörnigen Lockergestein kann in der Praxis ausschließlich unter annähernd trockenen (gebirgsfeucht) Verhältnissen bzw. nach Absenkung des Grundwasserspiegels erfolgen, weshalb der Einfluss des Grundwassers in den Berechnungen vernachlässigt wird. Weiterhin wird im Zuge der Berechnungen der Ansatz nach Jáky ($K_0 = 1 - \sin \varphi'$) zur Ermittlung der horizontalen Spannungen verwendet.

Für die Untersuchungen wird der Modellaufbau in [Abb. 6.5](#) mit den Abmessungen Länge 125 m, Breite 50 m und Höhe 36 m gewählt. Die Überdeckung C oberhalb der Tunnelfirste kann zwischen 12,0 m und 18,0 m variiert werden, damit der Tunnelvortrieb in unterschiedlichen Tiefenlagen simulierbar werden kann (siehe Abschnitt 6.2.5.4).

Der Tunnelquerschnitt wurde in Anlehnung zur EANG (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik 2014) mit ausreichendem Abstand zu den Modellrändern eingebettet, um Randeinflüsse infolge der Lagerungsbedingungen vernachlässigen zu können. Die Modelllänge von 125 m inklusive dem Anfangsbereich von 20 m wurde so gewählt, dass im Zuge der Vortriebssimulation ein stationärer Zustand („*Steady State*“) erreicht wird. Die Längssetzungsmulde, welche sich

durch das Aufsummieren der Teilsetzungsmulden im Zuge der sukzessiven Vortriebssimulation einzelner Abschläge einstellt, bildet im stationären Zustand die Form einer Horizontalen. Modelbereiche, die sich im stationären Zustand befinden, werden damit weder durch die Modellränder noch durch die eigentliche Tunnelvortriebssimulation beeinflusst. Demzufolge treten im *Steady State* mit ausreichendem Abstand zur Ortsbrust keine maßgeblichen Spannungsumlagerungen infolge der Vortriebssimulation mehr auf (Möller 2006; Fillibeck 2012).

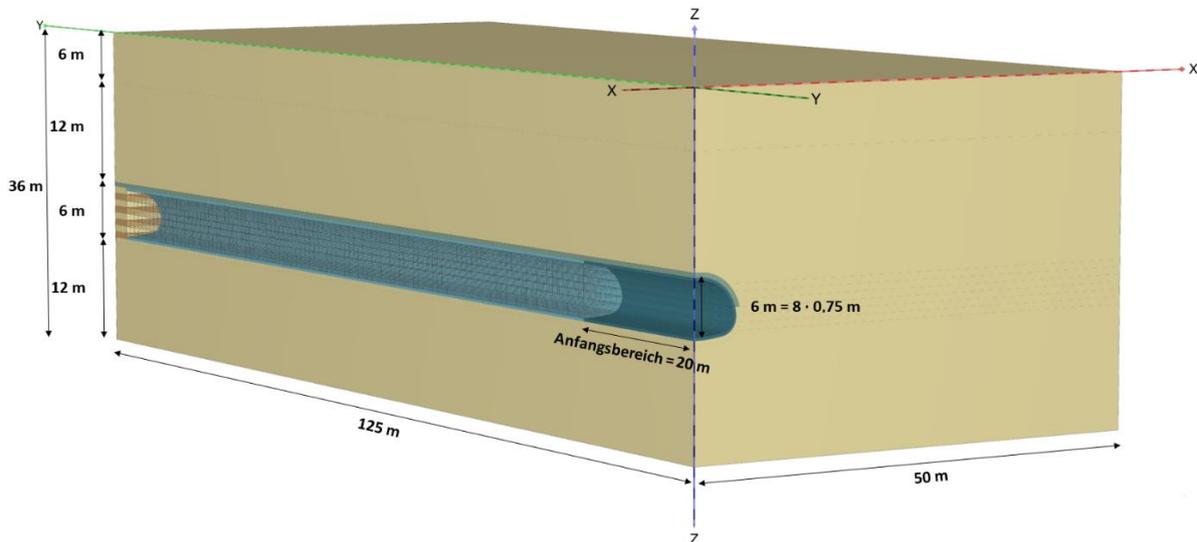


Abb. 6.5: Modellaufbau für die numerischen Simulationsberechnungen

Der Tunnelquerschnitt wurde im typischen Maulprofil ausgebildet, welches häufig beim Kalottenvortrieb im Lockergestein eingesetzt wird. Die Querschnittsabmessungen des Tunnelprofils mit einer Höhe von 6,0 m und einer Breite von 9,4 m sind in [Abb. 6.6](#) dargestellt.

Neben der 30 cm dicken Spritzbetonschale wurde zur uberkopfsicherung ein Spießschirm mit einer Stärke von 50 cm modelliert. Die vorauseilende Länge des Spießschirms wurde mit maximal 6,0 m angenommen (siehe 6.2.1). Gemäß Volkmann et al. (2006) gibt es zwei verschiedene Möglichkeiten, um den Spießschirm zu simulieren. Entweder man modelliert jeden Spieß einzeln oder man verwendet eine Homogenisierungstechnik, um den gesamten Spießschirm als ein Volumenelement abzubilden. Der Schwerpunkt dieser numerischen Untersuchung liegt auf der Stabilität der Ortsbrust und nicht auf dem Tragverhalten des Spießschirms. Daher wurde auf eine detaillierte Modellierung verzichtet und die Homogenisierungstechnik bevorzugt. Sowohl die Spritzbetonschale als auch der Spießschirm wurden durch Volumenelemente abgebildet. Die zugehörigen Materialparameter werden in Abschnitt 6.1.2 erläutert.

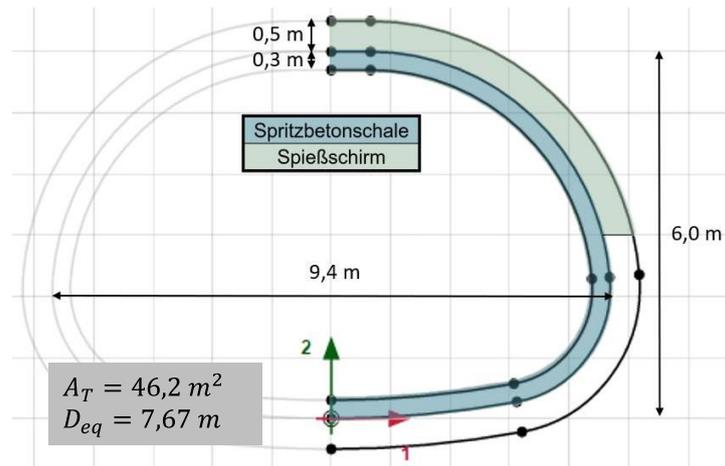


Abb. 6.6: Querschnittsprofil des simulierten Tunnelvortriebs inklusive Spießschirmsicherung

Die Gesamtausbruchsfläche des Tunnels für beide Modellhälften umfasst $A_T = 46,2 \text{ m}^2$, wobei der äquivalente Tunneldurchmesser $D_{eq} = 7,67 \text{ m}$ beträgt.

Innerhalb des Tunnelquerschnitts mit der Höhe von 6,0 m wird der Boden lagenweise aufgebaut und in acht horizontale Schichten mit einer Stärke von 0,75 m unterteilt, so dass die Eigenschaften der vorseilenden Volumenelemente im Zuge der Vortriebssimulation schichtweise adaptiert werden können. Aus praktischen Erfahrungen geht hervor, dass verkittete Bereiche beim Vortrieb insbesondere lagenweise angetroffen werden, wie exemplarisch in [Abb. 6.7](#) anhand einer Ortsbrustkartierung vom Lockergesteinsvortrieb beim Kramertunnel gezeigt wird. Der künstlich verkittete Boden wurde in [Abb. 6.7](#) mit kleinen schwarzen Kreuzen gekennzeichnet, weshalb idealisiert für die Injektionskörper eine horizontale Lagenstruktur abgeleitet werden kann.

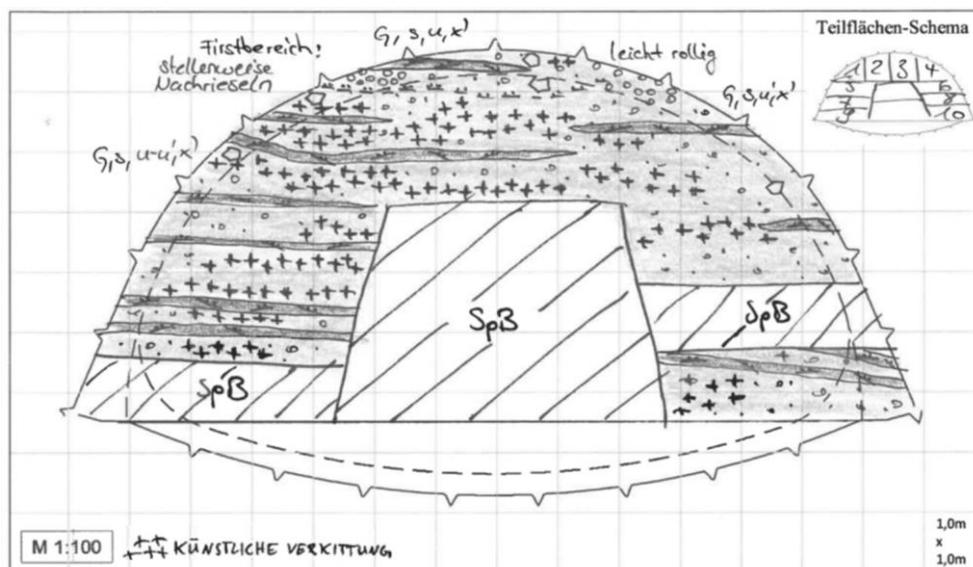


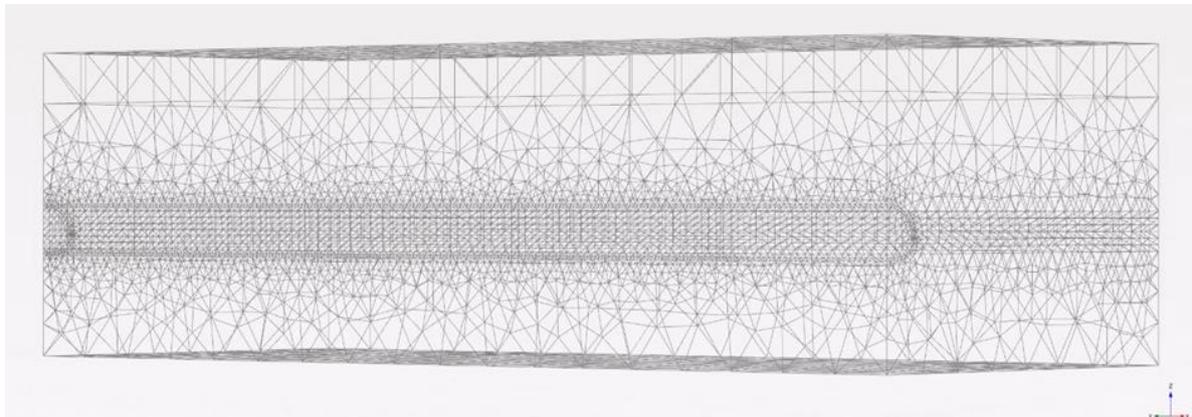
Abb. 6.7: Ortsbrustkartierung vom Lockergesteinsvortrieb beim Kramertunnel mit lagenweiser Ausdehnung der Injektionskörper

Der Tunnelvortrieb wird mit einer Abschlagslänge von 1,0 m modelliert, wobei die entsprechenden Volumenelemente schrittweise deaktiviert werden. Anschließend erfolgt die Sicherung des Abschlags. Hierzu werden im nächsten Berechnungsschritt die jeweiligen Volumenelemente der Spritzbetonschale aktiviert. Die vorseilenden Injektionen und der Spießschirm

werden durch eine Anpassung der Materialkennwerte des jeweiligen Stoffmodells in den betroffenen Volumenelementen vorgenommen. Das Vorgehen wird in Abschnitt 6.2.1 im Detail beschrieben.

6.1.1 Netzerstellung

Die Netzerstellung erfolgt in PLAXIS 3D automatisiert, wobei das Modell aus einer Vielzahl von 10-Knoten-Tetraedern zusammengesetzt wird. Ein Tetraeder besteht aus vier Ecken, vier Flächen, und sechs Kanten. Jede Fläche ist ein gleichseitiges Dreieck. Bei der automatischen Netzgenerierung wurde in PLAXIS 3D eine mittlere Netzfeinheit vorgegeben. Bei der Netzgenerierung wird die zuvor eingegebene Geometrie mit allen zusätzlichen Strukturen, Auflasten und Randbedingungen berücksichtigt (Bentley 2018a), wobei das Netz im Bereich des Tunnels, aufgrund der horizontalen Schichtunterteilung und der Verschneidung mit dem Tunnelquerschnitt inklusive Spießschirm, Spritzbetonschale und 1,0 m Abschlagslänge wesentlich feiner generiert wird, als in peripheren Bereichen mit größerer Entfernung zum Tunnel. Das generierte Netz setzt sich aus 365.790 Bodenelementen und 500.227 Knotenpunkten zusammen und ist in [Abb. 6.8](#) dargestellt. Die erhöhte Netzfeinheit im Nahbereich des Tunnels ist deutlich zu erkennen. Die durchschnittliche Elementgröße beträgt 1,131 m. Sie variiert zwischen maximal 10,98 m und minimal 0,01707 m. Im Anhang A4 wird eine Netzanalyse durchgeführt.



[Abb. 6.8](#): Aufbau der Netzstruktur für die 3D-Berechnungen

6.1.2 Materialparameter

Der Boden wird mit dem Stoffmodell Hardening Soil small strain stiffness (HSS) modelliert. Dieses Materialmodell basiert auf dem Hardening Soil Modell von Schanz et al. (1999) und wurde von Benz et al. (2009) weiterentwickelt. Dabei wird die Steifigkeit des Bodens in Abhängigkeit vom vorherrschenden Spannungszustand modelliert. Das Hardening Soil Modell berücksichtigt eine variable Fließfläche und eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Es wird zwischen drei Belastungsszenarien unterschieden, darunter die deviatorische Erstbelastung, die ödometrische Erstbelastung und die Steifigkeit bei Ent- bzw. Wiederbelastung. Weiterhin wird das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb als Grenzbedingung verwendet.

Die Weiterentwicklung von Benz et al. (2009) berücksichtigt eine erhöhte Bodensteifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen. Dadurch wurde das ursprüngliche Stoffgesetz, welches ausschließlich elastische Dehnungen während der Ent- und Wiederbelastung berücksichtigt, für den Bereich kleiner Dehnungen erweitert.

Auf zwei entscheidende Einschränkungen sollen bei der Verwendung dieses Stoffmodells hingewiesen werden. Die nichtlinearen Ent- und Wiederbelastungsspannungspfade sind lediglich von der Seitendruckspannung σ_3 abhängig, nicht jedoch vom mittleren Druck p . Die Entfestigung von granularen Böden nach Erreichen des maximalen Scherwiderstands und der kritische Zustand können nicht modelliert werden. Nichtsdestotrotz hat sich das Modell in der Praxis als ein wertvolles Werkzeug für die Simulation des Bodenverhaltens bei geotechnischen Anwendungen etabliert. Für eine umfassende Beschreibung des Hardening Soil Modells wird auf Schanz et al. (1999) verwiesen.

Das hier verwendete Parameterset in Tab. 6.1 wurde anhand der Nachrechnung von Triaxial- und Ödometerversuchen am natürlichen Feinkies (fGr ($I_D = 0,6$)) kalibriert. Die Parameter G_0^{ref} und $\gamma_{0,7}$ zur Beschreibung der Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen wurden auf Grundlage von empirischen Beziehungen aus der Literatur (Benz 2007; Fillibeck 2012) abgeleitet.

Tab. 6.1: Parameterset HSS für den natürlichen Feinkies (fGr , $I_D = 0,6$)

γ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	m_{HS}	K_0
[kN/m ³]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]	[-]
19	60	48	120	0,2	0,4	$1 - \sin\varphi'$
p_{ref}	G_0^{ref}	$\gamma_{0,7}$	c'_{ref}	φ'	ψ	tco
[kN/m]	[MN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[kN/m ²]
100	120	$7 \cdot 10^{-4}$	0	35,0	5	0

Abb. 6.9 zeigt die Nachrechnung der durchgeführten Elementversuche. Gemäß Abb. 6.9(a) können die Triaxialversuche qualitativ mit dem Stoffmodell HSS abgebildet werden, wobei die Scherfestigkeit mit einem Reibungswinkel von $\varphi' = 35^\circ$ geringfügig unterschätzt wird. Mit einem höheren Reibungswinkel könnten die Triaxialversuche qualitativ noch besser angenähert werden.

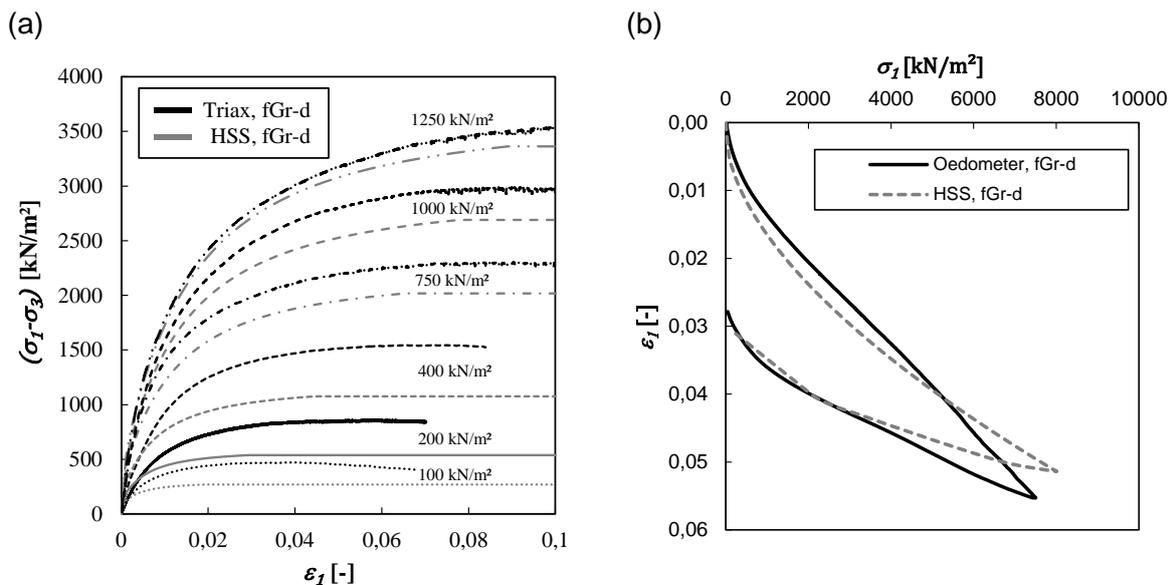


Abb. 6.9: Nachrechnung von Elementversuchen am natürlichen Feinkies (fGr , $I_D = 0,6$) mit dem Stoffmodell HSS: (a) Triaxialversuche; (b) Ödometerversuch

Der grobkörnige Boden wird überwiegend ohne Kohäsion ($c'_{ref} = 0$) modelliert, obwohl unter teilgesättigten Bedingungen infolge von Saugspannungen von einer gewissen Kapillarkohäsion ausgegangen werden kann. In vereinzelt Berechnungen wurde der grobkörnige Boden aus numerischen Gründen in unmittelbarer Nähe zur Ortsbrust ($<1,0$ m) mit einer Kohäsion von $2,5$ kN/m² simuliert. In Abschnitt 6.2.2.4 wird darauf explizit hingewiesen.

Die Stoffmodellparameter MC und CM für die schauminjizierten Kieslagen wurden anhand der Nachrechnung von Elementversuchen und Spaltzugversuchen, die in zuvor Abschnitt 5 dargestellt wurden, kalibriert. Die zugehörigen Eingangsparameter sind in [Tab. 5.4](#) und [Tab. 5.5](#) aufgelistet.

Sofern in den nachfolgend dargestellten Untersuchungen nicht explizit darauf hingewiesen wird, werden die schauminjizierten Kiese mit dem Stoffmodell MC simuliert.

Bei der Festigkeitsreduktion in Abschnitt 6.3 wird zusätzlich auch das Hoek-Brown-Modell zur Simulation der Injektionskörper herangezogen, um den Einfluss der Verwendung einer nichtlinearen Bruchbedingung bewerten zu können. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird beim Hoek-Brown-Modell identisch zum Stoffmodell MC (linear-elastisch, ideal plastisch) abgebildet. Das verwendete Parameterset ist in [Tab. 6.2](#) aufgeführt. Die Parameter zur Definition der Bruchbedingung wurden aus Abschnitt 5.1.2 übernommen.

Tab. 6.2: Parameterset HB für den schauminjizierten Kies (fGr , $I_D = 0,85$)

γ_{unsat} [kN/m ³]	E [MN/m ²]	ν [-]	q_u [kN/m ²]	m_i [-]	GSI [-]	m_b [-]	s [-]	a_{HB} [-]
21	380	0,12	4850	9,0	100	9,0	1,0	0,5

Die Spritzbetonschale wird vereinfacht in Form von Volumenelementen mit linear-elastischem Materialverhalten modelliert, wobei die Spritzbetonerhärtung durch eine Parameteränderung (E-Modul) in zwei Berechnungsschritten (SpB-1 und SpB-2) berücksichtigt wird. Die Materialparameter sind in [Tab. 6.3](#) angegeben. Die erste Stufe wird in Anlehnung an die Empfehlungen

der Association Francaise des Tunnel et de L'Espace Souterrain (AFTES 2000) für eine Erhärtungszeit von 1 Tag mit einer Steifigkeit von 15 GPa gewählt (SpB-1). In der nächsten Stufe wird die Steifigkeit der Spritzbetonschale auf die Endfestigkeit (SpB-2) von 25 GPa erhöht.

Die Vortriebsmodellierung auf den ersten 20 Vortriebsmetern erfolgt nicht schrittweise, sondern in einem Berechnungsschritt, um möglichst schnell einen großen Abstand zum Modellrand zu gewinnen. Die Steifigkeit der Spritzbetonschale wird auf den ersten 20 m der Tunnelstrecke (SpB-0) auf $E = 3500 \text{ MN/m}^2$ reduziert, so dass sich der *Steady State* bereits nach wenigen Absschlägen einstellen kann.

Tab. 6.3: Materialparameter für die Spritzbetonschale

Typ	γ	E	ν
	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]
SpB-1	23	15.000	0,2
SpB-2	23	25.000	0,2
SpB-0	23	3.500	0,2

Der Spießschirm wird ebenfalls in Form von Volumenelementen mit dem Stoffmodell MC abgebildet, wobei die gleichen Eingangsparameter gewählt werden, wie für den schauminjizierten Boden (siehe Tab. 6.4). In der Praxis wird der Spießschirm mehrlagig und in einem engen Raster von Stahlrohren ausgeführt, so dass die mechanischen Eigenschaften tendenziell besser sein werden als die des schauminjizierten Bodens. Aufgrund der vielen Stahlrohre wird der Spießschirm ohne Tension cut-off modelliert. Die isotrope Zugfestigkeit des Spießschirms berechnet sich demzufolge aus der linearen Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb zu $\sigma_{t,i} = 1494 \text{ kN/m}^2$. Es wird angenommen, dass der Spießschirm ansonsten die gleichen Eigenschaften aufweist, wie der schauminjizierte Boden. In Abschnitt 6.2.5.6 wird der Einfluss des Spießschirms untersucht.

Tab. 6.4: Parameterset MC für den Spießschirm

γ_{unsat}	E	ν	c	φ	ψ	$\sigma_{t,i}$
[kN/m ³]	[MN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[kN/m ²]
21	380	0,12	1180	38,3	20	1494

6.1.3 Berechnungsablauf

Der iterative Berechnungsablauf wird in PLAXIS 3D über den Faktor $\sum M_{\text{Stage}}$ gesteuert, welcher als Gesamtmultiplikator der Lastaufbringung (bzw. Laständerung) fungiert. $\sum M_{\text{Stage}}$ korreliert mit der Reduktion der Ungleichgewichtskräfte, die im Zuge der Berechnungsphasen schrittweise abgebaut werden müssen. In jeder Berechnungsphase wird die aufzubringende Last schrittweise (*steps*) erhöht, wobei überprüft wird, ob ein Gleichgewicht zwischen Einwirkungen und Widerständen erreicht werden kann. Bei vollständiger Lastaufbringung und vollständiger Reduktion der Ungleichgewichtskräfte (System im Gleichgewicht) entspricht $\sum M_{\text{Stage}} = 1$ (Abschluss der Lastaufbringung). Liegt der Wert von $\sum M_{\text{Stage}}$ unter eins, besteht ein Ungleichgewicht zwischen den aufgebrachten Lasten und aufnehmbaren Kräften. Kann bei zunehmender Anzahl der Berechnungsschritte (*steps*) im Berechnungsablauf der Lastmultiplikator $\sum M_{\text{Stage}}$ nicht kontinuierlich gesteigert werden, kann auf einen Versagenszustand (Lastungleichgewicht) zurückgeschlossen werden (Brinkgreve et al. 2023).

Der Lösungsalgorithmus überprüft, ob die Gleichgewichtsfehler innerhalb vordefinierter Grenzen liegen. Die Fehlergrenzen können in PLAXIS 3D über den Wert des tolerierten Fehlers (tolerated error) angepasst werden. In jedem Berechnungsstep iteriert der Lösungsalgorithmus, bis der berechnete Fehler kleiner ist als der zugelassene Fehler. Eine hohe Fehlertoleranz führt zu kurzen Berechnungszeiten aber auch zu ungenaueren Ergebnissen. Die Berechnungen werden mit einer geringen Fehlertoleranz von max. 1% durchgeführt.

6.2 Vorgehen zur Untersuchung der Tragwirkung der Injektionskörper

Um das Tragverhalten der Injektionskörper bei der Ortsbrustsicherung im Rahmen der dreidimensionalen Berechnungen zu untersuchen, wird ein mehrstufiges Vorgehen gewählt. In Abb. 6.10 sind sechs Berechnungsvarianten zur Untersuchung der Ortsbruststandsicherheit dargestellt.

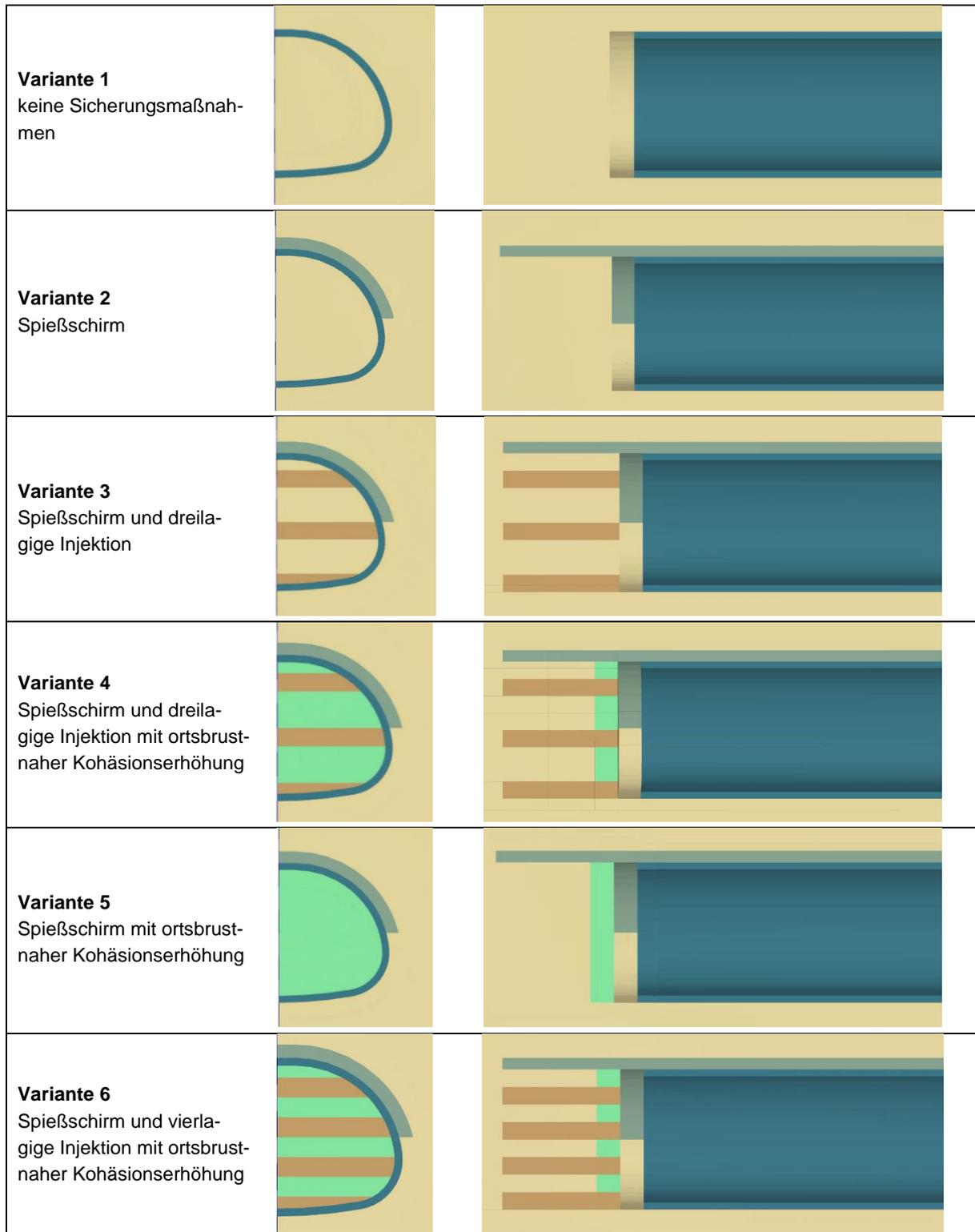


Abb. 6.10: Berechnungsvarianten mit unterschiedlichen Sicherungsmaßnahmen

In der ersten Variante wird der Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein ($c'_{ref} = 0$) ohne zusätzliche Sicherungsmittel modelliert, so dass zunächst ein globales und lokales Ortsbrustversagen provoziert wird. Anschließend wird stufenweise der Sicherungsaufwand erhöht bis der Vortrieb schließlich ohne Ortsbrustversagen simuliert werden kann. Die einzelnen Berechnungsvarianten werden nachfolgend im Detail erläutert.

6.2.1 Vortriebsmodellierung

Die einzelnen Arbeitsschritte beim Vortrieb (Ausbruch, Sicherung, Spritzbetonerhärtung, Spießschirm, vorseilende Injektion) können in PLAXIS 3D über die Definition von verschiedenen Berechnungsphasen modelliert werden. Die Berechnungsphasen werden im Modus „*Staged Construction*“ definiert, wobei zuvor definierte Bodenelemente und Modellstrukturen (z.B. Plattenelemente) aktiviert oder deaktiviert werden. Zudem können in jedem Berechnungsschritt die Materialparameter und das Materialmodell der einzelnen Elemente angepasst werden. Zu Beginn jeder Berechnung wird in der „*Initial Phase*“ der Primärspannungszustand im Boden bestimmt. Dabei wird der Spannungszustand im gesamten Modell entsprechend den Bodenkennwerten ermittelt. In den dargestellten Berechnungen erfolgt die Ermittlung des Primärspannungszustands mit Hilfe des Seitendruckbeiwerts, wobei überwiegend von normal-konsolidierten Verhältnissen ($1 - \sin\varphi'$) ausgegangen wird. Darauf folgen die benutzerdefinierten Berechnungsphasen, welche den Vortriebszyklus wiedergeben. Für die Berechnung einer Phase werden jeweils die Ergebnisse am Ende der vorherigen Phase als Ausgangsbasis berücksichtigt. Wenn in einer Phase kein Gleichgewicht zwischen Einwirkungen und Widerständen erreicht werden kann, wird die Berechnung abgebrochen.

Für die Simulation des Spritzbetonvortriebs wurden insgesamt 239 Berechnungsphasen erstellt. Die Gesamtmodelllänge von 125 m wird dabei unterteilt in:

- 1 Abschlag mit $L = 20$ m, um mit einem Berechnungsschritt eine adäquate Entfernung zum Modellrand zu erreichen (Anfangsbereich).
- 102 Abschlüge: $L = 1,0$ m zur Simulation des Regelvortriebs, wobei ein Vortriebszyklus aus sieben Berechnungsphasen besteht. Der Vortriebszyklus wird in [Tab. 6.5](#) im Detail beschrieben und in [Abb. 6.11](#) visualisiert. Insgesamt können mit dem gewählten Modelllaufbau 34 vollständige Vortriebszyklen modelliert werden.

Tab. 6.5: Berechnungsphasen zur Modellierung von einem Vortriebszyklus

Phase 1	Spießschirm + Ortsbrustinjektion, $L_{inj} = 6\text{ m}$
Ausgehend vom gesicherten Abschlag werden in dieser Phase der Spießschirm und die Injektionslagen vorausgehend zur Ortsbrust über eine Länge von 6,0 m aktiviert. Außerdem wird die Kohäsion des Bodens lokal im ersten Meter vor der Ortsbrust auf 2,5 kN/m ² erhöht*.	
Phase 2	1 m Abschlag, $L_{inj} = 5\text{ m}$
Alle Volumenelemente innerhalb des Tunnelquerschnitts werden über die Abschlaglänge von 1,0 m vor der Ortsbrust deaktiviert. Die lokale Kohäsionserhöhung wird um einen Meter verschoben.	
Phase 3	Sicherung des Abschlags mit Spritzbeton, $L_{inj} = 5\text{ m}$
Die Volumenelemente, welche die Spritzbetonschale abbilden, werden aktiviert und ihnen wird der Materialparametersatz (SpB-1) zugeordnet.	
Phase 4	1 m Abschlag, $L_{inj} = 4\text{ m}$
Alle Volumenelemente innerhalb des Tunnelquerschnitts werden über die Abschlaglänge von 1,0 m vor der Ortsbrust deaktiviert. Die lokale Kohäsionserhöhung wird um einen Meter verschoben.	
Phase 5	Sicherung des Abschlags mit Spritzbeton, $L_{inj} = 4\text{ m}$
Die Volumenelemente, welche die Spritzbetonschale abbilden, werden aktiviert und ihnen wird der Materialparametersatz (SpB-1) zugeordnet. Zudem wird der Materialparametersatz der Spritzbetonschale vom vorherigen Abschlag auf Spb-2 umgestellt.	
Phase 6	1 m Abschlag, $L_{inj} = 3\text{ m}$
Alle Volumenelemente innerhalb des Tunnelquerschnitts werden über die Abschlaglänge von 1,0 m vor der Ortsbrust deaktiviert. Die lokale Kohäsionserhöhung wird um einen Meter verschoben.	
Phase 7	Sicherung des Abschlags mit Spritzbeton, $L_{inj} = 3\text{ m}$
Die Volumenelemente, welche die Spritzbetonschale abbilden, werden aktiviert und ihnen wird der Materialparametersatz (SpB-1) zugeordnet. Zudem wird der Materialparametersatz der Spritzbetonschale vom vorherigen Abschlag auf Spb-2 umgestellt.	
Phase 8-239	Regelvortrieb
Verlängerung der vorausgehenden Injektionen und des Spießschirms von 3,0 m auf 6,0 m. Wiederholung der Phasen 2 bis 7.	
* Hinweis: die lokale Kohäsionserhöhung wird nur in den Berechnungsvarianten 4, 5 und 6 (siehe Abb. 6.10) berücksichtigt.	

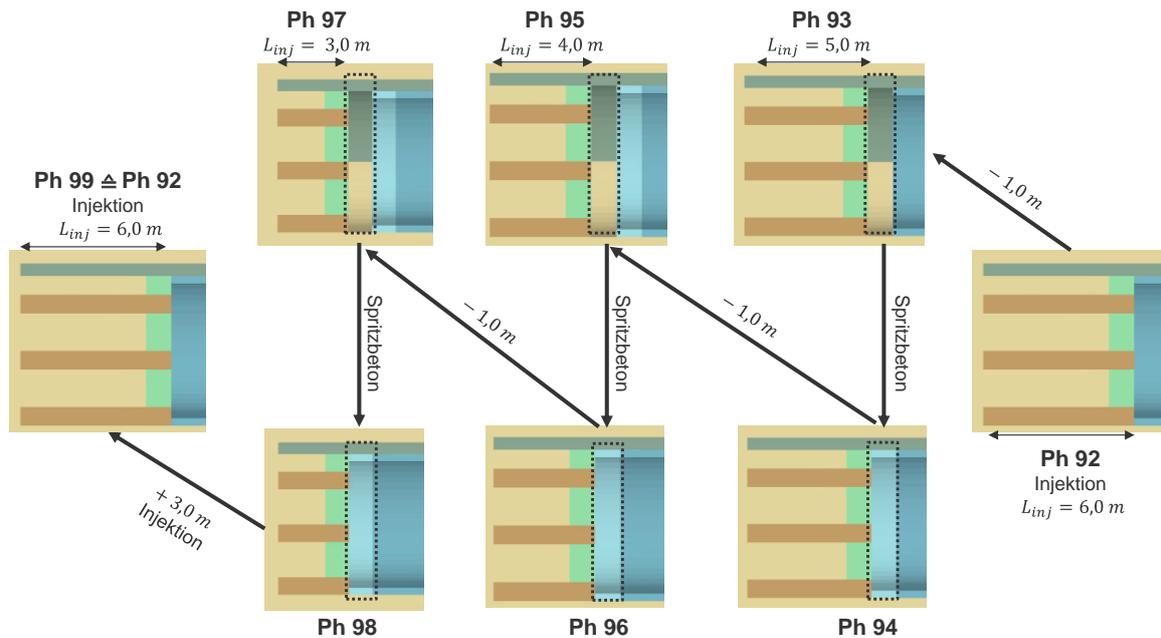


Abb. 6.11: Vortriebsmodellierung von einem Vortriebszyklus bestehend aus 7 Phasen: Veranschaulichung anhand der Phasen 92 bis 99

6.2.2 Voruntersuchungen

6.2.2.1 Berechnungsvariante 1

In Berechnungsvariante 1 wird ausgehend vom bereits gesicherten Anfangsbereich ein Abschlag ohne zusätzliche Sicherungselemente simuliert. Der Tunnelvortrieb wird step-by-step modelliert, wobei die Bodenelemente vor der Ortsbrust entsprechend der Abschlagslänge von 1,0 m deaktiviert werden.

In Abb. 6.12(a) ist das Verformungsbild in Tunnellängsachse am Berechnungsende (letzter Step) des ersten Abschlags von Berechnungsvariante 1 dargestellt. Das Verformungsbild impliziert einen muschelförmigen Bruchmechanismus, welcher sich bis in Richtung der Geländeoberkante ausweitet. Die maximale Verformung von $|u_{max}| = 0,4923 \text{ m}$ tritt in unmittelbarer Nähe zum Ausbruch auf und nimmt sukzessive ab in Richtung der Randbereiche von der Bruchmuschel.

Der maximal mögliche Gesamtmultiplikator bei der stufenförmigen Lastaufbringung beträgt $M_{Stage,max} = 0,83$, wie in Abb. 6.12(b) ersichtlich. Der Lastmultiplikator M_{Stage} erreicht mit zunehmender Anzahl an Berechnungsschritten ein Plateau, wobei keine weitere Laststeigerung möglich ist. Die großen Verformungen und der Lastmultiplikator ($M_{Stage} < 1$) belegen, dass in dieser Berechnungsphase kein Gleichgewicht zwischen Belastung und Widerständen erreicht werden kann. Das Verformungsbild zeigt einen großräumigen und globalen Versagensmechanismus. Wenn keine zusätzlichen Sicherungsmittel modelliert werden, versagt die Ortsbrust im kohäsionslosen Lockergestein ($c = 0 \text{ kN/m}^2$).

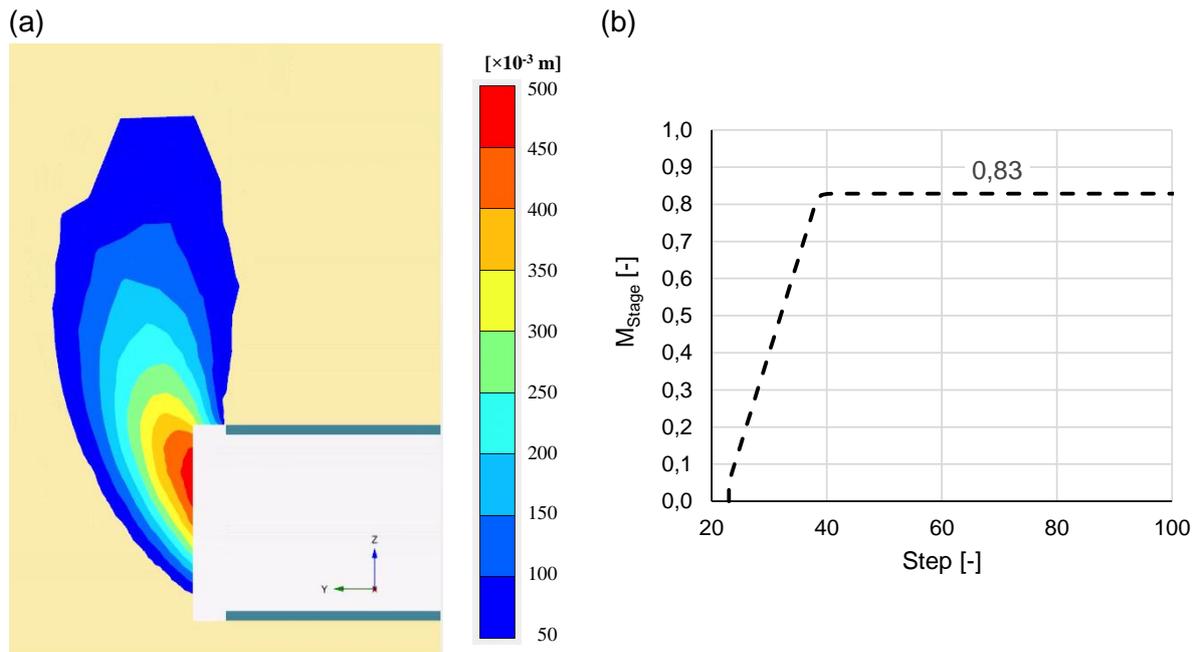


Abb. 6.12: Ortsbrustversagen bei Berechnungsvariante 1: (a) Verformungen im Längsschnitt zur Tunnelachse mit $|u_{max}| = 0,4967$ m; (b) Veranschaulichung des Versagenszustands anhand des Lastmultiplikators M_{Stage}

6.2.2.2 Berechnungsvariante 2

In dieser Berechnungsvariante wird bei der Vortriebssimulation zusätzliche eine vorausseilende Spießschirmsicherung berücksichtigt. Der Einfluss der Spießschirmsicherung kann anhand der Verformungen in [Abb. 6.13\(a\)](#) beurteilt werden. Im Vergleich zur Berechnungsvariante 1 (ohne Spießschirm), zeigt sich ein grundlegend verändertes Verformungsbild in Tunnellängsachse. Die Verformungen werden nach oben hin durch den vorausseilenden Spießschirm eingegrenzt, so dass sich der Bruchkörper nicht nach oben zur Geländeoberkante ausweiten kann. Im Längsschnitt ergibt sich ein verkleinerter und dreiecksförmiger Bruchmechanismus. Es handelt sich um ein globales Versagen, welches sich aber durch den Schirm nicht nach oben ausweiten kann. Demzufolge verringert der Spießschirm das Bodenvolumen, welches sich beim Versagen in Richtung des gesicherten Bereichs bewegt. Die Verformungen konzentrieren sich auf den Bereich unterhalb des Spießschirms, wobei die maximale Verformung $|u_{max}| = 0,3774$ m wiederum in unmittelbarer Nähe zum Abschlag auftritt.

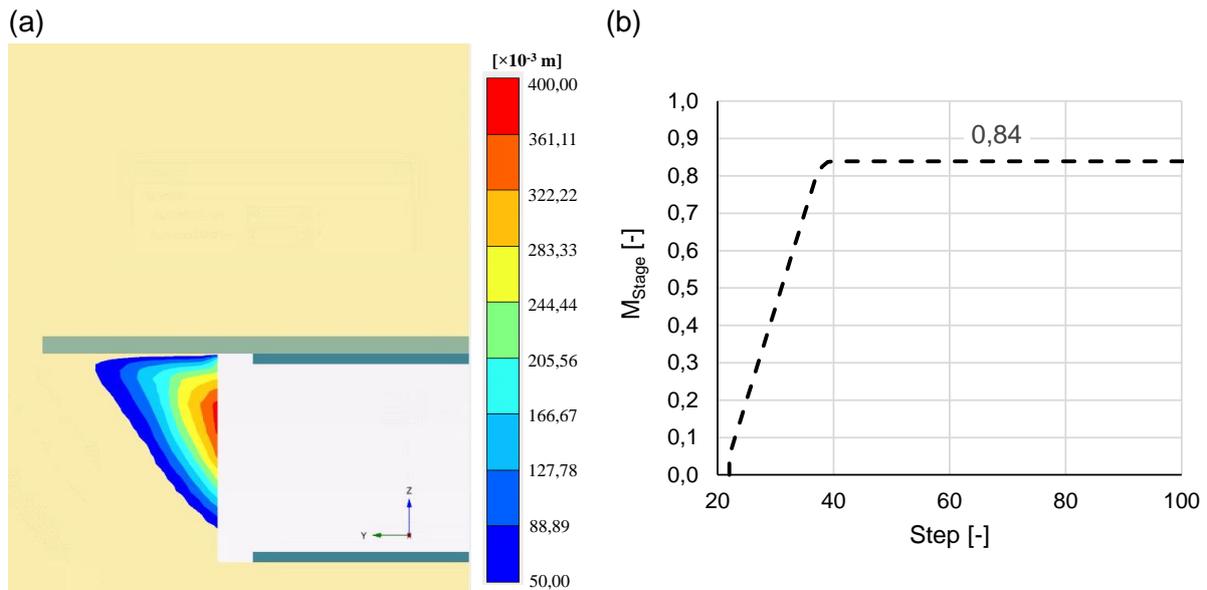


Abb. 6.13: Ortsbrustversagen bei Berechnungsvariante 2: (a) Verformungen im Längsschnitt zur Tunnelachse mit $|u_{max}| = 0,3774 \text{ m}$; (b) Veranschaulichung des Versagenszustands anhand des Lastmultiplikators M_{Stage}

Der maximal mögliche Lastmultiplikator beträgt $M_{Stage,max} = 0,84$, wie in [Abb. 6.13\(b\)](#) dargestellt wird. Der Lastmultiplikator M_{Stage} erreicht mit zunehmender Anzahl an Berechnungsschritten ein Plateau, wobei keine weitere Laststeigerung möglich ist. Die großen Verformungen und der Lastmultiplikator ($M_{Stage} < 1$) belegen, dass auch in dieser Berechnungsphase kein Gleichgewicht im System erreicht werden kann. Trotz der halbkreisförmigen Spießschirmsicherung über dem Tunnel, kann im kohäsionslosen Lockergestein ($c = 0 \text{ kN/m}^2$) ein globales Ortsbrustversagen nicht verhindert werden. Allerdings wird die räumliche Ausweitung des Bruchmechanismus infolge des Spießschirmgewölbes maßgeblich reduziert. In Abschnitt 6.2.5.6 wird der Einfluss des injizierten Schirmgewölbes weiterführend analysiert.

6.2.2.3 Berechnungsvariante 3

In der dritten Berechnungsvariante wird neben der Spießschirmsicherung zusätzlich eine vorausseilende Baugrundverbesserung in Form von drei horizontalen Injektionslagen mit einer Höhe von 0,75 m berücksichtigt. [Abb. 6.14](#) zeigt die Anordnung und die Abmessungen der Injektionslagen innerhalb der Tunnelausbruchsfläche $A_{T,1/2} = 23,1 \text{ m}^2$. Bei dieser Modellierung beträgt der Injektionsanteil 35% der Ausbruchsfläche.

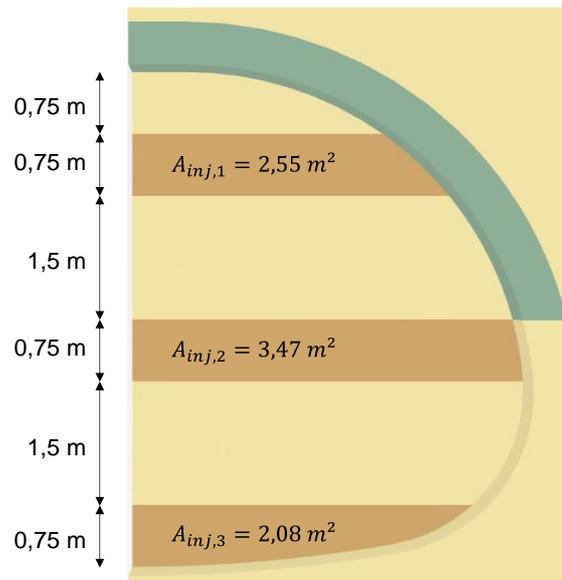


Abb. 6.14: Tunnelausbruchsfläche mit drei Injektionslagen

Die Injektionskörper wurden durch Volumenelemente abgebildet, welchen der Parameterset der schaumverbesserten Injektionskörper entsprechend Abschnitt 5.2 zugewiesen wurde.

In Abb. 6.15(a) wurden die Verformungen an der Ortsbrust in Tunnelängsachse unter Berücksichtigung der vorauseilenden Injektionskörper dargestellt. Das Verformungsbild ist wiederum grundlegend verändert im Vergleich zur Berechnungsvariante 2.

Die maßgeblichen Verformungen konzentrieren sich auf lokale Bereiche in den nicht-injizierten Zwischenlagen in unmittelbarer Nähe zum Ausbruchsrund, wobei am Berechnungsende eine maximale Verformung von $|u_{max}| = 0,07488 \text{ m}$ ermittelt wurde. Die kleinräumigen Bruchmechanismen werden räumlich durch die injizierten Lagen voneinander getrennt, so dass das Ortsbrustversagen nur lokal auftritt.

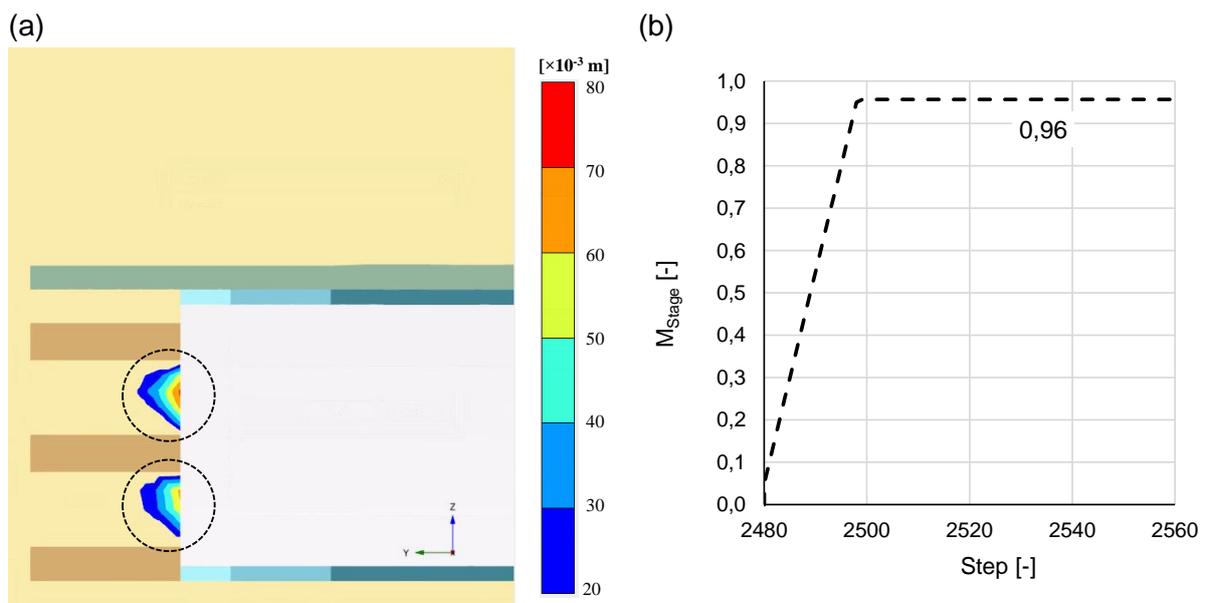


Abb. 6.15: Lokales Versagen in den nicht-injizierten Bodenschichten bei Berechnungsvariante 3: (a) Verformungen im Längsschnitt zur Tunnelachse mit $|u_{max}| = 0,07488 \text{ m}$; (b) Veranschaulichung des Versagenszustands anhand des Lastmultiplikators M_{Stage}

Der maximal mögliche Gesamtmultiplikator bei der stufenförmigen Lastaufbringung beträgt $M_{Stage,max} = 0,96$, wie in [Abb. 6.15\(b\)](#) dargestellt wurde. Der Lastmultiplikator M_{Stage} erreicht mit zunehmender Anzahl an Berechnungsschritten ein Plateau, wobei keine weitere Laststeigerung möglich ist. Es fehlt nur noch ein geringer Prozentanteil der Laständerung, um einen stabilen Gleichgewichtszustand zu erreichen. Die Injektionslagen können bei dieser Berechnungsvariante ein globales Ortsbrustversagen verhindern, jedoch bilden sich kleinräumig lokale Bruchmechanismen in den nichtinjizierten Lagen aus. Aus baupraktischer Sicht sind diese kleinräumigen Versagensmechanismen in der Regel unkritisch zu bewerten, da die Ortsbrust im grobkörnigen Lockergestein nach dem Abschlag mit Spritzbeton versiegelt wird.

6.2.2.4 Berechnungsvariante 4

Nachdem in der Simulation von Berechnungsvariante 3 kein globales, sondern lokales Versagen in den nicht injizierten Bodenschichten dokumentiert wurde, wird im nächsten Schritt die Kohäsion in den nicht injizierten Lagen im ersten Abschlag (1,0 m) vor der Ortsbrust von 0 kN/m^2 auf $2,5 \text{ kN/m}^2$ erhöht (siehe [Abb. 6.10](#)).

Bodenschichten, die nicht injiziert werden können, weisen in der Regel einen entsprechend hohen Feinkorngehalt auf. In der Modellierung wurde diesen Schichten vereinfacht eine geringe Kapillarkohäsion in der Größenordnung von $2,5 \text{ kN/m}^2$ zugewiesen. Mit Hilfe dieser Berechnung wird überprüft, ob das lokale Versagen in den nicht injizierten Bodenschichten durch eine geringe Kohäsionserhöhung in Ortsbrustnähe verhindert werden kann.

In Berechnungsvariante 4 kann der Tunnelvortrieb über die gesamte Modelllänge von 125 m ohne lokales oder globales Versagen ($M_{Stage} = 1,0$) simuliert werden. Zur Überprüfung des *Steady State* sind in [Abb. 6.16](#) die vertikalen Verformungen an der Geländeoberfläche für Berechnungsvariante 4 im Längsschnitt für den Vortriebsstand bei 98 m und bei 122 m dargestellt.

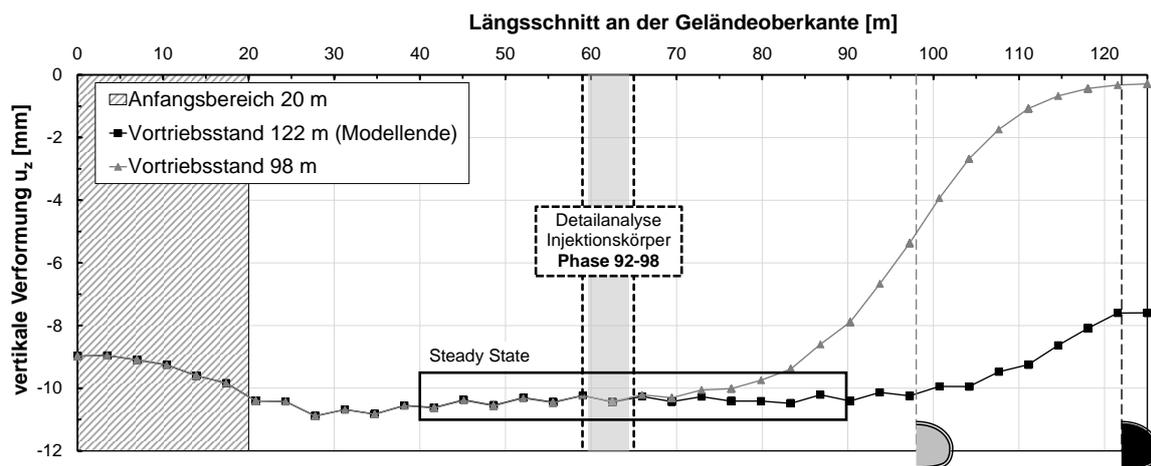


Abb. 6.16: Vertikale Verformungen bei Berechnungsvariante 4 (dreilagige Injektion, 35% Injektionsanteil) im Längsschnitt an der Geländeoberfläche für den Vortriebsstand bei 98 m und 122 m

Ein Vergleich der vertikalen Verformungen zeigt, dass im Abschnitt zwischen 40 m und 63 m kein nennenswerter Unterschied zwischen dem Vortriebsstand bei 98 m und dem Vortriebsstand bei 122 m erkennbar ist. Die vertikalen Verformungen liegen annähernd konstant bei ca. $10,6 \text{ mm}$. Daraus kann geschlossen werden, dass die Vortriebssimulation zwischen

98 m und 122 m zu keinen nennenswerten Spannungs- bzw. Verformungsänderungen im bereits gesicherten Bereich zwischen 40 m und 63 m führt und somit ein *Steady State* erreicht wurde.

Bei dieser Simulation wurde weder ein globales noch ein lokales Ortsbrustversagen registriert, obwohl keine zusätzlichen Sicherungselemente (z.B. Ortsbrustanker, Brustkeil, Ortsbrustversiegelung mit Spritzbeton) simuliert werden. Die Ortsbruststandsicherheit konnte mit Hilfe der vorausseilenden Schauminjektionen im Bereich des Spießschirms und der Ortsbrust gewährleistet werden.

Dieses Berechnungsmodell (Variante 4 in [Abb. 6.10](#)) wird in der weiteren Arbeit als Referenzmodell für die Detailuntersuchungen zum Tragverhalten der Injektionskörper (siehe Abschnitt 6.2.3) herangezogen. Explizit wird bei den Detailuntersuchungen ein gesamter Vortriebszyklus innerhalb des *Steady State* bestehend aus den Phasen 92 bis 98 entsprechend [Abb. 6.11](#) betrachtet.

6.2.2.5 Berechnungsvariante 5

In Berechnungsvariante 5 wird geprüft, ob die zuvor modellierte ortsbrustnahe Kohäsionserhöhung und der halbkreisförmige Spießschirm ausreichen, um eine stabile Ortsbrust zu ermöglichen. Dafür wird die Kohäsion des grobkörnigen Bodens im gesamten ersten Abschlag (1,0 m) vor der Ortsbrust von 0 kN/m² auf 2,5 kN/m² angehoben (siehe [Abb. 6.10](#)), aber keine vorausseilenden Injektionskörper im Bereich der Ortsbrust berücksichtigt. Das Verformungsbild in [Abb. 6.17\(a\)](#) ähnelt dem der Berechnungsphase 2 und impliziert im Längsschnitt einen dreiecksförmigen Bruchmechanismus unterhalb der Überkopfsicherung des Spießschirms.

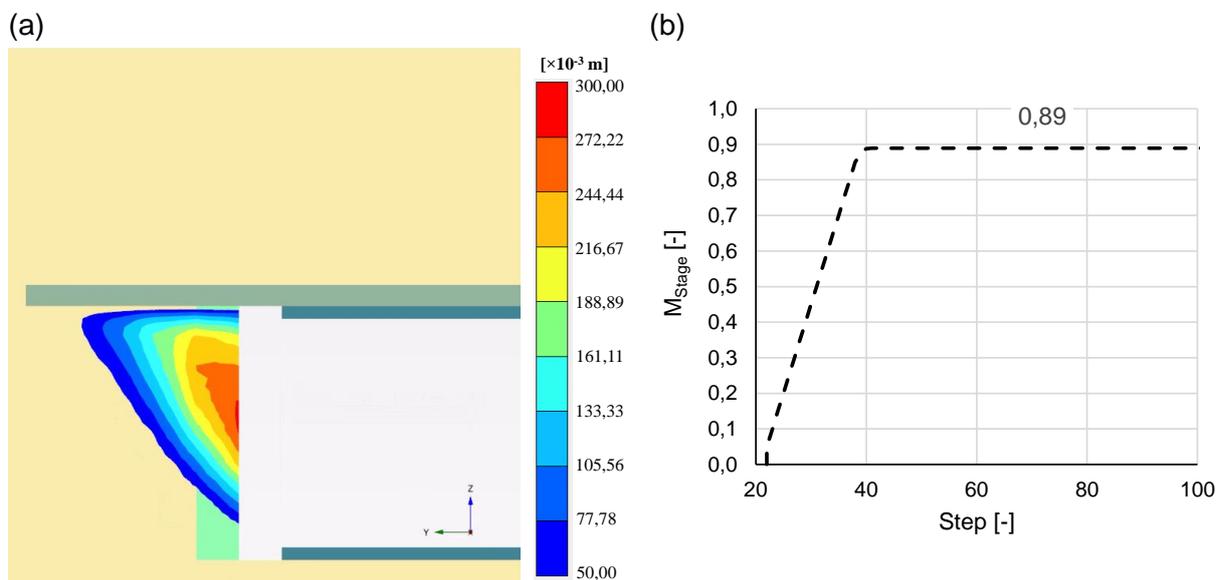


Abb. 6.17: Ortsbrustversagen bei Berechnungsvariante 5: (a) Verformungen im Längsschnitt zur Tunnelachse mit $|u_{\text{max}}| = 0,2778 \text{ m}$; (b) Veranschaulichung des Versagenszustands anhand des Lastmultiplikators M_{Stage}

Der Großteil der Verformungen stellt sich in unmittelbarer Nähe zum Ausbruch ein, wobei sich der Bruchkörper bis unterhalb des Spießschirms ausweitet. Die Verformung am Berechnungsende liegt bei $|u_{\text{max}}| = 0,2778 \text{ m}$. Der maximal mögliche Gesamtmultiplikator bei der stufenförmigen Lastaufbringung beträgt $M_{\text{Stage,max}} = 0,89$, wie in [Abb. 6.17\(b\)](#) dargestellt wird. Der

Lastmultiplikator M_{Stage} erreicht mit zunehmender Anzahl an Berechnungsschritten ein Plateau, wobei keine weitere Laststeigerung möglich ist.

Anhand dieser Berechnung konnte gezeigt werden, dass die ortsbrustnahe Kohäsionserhöhung keinen maßgeblichen Einfluss auf die globale Ortsbruststandsicherheit hat, sondern lediglich das lokale Versagen (Ausrieseln) zwischen den Injektionskörpern verhindert. Der Spießschirm in Kombination mit der ortsbrustnahen Kohäsionserhöhung ist nicht ausreichend, um ein globales Ortsbrustversagen zu verhindern. Umgekehrt kann geschlussfolgert werden, dass die Injektionskörper einen Beitrag zur Ortsbrustsicherheit leisten können.

6.2.2.6 Berechnungsvariante 6

Im Rahmen von Berechnungsvariante 6 wird der Injektionsanteil erhöht und der Abstand zwischen den Injektionslagen reduziert, um den Einfluss des Injektionsanteils beurteilen zu können. Dabei wird im Vergleich zur Berechnungsvariante 4 eine weitere Injektionslage berücksichtigt. In dieser Berechnungsvariante beträgt der Injektionsanteil 50% der Ausbruchfläche des Tunnels. Die vier Injektionslagen und die zwischengelagerten Bodenschichten haben jeweils eine Höhe von 75 cm (siehe [Abb. 6.10](#)).

In Berechnungsvariante 6 kann der Tunnelvortrieb wiederum über die gesamte Modelllänge von 125 m ohne Versagen ($M_{Stage} = 1,0$) simuliert werden. In [Abb. 6.18](#) ist ersichtlich, dass der *Steady State* erreicht wird. Im Vergleich zu Berechnungsvariante 4 führt die zusätzliche Injektionslage nur zu unwesentlichen Veränderungen hinsichtlich der Verformungen an der Geländeoberfläche (GZG). Wie in Abschnitt 6.2.5.1 gezeigt wird, führt die Erhöhung des Injektionsanteils zu einer geringeren Beanspruchung in den Injektionskörpern (GZT).

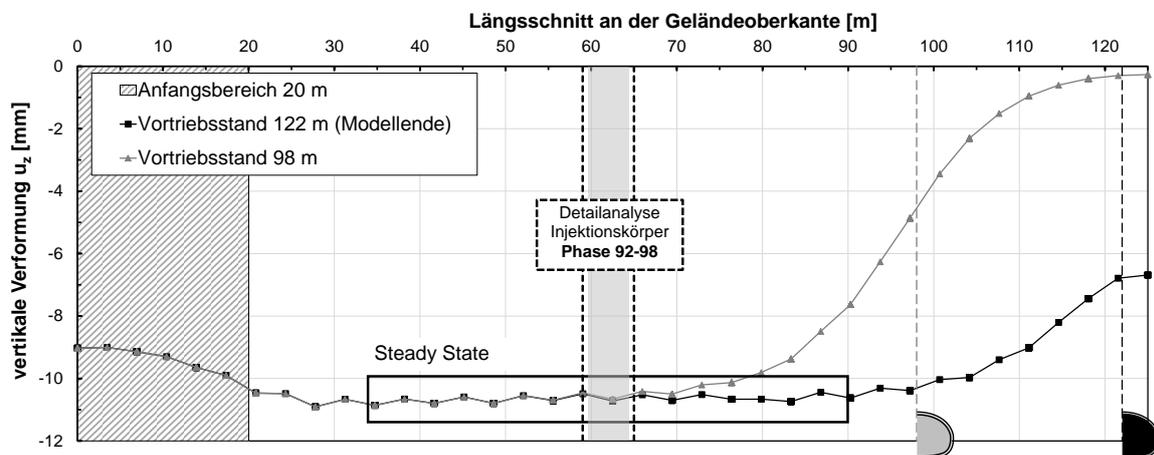
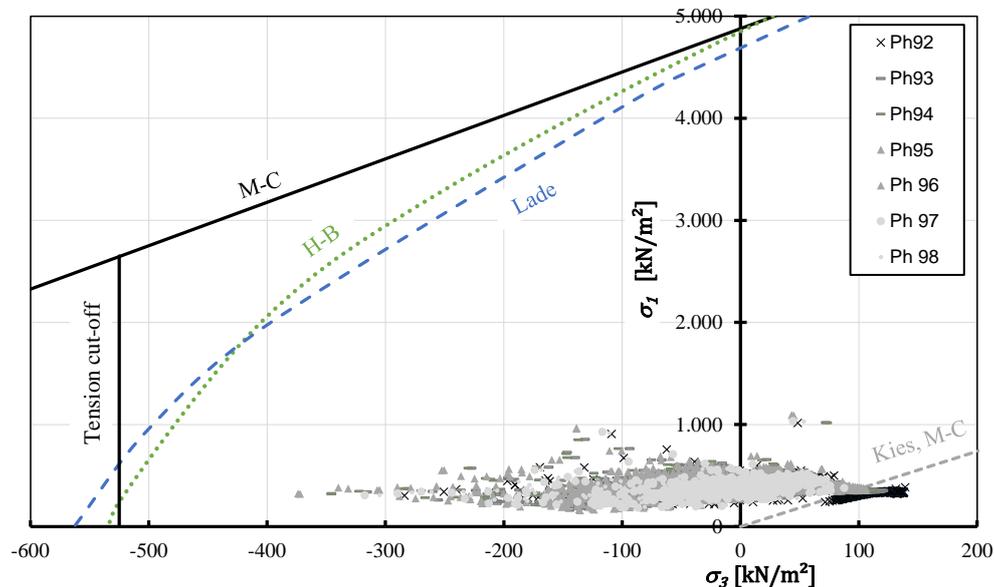


Abb. 6.18: Vertikale Verformungen bei Berechnungsvariante 6 (vierlagige Injektion, 50% Injektionsanteil) im Längsschnitt an der Geländeoberfläche für den Vortriebsstand bei 98 m und 122 m

6.2.3 Detailanalyse zur Beanspruchung der Injektionskörper

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Injektionskörper wird ein vollständiger Vortriebszyklus (siehe [Tab. 6.5](#)) innerhalb des *Steady State* von Berechnungsvariante 4 betrachtet. Die Detailbetrachtungen erfolgen für die Berechnungsphasen 92 bis 98, welche den Vortrieb zwi-

schen Modellmeter 59 und 62 simulieren. Zur Beurteilung der Beanspruchung der Injektionslagen werden nachfolgend die Hauptspannungen in den Knotenpunkten der Volumenelemente der Injektionskörper veranschaulicht. In [Abb. 6.19](#) sind die maximalen und minimalen Hauptspannungen für die mittlere Injektionslage in den Berechnungsphasen 92 bis 98 dargestellt. Zur Bewertung der Verteilung der Spannungspunkte enthält [Abb. 6.19](#) zusätzlich die experimentell ermittelten Bruchbedingungen für das schauminjizierte Kompositmaterial fGr und den natürlichen Feinkies fGr .



[Abb. 6.19](#): Darstellung der maximalen und minimalen Hauptspannungen für die mittlere Injektionslage von Berechnungsvariante 4 in den Berechnungsphasen 92 bis 98

Gemäß [Abb. 6.19](#) wird der Injektionskörper in der mittleren Lage sowohl auf Druck als auch auf Zug beansprucht, wobei die Spannungspunkte im Zugbereich ($\sigma_3 < 0$) dominieren. Die minimale Hauptspannung σ_3 bewegt sich im Spannungsintervall zwischen -380 kN/m^2 (Zug) und 140 kN/m^2 (Druck). Ein Großteil der Spannungspunkte liegt außerhalb der Grenzbedingung nach M-C vom natürlichen Kies ohne Injektion (grau gestrichelte Linie), woraus geschlossen werden kann, dass die Ortsbrust ohne die Verbesserungswirkung infolge der Schauminjektion mit großer Wahrscheinlichkeit versagen würde.

Grundsätzlich liegen alle Spannungspunkte unterhalb der Grenzbedingungen des schauminjizierten Kompositmaterials (M-C, H-B, Lade), wobei insbesondere im Druckbereich ($\sigma_3 > 0$) ein großer Abstand zu den Bruchbedingungen zu erkennen ist. Im Zugbereich ($\sigma_3 < 0$) hingegen liegen die Spannungspunkte näher an den Grenzbedingungen. Die maximal berechnete Zugspannung beträgt $\sigma_3 = -374 \text{ kN/m}^2$ und liegt damit unter dem Tension cut-off von $tco = -525 \text{ kN/m}^2$. Unter der Voraussetzung, dass den Injektionskörpern eine Zugfestigkeit zugewiesen wird, kann ein Ortsbrustversagen durch die vorauseilenden Schauminjektionskörper verhindert werden.

In [Abb. 6.20](#) wird der Einfluss der vorauseilenden Länge der Injektionskörper anhand der Berechnungsschritte 94, 96 und 98 visualisiert. Je kürzer die vorauseilende Länge des Injektionskörpers, desto weiter bewegen sich die Spannungspunkte in den Zugbereich ($\sigma_3 < 0$).

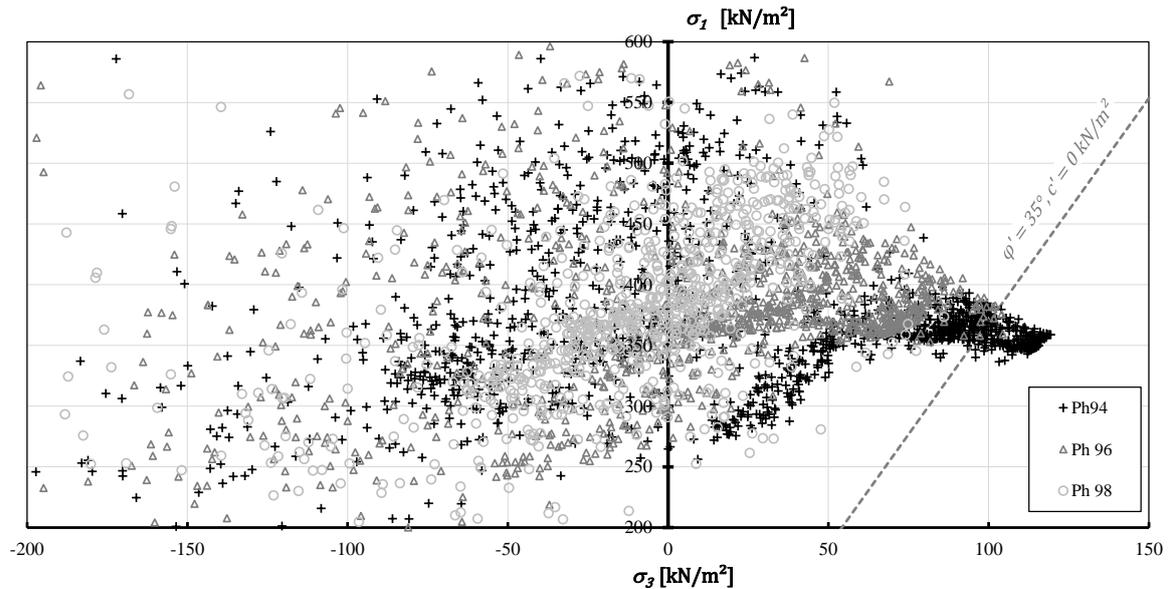


Abb. 6.20: Einfluss der vorausseilenden Länge der Injektionskörper für die mittlere Injektionslage bei Berechnungsvariante 4 in den Berechnungsphasen 94, 96 und 98

Die Bewegung der Spannungspunkte im σ_3 - σ_1 -Diagramm ist bereits bei drei Berechnungsphasen nur schwer erkennbar und wird mit zunehmender Anzahl an Berechnungsschritten und Injektionslagen noch unübersichtlicher. Aus diesem Grund werden nachfolgend stattdessen die arithmetischen Mittelwerte der Spannungswerte gemäß den Gleichungen (6-1) bis (6-3) ermittelt.

$$\bar{p} = \frac{1}{N_{ip}} \sum_{i=1}^{N_{ip}} p_i = \frac{1}{N_{ip}} \sum_{i=1}^{N_{ip}} \left(\frac{\sigma_{1,i} + \sigma_{2,i} + \sigma_{3,i}}{3} \right) \quad (6-1)$$

$$\bar{q} = \frac{1}{N_{ip}} \sum_{i=1}^{N_{ip}} q_i = \frac{1}{N_{ip}} \sum_{i=1}^{N_{ip}} (\sigma_{1,i} - \sigma_{3,i}) \quad (6-2)$$

$$\bar{\sigma}_3 = \frac{1}{N_{ip}} \sum_{i=1}^{N_{ip}} \sigma_{3,i} \quad (6-3)$$

$\bar{p}, \bar{q}, \bar{\sigma}_3$ Arithmetische Mittelwerte der Beanspruchung in einer Injektionslage
 N_{ip} Anzahl der Integrationspunkte einer Injektionslage

In **Abb. 6.21(a)** wird die Beanspruchung \bar{p} , \bar{q} und $\bar{\sigma}_3$ in den Injektionskörpern für die Berechnungsphasen 92 bis 98 getrennt für jede Injektionslage veranschaulicht. Der mittlere Druck \bar{p} variiert in Abhängigkeit der Überlagerung bzw. der Tiefenlage der Injektionskörper. In der Injektionslage mit der größten Überdeckung (Lage 3) ist der mittlere Druck \bar{p} am höchsten, während er in der höchst gelegenen Injektionslage (Lage 1) am geringsten ausfällt. Je kürzer die Länge der vorausseilenden Injektionskörper, desto weiter nimmt der mittlere Druck \bar{p} innerhalb einer Injektionslage ab. Der Bodenaushub an der Ortsbrust führt zu einer Abnahme des mittleren Drucks \bar{p} in den Injektionskörpern.

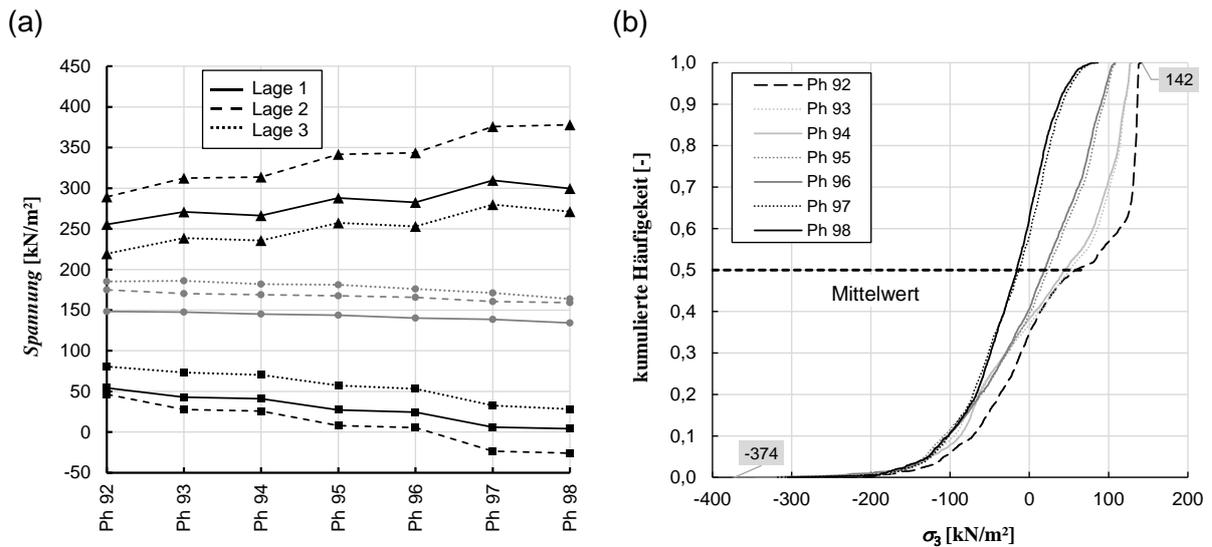


Abb. 6.21: Beanspruchung der Injektionskörper bei drei Injektionslagen für den Vortriebszyklus zwischen Berechnungsphase 92 und 98: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in der am höchsten beanspruchten Injektionslage (hier: Lage 2)

Im Gegensatz zum mittleren Druck \bar{p} steigt die deviatorische Beanspruchung \bar{q} bei fortlaufendem Vortriebszyklus. Aus [Abb. 6.21\(a\)](#) geht hervor, dass die deviatorische Beanspruchung in der mittleren Lage (Lage 2) am größten ist. Insbesondere die Abnahme der Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ führt zur Erhöhung der deviatorischen Beanspruchung \bar{q} . Zu Beginn des Vortriebszyklus werden die Injektionskörper überwiegend auf Druck ($\bar{\sigma}_3 > 0$) beansprucht, während mit abnehmender Länge der Injektionskörper die Zugbeanspruchung ansteigt. Der arithmetische Mittelwert der kleinsten Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ liegt in der Größenordnung zwischen 80 kN/m^2 und -26 kN/m^2 . In der mittleren Injektionslage ist die Zugbeanspruchung am größten ($\bar{\sigma}_3 = -26 \text{ kN/m}^2$).

Aus den experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 3.9 geht hervor, dass die Festigkeit von schauminjizierten Böden unter Zugbeanspruchung geringer und somit versagensanfälliger ist, als unter Druckbeanspruchung. Daher wird in [Abb. 6.21\(b\)](#) zusätzlich die Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in der am höchsten beanspruchten Injektionslage (Lage 2) dargestellt. Mit Hilfe der Summenverteilung kann die Zugbeanspruchung in der Injektionslage nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ bewertet werden. Die kleinste Hauptspannung σ_3 in der mittleren Injektionslage bewegt sich in der Bandbreite zwischen 142 kN/m^2 (Druck) und -374 kN/m^2 (Zug). Mit fortschreitendem Vortriebszyklus bewegt sich die Summenverteilungskurve in den Zugbereich, wobei auch die Neigung der Summenverteilungskurve ansteigt. Am Ende des Vortriebszyklus (Phase 97 und 98) stehen in der mittleren Injektionslage (Lage 2) über 60% der Integrationspunkte unter Zug.

Um Bereiche mit hohen Zugspannungskonzentrationen innerhalb der Injektionskörper zu detektieren, wird der Normalkraftverlauf in Tunnellängsrichtung (y -Achse) für die drei Injektionslagen am Ende des Vortriebszyklus in Berechnungsphase 98 ermittelt. Die Normalkraft kann durch die Integration der Spannungspunkte über die Querschnittsfläche der Injektionslage im jeweiligen y -Abschnitt ermittelt werden. Der Normalkraftverlauf ist in [Abb. 6.22](#) für alle drei Injektionslagen dargestellt. Die Zugkraft (negativ) ist im Zentrum der Ortsbrust in Lage 2 am größten, wobei die höchste Zugbeanspruchung ca. 1,0 bis 1,5 m hinter der Ortsbrust auftritt.

In den anderen beiden Injektionslagen ist die Zugbeanspruchung wesentlich geringer und die höchste Zugbeanspruchung tritt näher zum Ausbruchrand auf. Am hinteren Ende der Injektionskörper werden alle drei Injektionslagen auf Druck beansprucht. Die Druckbeanspruchung ist zwischen $y = 64,5$ m und $y = 65$ m am größten.

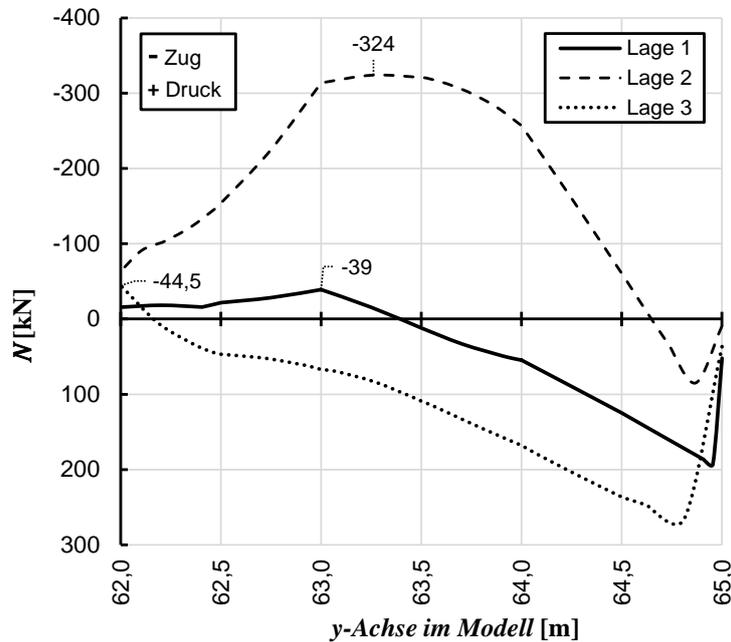


Abb. 6.22: Normalkraftverlauf bei drei Injektionslagen in Tunnellängsrichtung für Berechnungsphase 98 (Zug negativ)

Die Spannungsverteilung innerhalb der Injektionskörper wird in [Abb. 6.23](#) beispielhaft für Berechnungsphase 94 visualisiert. Die Spannungsverteilung der größten Hauptspannung σ_1 in [Abb. 6.23\(a\)](#) zeigt ausschließlich Druckspannungen. Allerdings treten insbesondere in Ortsbrustnähe Zugspannungen auf. Die Zugspannungen sind in den Randbereichen der Injektionslagen geringer als im Zentrum der Ortsbrust, wie aus [Abb. 6.23\(b\)](#) hervorgeht.

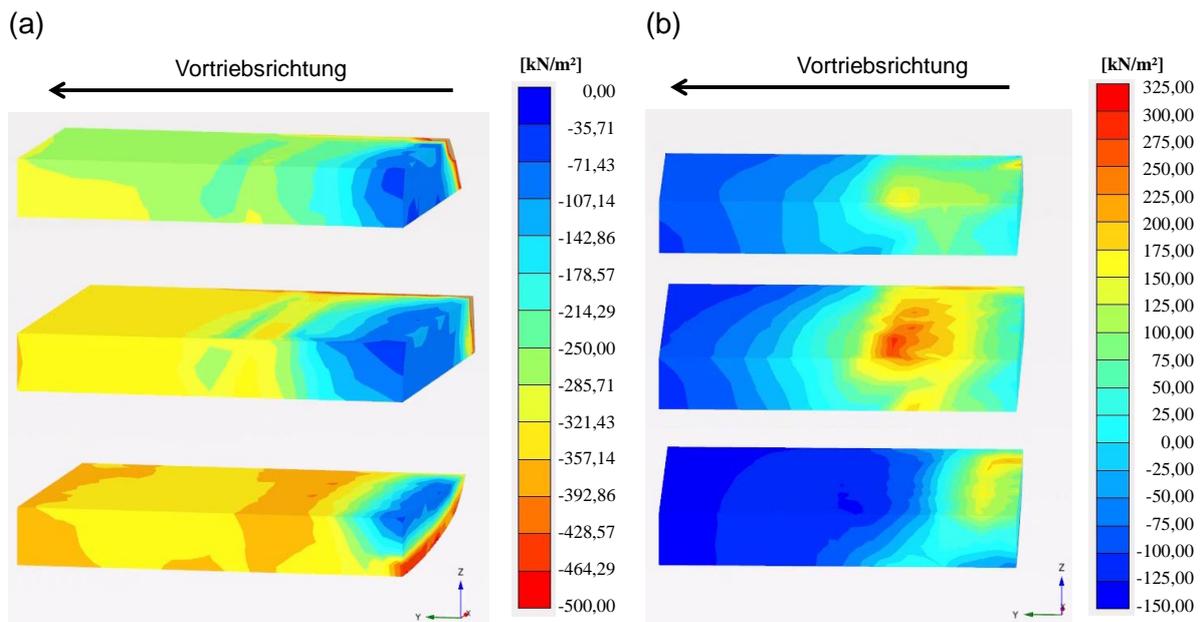


Abb. 6.23: Visualisierung der Spannungsverteilung in den Injektionskörpern für Berechnungsphase 94: (a) größte Hauptspannung σ_1 und (b) kleinste Hauptspannung σ_3

6.2.4 Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit Ergebnissen aus der Literatur

Zur Überprüfung der Größenordnung der numerischen Ergebnisse werden diese mit den Ergebnissen anderer Autoren verglichen. Dafür werden die Maximalwerte der Zugnormalkraft je Injektionslage aufsummiert und gemäß Gleichung (6-4) in einen normierten Stützdruck (siehe Abschnitt 2.1.4) umgerechnet. Die Summe der maximalen Zugnormalkraft wird mit dem Faktor 2 multipliziert, weil die Berechnungen am halben System durchgeführt werden. Mit Hilfe dieser Umrechnung kann der Stützdruck mit Ergebnissen aus der Literatur verglichen werden.

$$\frac{p_{erf}}{\gamma \cdot D_{eq}} = \frac{2 \cdot \sum_{i=1}^n N_{t,max,I}}{A_T \cdot \gamma \cdot D_{eq}} \quad (6-4)$$

$N_{t,max,I}$	Maximale Zugnormalkraft einer Injektionslage
n	Anzahl der Injektionslagen

Qarmout et al. (2022) stellen unterschiedliche Berechnungsmodelle zur Ermittlung des erforderlichen Stützdrucks gegenüber, die sowohl auf analytischen als auch auf empirischen und numerischen Ansätze beruhen. Für eine detaillierte Beschreibung der verwendeten Ansätze wird auf Qarmout et al. (2022) verwiesen. Abb. 6.24(a) zeigt den gemäß Gleichung (6-4) ermittelten Stützdruck für das Referenzmodell (Abschnitt 6.2.2.4, Berechnungsvariante 4) im Vergleich mit etablierten Modellen für kohäsionslose Böden ($c = 0 \text{ kN/m}^2$). Zudem wird in Abb. 6.24(b) der normierte Stützdruck für verschiedene Reibungswinkel zusammengeführt.

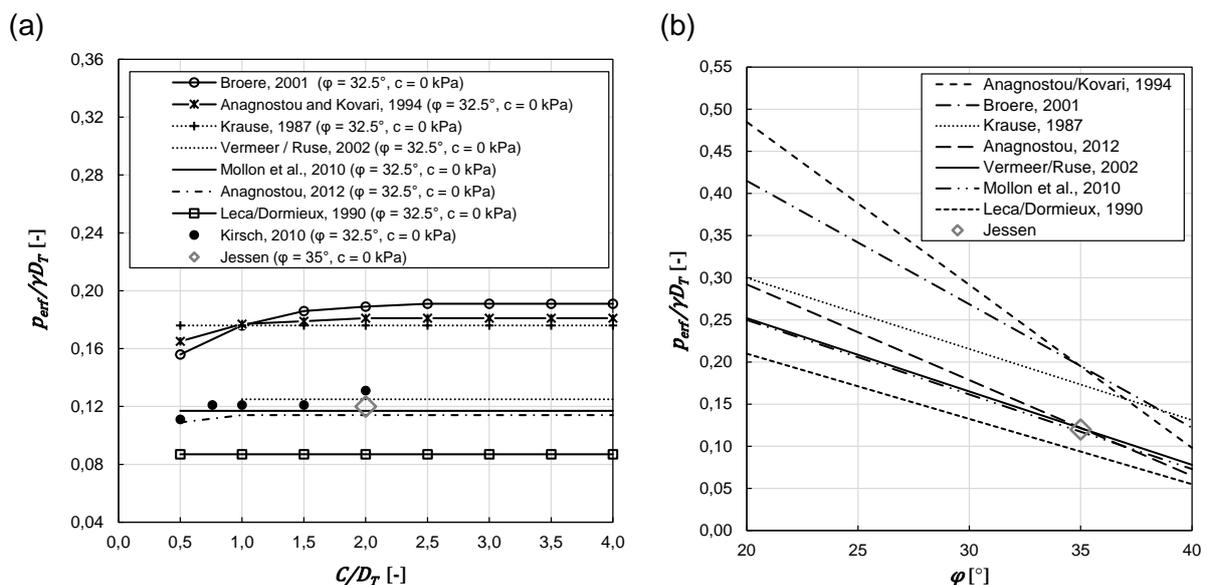


Abb. 6.24: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit unterschiedlichen Berechnungsmodellen für kohäsionslose Böden, $c = 0 \text{ kN/m}^2$: (a) bei Variation des Überdeckungsverhältnisses C/D_T ; (b) bei Variation des Reibungswinkels φ (adaptiert nach Qarmout et al. 2022)

Gemäß Abb. 6.24 liegt der ermittelte Stützdruck aus der numerischen Berechnung mit schauminjizierter Ortsbrust im Bereich der Werte, die anhand von unterschiedlichen empirischen, numerischen und analytischen Verfahren abgeleitet wurden. Es kann geschlussfolgert werden, dass das numerische Referenzmodell plausible Ergebnisse liefert und für weiterführende Parametervariationen herangezogen werden kann.

6.2.5 Parametrische Untersuchung

6.2.5.1 Einfluss des Injektionsanteils bzw. der Anzahl der Injektionslagen

Um den Einfluss des Injektionsanteils beurteilen zu können, wird anschließend die Beanspruchung der Injektionskörper für die Berechnungsvariante 6 mit vier Injektionslagen (50% Injektionsanteil) ermittelt. Die vier Injektionslagen haben die gleiche Höhe (75 cm) wie in Berechnungsvariante 4 (35% Injektionsanteil). Abb. 6.25 zeigt die Beanspruchung der Injektionskörper für den Vortriebszyklus zwischen den Berechnungsphasen 92 und 98. Der mittlere Druck variiert wiederum in Abhängigkeit der Überlagerung bzw. der Tiefe der jeweiligen Injektionslage. Je kürzer die Länge der vorausseilenden Injektionskörper, desto stärker sinkt der mittlere Druck \bar{p} innerhalb der Injektionslagen ab. Im Gegensatz dazu steigt die deviatorische Beanspruchung \bar{q} mit fortschreitendem Vortriebszyklus. Gemäß Abb. 6.25(a) ist die deviatorische Beanspruchung in Lage 3 am größten. Weiterhin ist mit fortschreitendem Vortrieb die Erhöhung der deviatorischen Beanspruchung \bar{q} ersichtlich. Zu Beginn des Vortriebszyklus werden die Injektionskörper vornehmlich auf Druck ($\bar{\sigma}_3 > 0$) beansprucht, während mit abnehmender Länge des Injektionskörpers die Zugbeanspruchung ansteigt. Der arithmetische Mittelwert der kleinsten Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ liegt in der Größenordnung zwischen 97 kN/m^2 und -3 kN/m^2 . In der dritten Injektionslage ist die Zugbeanspruchung am größten ($\bar{\sigma}_3 = -3 \text{ kN/m}^2$).

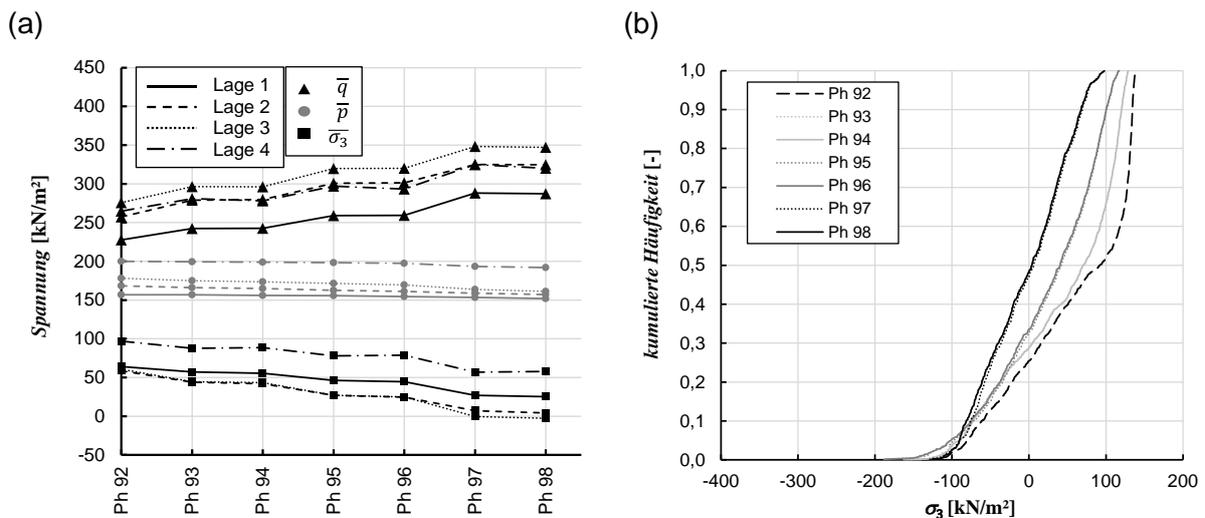


Abb. 6.25: Beanspruchung der Injektionskörper für Berechnungsvariante 6 für den Vortriebszyklus zwischen Berechnungsphase 92 und 98: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in der am höchsten beanspruchten Injektionslage (hier: Lage 3)

Am Ende des Vortriebszyklus (Phase 97 und 98) stehen in der dritten Injektionslage etwa 48% der Spannungspunkte unter Zug, wie in Abb. 6.25(b) abgelesen werden kann. Mit fortschreitendem Vortriebszyklus wandert die Summenverteilungskurve vermehrt in den Zugbereich.

Um Bereiche mit hohen Zugspannungskonzentrationen zu detektieren, wird wie zuvor der Normalkraftverlauf in Tunnellängsrichtung für die vier Injektionslagen in Berechnungsphase 98 ermittelt und in Abb. 6.26 dargestellt. Die Zugkraft (negativ) ist im Zentrum der Ortsbrust in Lage 3 und Lage 2 am größten, wobei die höchste Zugbeanspruchung ca. 0,5 bis 1,0 m hinter der Ortsbrust auftritt. Die vierte Injektionslage wird ausschließlich auf Druck beansprucht. Bei

allen vier Injektionslagen ist die Druckbeanspruchung am hinteren Ende der Injektionskörper zwischen $y = 64,5$ m und $y = 65$ m am größten.

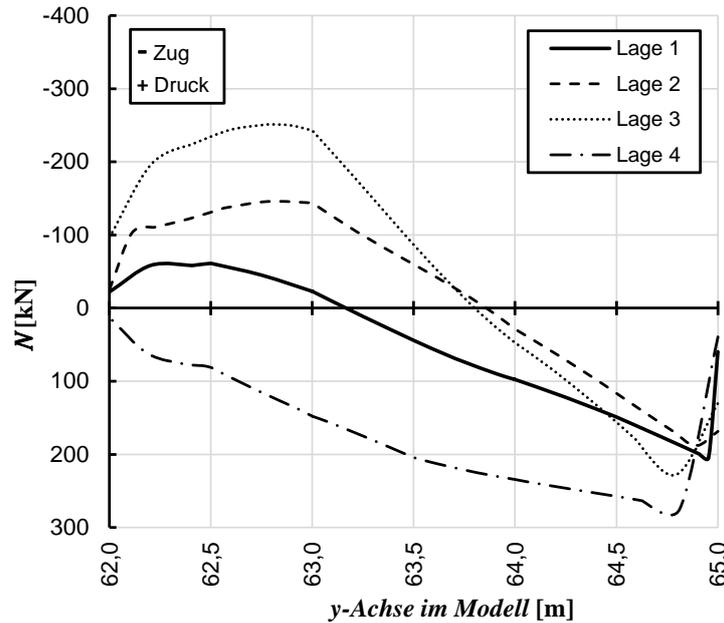


Abb. 6.26: Normalkraftverlauf bei vier Injektionslagen in Tunnellängsrichtung für Berechnungsphase 98 (Zug negativ)

In Abb. 6.27(a) ist die am höchsten beanspruchte Injektionslage für Berechnungsvariante 4 (dreilagige Injektion, 35% Injektionsanteil) und Berechnungsvariante 6 (vierlagige Injektion, 50% Injektionsanteil) gegenübergestellt.

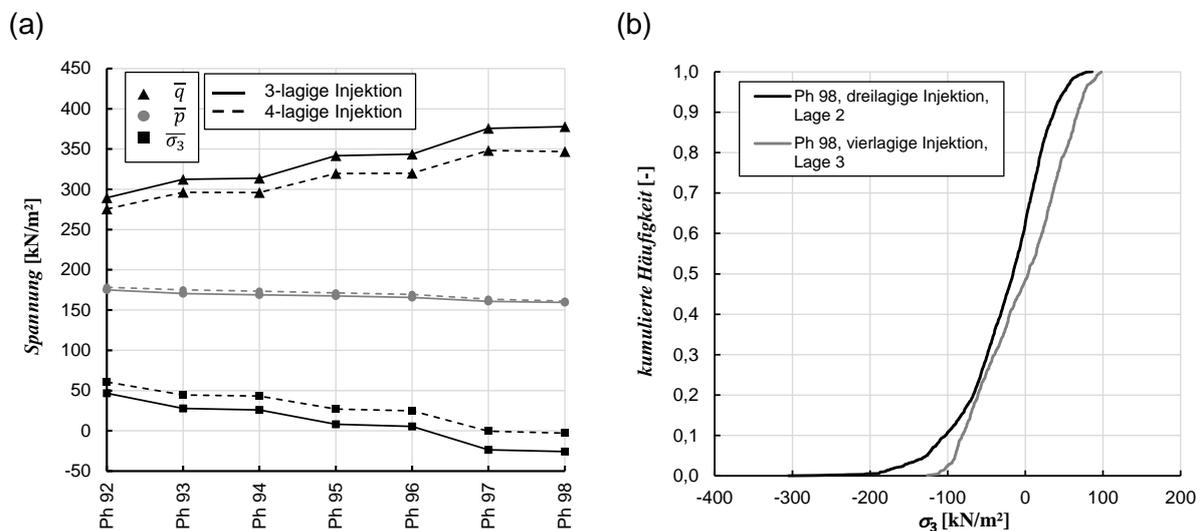


Abb. 6.27: Einfluss des Injektionsanteils: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in der höchst beanspruchten Injektionslage in Phase 98

Gemäß Abb. 6.27(a) sinkt die deviatorische Beanspruchung \bar{q} bei vierlagiger Injektion um ca. 8% (1-347/377), während beim Mittelwert des mittleren Drucks \bar{p} keine nennenswerten Unterschiede erkennbar sind. Die mittlere Zugbeanspruchung bei dreilagiger Injektion liegt in Phase 98 bei $\bar{\sigma}_3 = -26 \text{ kN/m}^2$, wohingegen bei vierlagiger Injektion die Zugbeanspruchung

lediglich $\bar{\sigma}_3 = -3 \text{ kN/m}^2$ beträgt. Gemäß [Abb. 6.27\(b\)](#) liegt die Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 bei dreilagiger Injektion weiter innerhalb des Zugbereichs.

In [Abb. 6.28](#) wird der Normalkraftverlauf in der höchstbeanspruchten Lage bei 3- und 4-lagiger Injektion gegenübergestellt. Demzufolge kann die Normalkraftbeanspruchung im Zugbereich durch die Erhöhung des Injektionsanteils um 25% ($1 - 244 \text{ kN}/324 \text{ kN}$) reduziert werden. Der Bereich mit der maximalen Zugnormalkraft liegt bei vierlagiger Injektion ca. 0,5 m näher an der Ortsbrust.

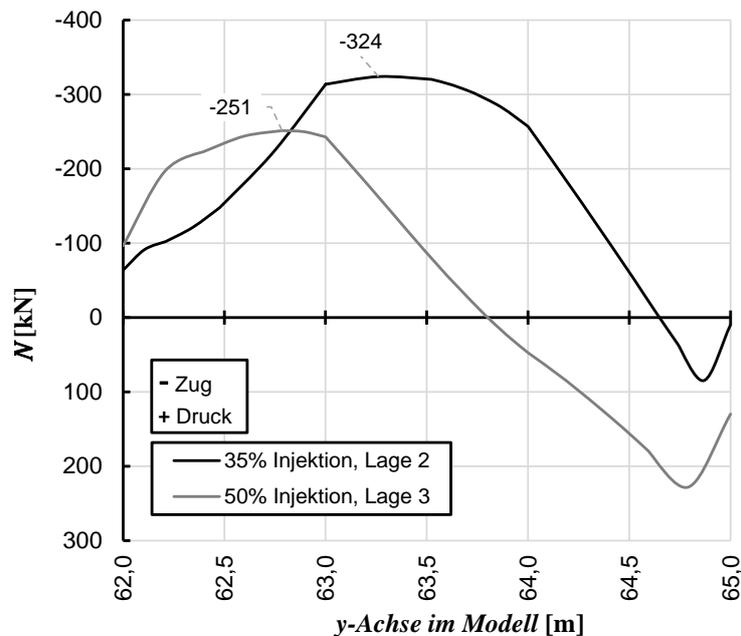


Abb. 6.28: Gegenüberstellung des Normalkraftverlaufs in Phase 98 für die am höchsten beanspruchte Injektionslage bei 35% und 50% Injektionsanteil

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Auslastung der Injektionskörper durch eine Erhöhung des Injektionsanteils (engeres Injektionsraster, mehr Injektionsmenge) reduziert werden kann. Bei einem geringen Injektionsanteil bzw. einer zu hohen Zugbeanspruchung sind zusätzliche Zuelemente (z.B. Ortsbrustanker, GFK-Anker, Injektionslanzen) erforderlich.

6.2.5.2 Einfluss der Steifigkeit der Injektionskörper

Um den Einfluss der Steifigkeit der Injektionskörper beurteilen zu können, wird eine Steifigkeitsvariation durchgeführt. Ausgehend vom Startwert von $E_{inj} = 380 \text{ kN/m}^2$, welcher unter ideellen Laborbedingungen ermittelt wurde, wird die Steifigkeit bis auf 25% ($E_{inj} = 95 \text{ kN/m}^2$) reduziert. Die Steifigkeit des Spießschirms wird hingegen nicht verändert. Hinsichtlich des Einflusses des Spießschirms wird auf Abschnitt 6.2.5.6 verwiesen.

In [Abb. 6.29](#) ist der Einfluss der Steifigkeit der Injektionskörper für die maßgebende Injektionslage (Lage 2) für die 3-lagige Injektion (Referenzmodell) dargestellt. Die Steifigkeitsvariation hat nahezu keinen Einfluss auf den mittleren Druck \bar{p} im Injektionskörper, während hingegen die deviatorische Beanspruchung \bar{q} und die kleinste Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ maßgeblich beeinflusst werden. Je geringer die Steifigkeit der Injektionskörper, desto geringer die Deviator- bzw. Zugbeanspruchung in den Injektionskörpern.

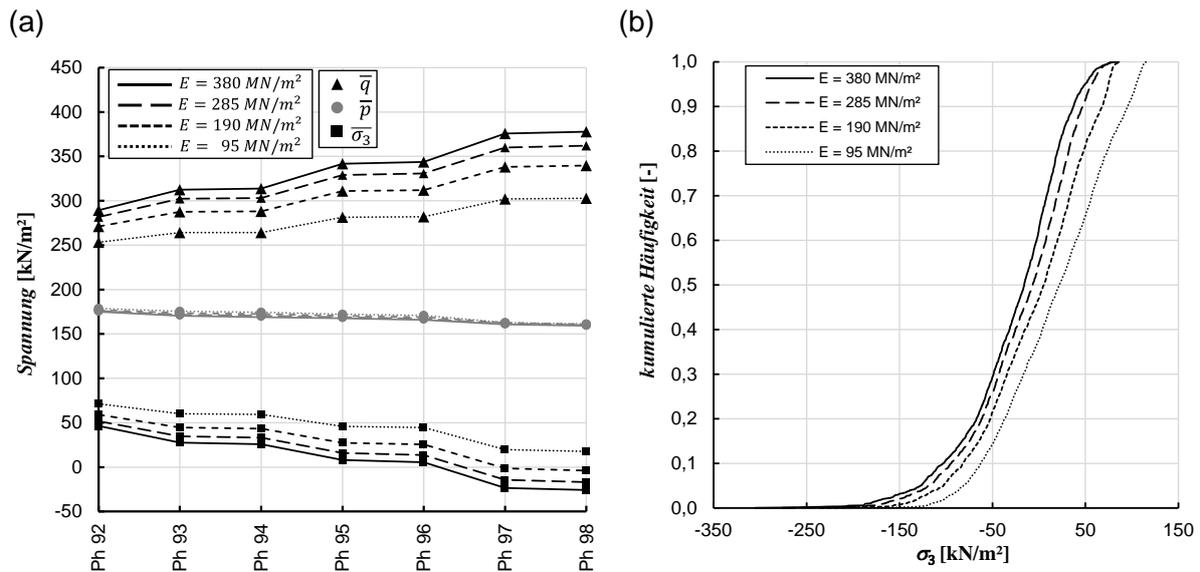


Abb. 6.29: Einfluss der Steifigkeit für Injektionslage 2: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in Phase 98

Die Spannungsverläufe der Beanspruchung verschieben sich annähernd parallel bei der Änderung der Steifigkeit, so dass für den maßgebenden Berechnungsschritt (Phase 98) eine Normierung vorgenommen werden kann, um die Aussagekraft der Steifigkeitsvariation zu verallgemeinern. Hierfür wird die Steifigkeit der Injektionskörper in Relation zur Steifigkeit des Bodens gesetzt. Nachdem die Steifigkeit im Boden entsprechend dem HSS-Modell spannungsabhängig abgebildet wird, verändern sich die Steifigkeitsverhältnisse bei jedem Berechnungsschritt. [Abb. 6.30\(a\)](#) zeigt exemplarisch die Steifigkeitsverhältnisse im Nahbereich der Ortsbrust für Berechnungsphase 92. Die Farbunterschiede verdeutlichen, dass die Steifigkeit vom natürlichen Boden spannungsabhängig modelliert wird (HSS), während hingegen der injizierte Boden eine homogene Steifigkeit aufweist (MC). Gemäß [Abb. 6.30\(a\)](#) liegt die Steifigkeit des natürlichen Bodens zwischen den Injektionslagen in der Größenordnung von ca. $E_{soil} = 95 \text{ kN/m}^2$. [Abb. 6.30\(b\)](#) veranschaulicht die Beanspruchung Injektionskörper in Abhängigkeit vom Steifigkeitsverhältnis E_{inj}/E_{soil} .

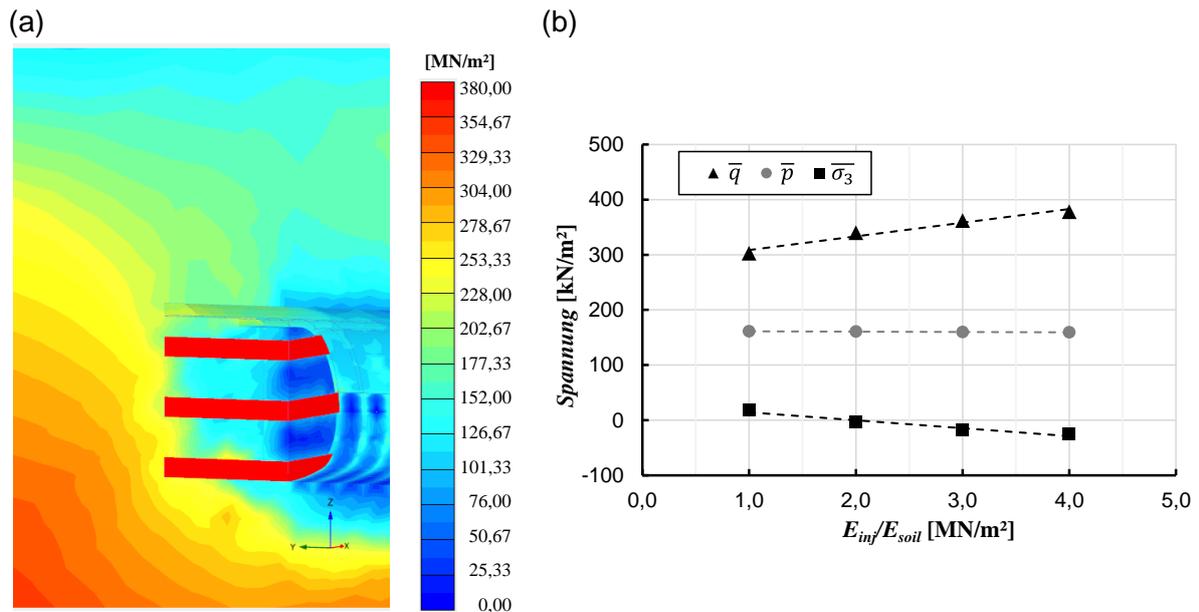


Abb. 6.30: (a) Steifigkeitsverhältnisse im Nahbereich der Ortsbrust; (b) Normalisierte Darstellung zum Einfluss der Steifigkeit auf die Beanspruchung von Injektionslage 2 für $E_{soil} = 95 \text{ kN/m}^2$

In Abb. 6.31 werden die Hauptspannungstrajektorien im Längsschnitt an der Ortsbrust für $E_{inj} = 380 \text{ kN/m}^2$ illustriert. Zwischen den Injektionslagen verdrehen sich die Hauptspannungstrajektorien in unmittelbarer Nähe zum Ausbruch und es bilden sich kleine Druckgewölbe in den Bodenschichten aus. Die kleinen Druckgewölbe im Boden stützen sich an den injizierten Lagen ab und verursachen Zugspannungen in den Injektionskörpern. In der mittleren Injektionslage ist die Zugkraft größer als in den anderen beiden Injektionslagen, weil die mittlere Injektionslage beidseitig von zwei Druckgewölben beansprucht wird. Je höher die Steifigkeitsunterschiede zwischen Boden und Injektionskörper, desto ausgeprägter ist die Verdrehung der Hauptspannungstrajektorien und desto größer ist die Zugbeanspruchung in den Injektionskörpern.

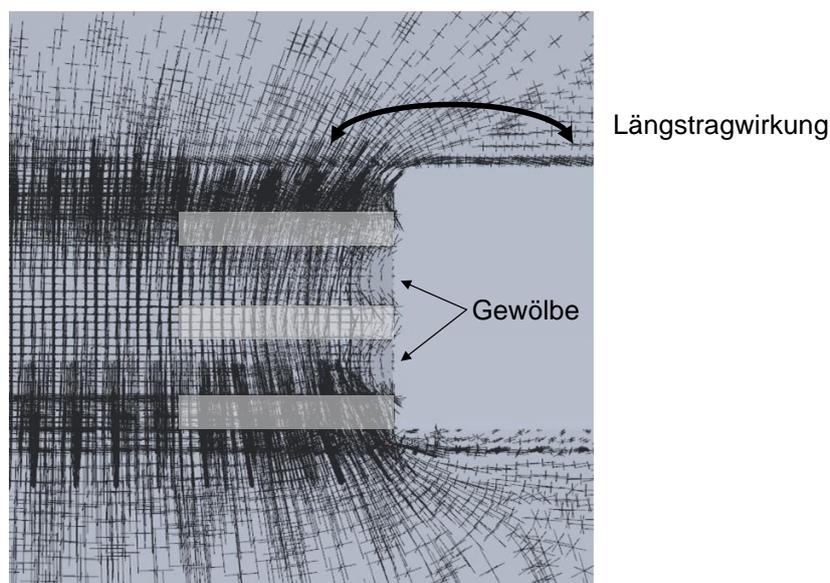


Abb. 6.31: Spannungstrajektorien im Längsschnitt an der Ortsbrust für $E_{inj} = 380 \text{ kN/m}^2$ in Berechnungsphase 92

Der Normalkraftverlauf für Injektionslage 2 wird in [Abb. 6.32](#) in Abhängigkeit der Steifigkeit der Injektionskörper dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Normalkraftbeanspruchung im Zugbereich infolge der Steifigkeitsabminderung abnimmt. Im Gegensatz dazu steigt die Normalkraft im Druckbereich am Ende der Injektionslage. Der Bereich mit der maximalen Zugnormalkraft tritt jeweils im Bereich zwischen 1,0 und 1,5 m hinter dem Ausbruch auf.

Im Hinblick auf die Bemessung der Injektionskörper (GZT) ist ein Injektionsmaterial mit geringer Steifigkeit vorteilhaft. Wenn der Boden und die Injektionskörper ähnliche Steifigkeitseigenschaften aufweisen, ist die Ausbildung der Druckgewölbe im Boden weniger ausgeprägt. Demzufolge resultiert eine geringere Zugbeanspruchung in den Injektionskörpern. Allerdings erhöhen sich die Verformungen bei einer geringeren Steifigkeit der Injektionskörper (GZG).

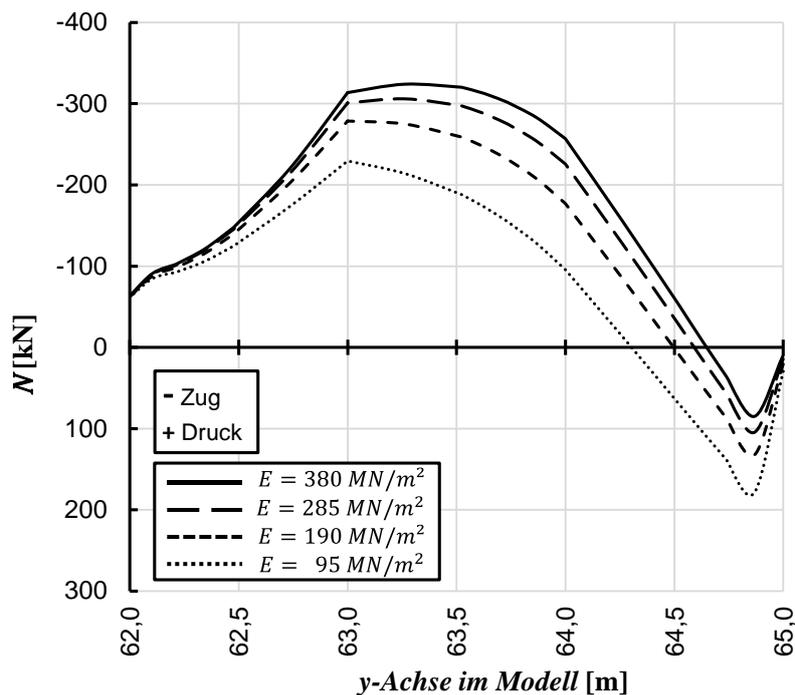


Abb. 6.32: Gegenüberstellung des Normalkraftverlaufs in Phase 98 für die am höchsten beanspruchte Injektionslage in Abhängigkeit von der Steifigkeit der Injektionskörper

6.2.5.3 Einfluss des Reibungswinkels des Bodens

Zudem wird der Reibungswinkel φ des Bodens variiert. In [Abb. 6.33](#) wird die Beanspruchung der mittleren Injektionslage für $\varphi = 30^\circ$, 35° und 40° veranschaulicht. Gemäß [Abb. 6.33\(a\)](#) steigt der mittlere Druck \bar{p} im Injektionskörper je geringer der Reibungswinkel des Bodens. Dies kann auf die erhöhten Horizontalspannungen infolge des geänderten Seitendruckbeiwerts ($K_0 = 1 - \sin\varphi$) zurückgeführt werden. Die deviatorische Beanspruchung \bar{q} und die Zugbeanspruchung ($\bar{\sigma}_3 < 0$) sind am Ende vom Vortriebszyklus (Phase 97 und 98) bei dem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ größer als bei $\varphi = 35^\circ$ bzw. $\varphi = 40^\circ$. Zwischen dem Reibungswinkel von $\varphi = 35^\circ$ und $\varphi = 40^\circ$ ist kein maßgeblicher Unterschied im Verlauf von \bar{q} und $\bar{\sigma}_3$ erkennbar. Gemäß [Abb. 6.33\(b\)](#) führt der Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ zu einer geringfügigen Erhöhung der Zugspannungen $\bar{\sigma}_3$ im Injektionskörper.

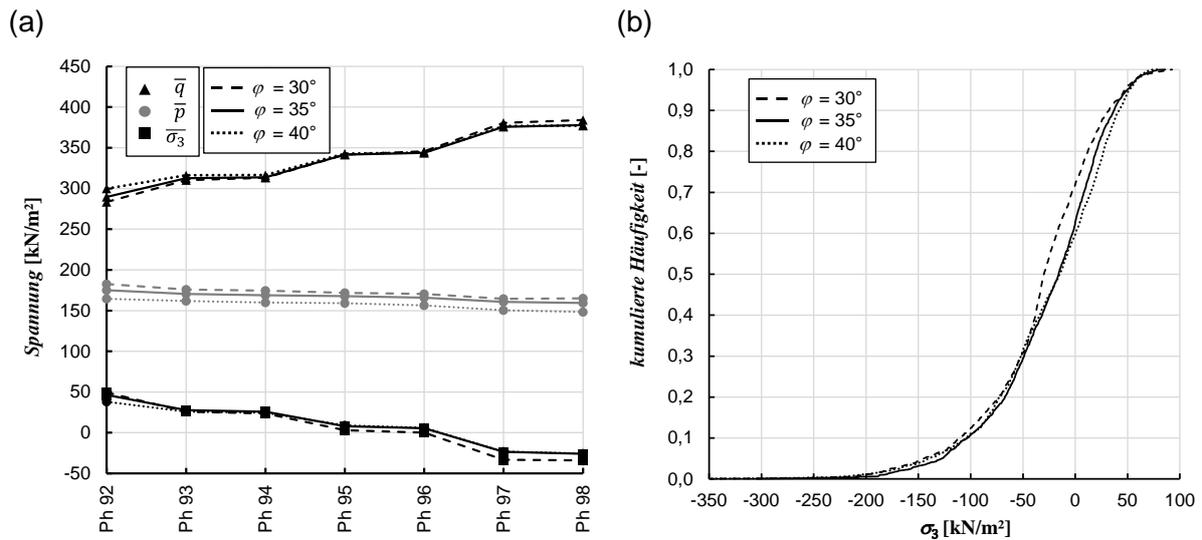


Abb. 6.33: Einfluss des Reibungswinkels für Injektionslage 2: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in Phase 98

In [Abb. 6.34](#) ist der Normalkraftverlauf für Injektionslage 2 in Abhängigkeit des Reibungswinkels des Bodens gegenübergestellt. Der Normalkraftverlauf ist bei $\varphi = 35^\circ$ und $\varphi = 40^\circ$ nahezu identisch. Für $\varphi = 30^\circ$ verschiebt sich das Maximum der Zugbeanspruchung geringfügig ca. 0,5 m nach hinten.

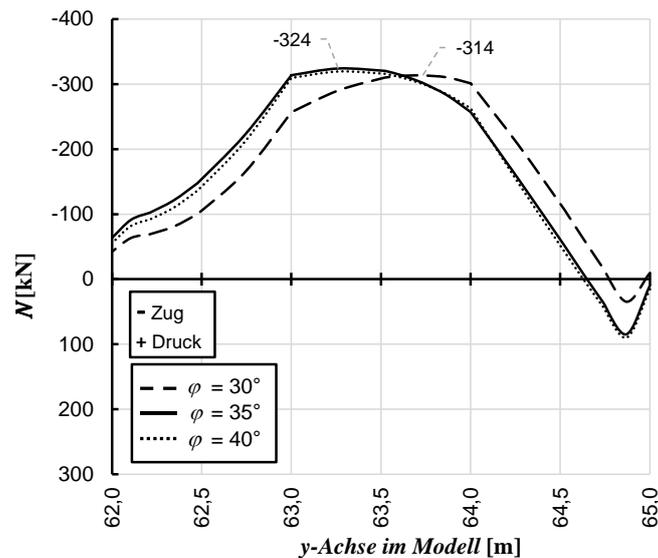


Abb. 6.34: Gegenüberstellung des Normalkraftverlaufs in Phase 98 für die am höchsten beanspruchte Injektionslage bei Variation der Steifigkeit der Injektionskörper

Entsprechend [Abb. 6.33](#) und [Abb. 6.34](#) hat der Reibungswinkel im natürlichen Boden nur einen geringen Einfluss auf die Größe der Beanspruchung in den Injektionskörpern.

Die Steifigkeit der des Bodens wird beim HSS-Modell in Abhängigkeit der Scherparameter c und φ definiert (Brinkgreve et al. 2023). Eine Reduktion des Reibungswinkels führt gemäß Definition im HSS-Modell bei geringen Drücken ($p < p_{ref}$) zu einer geringfügigen Erhöhung der Bodensteifigkeit. Infolgedessen verändert sich das Steifigkeitsverhältnis E_{inj}/E_{soil} bei der Reduktion des Reibungswinkels. Wie in Abschnitt 6.2.5.2 gezeigt wurde, ist die Verdrehung der Hauptspannungstrajektorien im Boden (Gewölbeausbildung) bei der Abminderung von E_{inj}/E_{soil} weniger ausgeprägt.

6.2.5.4 Einfluss der Überdeckung

Zusätzlich wird der Einfluss der Überdeckung C untersucht. Hierzu wird die Überdeckung C bei gleichbleibender Tunnelhöhe H_T variiert. In [Abb. 6.35](#) wird die Beanspruchung der mittleren Injektionslage für $C/H_T = 2$ und $C/H_T = 3$ gegenübergestellt. Gemäß [Abb. 6.35\(a\)](#) steigen bei höherer Überdeckung sowohl der mittlere Druck \bar{p} als auch die deviatorische Beanspruchung \bar{q} im Injektionskörper an, wobei sich die Verläufe von \bar{p} und \bar{q} annähernd parallel nach oben verschieben. Die Neigung des Verlaufs der kleinsten Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ verändert sich mit der Überdeckung. Bis Phase 96 des Vortriebszyklus ist die kleinste Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ bei höherer Überdeckung größer, jedoch bei Phase 97 und 98 kleiner.

[Abb. 6.35\(b\)](#) zeigt, dass sich das Spannungsintervall, in der sich die kleinste Hauptspannung σ_3 bewegt, bei höherer Überdeckung zunimmt. Demzufolge entstehen einerseits größere Druckspannungen und andererseits größere Zugspannungen innerhalb der Injektionslage.

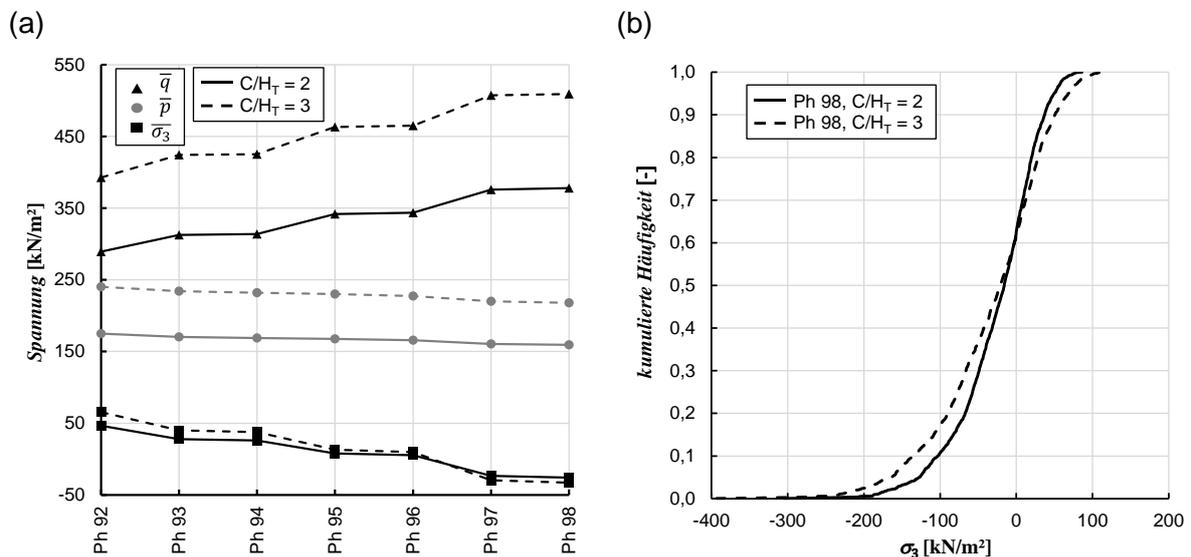


Abb. 6.35: Einfluss der Überdeckung für Injektionslage 2: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in Phase 98

In [Abb. 6.36](#) ist der Normalkraftverlauf in Injektionslage 2 bei Variation der Überdeckung gegenübergestellt. Der Verlauf der Normalkraftbeanspruchung ist bei beiden Überdeckungsverhältnissen qualitativ ähnlich, wohingegen quantitative wesentliche Unterschiede erkennbar sind. Der Maximalwert ist bei höherer Überdeckung sowohl im Zug- als auch im Druckbereich deutlich ausgeprägter als bei kleinerer Überdeckung. Die maximale Zugnormalkraft wächst bei $C/H_T = 3$ um 32% ($1 - 427 \text{ kN}/324 \text{ kN}$) im Vergleich zu $C/H_T = 2$.

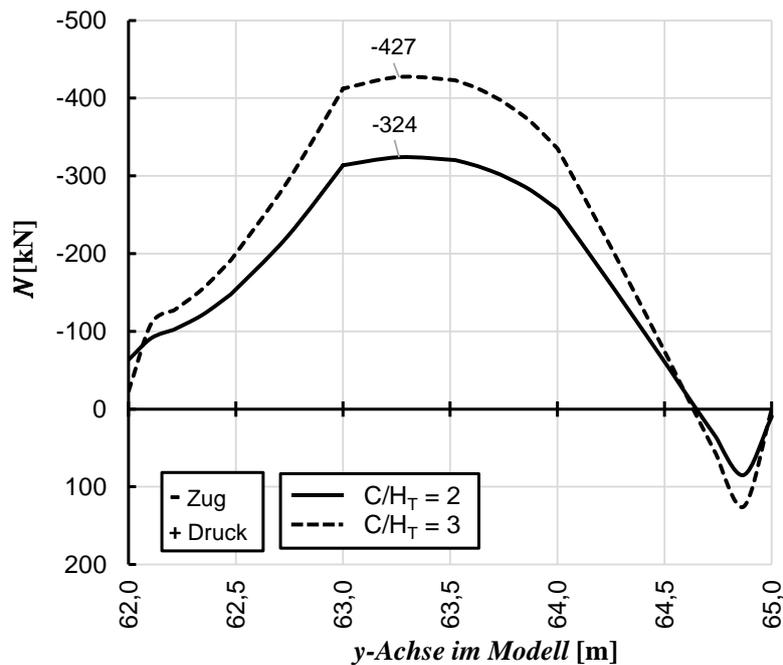


Abb. 6.36: Gegenüberstellung des Normalkraftverlaufs in Phase 98 für die am höchsten beanspruchte Injektionslage bei unterschiedlicher Überdeckung

Eine höhere Überdeckung führt zu größeren Spannungsdifferenzen innerhalb des Vortriebskerns: in unmittelbarer Nähe zum Ausbruch geht die kleinste Hauptspannung unabhängig von der Überdeckung gegen null ($\sigma_3 \approx 0$), während hingegen die kleinste Hauptspannung am Ende der Injektionskörper insbesondere durch den Seitendruckbeiwert und die Überdeckung beeinflusst wird ($\sigma_3 \approx \sigma_1 \cdot K_0$). Je höher die Überdeckung, desto höher die Belastung auf dem Spießschirm und desto stärker die Kompression des Vortriebskerns vor der Ortsbrust. Durch die stärkere Kompression des Vortriebskerns wird das Auspressen des Bodens zwischen Injektionskörpern intensiviert, so dass höhere Zugspannungen im Injektionskörper hervorgerufen werden. Dieses Tragverhalten wird in Abschnitt 6.4 nochmals aufgegriffen und im Detail erläutert.

6.2.5.5 Einfluss des Seitendruckbeiwerts

In [Abb. 6.37](#) wird die Beanspruchung der mittleren Injektionslage bei Variation des Seitendruckbeiwerts für $K_0 = 0,43, 0,7$ und $1,0$ dargestellt. Entsprechend [Abb. 6.37\(a\)](#) steigt bei höherem Seitendruckbeiwert der mittlere Druck \bar{p} an, während die deviatorische Beanspruchung \bar{q} innerhalb des Injektionskörpers abnimmt. Der Verlauf beider Spannungsgrößen wird im Zuge vom Vortriebszyklus bei steigendem Seitendruckbeiwert parallel nach oben (mittlerer Druck \bar{p}) bzw. nach unten (deviatorische Beanspruchung \bar{q}) verschoben. Gemäß [Abb. 6.37\(b\)](#) verändert der Seitendruckbeiwert auch die Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 . Ein höherer Seitendruckbeiwert führt zu einer geringeren Zugbeanspruchung innerhalb des Injektionskörpers in Injektionslage 2.

Ein Grund hierfür ist, dass der erhöhte mittlere Druck zu einer erhöhten Steifigkeit im Boden führt (Stoffmodell HSS). Am bergseitigen Ende der Injektionskörper resultiert eine vertikale Drucksäule mit erhöhter Steifigkeit. Je höher der Seitendruckbeiwert, desto höher der mittlere Druck am bergseitigen Ende der Injektionskörper und desto höher die Steifigkeit der Drucksäule. Die Drucksäule wirkt der Kompression des Vortriebskerns entgegen und reduziert das

Auspressen des Bodens zwischen den Injektionslagen. Dementsprechend resultiert eine geringere Zugbeanspruchung im Injektionskörper. Dieses Tragverhalten wird in Abschnitt 6.4 nochmals im Detail erläutert.

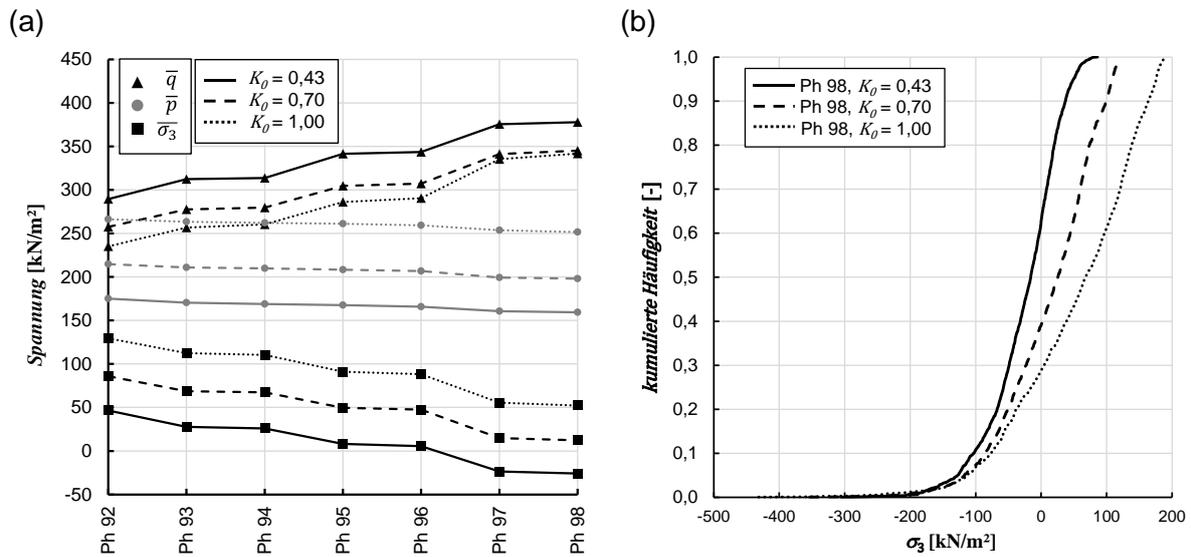


Abb. 6.37: Einfluss des Seitendruckbeiwerts für Injektionslage 2: (a) Mittelwerte von p , q und σ_3 ; (b) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in Phase 98

In Abb. 6.38 ist der Normalkraftverlauf in Injektionslage 2 bei unterschiedlichen Seitendruckbeiwerten dargestellt. Der Verlauf der Normalkraftbeanspruchung ist bei den unterschiedlichen Seitendruckbeiwerten qualitativ ähnlich. Bei Zunahme des Seitendruckbeiwerts, sinkt der Maximalwert der Zugbeanspruchung und steigt die Druckkraft am Ende des Injektionskörpers. Die maximale Zugnormalkraft sinkt bei $K_0 = 1,0$ um 26% ($1 - 239 \text{ kN}/324 \text{ kN}$) im Vergleich zu $K_0 = 0,43$.

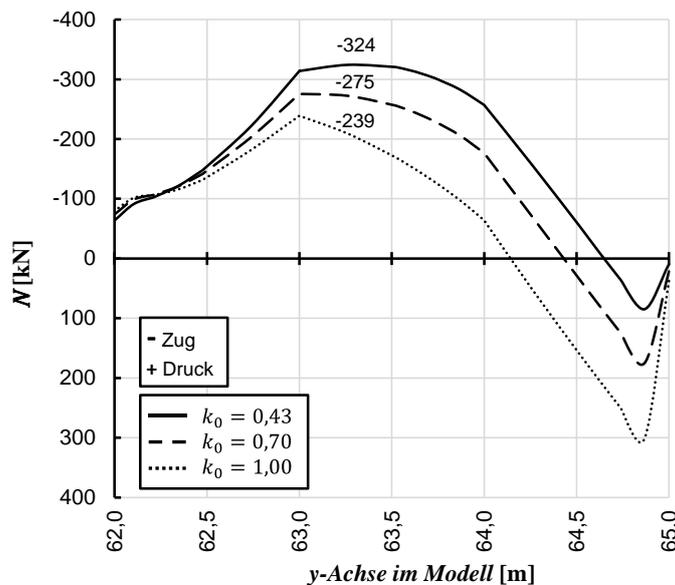


Abb. 6.38: Normalkraftverlauf in Phase 98 für die am höchsten beanspruchte Injektionslage bei unterschiedlichen Seitendruckbeiwerten k_0

Je höher der Seitendruckbeiwert, desto höher die Steifigkeit der Drucksäule, welche sich am bergseitigen Ende der Injektionskörper ausbildet. Eine Drucksäule mit erhöhter Steifigkeit re-

duziert die Kompression des Vortriebskerns und vermindert das Auspressen des Bodens zwischen den Injektionskörpern. Mit zunehmendem Erdruchdruckbeiwert ist eine Abnahme der Zugbeanspruchung der Injektionskörper zu erwarten.

6.2.5.6 Einfluss der Steifigkeit des Spießschirms

Zusätzlich wird untersucht, wie der Spießschirm die Beanspruchung in den Injektionskörpern beeinflusst. Hierzu wird die Steifigkeit des Spießschirms von 380 MN/m^2 auf 760 MN/m^2 erhöht. [Abb. 6.39](#) zeigt den Normalkraftverlauf in Injektionslage 2 bei unterschiedlicher Steifigkeit des Spießschirms. Trotz der Verdoppelung der Steifigkeit des Spießschirms sind qualitativ und quantitativ keine maßgeblichen Unterschiede erkennbar. Der Maximalwert der Zugbeanspruchung sinkt bei verdoppelter Steifigkeit um lediglich 3% ($1 - 315 \text{ kN}/324 \text{ kN}$) ab. Der Einfluss der Steifigkeit des Spießschirms ist hinsichtlich der Beanspruchung der Injektionskörper vernachlässigbar.

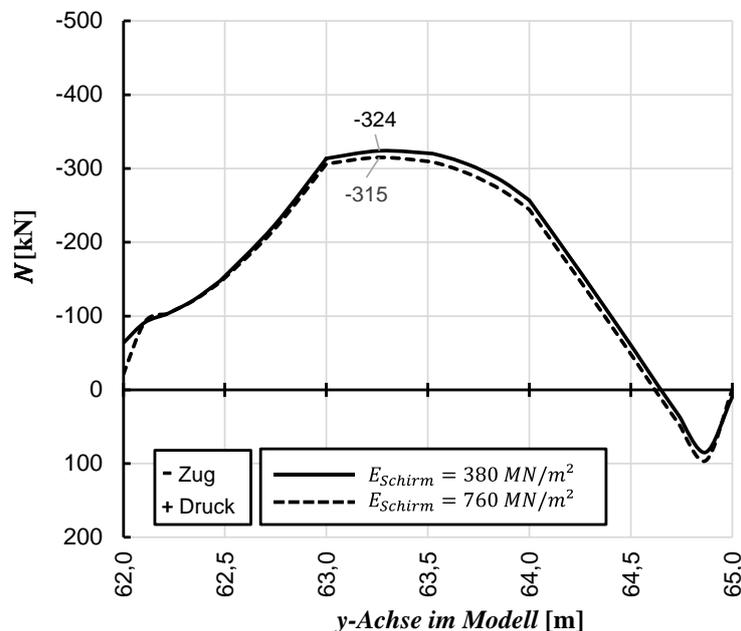


Abb. 6.39: Normalkraftverlauf in Phase 98 für die am höchsten beanspruchte Injektionslage bei unterschiedlicher Steifigkeit des Spießschirms

In [Abb. 6.40\(a\)](#) sind die Verformungen des Spießschirms für das Referenzmodell in Phase 98 dargestellt. Im Bereich vor der Ortsbrust sind die Spießschirmverformungen geringer als hinter der Ortsbrust. Der injizierte Vortriebskern wirkt stützend auf den vorseitigen Spießschirm und reduziert so die Spießschirmverformungen vor der Ortsbrust.

Weiterhin ist in [Abb. 6.40\(b\)](#) die Hauptspannungsverteilung σ_1 für den Spießschirm dargestellt. Die größten Hauptspannungen σ_1 treten im Bereich der Ulme auf, wo sich der Spießschirm auf dem Boden seitlich neben dem Tunnel abstützt. Die maximale Druckspannung im Spießschirmgewölbe beträgt 1165 kN/m^2 , während die minimale Zugbeanspruchung bei -185 kN/m^2 liegt. Die experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 3 zeigen, dass Spannungen in dieser Größenordnung vom schauminjizierten Boden aufgenommen werden können.

Vorausgehend zur Ortsbrust treten im Bereich der Ulme geringere Hauptspannungen auf als im gesicherten Tunnelabschnitt. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass sich der Spießschirm vorausgehend zur Ortsbrust auf den Vortriebskern legt und diesen zusammendrückt. Im gesicherten Bereich kann sich der Spießschirm aufgrund seiner Längstragwirkung auf dem Boden seitlich neben dem geschlossenen Spritzbetonring abstützen. Hierzu muss gewährleistet werden, dass sich der Spießschirm in Längsrichtung ausreichend überlappt und in einem engen Raster ausinjiziert wird, um eine Längstragwirkung entwickeln zu können. Der Spießschirm dient bei injizierter Ortsbrust in erster Linie der Überkopfsicherung und leitet die Erdlasten in den Vortriebskern weiter.

Der Einfluss der Steifigkeit des Spießschirms ist hinsichtlich der Beanspruchung der Injektionskörper vernachlässigbar, weil er sich auf dem gesicherten Spritzbetonring (Ringschluss) und dem Vortriebskern abstützen kann. In Rahmen dieser Arbeit steht insbesondere die Tragwirkung der vorausgehenden Injektionskörper im Fokus, so dass das Spießschirmgewölbe an dieser Stelle nicht weiterführend analysiert wurde. Detailuntersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von unterschiedlichen Schirmgewölbesicherungen werden von Klinger (2023) dargestellt. Diesbezüglich wird auf die Untersuchungen von Klinger (2023) verwiesen.

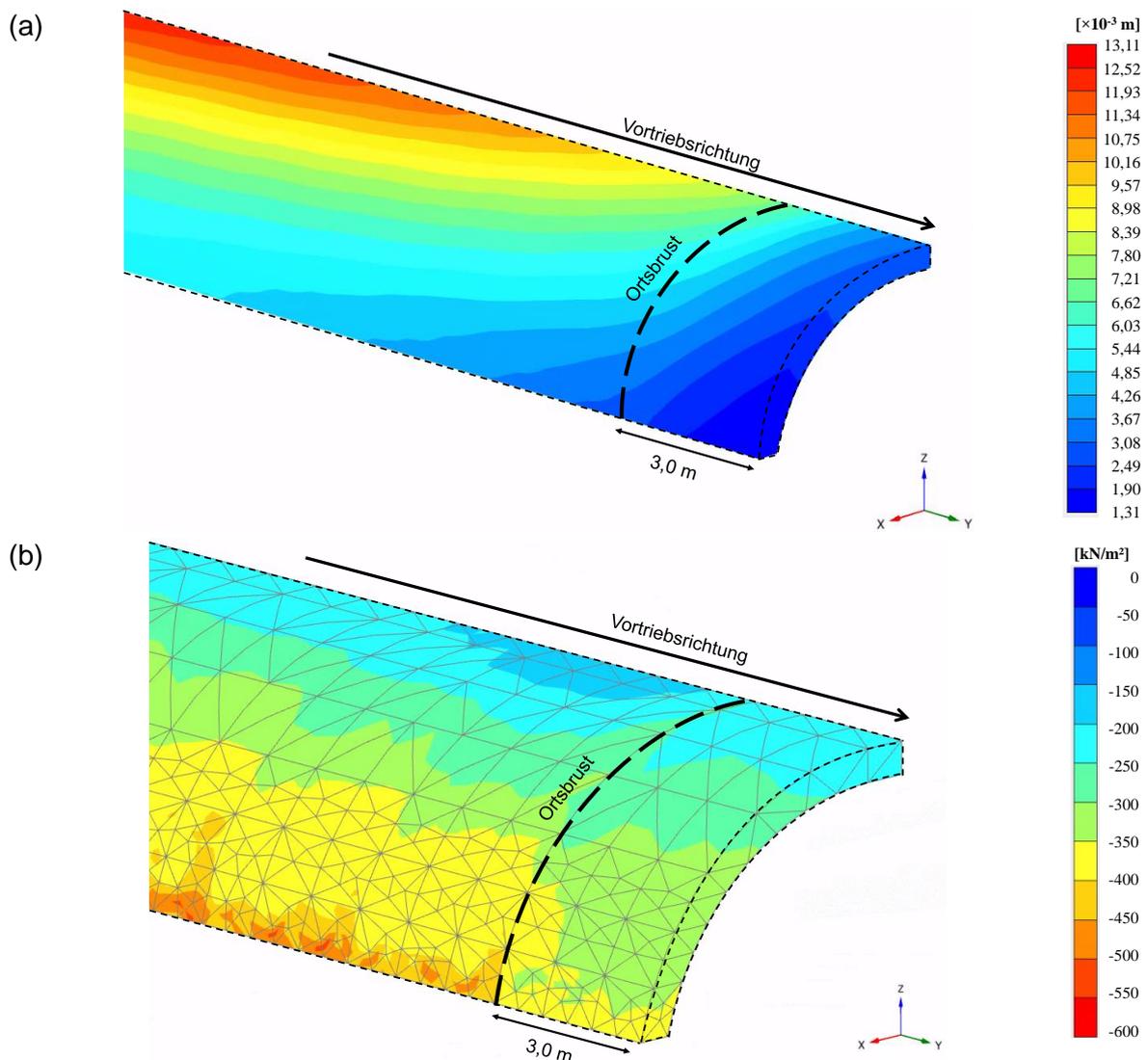


Abb. 6.40: Berechnungsergebnisse für den Spießschirm ($E_{Schirm} = 380 \text{ MN/m}^2$) in Phase 98: (a) Verformung mit $|u_{max}| = 0,0131 \text{ m}$; (b) größte Hauptspannung σ_1

6.2.5.7 Minimal erforderliche Länge der Injektionskörper

Im Rahmen der nachfolgenden Simulation wird die minimal erforderliche Länge der voraussehlenden Injektionskörper untersucht. Diese Simulation wird analog zur Berechnungsvariante 4 durchgeführt, wobei von einer verkürzten Injektionskörperlänge von 4 m ausgegangen wurde. Ausgehend von einer Injektionskörperlänge von 4 m und einer Spießschirmlänge von 6 m wird der Tunnel schrittweise entsprechend Abschnitt 6.2.1 vorangetrieben.

In Abb. 6.41 sind die Berechnungsergebnisse nach zwei Abschlägen von einem Meter Länge dargestellt. Das Verformungsbild in Abb. 6.41(a) zeigt eine starke Verdrehung und Verschiebung der mittleren Injektionslage, welche sich gemeinsam mit dem umliegenden Boden in den Hohlraum bewegt. Die horizontalen Verformungen in Abb. 6.41(b) visualisieren einen muschelförmigen Bodenkörper, der sich zwischen der oberen und der unteren Injektionslage auslöst.

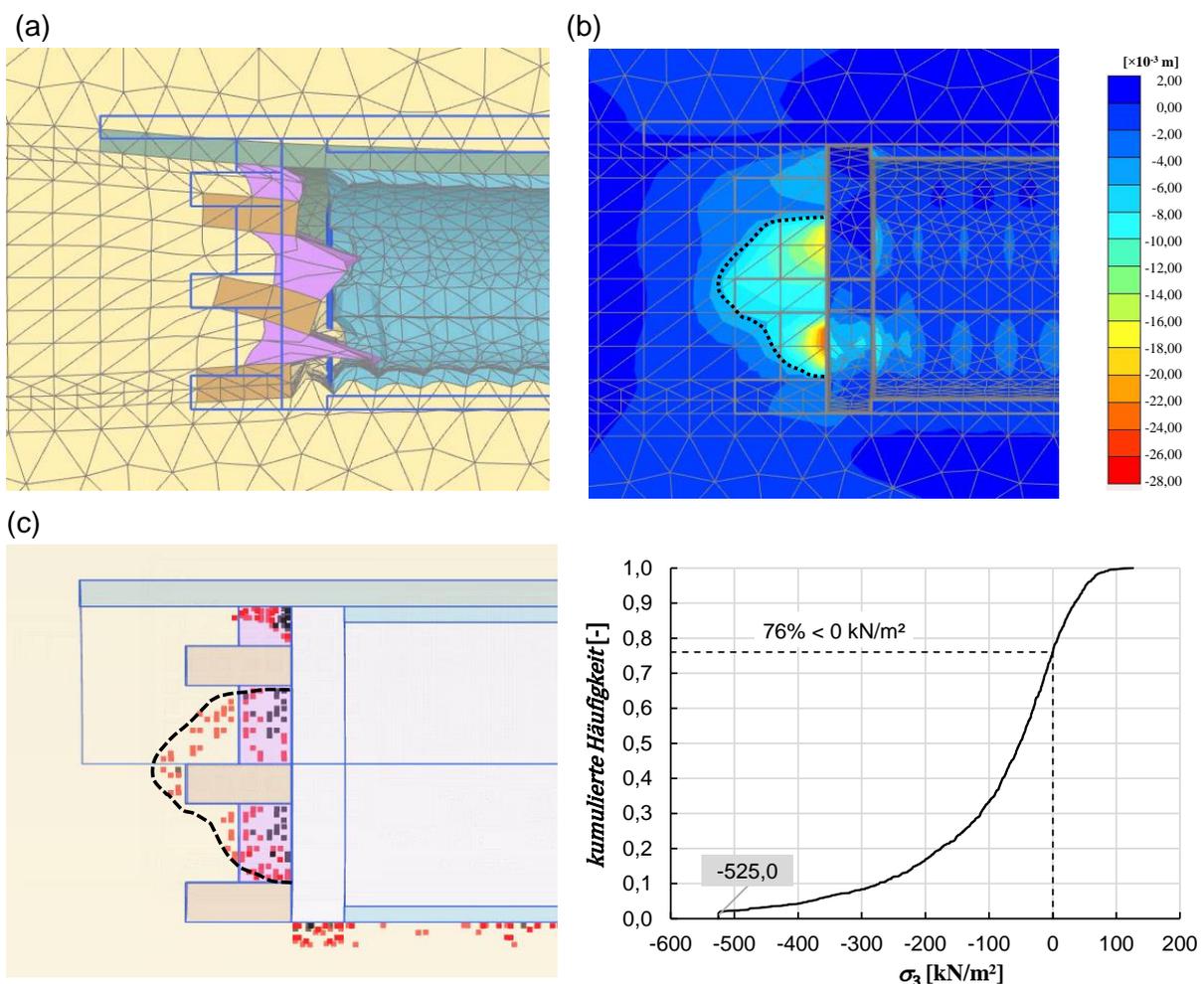


Abb. 6.41: Reduktion der Länge Injektionskörper: (a) Deformed mesh $|u| = 0,02918 \text{ m}$; (b) Horizontalverformungen u_y ; (c) Tension cut-off Points (grau) und Failure Points (rot); (d) Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in Injektionslage 2

Auch die Versagenspunkte in Abb. 6.41(c) verdeutlichen das muschelförmige Auslösen der mittleren Injektionslage. Die Versagenspunkte im Boden umschließen die mittlere Injektionslage, so dass ein zusammenhängendes Scherband oberhalb und unterhalb des mittleren Injektionskörpers entsteht. Vermutlich könnte der muschelförmige Versagensmechanismus bei einer höheren Scherfestigkeit des Bodens verhindert werden.

Ein weiterer Grund für das muschelförmige Versagen ist die fehlende Verankerungslänge der mittleren Injektionslage, welche nahezu vollständig auf Zug beansprucht wird. Die Summenverteilung der kleinsten Hauptspannung σ_3 in [Abb. 6.41\(d\)](#) zeigt, dass über 75% der Integrationspunkte von Injektionslage 2 unter Zug stehen. Es ist erkennbar, dass einige Spannungspunkte das Tension cut-off von $t_{co} = -525 \text{ kN/m}^2$ erreichen. Die maximalen Zugspannungen treten am Seitenrand des Injektionskörpers auf. Es kann sich keine Drucksäule am hinteren Ende der Injektionslage ausbilden, so dass im Zentrum der Ortsbrust ein lokales Versagen eintritt. Bei dieser Modellierung liegt die minimal erforderliche Länge der Injektionskörper zwischen 2,0 und 3,0 m.

6.3 Festigkeitsabminderung

In den vorherigen Abschnitten wurde gezeigt, dass die Ortsbruststandsicherheit unter Berücksichtigung der vorauseilenden Injektionskörper in Kombination mit dem Spießschirmgewölbe sichergestellt werden kann.

Um das Sicherheitsniveau beurteilen zu können, werden nun verschiedene Szenarien der Festigkeitsabminderung betrachtet. Bei der klassischen φ - c -*tension-cut-off*-Reduktion entsprechend der Standardprozedur von Plaxis wird die Festigkeit aller Boden-/Volumenelemente (Kies, Injektionskörper, Spritzbeton) reduziert bis ein Versagen eintritt (Brinkgreve et al. 2023). Allerdings kann bei der klassischen Festigkeitsabminderung nicht der Ausnutzungsgrad der Injektionskörper isoliert beurteilt werden. Aus diesem Grund wird nachfolgend ausschließlich die Festigkeit der Injektionskörper reduziert bis ein Versagen ($\sum M_{Stage} < 1$) im Zuge der Vortriebsmodellierung eintritt. Die Festigkeit des Bodens, der Spießschirmsicherung und der Spritzbetonschale werden nicht abgemindert.

Im ersten Schritt wird eine Berechnung durchgeführt, wobei den Injektionskörpern keine Zugfestigkeit ($t_{co} = 0 \text{ kN/m}^2$) zugewiesen wird. [Abb. 6.42\(a\)](#) zeigt die Verformungen im Nahbereich der Ortsbrust mit $|u_{max}| = 0,09170 \text{ m}$. Unterhalb vom Spießschirm bewegt sich ein zusammenhängender Bodenkörper in den bereits gesicherten Hohlraum, wobei die Verformungen zwischen der oberen und mittleren Injektionslage am größten sind. Die Größenordnung der Verformungen und der maximale erreichte Lastmultiplikator $\sum M_{Stage} = 0,98$, welcher in [Abb. 6.42\(b\)](#) dargestellt ist, implizieren einen lokalen Versagensmechanismus unterhalb des Spießschirms.

[Abb. 6.42\(c\)](#) zeigt den Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit ($\tau_{rel} = \tau_{mob}/\tau_{max}$) im natürlichen Boden im Nahbereich der Ortsbrust in einem Längsschnitt. Innerhalb des Vortriebskerns wird annähernd vollflächig die maximale Scherfestigkeit im natürlichen Boden mobilisiert.

[Abb. 6.42\(d\)](#) zeigt den gleichen Längsschnitt mit den Tension cut-off Points (grau, lila) und den Failure Points (rot). Die Tension cut-off Points verteilen sich vollflächig über die gesamte mittlere und obere Injektionslage. Die kleinen Druckgewölbe in den nicht injizierten Lagen können sich nicht auf den Injektionslagen abstützen. Infolgedessen wird der Boden zwischen den Injektionslagen abgeschert. Die Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass die Injektionskörper Zugspannungen aufnehmen müssen, um das lokale Ortsbrustversagen unterhalb des Spießschirms verhindern zu können. Das lokale Zugversagen innerhalb der Injektionslagen kann im kohäsionslosen Lockergestein ($c = 0 \text{ kN/m}^2$) nicht durch den umgebenden Boden

aufgefangen werden. Infolgedessen kann sich der lokale Bruchmechanismus ausweiten und führt sukzessive zum globalen Ortsbrustversagen.

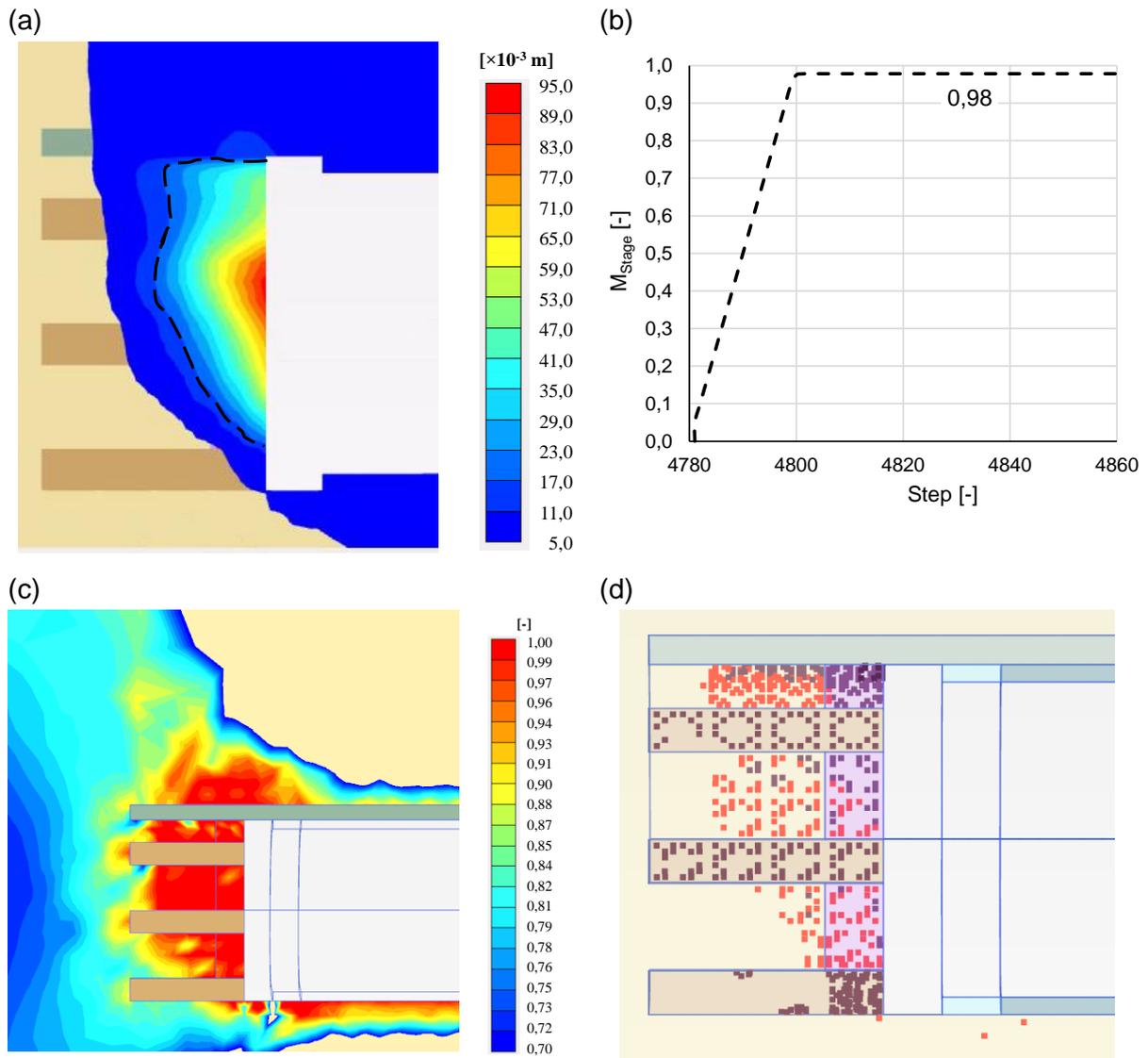


Abb. 6.42: Versagen der Injektionskörper ohne Zugfestigkeit ($t_{co} = 0 \text{ kN/m}^2$): (a) Verformungen $|u_{max}| = 0,09170 \text{ m}$; (b) Veranschaulichung des Versagenszustands anhand des Lastmultiplikators M_{Stage} (c) Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit $\tau_{rel} = \tau_{mob}/\tau_{max}$ im Boden; (d) Tension cut-off Points (grau, lila) und Failure Points (rot)

Nachfolgend werden weitere Szenarien der Festigkeitsabminderung untersucht, um den Ausnutzungsgrad der Injektionskörper weiterführend beurteilen zu können. Nachdem sich der Reibungswinkel des Bodens infolge der Schauminjektion lediglich geringfügig ändert (siehe Abschnitt 5.1.2), wird der Reibungswinkel im Zuge der Festigkeitsabminderung nicht reduziert. Stattdessen werden nachfolgende Szenarien der Festigkeitsreduktion betrachtet:

- Stoffmodell M-C: reine Abminderung des Tension cut-offs (t_{co})
- Stoffmodell M-C: kombinierte Abminderung von c und t_{co}
- Stoffmodell H-B: Abminderung q_u
- Stoffmodell C-M: Abminderung f_t

Die vier unterschiedlichen Szenarien sind in Abb. 6.43 dargestellt. Außerdem ist in Abb. 6.43 der untere Grenzwert der Festigkeit und der daraus abgeleitete Sicherheitsbeiwert FOS , welcher entsprechend Gleichung (6-5) ermittelt wird, angegeben.

$$FOS = \min \left\{ \begin{matrix} tco/tco_{min} \\ c/c_{min} \\ q_u/q_{u,min} \\ f_t/f_{t,min} \end{matrix} \right\} \quad (6-5)$$

FOS Faktor zur Beurteilung der Sicherheit

Der untere Grenzwert wird bestimmt, wenn bei der numerischen Simulation kein Gleichgewichtszustand ($M_{Stage} < 1,0$) erreicht wird.

Bruchbedingung	Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Zug)	Untere Grenze / Sicherheitsfaktor
		$tco_{min} = 12 \text{ kN/m}^2$ $FOS = \frac{525}{12} = 43,8$
		$tco_{min} = 21,9 \text{ kN/m}^2$ $c_{min} = 49,2 \text{ kN/m}^2$ $FOS = \frac{525}{21,9} = 24$
		$q_{u,min} = 500 \text{ kN/m}^2$ $\cong \sigma_{t,min} = 55,6 \text{ kN/m}^2$ $FOS = \frac{4850}{500} = 9,7$
		$f_{t,min} = 190 \text{ kN/m}^2$ $FOS = \frac{525}{190} = 2,8$

Abb. 6.43: Ergebnisse der Festigkeitsabminderung für die Injektionskörper

Die Berechnungsergebnisse in Abb. 6.43 zeigen, dass der Faktor zur Beurteilung der Sicherheit FOS je nach Szenario der Festigkeitsabminderung stark variiert. Sowohl die Wahl der

Bruchbedingung als auch die Definition des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter Zugbeanspruchung beeinflussen das Sicherheitsniveau.

Beim Stoffmodell M-C mit Abminderung des Tension cut-off (Szenario a) ist das Sicherheitsniveau am höchsten mit einem $FOS = 43,8$. Beim Stoffmodell C-M ergibt sich hingegen das geringste Sicherheitsniveau ($FOS = 2,8$).

Um die großen Unterschiede zwischen diesen beiden Szenarien der Festigkeitsabminderung zu erläutern, werden in Abb. 6.44(a) die Verformungen im Längsschnitt an der Ortsbrust für den unteren Grenzwert $f_{t,min} = 190 \text{ kN/m}^2$ beim Stoffmodell C-M dargestellt. Diese Berechnung wurde in Phase 5 abgebrochen, weil bei der Lastaufbringung kein Gleichgewicht erreicht werden kann ($M_{Stage} = 0,99$). Die Verformungen zeigen im Längsschnitt die Ausbildung eines dreieckigen Versagenskeils zwischen der oberen und unteren Injektionslage, wobei die mittlere Injektionslage durchtrennt wird. Es sind nahezu keine Differenzverformungen zwischen der mittleren Injektionslage und dem angrenzenden Bodenschichten erkennbar.

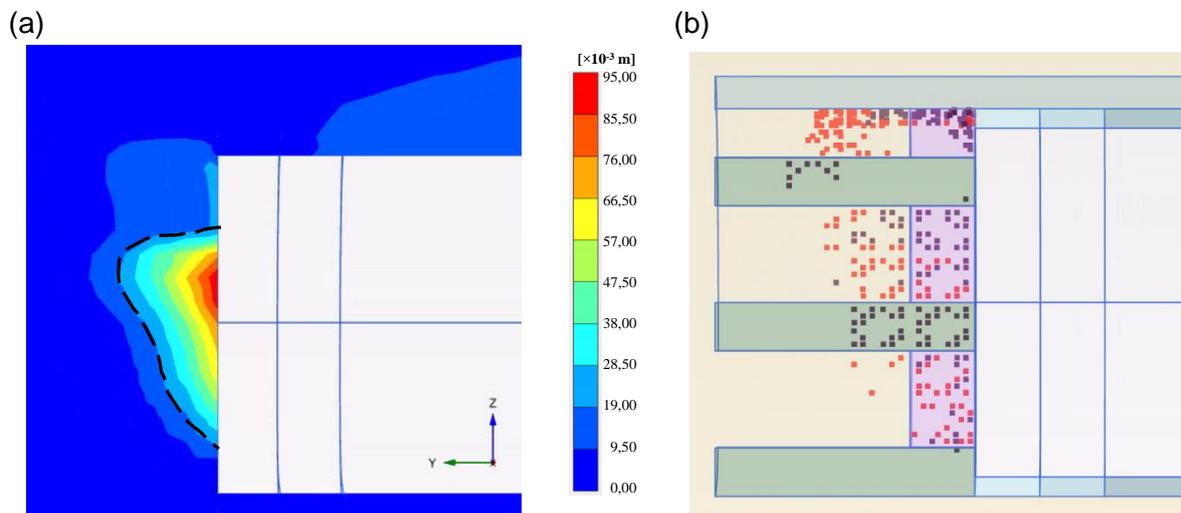


Abb. 6.44: Festigkeitsabminderung bei der Simulation mit dem Concrete Model mit $f_{t,min} = 190 \text{ kN/m}^2$: (a) Darstellung der Verformungen mit $|u_{max}| = 0,09347 \text{ m}$; (b) Tension cut-off Points (grau, lila) und Failure Points (rot)

Anhand der Versagenspunkte in Abb. 6.44(b) kann der Versagensmechanismus nachvollzogen werden. In der mittleren Injektionslage wird die Zugfestigkeit überschritten, wobei nicht die gesamte Injektionslage plastifiziert. Der Injektionskörper reißt an der Stelle der höchsten Zugbeanspruchung und führt zu einem Auslösen des vorderen Teils der mittleren Injektionslage aus der Ortsbrust. Infolgedessen versagt auch der Boden ober- und unterhalb des ausgelösten Injektionskörpers. Die obere Injektionslage wird daraufhin auf Biegung beansprucht, so dass die Zugfestigkeit an der Oberseite des Injektionskörpers überschritten wird. Insbesondere im vorderen Bereich der mittleren Injektionslage und an der Oberseite der oberen Injektionslage erfolgt eine Materialentfestigung unter Zugbeanspruchung. Infolge der Entfestigung fällt die Zugfestigkeit in den maximal beanspruchten Bereichen auf die Restfestigkeit ($f_{t,Rest} = f_{tun} \cdot f_t = 0,001 \cdot 190 = 0,19 \text{ kN/m}^2$) ab. Gemäß dieser Berechnung ist eine Mindestzugfestigkeit von $f_{t,min} > 190 \text{ kN/m}^2$ erforderlich, um das lokale Versagen bzw. das Zugversagen in der mittleren Injektionslage zu verhindern.

Das Sicherheitsniveau ist gemäß der Festigkeitsabminderung mit dem C-M verhältnismäßig gering ($FOS = \frac{525}{190} = 2,8$), weil die Zugfestigkeit nicht vollflächig über die gesamte Injektionslage mobilisiert wird, sondern nur in Bereichen, die auf Zug beansprucht werden.

Zur Simulation des spröden Materialverhaltens der schauminjizierten Probekörper unter Zugbeanspruchung, erscheint das Stoffmodell C-M besser geeignet zu sein, weil die in der Wirklichkeit zu erwartende Entfestigung nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit simuliert wird. Wie im Zuge der Nachrechnung der Spaltzugversuche (siehe Abschnitt 5.2.4) gezeigt wurde, wird die Zugfestigkeit bei Verwendung eines elastisch, ideal-plastischen Stoffmodells (M-C und H-B) überschätzt, weil keine Materialentfestigung erfolgt. Dementsprechend ergeben sich bei diesen Stoffmodellen wesentlich größere Sicherheitsfaktoren.

6.4 Fazit zum Tragverhalten von vorauseilenden Ortsbrustinjektionen

Anhand der zuvor dargestellten numerischen Untersuchungen kann das Tragverhalten an der Ortsbrust unter Berücksichtigung der schaumverpressten Injektionskörper entsprechend Abb. 6.45 schematisch veranschaulicht werden.

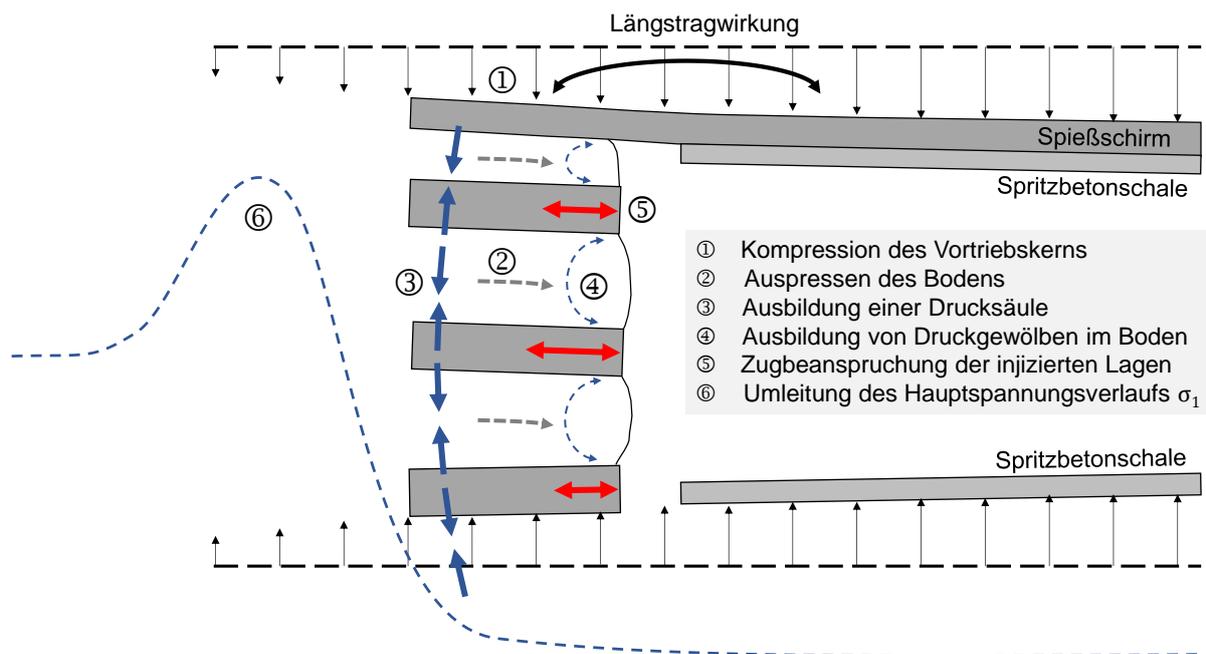


Abb. 6.45: Schematische Darstellung zur Erläuterung des Tragverhaltens an der Ortsbrust unter Berücksichtigung von vorauseilenden Injektionskörpern

Der Vortriebskern unterhalb des Spießschirms wird infolge der Bodenüberdeckung und der Längstragwirkung zusammengedrückt. Die Kompression ist umso größer, je höher die Überdeckung. In Ortsbrustnähe führt die Kompression aus der Überdeckung zum Auspressen des Bodens zwischen den Injektionskörpern. Am bergseitigen Ende der Injektionskörper bildet sich eine vertikale Drucksäule mit erhöhter Steifigkeit aus, welche die Auflast unterhalb des Tunnels ableitet. Infolge der Aushubentlastung bilden sich kleine Druckgewölbe in den nicht injizierten Bodenschichten aus, die dem Auspressen des Bodens entgegenwirken. Diese Druckgewölbe stützen sich an den injizierten Lagen ab und führen zu einer Zugbeanspruchung innerhalb der Injektionskörper.

Je höher der Steifigkeitsunterschied zwischen Boden und Injektionskörper, desto ausgeprägter ist die Ausbildung der Druckgewölbe im Boden und desto größer die Zugbeanspruchung innerhalb der Injektionskörper.

Die Größe der Zugbeanspruchung wird außerdem durch den Primärspannungszustand im Boden beeinflusst. Je größer die deviatorische Belastung, also je höher die Überdeckung und je geringer der Seitendruck, desto ausgeprägter ist auch die Zugbeanspruchung im Injektionskörper. Die Ausbildung der Drucksäule am Ende des Vortriebskerns wird durch den Seitendruckbeiwert beeinflusst. Je höher der Seitendruckbeiwert, desto höher der mittlere Druck und desto höher die Steifigkeit des Bodens am bergseitigen Ende der Injektionskörper. Die Kompression des Vortriebskerns und das Auspressen des Bodens zwischen den Injektionskörpern wird infolge der erhöhten Steifigkeit der Drucksäule reduziert. Es resultiert eine geringere Zugbeanspruchung in den Injektionskörpern.

Durch eine zusätzliche Injektionslage (höherer Injektionsanteil) kann der Abstand zwischen den Injektionslagen reduziert werden. Infolgedessen bilden sich kleinere Druckgewölbe innerhalb der zwischenliegenden Bodenschichten aus und die Zugbeanspruchung in den Injektionskörpern sinkt, so dass der Ausnutzungsgrad abnimmt. Der Reibungswinkel des Bodens beeinflusst die Zugbeanspruchung der Injektionskörper nur unwesentlich.

Abb. 6.46 fasst die Berechnungsergebnisse der durchgeführten Parametervariationen zusammen. In Abb. 6.46(a) ist die maximale Zugnormalkraft in der am höchsten beanspruchten Injektionslage dargestellt. Abb. 6.46(b) veranschaulicht den normierten Stützdruck, welcher gemäß Gleichung (6-4) ermittelt wurde. Im Gegensatz zu anderen Verfahren der Stützdruckermittlung wurde festgestellt, dass das Überdeckungsverhältnis C/D_T einen maßgebenden Einfluss hinsichtlich der Auslastung der Injektionskörper hat. Die vorausseilenden Injektionskörper verhindern in Kombination mit dem Spießschirm, dass sich größere Lastumlagerungseffekte oberhalb des Tunnels einstellen (geringe Gewölbetragswirkung).

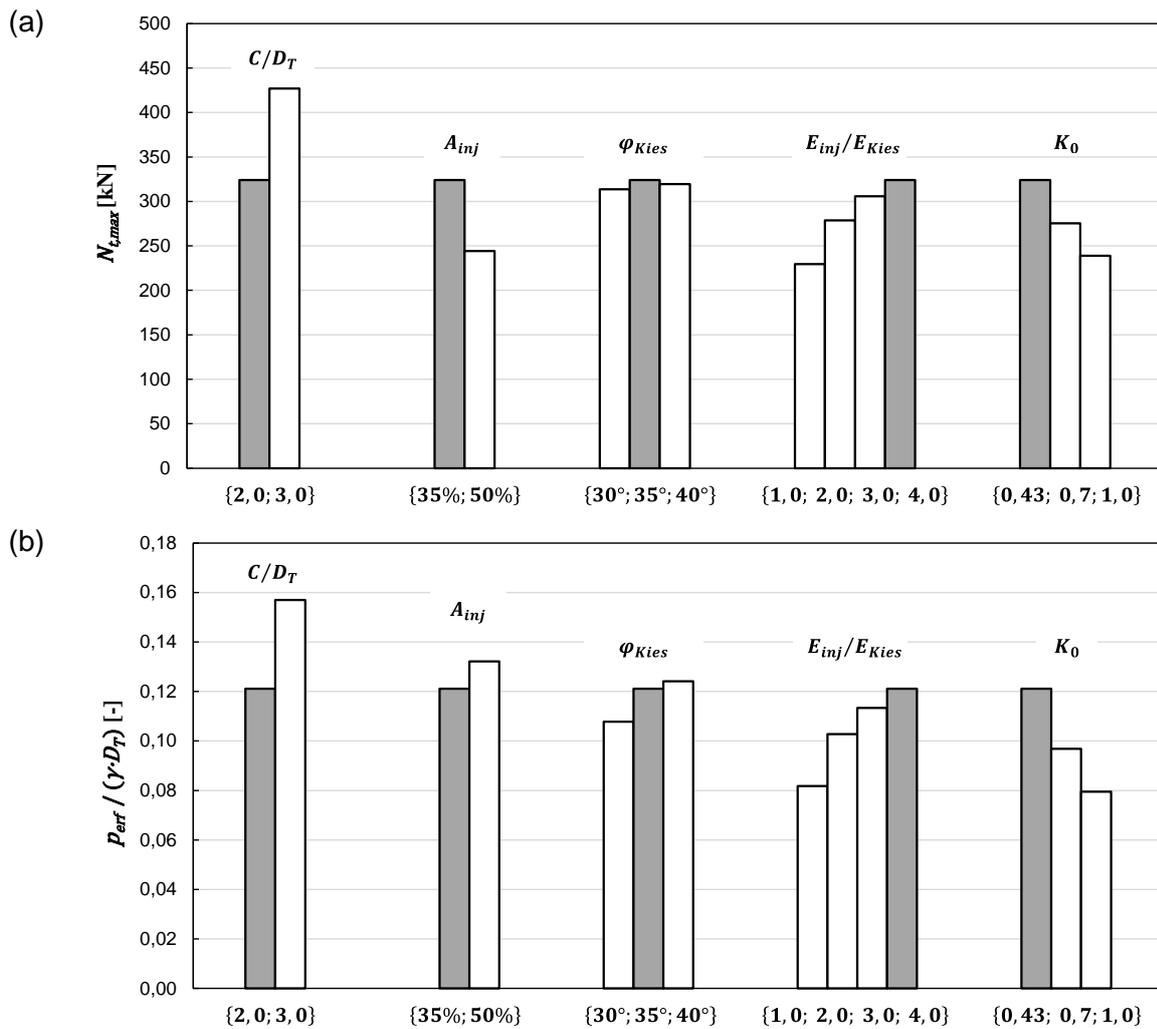


Abb. 6.46: Ergebnisse der Parametervariation zur Beurteilung des Tragverhaltens der Injektionskörper: (a) maximale Zugkraft in der am höchsten beanspruchten Injektionslage; (b) normierter Stützdruck gemäß Gleichung (6-4)

6.5 Empfehlungen für die baupraktische Anwendung

Basierend auf den zuvor durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen werden folgende baupraktische Empfehlungen für den Einsatz Schauminjektionen zur lokalen und globalen Ortsbrustsicherung abgeleitet:

Lokales Ortsbrustversagen

Vorauselende Schauminjektionen eignen sich insbesondere zur Sicherung von vereinzelt Rollkieslagen, die in der Regel nicht systematisch innerhalb des Vortriebs auftreten. Infolge der schnellen Erhärtungszeit des Injektionsmaterials kann das Ausrieseln von feinkornarmen Bodenschichten effektiv und zielsicher unterbunden werden. Die rolligen Bodenschichten werden beim Abschlag von der Vortriebsmannschaft visuell lokalisiert und können mit Hilfe von einfachen Rammlanzen verkittet werden. Die großmaßstäblichen Untersuchungen (siehe Abschnitt 4) und das Praxisbeispiel U-Bahnhof Holzapfelkreuth (siehe Abschnitt 7) zeigen, dass die Rammlanzen während der Injektion stufenweise gezogen und bei Bedarf wiederverwendet werden können. Da die Lanzen nicht im Boden verbleiben, wird der Bodenabbau beim Vortrieb

nicht behindert. Die schauminjizierten Rollkieslagen können mit den Reißzähnen eines Baggerlöffels abgetragen werden.

Durch den Einsatz von Schauminjektionen zur lokalen Ortsbruststabilisierung von Rollkieslagen kann auf das Öffnen in Teilflächen verzichtet werden. Damit ergeben sich baubetriebliche Vorteile und Einsparpotentiale hinsichtlich des Spritzbetonverbrauchs zur Ortsbrustversiegelung. Für die lokale Sicherung von einzelnen Rollkieslagen ist kein statischer Nachweis erforderlich.

Rollkieslagen werden häufig von gemischtkörnigen Böden umgeben. Aufgrund des höheren Feinanteils weisen diese eine Kapillarkohäsion auf, welche eine ausreichend lange Standzeit gewährleistet. Dies belegen beispielsweise die langjährigen Erfahrungen beim U-Bahnbau in München im tertiären Sand. Demzufolge kann bei gemischtkörnigen Böden auf eine Schauminjektion verzichtet werden.

Globales Ortsbrustversagen

Globales Ortsbrustversagen kann durch eine vollflächige Schauminjektion verhindert werden, wobei der blockförmige Injektionskörper vor der Ortsbrust ausschließlich auf Druck und Scherung beansprucht wird. Bei der Nachweisführung können die haltenden Kräfte des abrutschenden Gleitkeils (siehe Abschnitt 2.1.4) mit den erhöhten Scherparametern des Kompositmaterials ermittelt werden. Zur Ermittlung der Auflast auf dem abrutschenden Gleitkeil oberhalb des Tunnelquerschnitts sind die Scherparameter des natürlich anstehenden Bodens anzusetzen. Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die Scherfestigkeit des schauminjizierten Bodenblocks ausreicht, um die gängigen Ortsbruststandsicherheitsnachweise führen zu können. Die Zugfestigkeit des Kompositmaterials ist für die Nachweisführung beim blockförmigen Injektionskörper nicht relevant.

Für den Fall der scheibenförmigen Schauminjektionen kann die globale Ortsbruststandsicherheit gewährleistet werden, wenn die auftretenden Zugspannungen vom schauminjizierten Kompositmaterial aufgenommen werden können und von einer ideal homogenen Herstellung der Injektionskörper ausgegangen wird.

Die oben genannten Voraussetzungen können in alluvialen und fluviatilen Ablagerungen mit wechselndem Feinkornanteil selten erfüllt werden. Demnach können Versagensmechanismen an der Ortsbrust infolge von Zugversagen in den injizierten Lagen nicht ausgeschlossen werden. Herstellungsbedingt muss auch bei homogenen Baugrundverhältnissen im Überschneidungsbereich von Injektionskörpern mit reduzierten Zugfestigkeiten gerechnet werden, wie die großmaßstäblichen Untersuchungen (siehe Abschnitt 4.3) zeigen.

Eine Möglichkeit, um die auftretenden Zugspannungen innerhalb der Injektionskörper zu reduzieren, ist in [Abb. 6.47](#) dargestellt. Dabei werden die Injektionen in Form eines Trägerrosts hergestellt. Bei dieser Anordnung der Injektionskörper können sich im grobkörnigen Boden kleine Gewölbe innerhalb eines Fensters ausbilden. Die Gewölbe stützen sich sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung an den Injektionskörpern ab. Dadurch werden die auftretenden Zugspannungen im Vergleich zur Lagenstruktur besser verteilt und damit reduziert. Außerdem kann die Größe der potentiellen Rutschkörper deutlich eingegrenzt und so das Sicherheitsniveau angehoben werden. Durch eine gewölbte Struktur, siehe [Abb. 6.47\(b\)](#), kann die Lastabtragung des Trägerrosts nach Ausrieseln des Bodens in einem Fenster weiter optimiert werden.

Bei den numerischen Berechnungen wurden ungünstige Randbedingungen angenommen. Der natürliche Boden wurde ohne Kohäsion modelliert. Der umgebende Boden kann dadurch ein Zugversagen in den injizierten Bodenschichten nicht auffangen. In der Realität kann davon ausgegangen werden, dass der nicht injizierte Boden zumindest eine gewisse Kohäsion aufweist und dem Zugversagen entgegenwirkt.

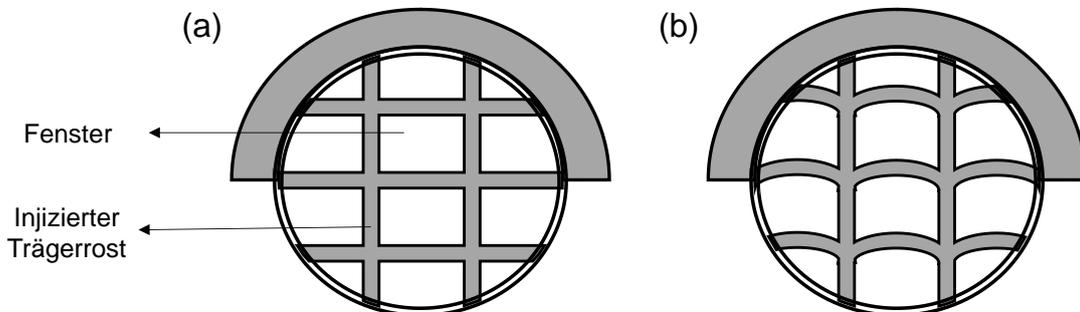


Abb. 6.47: Ausbildung der Injektionskörper in Form eines Trägerrosts zur Reduktion der Zugspannungen: (a) gerade Struktur; (b) gewölbte Struktur

Für die erfolgreiche Umsetzung der Schauminjektionen an der Ortsbrust sind bereits in der Planungsphase des Tunnelvortriebs experimentelle Eignungsuntersuchungen durchzuführen. Im Zuge des Erkundungsprogramms können In-situ-Bodenproben entnommen werden. Diese Proben sollten in unterschiedliche Korngrößenbereiche kategorisiert und in der zu erwartenden Lagerungsdichte im Labor eingebaut, injiziert und mittels kleinmaßstäblichen Versuchen (siehe Abschnitt 3) untersucht werden. Anhand dieser Untersuchungen kann die Injizierbarkeit der anstehenden Böden und der zugehörige Injektionsanteil an der Ortsbrust abgeschätzt werden. Außerdem sollte die zu erwartende Zugfestigkeit der injizierten Proben beurteilt werden.

In Vortriebsabschnitten, in welchen ein geringer Injektionsanteil und dementsprechend eine hohe Zugbeanspruchung erwartet wird, sollten die Injektionskörper mit zusätzlichen Zugelementen bewehrt werden. Die Bewehrung kann die Zugbeanspruchung teilweise oder gegebenenfalls auch vollständig aufnehmen. Aus baupraktischer Sicht würden sich gerippte Injektionsrohre (z.B. aus Glasfaserkunststoff oder Stahl) in verschiedenen Längen anbieten, welche nach der Injektion im Boden verbleiben. Der Querschnitt und die Festigkeit der Rohre müssen auf die maximale Zugkraft der jeweiligen Injektionslage bemessen werden. Die Zugelemente können im Vergleich zu Ortsbrustankern filigraner ausfallen, so dass diese während des Vortriebs einfacher zurückgebaut werden können.

Durch den Ausschluss eines Zugversagens der Injektionskörper mit den vorgeschlagenen Maßnahmen kann auf eine massive und weit vorseilende Ortsbrustankerung und die Ausbildung eines Brustkeils verzichtet werden. Die Herstellung und das aufwendige Kürzen der Ortsbrustanker sind nicht erforderlich. Zudem ergeben sich baubetriebliche Optimierungsmöglichkeiten, da die Zugänglichkeit der Ortsbrust nicht durch den Brustkeil behindert wird.

7 Schauminjektionen zur Sanierung von Einsenkungen beim U-Bahnhof Holzapfelkreuth

Bei der nachfolgenden In-situ-Anwendung wurden Schauminjektionen zur oberflächennahen Baugrundverbesserung im grobkörnigen Lockergestein beim U-Bahnhof Holzapfelkreuth in München eingesetzt. Obwohl die Schauminjektionen in diesem Anwendungsfall nicht zur Ortsbrustsicherung beim Spritzbetonvortrieb eingesetzt wurden, können anhand dieser Pilot-Anwendung aus der Praxis nichtsdestotrotz wichtige Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Erkenntnisse zur Injektionstechnik (Lanzenabstand, Einbringverfahren) beim Einsatz von Schauminjektionen im grobkörnigen Lockergestein
- Erfahrungswerte zu den Injektionsparametern (Injektionsmenge, Verpressdruck, Verpressrate)
- Informationen zur Ausbreitung und zur Verbesserungswirkung im grobkörnigen Lockergestein

Der U-Bahnhof Holzapfelkreuth wurde Anfang der 80er Jahre anlässlich der Internationalen Gartenschau in München erbaut. Im Bereich der Treppenaufgänge der U-Bahnhaltestelle Holzapfelkreuth (Ostkopf) wurden in den letzten Jahren wiederholt Setzungsschäden und Einsenkungen auf den angrenzenden Geh- und Radwegen dokumentiert. Abb. 7.1 zeigt beispielhaft Schadensfotos mit Asphalttrissen und Einsenkungen im Pflasterbelag. Provisorische und oberflächennahe Sanierungsmaßnahmen zeigten lediglich kurzfristig Erfolg, so dass Injektionen für eine dauerhafte Baugrundverbesserung vorgesehen wurden.



Abb. 7.1: Schadensbilder vom U-Bahnhof Holzapfelkreuth: (a) Asphalttrisse parallel zur Treppenanlage Nordwest; (b) Einsenkungen unter dem Pflaster bei der Treppenanlage Südost, entnommen aus Berichten des Baugeologischen Büro Bauer (2020) und (2022)

Der U-Bahnhof Holzapfelkreuth der U-Bahn-Linie U6 liegt im Südwesten von München an der Kreuzung zwischen Fürstenrieder Straße und Gardinistraße (westlich) / Ehrwalder Straße (östlich). Abb. 7.2 zeigt die U-Bahnhaltestelle Holzapfelkreuth in einem Übersichtslageplan.

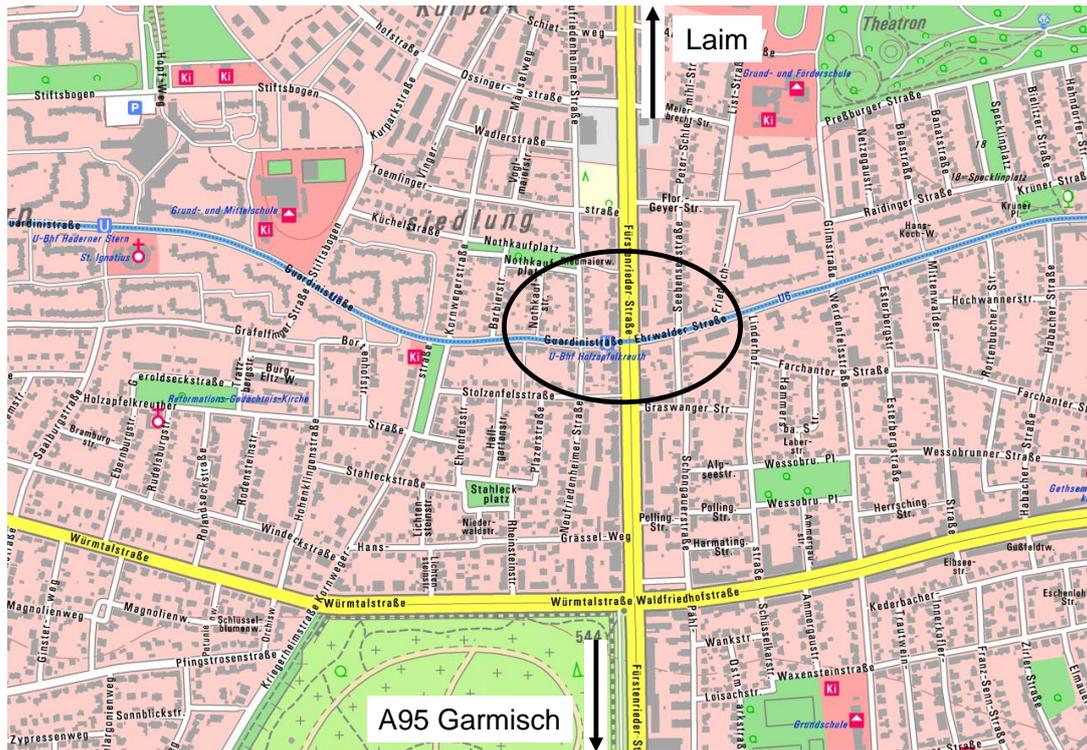


Abb. 7.2: Übersichtslageplan, adaptiert aus Geobasisdaten: Bayerische Vermessungsverwaltung (2023)

Die gesamte Sanierungsmaßnahme wurde in vier Baulose unterteilt. Nachfolgend werden die Injektionen im Baulos 2 im Detail beschrieben und erläutert. Das Bau- und Erkundungsfeld von Los 2 sind in Abb. 7.3 dargestellt. Die geotechnischen Randbedingungen sind in Abschnitt 7.3 kurz zusammengefasst.



Abb. 7.3: Lageplan Los 2 mit Erkundungspunkten, adaptiert aus Google Maps (2022)

Abb. 7.4 zeigt die beengten Verhältnisse mit Abwasserkanal, Trinkwasserleitung, Gasleitung und Kabeltrasse. Neben den Ver- und Entsorgungsleitungen befindet sich zudem eine Bohrpfahlwand im Baufeld, welche ehemals als Verbauwand für den U-Bahnhof hergestellt wurde.

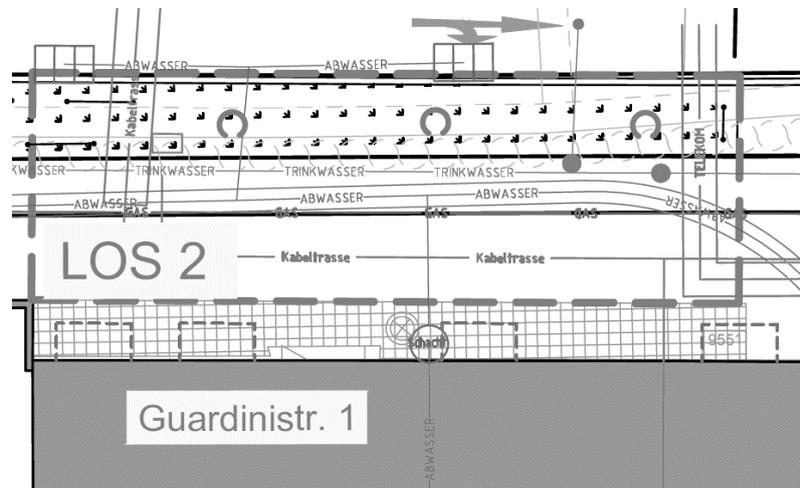


Abb. 7.4: Spartenlage Los 2 (Baugeologisches Büro Bauer GmbH 2022)

7.1 Einordnung und Ziel der Injektionsmaßnahme

Bei der Injektionsmaßnahme handelte es sich um eine chemische Eindringinjektion ohne Baugrundverdrängung im nichtbindigen Lockergestein (Poren-/Niederdruckinjektion), wobei der Porenraum verfüllt und die mechanischen Eigenschaften des locker gelagerten Korngerüsts verbessert werden sollten. Infolge der Erhärtung des Injektionsmaterials sollte das anstehende Hinterfüllmaterial verkittet werden, wobei die Scherfestigkeit und die Steifigkeit des ursprünglichen Bodens erhöht werden. Gemäß Ausschreibungsunterlagen sollte der Injektionserfolg durch die schwere Rammsondierung mit Schlagzahlen $N_{10} \geq 10$ nachgewiesen werden.

7.2 Anforderungen an das Einbringverfahren und das Injektionsmaterial

Nachfolgende Anforderungen mussten bei den angetroffenen Projekttrandbedingungen und Baugrundverhältnissen durch das Einbringverfahren und das Injektionsmaterial erfüllt werden:

- Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Hinterfüllmaterials wurde ein schnell reagierendes Injektionsmaterial vorgesehen. Eine schnelle Reaktionszeit sollte ein Weglaufen (Abfließen) des Injektionsguts aus dem Zielgebiet verhindern und garantieren, dass die Baugrundverbesserung in unmittelbarer Nähe zur Injektionsstelle erfolgt.
- Der hohe Porenanteil im Hinterfüllmaterial (sehr lockere Lagerung) erforderte eine große Menge an Injektionsgut zur Verfüllung der Poren- bzw. Hohlräume, wodurch lange Verpresszeiten vorgesehen werden mussten. Es wurde daher ein schäumendes Injektionsmaterial mit hoher Volumenvergrößerung (Schaumfaktor 30 bei freier Ausdehnung) ausgewählt, so dass sowohl die Injektionsmenge als auch die Verpresszeit reduziert werden konnten.

- Aufgrund der innerstädtischen Lage war nur wenig Platz für die Baustelleneinrichtung vorhanden, so dass keine größeren Mischanlagen, Silos oder Maschinen (z.B. Bohrgeräte) eingesetzt werden konnten. Das beengte Baufeld und die Spartenlage bedingten, dass die Injektionsrohre ggf. mehrfach umgesetzt und rückgebaut werden mussten. Der locker gelagerte Baugrund bot die Möglichkeit Rammlanzen einzusetzen, welche ohne aufwendiges Bohrverfahren eingeschlagen werden konnten. Zudem konnten die Schauminjektionen mit einer platzsparenden Baustelleneinrichtung ausgeführt werden, wie in Abb. 7.5 veranschaulicht wird.

(a)



(b)



Abb. 7.5: Baustelleneinrichtung für die Schauminjektion: (a) Zweikomponentenpumpe; (b) Automatische Ziehvorrichtung für den kontinuierlichen Rückbau der Rammlanzen

- Die innerstädtische Lage erforderte einen zügigen Bauablauf. Es wurde ein schnell abbindendes Injektionsmaterial gefordert, welches eine unmittelbare Erfolgskontrolle nach der Injektion ermöglicht, so dass zügig und flexibel reagiert werden konnte, wenn das Injektionsergebnis unbefriedigend war. Außerdem wurde durch ein schnell abbindendes Injektionsmaterial verhindert, dass das Injektionsgut in injektionsirrelevante Bereiche abfließt.
- Für eine dauerhafte Verbesserung der Tragwirkung über den vorgesehenen Nutzungszeitraum musste die Langzeitstabilität des Injektionsmaterials gewährleistet werden. Nach derzeitigem Kenntnisstand und den ersten Untersuchungsergebnissen konnte gemäß Herstellerangaben davon ausgegangen werden, dass der eingesetzte Silikatschaum verrottungs- und fäulnisresistent ist, aber empfindlich gegenüber Sonneneinstrahlung reagiert (geringe UV-Resistenz). Nachdem jedoch im Boden keine unmittelbare Sonneneinstrahlung auf die Injektionskörper einwirkt, kann eine Abminderung der mechanischen Eigenschaften (Festigkeit und Steifigkeit) durch UV-Strahlung ausgeschlossen werden.
- Außerdem musste zudem die Umweltverträglichkeit des Injektionsgutes beurteilt werden. Die Grundwasserverträglichkeit des verwendeten Silikatschaums wurde durch Elutionsversuche gemäß DIN 19631:2016-07 nachgewiesen.

7.3 Geotechnische Randbedingungen

Die Geologie im Bereich von Los 2 wurde anhand einer Kleinrammbohrung (KRB05/19) und zwei schweren Rammsondierungen (DPH02/19 und DPH03/19) erkundet. Die Erkundungspunkte sind in Abb. 7.3 dargestellt. Die Rammsondierung DPH03/19 musste bei einer Tiefe von -2,1 m aufgrund eines Hindernisses abgebrochen werden, so dass dieser Aufschluss keine Erkenntnisse über die Baugrundverhältnisse in größerer Tiefe liefert. Vermutlich wurde die Oberkante der Bohrpfahlwand (Verbau U-Bahnhof) bei -2,1 m angetroffen. Abb. 7.6 zeigt die Erkundungsergebnisse der Rammsondierung DPH02/19 und der Kleinrammbohrung KRB05/19.

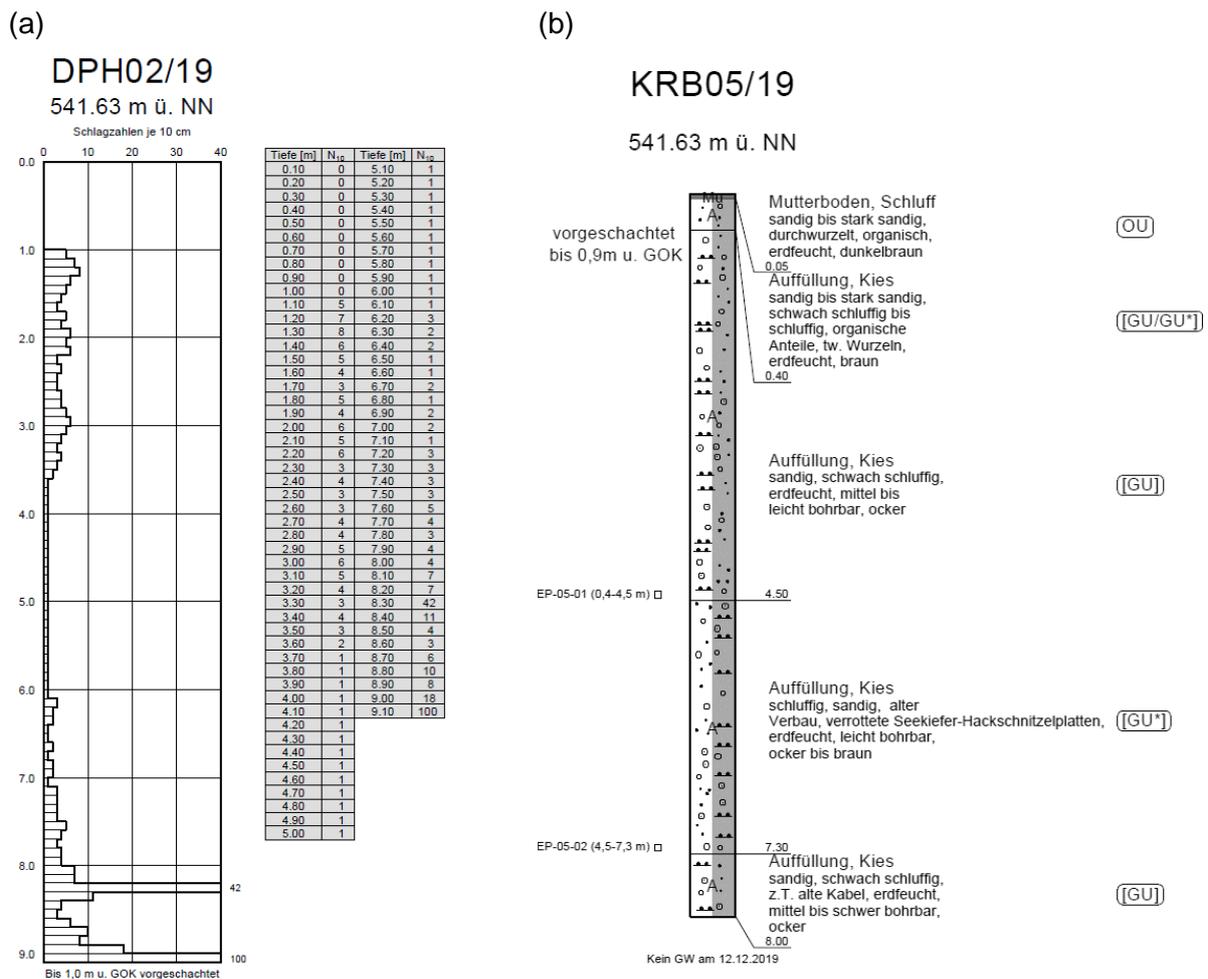


Abb. 7.6: Erkundungsergebnisse Los 2 Holzapfelkreuth: (a) Rammsondierung DPH02/19; (b) Bohrprofil der Kleinrammbohrung KRB05/19

Die Kleinrammbohrung KRB05/19 zeigt bis zur Endtiefe von 8 m Bauwerkshinterfüllungen aus erdbräunem Sand-Kies-Gemischen (G, s, u' / GU) mit heterogener Zusammensetzung. Das anthropogene Hinterfüllmaterial kann unterschiedliches Fremdmaterial enthalten, z.B. Ziegelbruch, aber auch Holzreste und Kunststoffe. In den projektrelevanten Tiefen wurde kein Grundwasser angetroffen. Der Grundwasserspiegel stand erst in größerer Tiefe ab ca. 530,0 mNN (ca. 11 m u. GOK) an.

Die Rammsondierung DPH02/19 zeigt sehr geringe Schlagzahlen. Bis in die Tiefe von 8,2 m wurden ausschließlich Schlagzahlen $N_{10} < 8$ dokumentiert. Insbesondere der Bereich zwischen 3,7 m und 7,0 m Tiefe deutete mit Schlagzahlen $N_{10} < 2$ auf eine sehr lockere Lagerung des Hinterfüllmaterials hin.

Die Auffüllungen waren im vorliegenden Zustand aufgrund der geringen Lagerungsdichte (hoher Porenanteil) für den Lastabtrag von Verkehrslasten ungeeignet, so dass Setzungen infolge von Verkehrslasten auftraten.

Tab. 7.1 beinhaltet die Ergebnisse von Korngrößenverteilungen an Proben des anthropogenen Hinterfüllmaterials aus den vier Baulosen. Der Kiesanteil betrug im Mittel über 70%, während der Feinanteil ($< 0,063$ mm) im Mittel bei 8,4% lag. Gemäß der empirischen Abschätzung nach Seiler (1973) lag der Durchlässigkeitsbeiwert der Auffüllungen im Bereich zwischen $1,15E-02$ und $8,22E-03$ m/s. Diese Werte konnten als Anhaltswerte für die Injizierbarkeit der Hinterfüllungen herangezogen werden.

Tab. 7.1: Ergebnisse von Korngrößenverteilungen an Proben des Hinterfüllmaterials, adaptiert aus Berichten des Baugeologischen Büro Bauer (2020) und (2022)

Probe	Tiefe	Bodenart	Bodenart	Boden-gruppe	Ton	Schluff	Sand	Kies	C_u	C_c	k nach Seiler	w
	[m]	DIN 4023	DIN EN ISO 14688-1	DIN 18196	< 0,002 mm	< 0,063 mm	< 2,0 mm	< 63 mm	[-]	[-]	[m/s]	[%]
EP 01-01	0,6-7,0	A (G,s,u')	sisaGr	[GU]	1,0	5,7	19,0	74,3	55,0	3,4	7,16E-03	4,5
EP 02-01	0,2-5,0	A (G,s,u')	sisaGr	[GU]	1,1	6,0	21,9	71,0	78,6	1,9	8,22E-03	4,7
EP 02-02	5,0-9,0	A (G,s,u')	sisaGr	[GU]	1,2	5,5	21,7	61,6	68,8	2,0	6,87E-03	5,2
EP 05-01	0,4-4,5	A (G,s,u')	sisaGr	[GU]	-	8,8	19,0	72,2	106,5	6,0	-	5,1
EP 05-02	4,5-7,3	A (G,u,s)	sasiGr	[GU*]	-	18,1	15,1	66,8	-	-	-	13,6
EP 07-01	1,0-3,5	A (G,s,u)	sisaGr	[GU]	-	10,1	22,3	67,6	123,1	5,2	-	3,7
EP 08-01	0,3-1,0	A (G,s,u')	sisaGr	[GU]	-	9,7	25,7	64,6	104,3	1,9	-	6,5
EP 09-01	1,0-3,0	A (G,s,u')	sisaGr	[GU]	-	7,0	16,9	76,1	55,8	4,9	1,31E-02	3,1
BP 09-01	3,0-4,0	A (G,s',u')	sisaGr	[GU]	-	5,1	10,5	84,3	10,2	2,3	1,15E-02	2,4
					max.	18,1	25,7	84,3				13,6
					min.	5,1	10,5	61,6				2,4
					\bar{x}	8,4	19,1	70,9				5,4

7.4 Beschreibung der Injektionsmaßnahme

Zur Baugrundverbesserung wurden Injektionen mit einem hochaktivem, 2-komponentigen, schnell reagierenden Schaumharz auf Silikatbasis ausgeschrieben. Das verwendete Injektionsmaterial wurde im Detail in Abschnitt 3.1.1 beschrieben. Der Schaum wurde aufgrund seines hohen Aufschäumfaktors und seiner schnellen Reaktionszeit ausgewählt. Die Injektion des Schaums erfolgte durch Rammlanzen ($\varnothing_i = 13$ mm), die mit einem Schlagbohrhammer eingetrieben wurden. Die Rammlanzen wurden im Zuge der Injektion stufenweise in 10 cm

Schritten mit einer automatischen Ziehvorrichtung gezogen und konnten nach der Materialbeaufschlagung gespült bzw. aufgebohrt werden, wenn erhärtetes Injektionsmaterial die Lanze verstopfte. Dadurch konnten die Injektionslanzen mehrfach beaufschlagt und wiederverwendet werden. Die Rammlanzentiefe und die Schlagzahl konnte neben den Rammsondierergebnissen (DPH) als zusätzliche Information zur Baugrunderkundung bzw. nach der Injektion zur Beurteilung des Injektionserfolgs herangezogen werden. Der Injektionsvorgang mit den Abbruchkriterien wird in Abschnitt 7.4.2 beschrieben.

7.4.1 Stichplan

Das Baufeld in Los 2 (Länge x Breite $\approx 20\text{ m} \times 5\text{ m}$) sollte planmäßig mit insgesamt 5 Injektionsreihen mit einem Lanzenabstand von 80 cm injiziert werden (siehe [Abb. 7.7](#)). Die Rammlanzen sollten planmäßig bis in eine Tiefe von 8,0 m eingebracht werden. Wenn vor Erreichen der Endtiefe kein Rammfortschritt erzielt werden konnte, wurde mit der Injektion in dieser Tiefe begonnen.

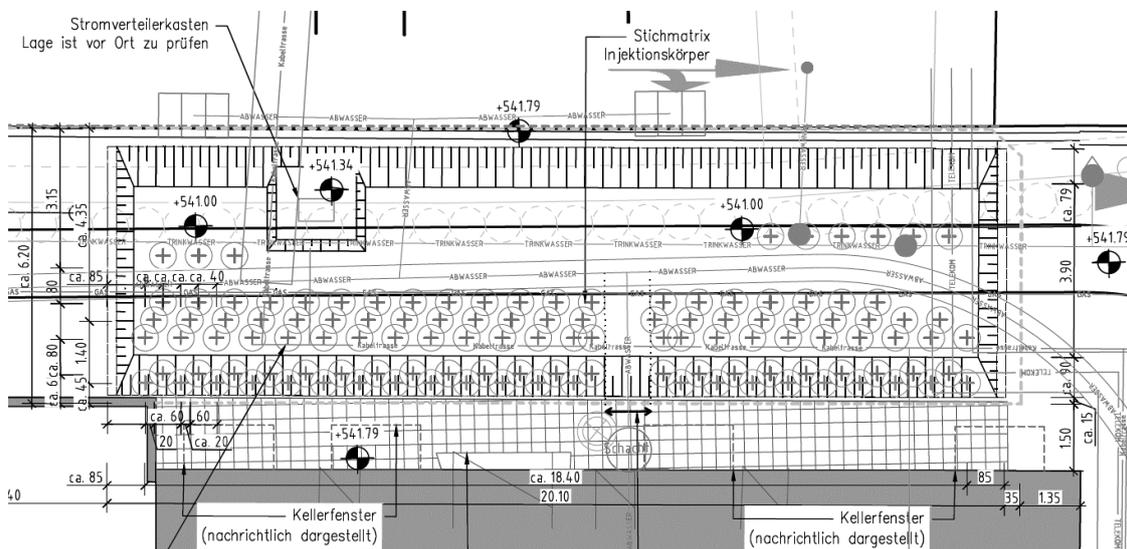


Abb. 7.7: vorgesehener Stichplan mit fünf Injektionsreihen

Im Zuge der Erdarbeiten zur Freilegung des Baufelds konnte die Spartenlage im Detail erkundet werden, woraufhin der Stichplan für die Ausführung angepasst werden musste. Insgesamt wurden zunächst acht Reihen mit je 24 Injektionsstellen im Abstand von 80 cm in Längsrichtung vorgesehen. Die Injektionsreihen wurden jeweils im Pilgerschrittverfahren injiziert. In [Abb. 7.8](#) ist ein Schnitt durch das Injektionsfeld inklusive der angetroffenen Spartenleitungen dargestellt. Aufgrund der beengten Randbedingungen sollten die Injektionsreihen R3 bis R6 geneigt eingebracht werden. Die geneigten Injektionsreihen haben annähernd den gleichen Ansatzpunkt wie die vertikale Reihe R2.

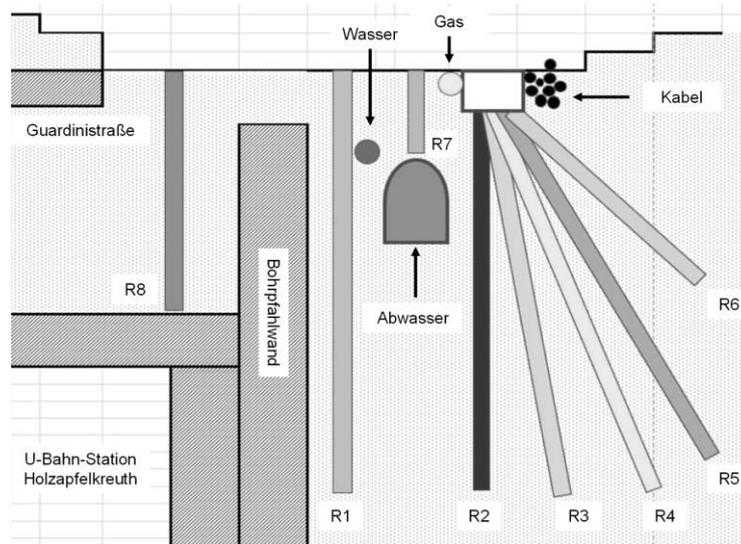


Abb. 7.8: Schnitt durch das Injektionsfeld von Los 2 mit insgesamt acht Injektionsreihen

7.4.2 Wahl der Injektionsparameter

Die Injektionsrate darf bei einem schnell reagierenden Injektionsmaterial einen minimalen Grenzwert nicht unterschreiten, damit die Erhärtungsreaktion nicht innerhalb der Injektionslanze beginnt und sich die Leitung zusetzt (Verstopfung). Die minimal erforderliche Injektionsrate kann entsprechend Gleichung (7-1) abgeschätzt werden.

$$q_{min} = v \cdot A_L = \frac{s_{inj} \cdot d_L^2 \cdot \pi}{t_{start} \cdot 4} \quad (7-1)$$

q_{min}	Minimal erforderliche Injektionsrate
v	Strömungsgeschwindigkeit des flüssigen Injektionsmaterials
A_L	Querschnittsfläche der Injektionslanze
d_L	Innendurchmesser der Injektionslanze
s_{inj}	Distanz zwischen dem Statikmischer und der Austrittsstelle des Injektionsmaterials im Boden
t_{start}	Startzeit des schnell erhärtenden Injektionsmittels

Für übliche Rammlanzendurchmesser (M10, G1/4“, G1/2“) wird dieser Zusammenhang in [Abb. 7.9](#) veranschaulicht. Als Startzeit des Injektionsmaterials wurde hier 25 s angesetzt, was dem Reaktionsbeginn des verwendeten Injektionsschaums entspricht. Je größer der Lanzendurchmesser und je länger die Strecke zwischen dem Statikmischer und dem Austritt des Injektionsmaterials im Boden, desto größer die minimal erforderliche Verpressrate. Für die maximale Lanzentiefe von 8,0 m ergibt sich bei einem Lanzeninnendurchmesser von 13 mm eine minimale Verpressrate von $q_{min} = 2 \text{ l/min}$.

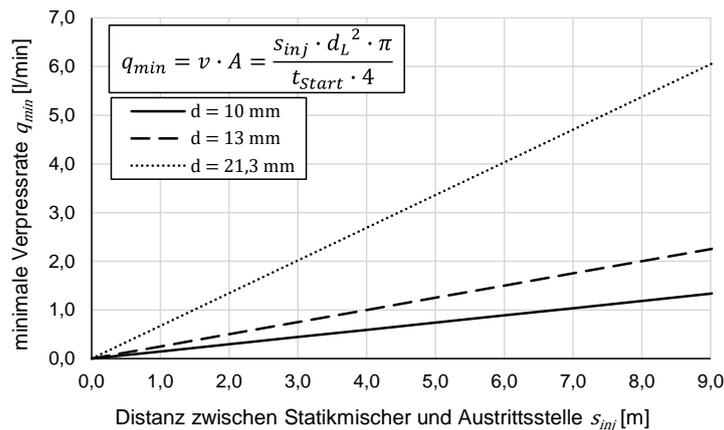


Abb. 7.9: Abschätzung der minimal erforderlichen Verpressrate in Abhängigkeit der Länge der Injektionslanzen

Die Injektionen in Holzapfelkreuth wurden durchflussgesteuert mit einer mittleren Injektionsrate zwischen 4 und 6 l/min ausgeführt, wobei sich ein Verpressdruck in der Größenordnung vom 3 bar (Niederdruckinjektion) einstellte. Die Injektionslanzen wurden schrittweise gezogen, wenn die kalkulierte Sollmenge V_{Soll} erreicht wurde. Anhand des Lanzenabstands konnte die Sollinjektionsmenge gemäß Gleichung (7-2) abgeschätzt werden.

$$V_{Soll} = 0,87 \cdot a_{inj}^2 \cdot \frac{n_s}{f_{foam}} = 0,87 \cdot 0,80^2 \cdot \frac{0,25}{1,5} = 92,8 \text{ l/m} \quad (7-2)$$

Demnach wurde für die sehr locker gelagerten Auffüllungen (Annahme: Porenanteil $n_s = 0,25$) anfänglich eine Sollmenge von $V_{Soll} = 100 \text{ l/m}$ festgelegt. Dabei handelte es sich um eine Obergrenze, da nicht zu erwarten war, dass der gesamte Porenanteil durch den Schaum injiziert werden konnte. Des Weiteren wurde bei der Injektion nahe dem Abwasserkanal das Injektionsvolumen auf max. 50 l/m reduziert, um eine Beschädigung des Kanals infolge der Injektion zu vermeiden.

Bei einem kontinuierlichen Druckanstieg oder Materialumläufigkeiten wurde die Beaufschlagung der Injektionslanze abgebrochen und umgesetzt.

7.5 Kontrolle des Injektionserfolgs

Zur Kontrolle des Injektionserfolgs wurden nachfolgende Informationen herangezogen:

- 1) Auswertung der Injektionsprotokolle (Rammtiefe sowie Mengen- und Druckverlauf)
- 2) Punktuelle Rammsondierergebnisse (DPH) vor und nach den Injektionsarbeiten im Zwischenbereich von zwei Injektionspunkten
- 3) Stichprobenartige Erkundung des Injektionserfolgs mittels Rammlanzen im Zwischenbereich von zwei Injektionspunkten mit großer Rammtiefe und hohen Verpressvolumina
- 4) Schurf zur visuellen Beurteilung der Ausbreitung des Injektionsmaterials
- 5) Einaxialer Druckversuch an einem oberflächennah gewonnenen Injektionskörper

7.5.1 Auswertung der Injektionsprotokolle

Nachfolgend werden die maßgeblichen Injektionsparameter, welche bei den Injektionen in Holzapfelkreuth dokumentiert wurden, zusammengestellt und interpretiert. Im Baufeld von Los 2 wurden insgesamt 131 Injektionsstellen beaufschlagt, wobei der Verpressdruck, die Verpressrate und das Gesamtverpressvolumen aufgezeichnet wurden. In Tab. 7.2 sind die Mittelwerte der Injektionsparameter jeweils getrennt für die jeweilige Injektionsreihe zusammengefasst. Die Injektionen wurden durchflussgesteuert mit einer mittleren Verpressrate von $\overline{q_{inj}} = 4,6 \text{ l/min}$ ausgeführt, wobei ein durchschnittlicher Verpressdruck von $\overline{p_{inj}} = 3,2 \text{ bar}$ aufgezeichnet wurde. Demnach konnte der anstehende Boden mit einer relativ hohen Injektionsrate und einem geringen Verpressdruck (Niederdruckinjektion) injiziert werden. Nahe der Geländeoberfläche musste die Beaufschlagung aufgrund von Materialaustritten abgebrochen werden. Der Materialaustritt wurde bei einer mittleren Tiefe von $\overline{t_A} = 0,96 \text{ m}$ unter GOK beobachtet. Im Mittel wurde eine mittlere Injektionsmenge von $V_m = 50 \text{ l/m}$ injiziert. Anhand der Injektionsmenge kann unter der Annahme eines säulenförmigen Injektionskörpers der Säulendurchmesser gemäß Gleichung (7-3) ermittelt werden.

$$d_{S\ddot{a}ule} = \sqrt{\frac{V_m \cdot f_{foam} \cdot 4}{n_s \cdot \pi}} \quad (7-3)$$

$d_{S\ddot{a}ule}$ Theoretischer Säulendurchmesser [m]
 V_m Verpressmenge pro Meter [l/m]

Unter der Annahme des Porenvolumens im Boden von $n_s = 0,25$ und des Schaumfaktors von $f_{foam} = 1,5$ ergibt sich bei der Injektionsmenge von $V_m = 50 \text{ l/m}$ ein mittlerer Säulendurchmesser von $\overline{d_{S\ddot{a}ule}} = 0,62 \text{ cm}$.

Tab. 7.2: Mittelwerte der Injektionsparameter im Baufeld von Los 2

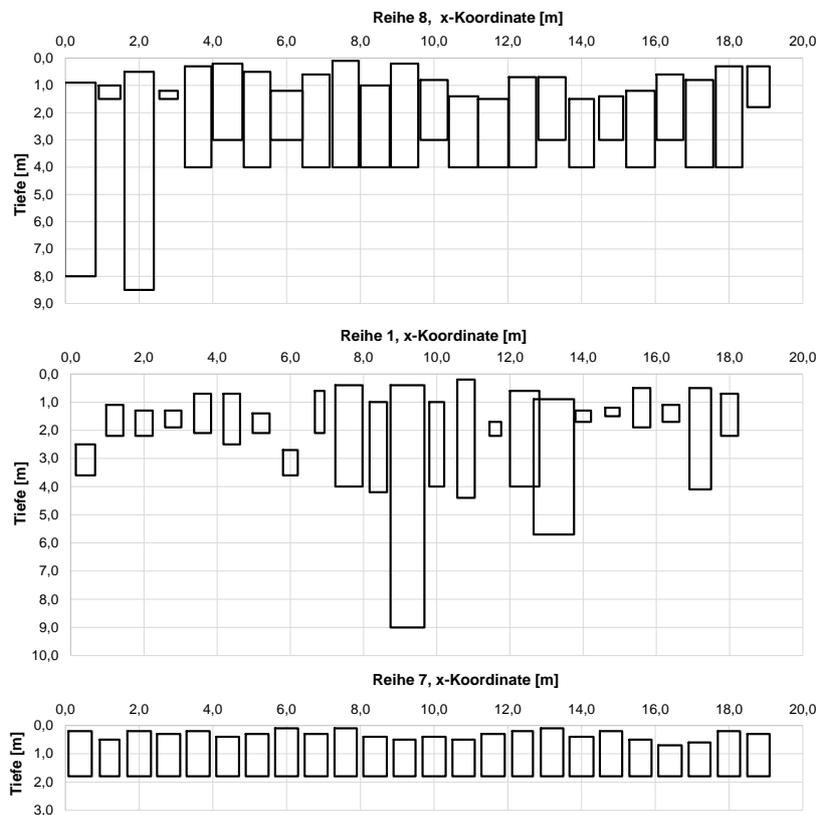
Injektionsreihe	Mittlere Rammtiefe $\overline{T_R}$ [m]	Mittlere Materialaustrittstiefe $\overline{T_A}$ [m]	Mittlere Verpressmenge pro Lanze $\overline{V_L}$ [l]	Mittlere Verpressmenge pro Meter $\overline{V_m}$ [l/m]	Mittlere Rate $\overline{q_{inj}}$ [l/min]	Mittlerer Druck $\overline{p_{inj}}$ [bar]	Mittlerer Säulendurchmesser* $\overline{d_{S\ddot{a}ule}}$ [m]
R8	3,89	0,81	234,7	72,1	4,77	3,35	0,74
R1	3,17	1,03	134,6	40,4	5,52	3,25	0,52
R7	1,80	0,33	72,6	49,3	4,27	2,84	0,61
R2	3,26	1,23	91,0	42,9	4,55	4,05	0,57
R4	2,40	1,22	64,5	49,5	4,70	2,84	0,61
R6	1,31	0,78	24,6	43,1	3,76	1,88	0,60

* berechnet entsprechend Gleichung (7-3) für $n_s = 0,25$ und $f_{foam} = 1,5$

Zur Visualisierung der Injektionen wurde für jede Injektionsreihe ein zweidimensionaler Schnitt (siehe Abb. 7.10) erstellt, wobei die Injektionskörper in Säulenform mit einem Durchmesser gemäß Gleichung (7-3) dargestellt werden. Die Rammtiefe variiert bei den Reihen Reihe R1, R2, R4 und R6 relativ stark, während die Reihen Reihe R8 und R7 mit annähernd konstanter Rammtiefe injiziert wurden. Die Injektionslanzen in Reihe R7 wurde nur bis in Tiefe von 1,80 m eingerammt, um den darunterliegenden Abwasserkanal nicht zu beschädigen. Bei der Injektion

dieser Reihe wurde zunächst bis zum Materialaustritt an der Oberfläche injiziert. Anschließend wurden die Lanzen gespült und nach der Materialerhärtung nochmals beaufschlagt, um auch oberflächennah eine adäquate Injektionsmenge oberhalb des Kanals einbringen zu können. Die tendenziell höhere Materialaufnahme in Reihe R8 deutet auf einen durchlässigen und grobkörnigen Boden unterhalb der Gardinistraße (vermutlich Schottertragschicht und Frostschutzschicht) hin. Über die Untergrundverhältnisse im Bereich von Reihe R8 waren keine Erkundungsergebnisse vorhanden.

Die geneigten Reihen R3, R4, R5 und R6 wurden aus einem vorgeschachteten Streifen heraus mit dem gleichen Ansatzpunkt wie für Reihe R2 und zeitlich nach der Herstellung von Reihe 2 injiziert. Wie in den Schnitten ersichtlich ist, konnten die Injektionsrohre in den Reihen R4 und R6 nur noch oberflächennah eingebracht und dort weniger Injektionsmaterial injiziert werden. Vermutlich wurde der Boden im oberflächennahen Bereich schon weitgehend durch die Injektion von Reihe R2 verfüllt. Die Rammlanzen der Reihen R3 und R5 konnten den bereits injizierten Boden nicht durchdringen, so dass in den Reihen R3 und R5 keine Injektionen möglich waren.



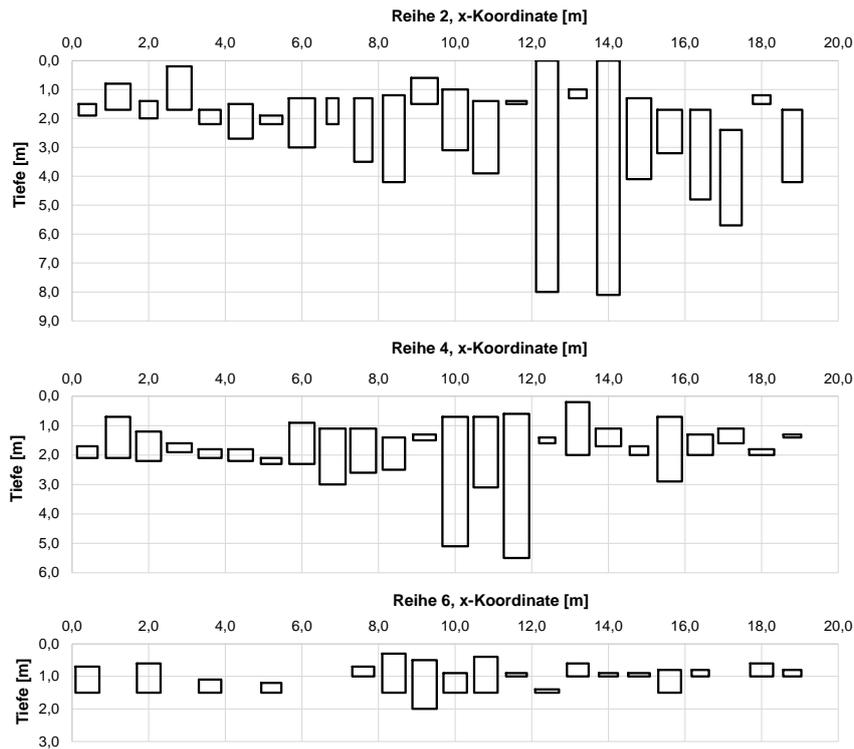


Abb. 7.10: Darstellung der Injektionskörper in Säulenform für die Injektionsreihen im Baufeld von Los 2

7.5.2 Punktuelle Rammsondierungen (DPH) vor und nach der Schauminjektion

In [Abb. 7.11](#) sind die Rammsondiererergebnisse von zwei Erkundungspunkten in Reihe 1 dargestellt.

Mit DPH14/22 wurde der Bereich zwischen den Injektionspunkten R1_11 und R1_12 erkundet. Lanze R1_11 konnte bis in eine Tiefe von 4,2 m gerammt werden, wobei zwischen der Tiefe 4,2 m und 1,0 m eine Injektionsmenge von 95,3 l (29,8 l/m) injiziert wurde. Darüber musste die Injektion aufgrund von Materialaustritten an der Geländeoberfläche abgebrochen werden. Lanze R1_12 konnte bis in die Tiefe von 9,0 m eingerammt werden, wobei zwischen den Tiefen 9,0 m und 0,4 m eine Gesamtmenge von 959,4 l (111,6 l/m) injiziert wurde.

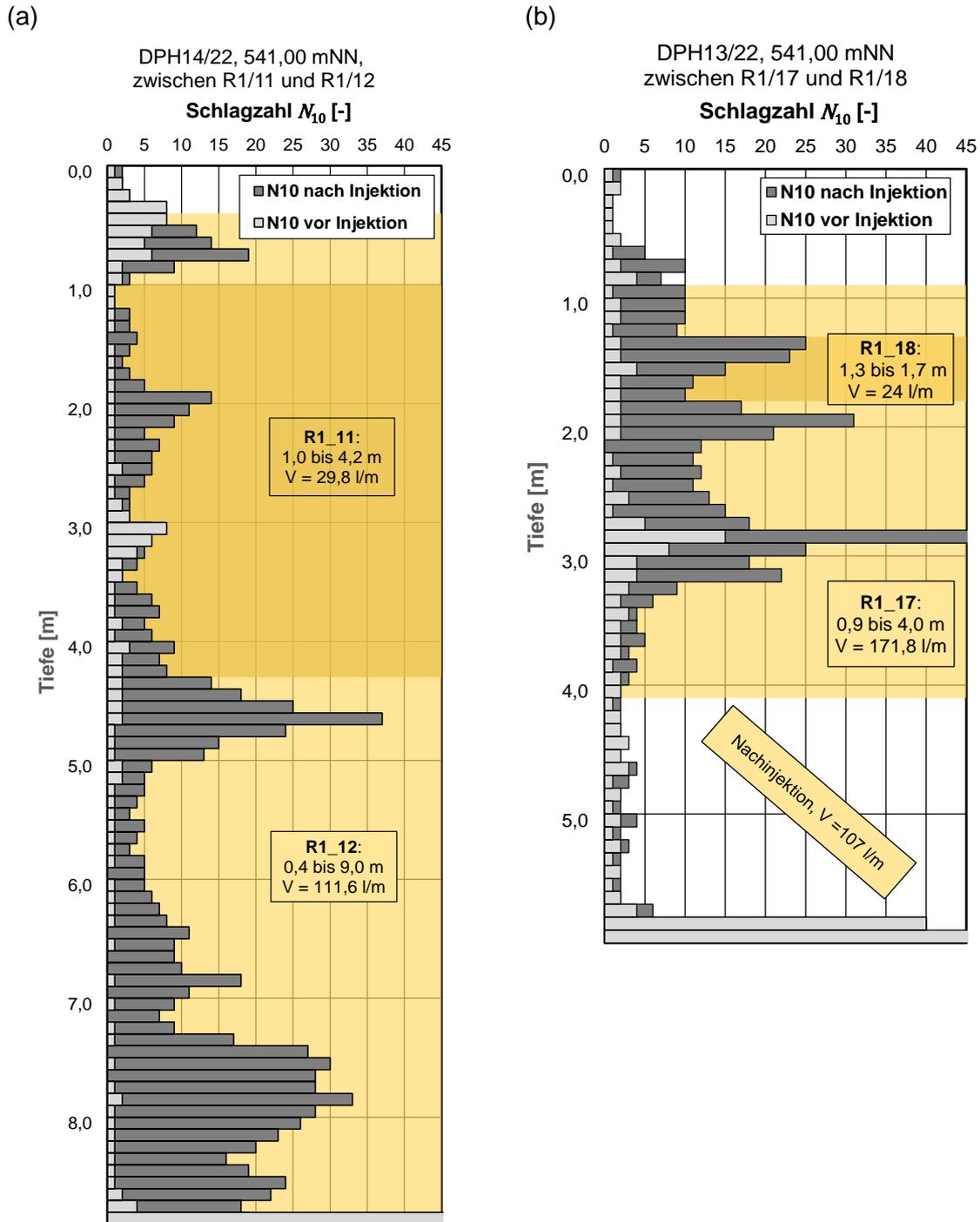


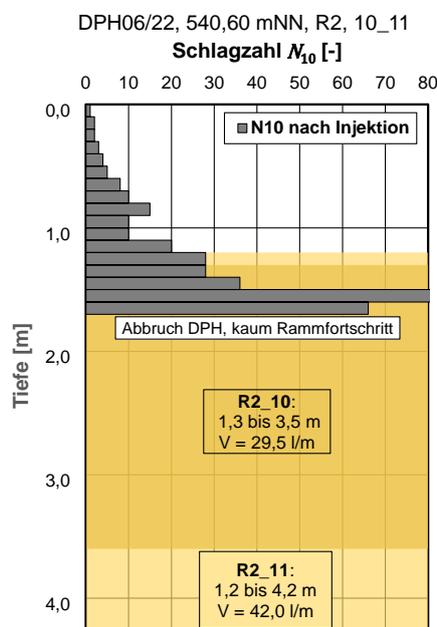
Abb. 7.11: Rammsondiererergebnisse Los 2 Holzapfelkreuth vor und nach der Injektion: (a) DPH14/22; (b) DPH13/22

Wie in Abb. 7.11(a) ersichtlich, konnten die Schlagzahlen zwischen den Lanzen R1_11 und R1_12 durch die Schauminjektion eindeutig erhöht werden. Vor der Injektion lag der Sondierwiderstand bei $\overline{N_{10}} = 1,7$, während der Mittelwert nach der Injektion bei $\overline{N_{10}} = 10,3$ lag. Der Verbesserungseffekt ist nicht konstant, sondern variiert über die gesamte Sondiertiefe. Beispielsweise ist der Effekt der Schauminjektion im Bereich zwischen 7,3 und 8,8 m Tiefe deutlich ausgeprägter ($N_{10} \approx 20$) als im Bereich zwischen 5,0 und 6,0 m Tiefe ($N_{10} \approx 5$).

Mit DPH13/22 wurde der Bereich zwischen den Injektionspunkten R1_17 und R1_18 erkundet. Mit Lanze R1_18 wurde der Bereich zwischen der Tiefe 1,7 m und 1,2 m mit einer Injektionsmenge von 24,0 l/m beaufschlagt. Darüber musste die Injektion aufgrund von Materialaustritten an der Geländeoberfläche abgebrochen werden. Aufgrund eines Rammhindernisses konnte Lanze R1_18 nur bis in die Tiefe von 1,7 m eingebracht werden. Lanze R1_17 hingegen konnte bis in die Tiefe von 4,0 m gerammt werden, wobei zwischen den Tiefen 4,0 m und 0,9 m ein Injektionsvolumen von 171,8 l/m injiziert wurde.

Wie in [Abb. 7.11\(b\)](#) ersichtlich, konnten die Schlagzahlen zwischen den Lanzen R1_17 und R1_18 im Tiefenbereich der Schauminjektion zwischen 0,6 m und 3,9 m eindeutig erhöht werden. Vor der Injektion wurde in diesem Tiefenbereich im Mittel eine Schlagzahl von $\overline{N_{10}} = 2,7$ dokumentiert, während der Mittelwert nach der Injektion bei $\overline{N_{10}} = 13,8$ lag. Der Effekt der Schauminjektion ist im Bereich zwischen 2,8 und 3,2 m Tiefe deutlich ausgeprägter ($N_{10} \approx 27$) als im Bereich zwischen 3,3 und 3,9 m Tiefe ($N_{10} \approx 4$). Zudem ist erkennbar, dass unterhalb des Injektionsbereichs in der Tiefe $> 4,0$ m keine Verbesserung erreicht wurde. Aufgrund der geringen Schlagzahlen wurde daher angeordnet, dass dieser Tiefenbereich nachinjiziert wird. Bei der Nachinjektion konnte eine Injektionsmenge von 107 l/m in der Tiefe zwischen 5,7 m und 3,5 m eingebracht werden.

Es ist davon auszugehen, dass der Verbesserungseffekt im Bereich zwischen den Lanzen am geringsten ist. In unmittelbarer Nähe zu den Rammlanzen sind höhere Schlagzahlen zu erwarten. Rammsondierungen, welche näher an der Injektionssäule ausgeführt wurden, mussten daher aufgrund von zu großen Schlagzahlen (hohe Festigkeit) frühzeitig abgebrochen werden. [Abb. 7.12](#) zeigt beispielhaft die Rammsondierung DPH 06/22, welche in der Tiefe von 1,7 m abgebrochen wurde, da kein nennenswerter Rammfortschritt mehr zu erkennen war.



[Abb. 7.12](#): Rammsondierergebnisse von DPH06/22 sowie Tiefen und Volumina der benachbarten Injektionslanzen

Die unterschiedliche Verbesserungswirkung bei unterschiedlichen Höhenknoten lässt sich wie folgt erläutern: Es kann davon ausgegangen werden, dass der Verbesserungseffekt durch die Schauminjektion zwischen den Lanzen v.a. von der Injektionsmenge und dem Feinkorngehalt

des Bodens abhängt. In feinkornreicheren Schichten (geringere Durchlässigkeit k) kann sich das Injektionsmaterial nicht bzw. weniger stark ausbreiten, so dass der Übergangsbereich zwischen den Lanzen möglicherweise nicht vom Injektionsmaterial erreicht wurde. In diesen Bereichen wird der Boden durch die Schaumexpansion zwar verspannt, aber nicht verkittet. Dieser Zusammenhang wird in Abb. 7.13: veranschaulicht.

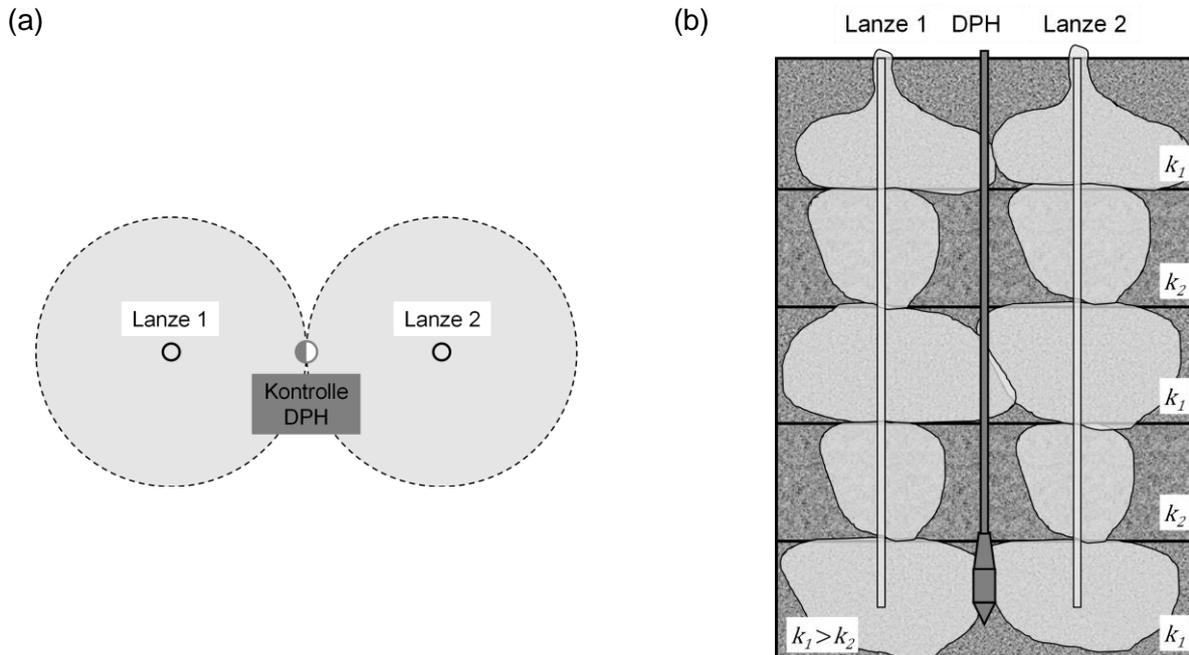


Abb. 7.13: Modellvorstellung zur Interpretation der Sondiererergebnisse: (a) Aufsicht; (b) Schnitt

7.5.3 Stichprobenartige Erkundung des Injektionserfolgs mittels Rammlanzen

Die Spartenlage und das beengte Baufeld bedingten, dass der Injektionserfolg mit der schweren Rammsonde nur an vereinzelten Stellen, aber nicht flächendeckend über das gesamte Baufeld überprüft werden konnte. Zur Beurteilung des Injektionserfolgs wurden daher nach Abschluss der planmäßigen Injektionen zusätzliche Rammlanzen mit der Schlagbohrmaschine jeweils im Zwischenbereich zwischen zwei Injektionsstellen (ungünstigste Stelle) eingebracht. In Tab. 7.3 sind die zusätzlichen Erkundungspunkte aufgelistet. Die Erkundungspunkte wurden so gewählt, dass insbesondere Bereiche, mit größeren Rammtiefen und geringen Injektionsmengen kontrolliert wurden. Die Rammlanzen konnten im Mittel ca. 0,86 m und maximal 1,5 m (H4) eingerammt werden. Bei der Rammlanze mit der maximalen Rammtiefe (H4) wurde nach Durchsicht der Erkundungsergebnisse eine Nachinjektion bis zum Materialsaustritt angeordnet. Zwischen der Tiefe 1,50 m und 0,6 m konnten dabei 57 l verpresst werden.

Aus den geringen Rammtiefen und der Nachinjektion kann geschlussfolgert werden, dass nahezu flächendeckend Injektionsmaterial eingebracht worden ist, so dass aufgrund der Injektionsverkittung kein Rammfortschritt in größere Tiefen möglich war. Die Untersuchungsergebnisse, die eine Erhöhung der Sondier-Eindringwiderstände dokumentieren, deuten somit auf eine erfolgreiche Baugrundverbesserung hin, wobei wie bereits erläutert, der Baugrund oberflächennah nur unzureichend verkittet werden kann.

Tab. 7.3 Rammsondierungen (Hilti) zur Überprüfung des Injektionserfolgs

Sondierung	Reihe	Zwischenbereich	Endtiefe [m]
H1	R1	10-11	0,5
H2	R1	11-12	0,7
H3	R1	12-13	1,0
H4	R2	12-13	1,5
H5	R2	13-14	1,1
H6	R2	15-16	0,4
H7	R2	16-17	0,9
H8	R2	18-18	1,0
H9	R4	14-15	0,8
H10	R2	21-22	1,0
H11	R2	22-23	0,6
Mittelwert			0,86
Max.			1,5

7.5.4 Schurf zur visuellen Beurteilung der Ausbreitung des Injektionsmaterials

Nach Durchführung der Injektionen konnte im benachbarten Baufeld Los 4 ein Schurf (Länge 1,8 m, Tiefe 1,0 m, Breite 0,50 m) durchgeführt werden, mit dem die oberflächennahe Ausbreitung des Injektionsmaterials visuell betrachtet werden konnte (siehe [Abb. 7.14](#) und [Abb. 7.15](#)). Dabei wurde festgestellt, dass die Schurfsohle vollflächig mit dem Silikatschaum injiziert war. Der schauminjizierte Boden ist in [Abb. 7.14](#) mit weißlich, hellgrauer bis hellbrauner Farbe erkennbar. Ein tieferer Aushub war mit einem Baggerlöffel ohne Reißzähne nicht möglich.



[Abb. 7.14](#): Schurf zur Beurteilung der Ausbreitung des Injektionsmaterials

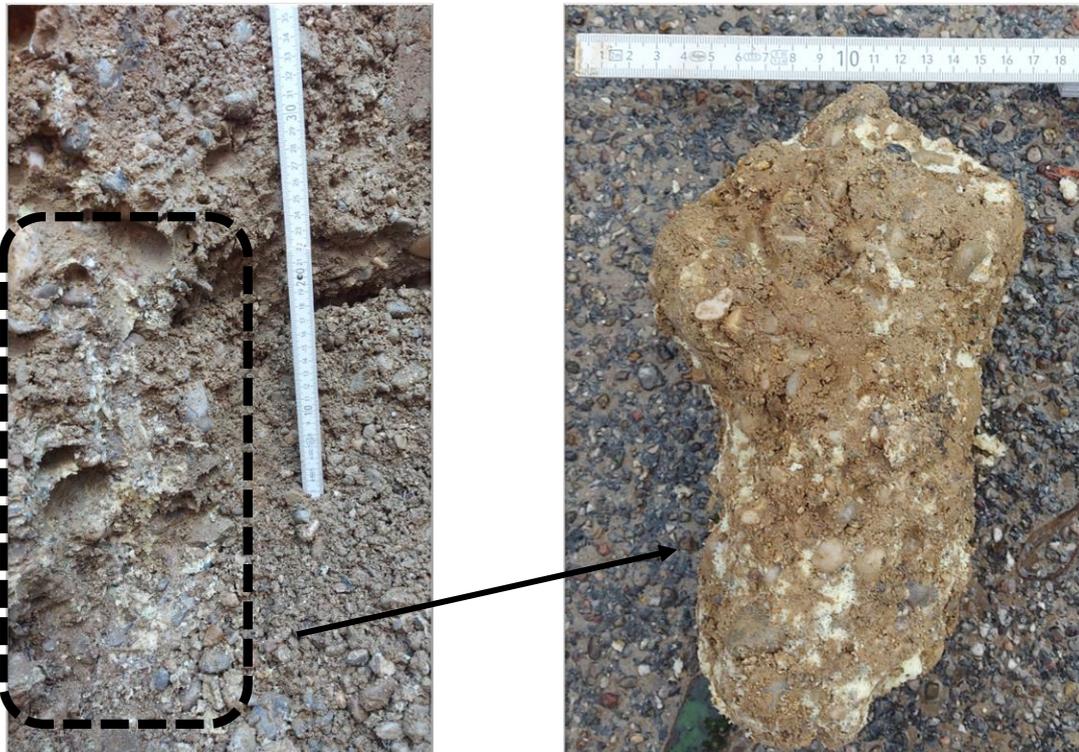
An der Schurfwandung stellte sich die Ausbreitung des Schaums im Detail dar. Wie in [Abb. 7.15](#) zu erkennen, hat sich das Material entsprechend der Durchlässigkeit des anstehenden Bodenmaterials vorwiegend lagenweise ausgebreitet.



[Abb. 7.15](#): Lagenweise Ausbreitung des Injektionsmaterials

7.5.5 Laboruntersuchungen

Im Zuge eines weiteren Schurfs wurde im Baufeld von Los 2 in einer Tiefe von 0,5 m ein schauminjizierter Probekörper entnommen, siehe hierzu [Abb. 7.16](#).



[Abb. 7.16](#): Gewinnung eines schauminjizierten Probekörpers

Der entnommene Probekörper wurde anschließend experimentell untersucht. Hierfür wurde der Probekörper mit einer feinen Steinsäge quaderförmig zugeschnitten und anschließend ein einaxialer Druckversuch durchgeführt. Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an die DIN EN ISO 17892-7 mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,5 %/min. Der einaxiale Druckversuch und die Probekörpereigenschaften sind in Abb. 7.17 dargestellt.

Bedingt durch die Probengewinnung und entgegen der normativen Vorgabe war die Kantenlänge des Probekörpers kleiner als das 6-fache der maximalen Korngröße. Demzufolge können Inhomogenitäten des Probekörpers durch das Zuschneiden einen deutlichen Einfluss auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten haben, so dass das Ergebnis nur als orientierend und nicht als repräsentativ beurteilt werden kann. Die Kontaktflächen zwischen Kies und Schaum wurden durch das Zuschneiden beschädigt, wie in Abb. 7.17(b) an der Kontur des Kieskorns erkennbar ist.

Nichtsdestotrotz zeigt das Ergebnis qualitativ die Baugrundverbesserung infolge der Schauminjektion: die einaxiale Druckfestigkeit wurde mit ca. 340 kN/m² bei einer Bruchdehnung von ca. 3,0 % ermittelt. Der E-Modul wurde im quasi-linearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu 10,6 MN/m² bestimmt. An einer nicht injizierten Probe sind keine einaxiale Druckversuche möglich, da die Probe vorher zerfällt. Der Kurvenverlauf nach Aufbringung der Kontaktspannung von 200 kN/m² impliziert elastoplastisches Materialverhalten mit fortschreitender Entfestigung nach Überschreiten des Spannungspeaks.

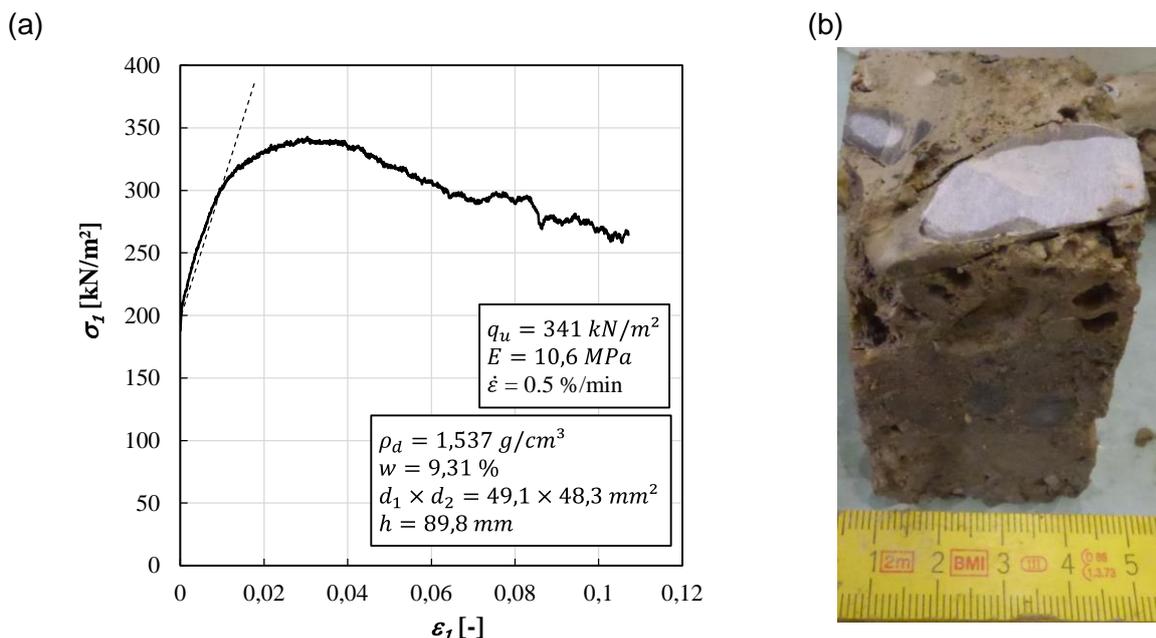


Abb. 7.17: Einaxialer Druckversuch an einem schauminjizierten Probekörper: (a) Spannungs-Verformungs-Verhalten; (b) Foto des quaderförmigen Probekörpers

Weiterhin wurde der Glühverlust des Probenmaterials aus dem Schurf ermittelt, um den organischen Anteil infolge der Silikatschauminjektion abschätzen zu können. Tab. 7.4 enthält die Ergebnisse der Glühverlustbestimmung in Anlehnung an die DIN EN 17685-1:2023 an vier schauminjizierten Bodenproben. Der Mittelwert des Glühverlusts lag bei 5,4%.

Tab. 7.4 Bestimmung des Glühverlusts an vier schauminjizierten Proben

Probe	m_d [g]	m_{gl} [g]	V_{gl} [%]
88807	326,86	309,15	5,41
T1	1373,47	1313,12	4,39
T2	1628,45	1537,26	5,60
T3	1440,37	1350,15	6,26
		Mittelwert	5,42

Mit Hilfe von Gleichung (7-4) kann überschlägig der mit Schaum gefüllte Porenanteil im Boden ermittelt werden, wenn zuvor das Volumen, der Wassergehalt und der Glühverlust eines schauminjizierten Probekörpers experimentell ermittelt wurden. Unter Berücksichtigung der Angaben unter Gleichung (7-4) wurde für die schauminjizierte Probe 88807 ein Porenanteil von $n_{Schaum} = 0,33$ ermittelt. Dieser Porenanteil stimmt in der Größenordnung mit den getroffenen Annahmen in Abschnitt 7.5.1 überein.

$$n_{Schaum} = \frac{V_{sp} - \frac{m_{Wasser}}{\rho_{Wasser}} - \frac{m_{d,Boden}}{\rho_S}}{V_{sp}} = \frac{V_{sp} - \frac{w \cdot m_{d,sp}}{\rho_{Wasser}} - \frac{m_{d,sp} \cdot (1 - V_{gl})}{\rho_S}}{V_{sp}} \quad (7-4)$$

n_{Schaum}	Mit Schaum gefüllter Porenanteil im Boden [-]
V_{sp}	Volumen des schauminjizierten Probekörpers [g/cm ³]
$m_{d,sp}$	Trockenmasse des Probekörpers [g]
m_{Wasser}	Masse vom Wasser im Probekörper [g]
ρ_{Wasser}	Dichte vom Wasser [g/cm ³], vereinfachte Annahme: 1,0 g/cm ³
w	Wassergehalt des Probekörpers, gemessen: 9%
$m_{d,Boden}$	Trockenmasse des Bodens im Probekörper [g]
ρ_S	Korndichte des Bodens [g/cm ³], vereinfachte Annahme: 2,7 g/cm ³
V_{gl}	Masseprozent des Glühverlusts [%], gemessen: 5,4 %

Das nach dem Glühverlust zurückgebliebene Bodenmaterial wurde anschließend anhand von zwei Trockensiebungen untersucht. Die zugehörigen Korngrößenverteilungen sind in [Abb. 7.18](#) dargestellt. Gemäß [Abb. 7.18](#) wurde der Silikatschaum in einen weitgestuften sandigen Kies (saGr) injiziert. Der vergleichsweise hohe Glühverlust resultiert aus dem organischen Anteil des injizierten Schaums und bestätigt, dass Injektionsgut in den Baugrund eingedrungen ist.

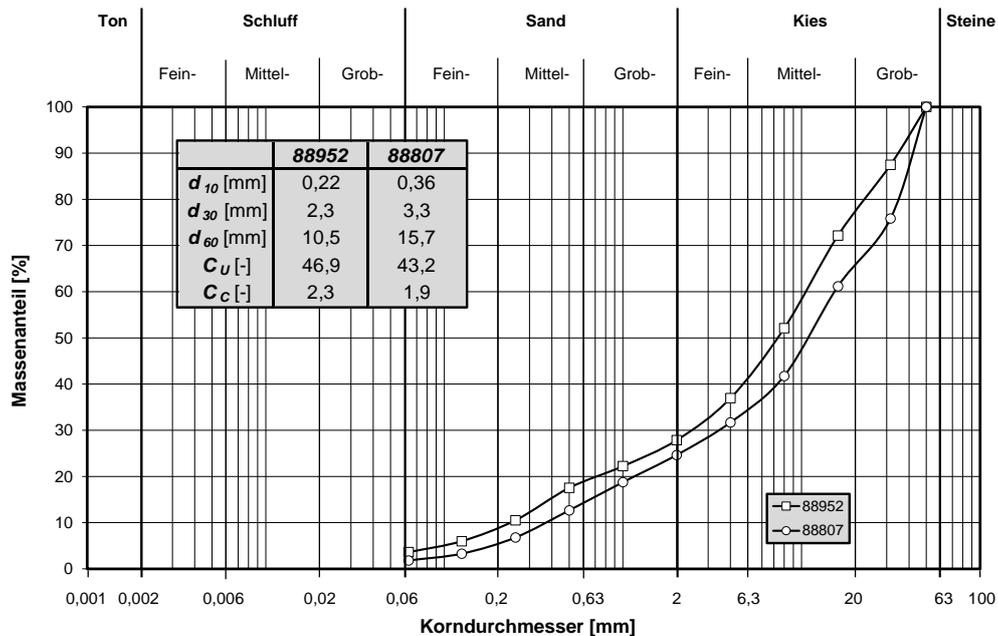


Abb. 7.18: Korngrößenverteilung der schauminjizierten Bodenproben nach der Glühverlustbestimmung

7.6 Beurteilung der Injektionsmaßnahme

Zur Sanierung von locker gelagerten Auffüllungen wurden im Nahbereich der Aufgänge des U-Bahnhofs Holzapfelkreuth Injektionen durchgeführt. Das anstehende Hinterfüllmaterial bestehend aus sehr locker bis locker gelagerten sandigen Kiesen wurde mittels Schauminjektionen verbessert.

Folgende Erkenntnisse konnten bei der In-situ-Anwendung im grobkörnigen Lockergestein gewonnen werden:

- die Injektionslanzen konnten im locker gelagerten Baugrund durch einen handlichen Schlagbohrhammer eingetrieben werden. Es war kein aufwendiges Bohrverfahren erforderlich. Die Lanzen wurde im Zuge der Injektion stufenweise mit einer automatisierten Ziehvorrichtung gezogen und wiederverwendet.
- Der Silikatschaum konnte bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen mit folgenden Injektionsparametern injiziert werden: Lanzenabstand 80 cm, Rate 4-5 l/s, Menge 40 bis 80 l/m, Druck 2 -4 bar (Niederdruckinjektion).
- Die deutliche Erhöhung des Rammsondierwiderstands nach der Injektion resultiert aus dem Anstieg der Scherfestigkeit und der Steifigkeit, welcher durch die Schauminjektion bewirkt wurde. Bei der Beurteilung des Injektionserfolgs muss berücksichtigt werden, dass unmittelbar benachbarte Injektionslanzen (z.B. R1_12 und R1_11 oder R1_17 und R1_18) aufgrund von Rammhindernissen wiederholt nur unterschiedliche Ramm-tiefen erreicht haben, so dass der Boden zwischen den planmäßigen Injektionsachsen ab einer gewissen Tiefe nur einseitig von einer Injektionslanze beaufschlagt werden konnte. Trotz der bereichsweisen einseitigen Beaufschlagung war dennoch eine Verbesserungswirkung im Boden feststellbar.

- In Bodenbereichen mit höherem Feinkornanteil ist die Durchlässigkeit zu gering für eine Porenrauminjektion mit Schaum. Allerdings wird der Boden durch die Volumenexpansion des Schaums verdrängt und verspannt, was auch eine gewisse Erhöhung der Tragfähigkeit zur Folge hat.
- Da nahe der Geländeoberfläche der Boden nur unzureichend injiziert werden konnte, wurde empfohlen, um Verformungen aus Setzungen weiter zu minimieren, den Boden oberflächennah (bis ca. 1,0 m u. GOK) mit konventionellen Oberflächenrüttlern nachzuverdichten. Hierzu wurde der Boden ausgebaut und langeweise verdichtet.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Die Ortsbrustsicherung beim Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Lockergestein ist mit erheblichen Zusatzmaßnahmen und hohem finanziellen Aufwand verbunden. Zur Steigerung der Effizienz des Vortriebs können die mechanischen Eigenschaften des anstehenden Bodens durch vorauseilende Injektionen verbessert werden. Schäumende Injektionsmittel haben im stark durchlässigen Baugrund erhebliche Vorteile gegenüber herkömmlichen hydraulischen Bindemitteln. Im Rahmen dieser Arbeit wurden sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen durchgeführt, um das mechanische Verhalten von schauminjizierten grobkörnigen Böden sowie das Tragverhalten der Ortsbrust unter Berücksichtigung von vorauseilenden Schauminjektionen analysieren und bewerten zu können.

Das Materialverhalten von schauminjizierten Böden wurde zunächst labortechnisch anhand einer Vielzahl von Einaxial-, Triaxial und Spaltzugversuchen charakterisiert. Hierfür wurde im ersten Schritt ein Herstellungsprozess entwickelt und validiert, um reproduzierbare Probekörper mit unterschiedlicher Ausgangsdichte herstellen zu können. Das mechanische Verhalten des natürlichen Bodens wird durch die Schauminjektion maßgeblich verbessert. Die Scherfestigkeit und die Steifigkeit des injizierten Kompositmaterials ist deutlich höher als die der Einzelkomponenten. Die Verbesserung der mechanischen Eigenschaften ist im Wesentlichen auf den Zusammenhalt der Körner (Kohäsion) und die behinderte Dilatanz der granularen Kornstruktur zurückzuführen. Die behinderte Dilatanz führt zur Entwicklung von größeren Korn-zu-Korn-Kräften beim Scheren, wodurch die Bildung von Mikrorissen und die Plastifizierung des Schaums erschwert wird. Grundsätzlich zeigt das schauminjizierte Kompositmaterial ein elasto-viskoplastisches mechanisches Verhalten. Die einaxiale Druckfestigkeit steigt mit zunehmender Ausgangsdichte des Bodens, mit der Schaumdichte und mit der Dehnungsrate. Die volumetrischen Verformungen zeigen ein ausgeprägt dilatantes Materialverhalten sowohl bei locker gelagerten als auch bei dicht gelagerten Proben. Im Gegensatz zu Boden, der mit hydraulischen Bindemitteln injiziert wurde, zeigt der schauminjizierte Boden eine wesentlich höhere Frühfestigkeit, was insbesondere beim konventionellen Tunnelvortrieb in grobkörnigen Böden von Bedeutung ist. Durch die hohe Frühfestigkeit kann der zyklische Spritzbetonvortrieb beschleunigt werden, ohne dass längere Wartezeiten zur Materialerhärtung eingehalten werden müssen.

Die Ratenabhängigkeit des Kompositmaterials resultiert in erster Linie aus dem viskosen Materialverhalten des Schaums, welches auf der Mikroebene als thermisch aktivierter Prozess beschrieben werden kann. In der doppelt logarithmischen Skala nimmt die Dehnungsrate während des Kriechens linear ab mit der Zeit. Der Zeitpunkt des Übergangs zwischen sekundären und tertiären Kriechen erfolgt spannungsabhängig. Am Wendepunkt erreicht die Dehnungsrate ein Minimum. Anschließend beschleunigt sich der Kriechprozess bis die Probe versagt. Die axiale Dehnung bei Erreichen des Wendepunkts liegt in einer vergleichbaren Größenordnung, wie die Bruchdehnung beim dehnungsgesteuerten einaxialen Druckversuch. Die Zeit, bei der die minimale Dehnungsrate auftritt, ist die Standzeit. Die minimale Dehnungsrate und

die Standzeit sind abhängig von der deviatorischen Belastung: Je größer der Deviator, desto höher ist $\dot{\epsilon}_{min}$ und desto geringer ist die Standzeit. Injektionsmaßnahmen sollten so bemessen werden, dass die Belastungszeit des Injektionskörpers nicht länger sein darf als die entsprechende Standzeit.

Mit Hilfe des Porosity-Binder-Konzepts kann die Festigkeit und die Steifigkeit von schauminjizierten Böden mit der Ausgangsdichte des Bodens, der Schaumdichte und der Dehnungsrate korreliert werden. Das Porosity-Binder-Konzept kann mit einer geringen Anzahl an Laborversuchen kalibriert werden.

Die Versuchsergebnisse unter triaxialen Bedingungen zeigen, dass das mechanische Verhalten von schauminjizierten Böden maßgeblich vom Druckniveau beeinflusst wird. Sowohl die Duktilität als auch die Scherfestigkeit steigt mit zunehmendem Druck an. Durch die Schauminjektion wird die Scherfestigkeit des natürlichen Bodens sowohl im Zug- als auch im Druckbereich maßgeblich erhöht. Im Druckbereich zwischen $p = 1500 \text{ kN/m}^2$ und $p = 4500 \text{ kN/m}^2$ können die Bruchbedingungen von Mohr-Coulomb, Hoek-Brown und Lade die Versuchsergebnisse hinreichend genau approximieren, während für mittlere Drücke $p < 1500 \text{ kN/m}^2$ die Scherfestigkeit durch die Bruchbedingung von Mohr-Coulomb signifikant überschätzt wird. Insbesondere für Anwendungsfälle wie die Ortsbruststandsicherheit, wo die Zugfestigkeit eine maßgebende Einflussgröße darstellt, erscheinen nichtlineare Bruchbedingungen (Hoek-Brown, Lade) zur Beschreibung der Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom mittleren Druck besser geeignet als die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb.

Im Rahmen von großmaßstäblichen Untersuchungen wurde die Injektionstechnik und die Materialausbreitung untersucht. Der Injektionsschaum kann mittels Rammlanzen injiziert werden. Die Rammlanzen können im Zuge der Injektion schrittweise gezogen und wiederverwendet werden. Das Injektionsmaterial strömt nicht entsprechend der Schwerkraft nach unten hin ab, sondern verbleibt in unmittelbarer Nähe zur Austrittsstelle der jeweiligen Injektionsstelle. Hier unterscheidet sich der schnell reagierende Injektionsschaum maßgeblich von langsam abbindenden hydraulischen Injektionsmaterialien, welche im stark durchlässigen Boden entsprechend der Gravitationskraft zum Abströmen neigen. Die Schaumdichte und die Ausbreitung des Injektionsschaums werden durch die Injektionstechnik beeinflusst. Die Schaumdichte ist in unmittelbarer Nähe zur Materialaustrittsstelle am größten und sinkt mit zunehmendem Abstand. Die Homogenität der Injektionskörper kann durch die Injektionsrate, den Abstand der Injektionsstellen und die Injektionsmenge beeinflusst werden. Ein geschlossener ringförmiger Injektionskörper konnte bei einem Schaumfaktor (Volumenvergrößerung) von 1,44 und einem Lanzenabstand von 32 cm erreicht werden. Die Festigkeit im Überschneidungsbereich zwischen den zusammengewachsenen Injektionskörpern betrug nur etwa 20% bis 25% der Festigkeit von homogen hergestellten Proben. Die Festigkeit im Überschneidungsbereich kann durch einen geringeren Abstand zwischen den Injektionspunkten und eine Erhöhung der Injektionsmenge pro Injektionspunkt gesteigert werden. Diesbezüglich wären zukünftig weiterführende Versuche sinnvoll.

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurden anschließend dreidimensionale numerische Simulationen zur Ortsbruststandsicherheit im kohäsionslosen Lockergestein durchgeführt. Im Rahmen der Berechnungen wurde das Tragverhalten von vorausseilenden Schauminjektionen im Einflussbereich der Ortsbrust im Detail untersucht. Der grobkörnige Boden wurde mit einem höherwertigen Stoffmodell mit spannungsabhängiger Steifigkeit (Hardening Soil small strain stiffness) und der schauminjizierte Boden mit dem Stoffmodell Mohr-

Coulomb bzw. dem Concrete Model simuliert. Anhand der Berechnungsergebnisse konnten wichtige Erkenntnisse zum Tragverhalten von vorausseilenden Schauminjektionskörpern zur Ortsbrustsicherung abgeleitet werden:

Unter idealisierten Modellrandbedingungen, die einen typischen Spritzbetonvortrieb im Kies widerspiegeln, konnte die Ortsbruststandsicherheit bei einem Injektionsanteil von 35% der Ausbruchfläche in Kombination mit einem schauminjizierten Spießschirm sichergestellt werden. Dabei wurden keine zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen zur Ortsbrustsicherung (vorausseilende Anker, Brustkeil, Spritzbetonversiegelung) berücksichtigt. Es konnte gezeigt werden, dass das Tragverhalten der Ortsbrust maßgeblich durch die Injektionskörper und das schauminjizierte Spießschirmgewölbe verändert wird:

Der Vortriebskern unterhalb des Spießschirms wird infolge der Bodenüberdeckung und der Längstragwirkung zusammengedrückt. Je höher die Überdeckung, desto größer die Beanspruchung des Vortriebskerns. Am bergseitigen Ende der Injektionskörper bildet sich eine Drucksäule mit erhöhter Steifigkeit aus, welche die Beanspruchung unterhalb des Tunnels ableitet. In Ortsbrustnähe führt die Entlastung des Bodens zu Schubspannungen an dem Interface zwischen Boden und Injektionskörper. Aufgrund des Steifigkeitsunterschieds zwischen natürlichem Boden und den Injektionslagen bilden sich Druckgewölbe im Boden aus, die sich an den Injektionskörpern abstützen und zu einer Zugbeanspruchung im Injektionskörper führen.

Je höher die Steifigkeitsunterschiede zwischen Boden und Injektionskörper, desto größer ist die Zugbeanspruchung im Injektionskörper. Die Zugbeanspruchung wird außerdem durch den Primärspannungszustand im Boden beeinflusst. Je größer die deviatorische Belastung, also je höher die Überdeckung und je geringer der Seitendruck, desto ausgeprägter ist die Zugbeanspruchung innerhalb der Injektionskörper. Die maximalen Zugspannungen liegen in der Größenordnung zwischen 60 und 380 kN/m². Durch eine zusätzliche Injektionslage (höherer Injektionsanteil) kann die Zugkraft in der maßgebenden Injektionslage um 25% reduziert werden.

Im Zuge des fortschreitenden Tunnelvortriebs und der Reduktion der Länge der vorausseilenden Injektionskörper verändert sich der Spannungszustand in den Injektionskörpern: der Mittelwert des mittleren Drucks \bar{p} nimmt geringfügig ab, wobei insbesondere die kleinere Hauptspannung $\bar{\sigma}_3$ vom Druck- in den Zugbereich wandert. Infolgedessen wächst die deviatorische Belastung q in den Injektionskörpern. Hinsichtlich der Bemessung der Injektionskörper sind insbesondere die Zugspannungen maßgebend. Die Spaltzugversuche an homogen hergestellten Probekörpern belegen, dass Zugspannungen von bis zu 525 kN/m² aufgenommen werden können. Bei der baupraktischen Anwendung kann das Sicherheitsniveau angehoben werden, indem die Injektionskörper in höher beanspruchten Bereichen mit zusätzlichen Zuglementen (z.B. gerippte Injektionslanzen aus Glasfaserkunststoff) bewehrt werden, um ein sprödes Zugversagen innerhalb der Injektionskörper zu verhindern. Alternativ könnten die Injektionen in Form eines Trägerrosts angeordnet werden, um die auftretenden Zugspannungen und die Abmessungen der potentiellen Rutschkörper zu reduzieren. Auf eine massive und weit vorausseilende Ortsbrustankerung und das Öffnen in Teilflächen kann infolge der vorausseilenden Schauminjektionen verzichtet werden, wenn die auftretenden Zugspannungen beherrscht werden können.

Anhand einer Pilot-Anwendung aus der Praxis konnte die grundsätzliche Eignung von Schauminjektionen im grobkörnigen Lockergestein überprüft werden. Zur Sanierung von Ein-

senkungen einer Hinterfüllung wurden im Nahbereich der Aufgänge des U-Bahnhofs Holzapfelkreuth Injektionen durchgeführt. Das anstehende Hinterfüllmaterial bestehend aus sehr locker bis locker gelagerten sandigen Kiesen wurde mittels Schauminjektionen verbessert. Die Rammlanzen, welche für die Injektionen verwendet wurden, konnten während der Injektion stufenweise mit einer automatisierten Ziehvorrichtung gezogen und wiederverwendet werden. Es wurden erste praktische Erfahrungen hinsichtlich der Injektionstechnik und der Injektionsparameter dokumentiert. Die Scherfestigkeit und die Steifigkeit der locker gelagerten Auffüllungen konnte infolge der Schauminjektionen maßgeblich verbessert werden, was insbesondere durch erhöhte Rammsondierwiderstände nachgewiesen wurde.

8.2 Ausblick

Sowohl die dargestellten experimentellen Untersuchungen und als auch die ersten praktischen Erfahrungen zum Einsatz von Schauminjektionen zeigen, dass das Verfahren im stark durchlässigen Lockergestein sinnvoll eingesetzt werden kann.

Neben dem Einsatz zur Ortsbrustsicherung beim Spritzbetonvortrieb, welcher im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Fokus stand, sind darüber hinaus eine Vielzahl an weiteren Anwendungsmöglichkeiten gegeben: z.B. die Herstellung von Unterfangungen, die Verkittung von Rollkieslagen beim Aushub zwischen den Stahlträgern beim Trägerbohlwandverbau, das Verpressen von Perlkies beim maschinellen Vortrieb, die Verbesserung von unzureichend verdichteten Hinterfüllmaterialien, die Herstellung von Hang- und Böschungssicherungen oder das Verpressen von Ankern. Bei den unterschiedlichen Anwendungsgebieten werden vermutlich neue Fragestellungen zum Verfahren der Schauminjektion auftreten, die in der vorliegenden Arbeit nicht im Detail beantwortet wurden.

Beispielsweise sollten die Grenze der Schauminjektion hinsichtlich der Injizierbarkeit von grobkörnigen Böden mit unterschiedlicher Durchlässigkeit bzw. Korngrößenverteilung untersucht werden. Sinnvoll wäre zudem ein detailliertes Wiederverwertungskonzept für den ausgehobenen schauminjizierten Boden, das sowohl die Aufbereitung als auch den Wiedereinbau des Materials behandelt. Diesbezüglich werden erste umweltanalytische und erdbautechnische Untersuchungen im Anhang A2 aufgezeigt, jedoch nicht weiterführend vertieft.

Hinsichtlich des mechanischen Verhaltens von schauminjizierten Böden wären direkte Zugversuche von Interesse, wobei die Steifigkeit und die Festigkeit des Kompositmaterials unter reiner Zugbeanspruchung betrachtet werden kann. Für Anwendungen mit längeren Standzeiten, welche über die relativ kurze Beanspruchungsdauer beim konventionellen Tunnelvortrieb hinausgehen, wäre ein höherwertiges Stoffmodell hilfreich, welches das zeit- und ratenabhängige Materialverhalten realitätsnahe abbilden kann.

Darüber hinaus wären weitere numerische Untersuchungen hilfreich, wobei die Injektionskörper zum Beispiel in Form eines Trägerrosts ausgebildet werden und andere Stoffmodelle zur Materialmodellierung verwendet werden.

9 Literaturverzeichnis

- AFTES (2000): Recommendations for the design of sprayed concrete for underground support. Hg. v. Association française des tunnels et de l'espace souterrain. Paris.
- Airey, D. W. (1993): Triaxial Testing of Naturally Cemented Carbonate Soil. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (9), S. 1379–1398.
- Anagnostopoulos, C. A.; Papaliangas, T.; Manolopoulou, S.; Dimopoulos, T. (2011): Physical and mechanical properties of chemically grouted sand. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 (6), S. 718–724. DOI: 10.1016/j.tust.2011.05.006.
- Anagnostou, G.; Kovari, K. (1994): The Face stability of Slurry-shield-driven Tunnels. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 9 (2), S. 165–174.
- Anagnostou, Georgios (2012): The contribution of horizontal arching to tunnel face stability. In: *geotechnik* 35 (1), S. 34–44. DOI: 10.1002/gete.201100024.
- Andersen, Glen R.; Swan, Christopher W.; Ladd, Charles, C.; Germaine, J. T. (1995): Small-strain behavior of frozen sand in triaxial compression. In: *Can. Geotech. J.* 32, S. 428–451.
- Arenson, Lukas U.; Johansen, Martha M.; Springman, Sarah M. (2004): Effects of volumetric ice content and strain rate on shear strength under triaxial conditions for frozen soil samples. In: *Permafrost Periglac. Process.* 15 (3), S. 261–271. DOI: 10.1002/ppp.498.
- Ashby, M. F. (1983): The mechanical properties of cellular solids. In: *Metallurgical Transactions A* 14 (9), S. 1755–1769.
- Ashby, M. F. (2006): The properties of foams and lattices. In: *Philosophical transactions. Series A, Mathematical, physical, and engineering sciences* 364 (1838), S. 15–30. DOI: 10.1098/rsta.2005.1678.
- Ata, Alaa; Vipulanandan, Cumaraswamy (1998): Cohesive and Adhesive Properties of Silicate Grout on Grouted-Sand Behavior. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 124 (1), S. 38–44.
- Ata, Alaa; Vipulanandan, Cumaraswamy (1999): Factors Affecting Mechanical and Creep Properties of Silicate-Grouted Sands. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 125 (10), S. 868–876. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:10(868).
- DIN EN 12715:2020: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten(Spezialtiefbau) Injektionen.
- Baugeologisches Büro Bauer GmbH (2020): Geotechnische Zusatzerkundung von Setzungsschäden an U-Bahn-Aufgängen der Station Holzapfelkreuth. Geologisch-geotechnischer Bericht [unveröffentlicht]. München.
- Baugeologisches Büro Bauer GmbH (2022): U-Bahnstation Holzapfelkreuth - Geotechnische Erkundung von Setzungsschäden am Aufgang Südost. Geologisch-geotechnischer Bericht [unveröffentlicht]. München.

- DIN 1054, April 2021: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- BayBodSchG (23.02.1999): Bayerisches Gesetz zur Ausführung des Bundes-Bodenschutzgesetzes. BayBodSchG, vom das zuletzt durch Gesetz vom 09.12.2020 (GVBl. S. 640) geändert worden ist.
- BBodSchG (17.03.1998): Gesetz zum Schutz vor schädlichen Bodenveränderungen und zur Sanierung von Altlasten (Bundes-Bodenschutzgesetz). BBodSchG, vom zuletzt geändert durch Artikel 7 G. v. 25.02.2021 I 306.
- BBodSchV (12.07.1999): Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung. BBodSchV, vom zuletzt geändert durch Art. 126 V v. 19.06.2020.
- DIN 4093, November 2015: Bemessung von verfestigten Bodenkörnern - Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektionsverfahren.
- Bentley (2018a): PLAXIS Material Models Manual 2018. Hg. v. Bentley, zuletzt geprüft am 30.07.2022.
- Benz, Thomas (2007): Small Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik. Dissertation. Universität Stuttgart.
- Benz, Thomas; Schwab, Radu; Vermeer, Pieter (2009): Small-strain stiffness in geotechnical analyses. In: *Bautechnik* 86 (S1), S. 16–27. DOI: 10.1002/bate.200910038.
- Bischoff, P. H.; Perry, S. H. (1991): Compressive behaviour of concrete at high strain rates. In: *Materials and Structures* 24, S. 425–450.
- Bodi, Jan; Bodi, Zoltan; Scucka, Jiri; Martinec, Petr (2012): Polyurethane Grouting Technologies. In: Fahmina Zafar (Hg.): *Polyurethane: InTech*, S. 307–336.
- Boley, Conrad; Forouzandeh, Yashar; Wagner, Simone; Pratter, Paul (2020): Scherverhalten von acrylatischen Injektionskörpern. In: *geotechnik* 43 (1), S. 31–39. DOI: 10.1002/gete.201900013.
- Bonzel, Justus (1964): Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. In: *Betontechnische Berichte* (3), S. 59–96.
- Brinkgreve, R. B.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W.M.; Zampich, L.; Manoj N.R. (2023): *Plaxis 3D Reference Manual*. Delft, Netherlands.
- Broere, W. (2001): Tunnel face stability and new CPT applications. Dissertation. University of Delft, Delft, Netherlands.
- Budach, Christoph; Thewes, Markus (2015): Application ranges of EPB shields in coarse ground based on laboratory research. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 50 (2011), S. 296–304. DOI: 10.1016/j.tust.2015.08.006.
- Cambefort, Henri (1969): Bodeninjektionstechnik. Einpressungen in Untergrund und Bauwerke. Deutsche Bearbeitung: Klaus Back. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH.
- Chang, Tzyy-Shiou; Woods, Richard D. (1992): Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 118 (8), S. 1216–1233.
- Christopher, Barry; Atmatzidis, Dimitrios; Krizek, Raymond (1989): Laboratory Testing of Chemically Grouted Sand. In: *Geotechnical Testing Journal* 12 (2), S. 109–118.

- Clough, G. Wayne; Sitar, Nicholas; Bachus, Robert C.; Rad, Nader Shafii (1981): Cemented Sands under Static Loading. In: *J. Geotech. Engrg. Div.* 107 (6), S. 799–817. DOI: 10.1061/AJGEB6.0001152.
- Clough, Wayne; Kück, William; Kasali, Gyimah (1979): Silicate-Stabilized Sands. In: *Journal of the geotechnical engineering division*, S. 65–81.
- Consoli, Nilo Cesar; Cruz, Rodrigo Caberlon; Floss, Márcio Felipe; Festugato, Lucas (2010): Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 136 (5), S. 759–763. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000278.
- Consoli, Nilo Cesar; da Silva, Anderson Peccin; Nierwinski, Helena Paula; Sosnoski, Jonatas (2018): Durability, strength, and stiffness of compacted gold tailings – cement mixes. In: *Can. Geotech. J.* 55 (4), S. 486–494. DOI: 10.1139/cgj-2016-0391.
- Consoli, Nilo Cesar; Foppa, Diego; Festugato, Lucas; Heineck, Karla Salvagni (2007): Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 133 (2), S. 197–205. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197).
- Consoli, Nilo Cesar; Lopes, Luizmar da Silva; Prietto, Pedro Domingos Marques; Festugato, Lucas; Cruz, Rodrigo Caberlon (2011): Variables Controlling Stiffness and Strength of Lime-Stabilized Soils. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 137 (6), S. 628–632. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000470.
- Consoli, Nilo Cesar; Marques, Sérgio Filipe Veloso; Floss, Márcio Felipe; Festugato, Lucas (2017a): Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils. In: *J. Mater. Civ. Eng.* 29 (6), S. 6017004. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001858.
- Consoli, Nilo Cesar; Prietto, Pedro Domingos Marques; Ulbrich, Luciane A. (1998): Influence of Fiber and Cement Addition on Behavior of Sandy Soil. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (12), S. 1211–1214.
- Consoli, Nilo Cesar; Quiñónez, Rubén Alejandro; González, Luis Enrique; López, Rubén Alcides (2017b): Influence of Molding Moisture Content and Porosity/Cement Index on Stiffness, Strength, and Failure Envelopes of Artificially Cemented Fine-Grained Soils. In: *J. Mater. Civ. Eng.* 29 (5), S. 4016277. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001819.
- Consoli, Nilo Cesar; Samaniego, Rubén Alejandro Quiñónez; Marques, Sérgio Filipe Veloso; Venson, Guilherme Irineu; Pasche, Eduardo; Velásquez, Luís Enrique González (2016): Single model establishing strength of dispersive clay treated with distinct binders. In: *Can. Geotech. J.* 53 (12), S. 2072–2079. DOI: 10.1139/cgj-2015-0606.
- Couteau, Olivier; Dunand, David C. (2008): Creep of aluminum syntactic foams. In: *Materials Science and Engineering: A* 488 (1-2), S. 573–579. DOI: 10.1016/j.msea.2008.01.022.
- Coviello, A.; Lagioia, R.; Nova, R. (2005): On the Measurement of the Tensile Strength of Soft Rocks. In: *Rock Mech. Rock Engng.* 38 (4), S. 251–273. DOI: 10.1007/s00603-005-0054-7.
- Creütz, Mikael; Osterman, Fredrik (2019): The Stockholm Bypass – Design and execution of grouting works. In: *Geomechanics and Tunnelling* 12 (2), S. 147–157. DOI: 10.1002/geot.201800070.

- Cusatis, Gianluca (2011): Strain-rate effects on concrete behavior. In: *International Journal of Impact Engineering* 38 (4), S. 162–170. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2010.10.030.
- Dano, C.; Hicher, P.-Y.; Tailliez, S. (2004): Engineering Properties of Grouted Sands. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130 (3), S. 328–338. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:3(328).
- Date, K.; Mair, R. J.; Soga, K. (2009): Reinforcing effects of forepoling and facebolts in tunnelling. In: *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Proceedings of the 6th international symposium (IS-Shanghai 2008)*, Shanghai, China, 10 - 12 April 2008. Boca Raton, Fla.: CRC Press/Balkema, S. 634–641.
- DepV (2009): Verordnung über Deponien und Langzeitlager. Deponieverordnung vom 27. April 2009 (BGBl. I S. 900), letzte Änderung vom 9. Juli 2021 (BGBl. I S. 2598).
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG. 1. Auflage. Berlin, Germany: Ernst & Sohn. Online verfügbar unter <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9783433604489>.
- Diefenthal, D. C.; Borden, R. H.; Baker, W. H.; Krizek, R. J. (1979): Strength and Stiffness of Silicate Grouted Sand with Different Stress Histories. In: *Geotechnical Testing Journal* 2 (4), S. 200–205.
- Drucker, D. C.; Greenberg, H. J.; Prager, W. (1951): The Safety Factor of an Elastic-Plastic Body in Plane Strain. In: *J. Appl. Mech* 18 (4), S. 371–378. DOI: 10.1115/1.4010353.
- Drucker, D. C.; Prager, W.; Greenberg, H. J. (1952): Extended limit design theorems for continuous media. In: *Quart. Appl. Math.* 9 (4), S. 381–389. DOI: 10.1090/qam/45573.
- Eberhardt, Erik (2012): The Hoek–Brown Failure Criterion. In: *Rock Mech Rock Eng* 45 (6), S. 981–988. DOI: 10.1007/s00603-012-0276-4.
- DIN 19631:2016-07: Elution von Bauprodukten - Perkolationsverfahren zur Untersuchung des Elutionsverhaltens von Injektionsmitteln.
- DIN EN 17685-1:2023: Erdarbeiten – Chemische Prüfverfahren – Teil 1: Bestimmung des Glühverlusts; Deutsche Fassung.
- DIN EN 1997-1, März 2014: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln.
- Eyring, Henry (1936): Viscosity, Plasticity, and Diffusion as Examples of Absolute Reaction Rates. In: *The Journal of Chemical Physics* 4 (4), S. 283–291. DOI: 10.1063/1.1749836.
- Fabris, Carla; Schweiger, Helmut F.; Pulko, Boštjan; Woschitz, Helmut; Račanský, Václav (2021): Numerical Simulation of a Ground Anchor Pullout Test Monitored with Fiber Optic Sensors. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 147 (2), S. 4020163. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002442.
- Fillibeck, Jochen (2012): Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein - Prognose, Messung und Beeinflussung. Habilitationsschrift. Technische Universität München.
- Fillibeck, Jochen (2021): Vortriebsdesign. Ingenieurgeologische und geotechnische Aspekte des Tunnelbaus. Vorlesungsskript. Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau. München.

- Fillibeck, Jochen; Jessen, Johannes (2022): Möglichkeiten der Sicherung von Laibung und Ortsbrust beim Spritzbetonvortrieb im nichtbindigen Lockergestein. In: *Kolloquium Bauen in Boden und Fels* 13 (1), S. 123–130.
- Fillibeck, Jochen; Klinger, Andy; Sailer, Martin; Geuder, Stephan (2020): Umbrella Arching and Compensation Grouting in Order to Protect Settlement-Sensitive Buildings over Large Shotcrete Excavations in Gravel. In: *Geotech Geol Eng* 38 (2), S. 2255–2269. DOI: 10.1007/s10706-019-01071-0.
- Forouzandeh, Yashar (2021): Bemessungsalgorithmus und Sicherheitskonzept für Penetrationsinjektionen auf der Grundlage einer physikalisch basierten Prognose der Hydromechanik. Dissertation. Universität der Bundeswehr München, München.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau (Hg.) (2008): TP BF-StB -Teil C 10 - Indirekter Zugversuch an Gesteinsproben - Spaltversuch. Unter Mitarbeit von Thomas Mutschler.
- Gartung, Erwin (1976): Grundsatzversuche mit Silikatgelinjektion im Nürnberger Sand. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern. Nürnberg: Eigenverlag LGA.
- Geobasisdaten: Bayerische Vermessungsverwaltung (2023): Übersichtslageplan zur U-Bahn-Station Holzapfelkreuth. Lizenz: CCBY 4.0. (Daten verändert). Online verfügbar unter www.geodaten.bayern.de.
- DIN EN ISO 17892-7:2018, Mai 2018: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 7: Einaxialer Druckversuch.
- DIN EN ISO 17982-9:2018, Juli 2018: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigten Böden.
- Gibson, Lorna J.; Ashby, Michael F. (2014): *Cellular Solids*. Cambridge University Press.
- Google Maps (2022): Straßenkreuzung Fürstenrieder Str. - Gardinistraße in München. Online verfügbar unter <https://www.google.de/maps/@48.1162355,11.5020812,48m/data=!3m1!1e3>.
- Helmberger, Albert; Lackner, Johannes (2004): Vorausinjektion, Spieße und Dielen im innerstädtischen Tunnelbau, Theorie und Praxis. In: W. Schubert (Hg.): *Rock Engineering. Theory and Practice*. Graz, S. 113–118.
- Henzinger, Christoph; Schömig, Philipp (2020): Prognose der Festigkeitsentwicklung zementbehandelter Böden mit dem Porosity/Binder-Index. In: *geotechnik* 43 (1), S. 14–25. DOI: 10.1002/gete.201900017.
- Hisatake, M.; Ohno, S. (2008): Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2), S. 120–127. DOI: 10.1016/j.tust.2007.02.002.
- Hisatake, M.; Ohno, S.; Katayama, T.; Ohmae, Y.; Sano, S. (2009): Effects of the ring-cut excavation method on the restraint of displacements ahead of a tunnel face. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (5), S. 547–554. DOI: 10.1016/j.tust.2009.02.003.
- Hoek, E. (1983): Strength of jointed rock masses. In: *Geotechnique* 33 (3), S. 187–223.

- Hoek, E.; Brown, E. T. (1980): Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy. London.
- Höfle, Roger (2012): Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau.
- Hognestad, Hans-Olav; Kieffer, Scott (2019): Pre-excavation grouting in rock tunneling – Dealing with high groundwater pressures. In: *Geomechanics and Tunneling* 12 (2), S. 141–146. DOI: 10.1002/geot.201800071.
- Horn, M. (1961): Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunnelröhren. Übersetzung ins Deutsche durch die STUVA. Landeskonferenz der Ungarischen Tiebauindustrie. Budapest, 1961.
- Hornich, Wolfgang; Stadler, Gert (2011): Injektionen. In: Karl Josef Witt (Hg.): Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren. 7. Aufl., 1. Nachdr. Berlin: Ernst, S. 159–198.
- Huang, J. S.; Gibson, L. J. (1991): Creep of polymer foams. In: *Journal of Materials Science* 26, S. 637–647.
- Hudson, J. A. (Hg.) (1993): Comprehensive Rock Engineering. Volume 1, Fundamentals. Unter Mitarbeit von E. T. Brown: Pergamon Press.
- Hutchinson, B. G. (1963): Granulometric Properties of cement stabilized sands. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, S. 95–102.
- Jaeger, J. C.; Cook, N. G. W. (1969): Fundamentals of Rock Mechanics. London: Methuen & Co. Ltd.
- Janssen, H. (1895): Versuche über Getreidedruck in Silozellen. In: *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure* 39, S. 1045–1049.
- Jessen, Johannes; Cudmani, Roberto (2022): Rate- and Time-Dependent Mechanical Behavior of Foam-Grouted Coarse-Grained Soils. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 148 (5), S. 15. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002763.
- Jessen, Johannes; Cudmani, Roberto; Fillibeck, Jochen (2022): Bruchbedingungen für schauminjizierte Kiese unter mehraxialer Beanspruchung. In: *geotechnik* 45 (4), S. 241–251. DOI: 10.1002/gete.202200008.
- Kaga, Munehiko; Yonekura, Ryouzo (1991): Estimation of strength of silicate grouted sand. In: *Soils and Foundations* (Vol. 21, No. 3), S. 43–59.
- Kainrath, Adrian (2017): Injektionen im Lockergestein. Dissertation. Technische Universität Wien, Wien.
- Kainrath, Adrian; Adam, D. (2015): Influences on the mechanical behavior of grouted soil. In: Mike G. Winter, Derek M. Smith, Peter J. L. Eldred und David G. Toll (Hg.): Geotechnical engineering for infrastructure and development. Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering = Géotechnique pour les infrastructures et le développement couvre. London: ICE Publishing, S. 2951–2956.
- Karol, Reuben H. (2003): Chemical Grouting and Soil Stabilization. Hoboken: Marcel Dekker Inc.

- Keene, A.; Tinjum, J. M.; Edil, T. B. (2014): Mechanical Properties of Polyurethane-Stabilized Ballast. In: *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSA* 45 (1), S. 67–73.
- Kim, M. K.; Lade, P. V. (1984): Modelling Rock Strength in three dimensions. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 21 (1), S. 21–33.
- Kirsch, Ansgar (2010a): Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. In: *Acta Geotech.* 5 (1), S. 43–62. DOI: 10.1007/s11440-010-0110-7.
- Kirsch, Ansgar (2010b): Numerical investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, S. 795–800.
- Kirsch, Ansgar; Kolymbas, Dimitrios (2005): Theoretische Untersuchung zur Ortsbruststabilität. In: *Bautechnik* 82 (7), S. 449–456.
- Klinger, Andy (2023): Trag- und Verformungsverhalten von Schirmgewölben mit Spießen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein. Dissertation. Technische Universität München, München. School of Engineering and Design.
- Klinger, Andy; Fillibeck, Jochen (2020): Use of spile umbrellas for load transfer and prevention of settlements. ITA-AITES World Tunnel Congress. Kuala Lumpur, May 2020.
- Koenzen, Peter J. (1975): Rheologische Eigenschaften silikat-injizierter Sande. Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Kogler, Kurt (2013): Grouting technology in tunnelling / Injektionstechnik im Tunnelbau. In: *Geomechanik Tunnelbau* 6 (3), S. 261–273. DOI: 10.1002/geot.201300014.
- Komurlu, Eren; Kesimal, Ayhan (2015): Experimental study of polyurethane foam reinforced soil used as a rock-like material. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7 (5), S. 566–572. DOI: 10.1016/j.jrmge.2015.05.004.
- Krause, Thomas (1987): Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Braunschweig.
- Kutzner, Christian (1991): Injektionen im Baugrund. Stuttgart: Enke.
- Lade, P. (2016): Triaxial testing of soils. Hoboken: John Wiley & Sons Inc.
- Lade, Poul V. (1977): Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. In: *International Journal of Solids and Structures* 13 (11), S. 1019–1035. DOI: 10.1016/0020-7683(77)90073-7.
- Lade, Poul V. (1993): Rock strength criteria: The theories and the evidence. In: J. A. Hudson (Hg.): *Comprehensive Rock Engineering*. Volume 1, Fundamentals. Unter Mitarbeit von E. T. Brown: Pergamon Press, S. 255–284.
- Lade, Poul V. (2014): Estimating Parameters from a Single Test for the Three-Dimensional Failure Criterion for Frictional Materials. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 140 (8), S. 4014038. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001137.
- LAGA (1998): Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen. Technische Regeln. 4., erw. Aufl., Stand: 6. November 1997. Berlin: E. Schmidt (Mitteilungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA), 20,4).

- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969): Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons Inc.
- Leca, E.; Dormieux, L. (1990): Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. In: *Geotechnique* 40 (4), S. 581–606.
- Li, Bin; Hong, Y.; Gao, Bo; Qi, Tai Yue; Wang, Zheng Zheng; Zhou, Ji Ming (2015): Numerical parametric study on stability and deformation of tunnel face reinforced with face bolts. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 47 (6), S. 73–80. DOI: 10.1016/j.tust.2014.11.008.
- Liu, Xiao-Xue; Shen, Shui-Long; Zhou, Annan; Xu, Ye-Shuang (2019): Evaluation of foam conditioning effect on groundwater inflow at tunnel cutting face. In: *Int J Numer Anal Methods Geomech* 43 (2), S. 463–481. DOI: 10.1002/nag.2871.
- Lunardi, Pietro (2016): Projektierung und Bau von Tunneln. DOI: 10.1007/978-3-662-48939-0.
- Lunardi, Pietro; Bindi, Renzo (2004): The Evolution of Reinforcement of the Advance Core Using Fibre-Glass Elements. In: *Felsbau - Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling* 22 (4), S. 8–19.
- Maji, A. K.; Schreyer, L.; Donald, S.; Zuo, Q.; Satpathi, D. (1995): Mechanical Properties of Polyurethane-Foam Impact Limiters. In: *Journal of Engineering Mechanics* 121 (4), S. 528–540.
- Malárics, Viktória (2011): Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie.
- Mane, J. V.; Chandra, S.; Sharma, S.; Ali, H.; Chavan, V. M.; Manjunath, B. S.; Patel, R. J. (2017): Mechanical Property Evaluation of Polyurethane Foam under Quasi-static and Dynamic Strain Rates- An Experimental Study. In: *Procedia Engineering* 173, S. 726–731. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.12.160.
- Mayer, Peter-Michael; Hartwig, Udo; Schwab, Christian (2003): Standsicherheitsuntersuchungen der Ortsbrust mittels Bruchkörpermodell und FEM. In: *Bautechnik* 80 (7), S. 452–467.
- Michalowski, Radoslaw L. (2018): Failure potential of infinite slopes in bonded soils with tensile strength cut-off. In: *Can. Geotech. J.* 55 (4), S. 477–485. DOI: 10.1139/cgj-2017-0041.
- Microtrac Retsch GmbH (2021): Particle characterization. Correlation between sieve analysis and image analysis made easy. Online verfügbar unter https://www.microtrac.de/dltmp/www/5e396c09-86c8-42f5-a041-7f30c3c9c754-ad644028a252/wp_DIA_sieving_0718_en.pdf, zuletzt geprüft am 08.01.2021.
- Mitchell, James Kenneth; Soga, Kenichi (2005): Fundamentals of soil behavior. Third Edition. 3. ed. Hoboken, NJ: Wiley.
- Mogi, Kiyoo (1971): Fracture and flow of rocks under high triaxial compression. In: *Journal of Geophysical Research* 76 (5), S. 1255–1269.
- Möller, Sven Christian (2006): Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2006. Stuttgart: Inst. für Geotechnik (Mitteilung / Institut für Geotechnik Stuttgart, 54).

- Mollon, Guilhem; Dias, Daniel; Soubra, Abdul-Hamid (2010): Face Stability Analysis of Circular Tunnels Driven by a Pressurized Shield. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 136 (1), S. 215–229. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000194.
- Mori, Lisa; Mooney, Mike; Cha, Minsu (2018): Characterizing the influence of stress on foam conditioned sand for EPB tunneling. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 71 (1), S. 454–465. DOI: 10.1016/j.tust.2017.09.018.
- Mutschler, Thomas (2004): Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. In: *Bautechnik* 81 (10), S. 825–834.
- Obi, Bernard E. (2018): Structure–Property Relationships of Polymeric Foams. In: *Polymeric Foams Structure-Property-Performance*: Elsevier, S. 189–205.
- Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2016): Kommentar zur EN 12715. Injektionen.
- Ozgurel, H. Gurkan; Vipulanandan, Cumaraswamy (2005): Effect of Grain Size and Distribution on Permeability and Mechanical Behavior of Acrylamide Grouted Sand. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 131 (12), S. 1457–1465. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:12(1457).
- Pandey, S.; Sing, D. P. (1986): Deformation of a rock in different tensile tests. In: *Engineering Geology* 22, S. 281–292.
- Paternes, Alessandra; Schweiger, Helmut F.; Scarpelli, Giuseppe (2017): Numerical analyses of stability and deformation behavior of reinforced and unreinforced tunnel faces. In: *Computers and Geotechnics* 88, S. 256–266. DOI: 10.1016/j.compgeo.2017.04.002.
- Peila, D. (1994): A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. In: *Geotech Geol Eng* (12), S. 145–168.
- Perras, Matthew A.; Diederichs, Mark S. (2014): A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing. In: *Geotech Geol Eng* 32 (2), S. 525–546. DOI: 10.1007/s10706-014-9732-0.
- Pölling, Rainer (2000): Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Porcino, Daniela; Ghionna, Vito Nicola; Granata, Raffaella; Marciàno, Vincenzo (2016): Laboratory determination of mechanical and hydraulic properties of chemically grouted sands. In: *Geomechanics and Geoengineering* 11 (2), S. 164–175. DOI: 10.1080/17486025.2015.1057621.
- Qarmout, Mahmoud (2019): Tunnel face stability using Kinematical Element Method (KEM). Ruhr-Universität Bochum, Bochum. Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik.
- Qarmout, Mahmoud; König, Diethard; Gussmann, Peter; Thewes, Markus; Schanz, Tom (2019): Tunnel face stability analysis using Kinematical Element Method. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 85, S. 354–367. DOI: 10.1016/j.tust.2018.11.024.
- Qarmout, Mahmoud; König, Diethard; Wichtmann, Torsten (2022): A Review of Seven Tunnel Face Stability Models. In: *CivilEng* 3 (1), S. 116–134. DOI: 10.3390/civileng3010008.

- Quebaud, S.; Sibai, M.; Henry, J. P. (1998): Use of chemical foam for improvements in drilling by earth pressure balanced shields in granular soil. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 13 (2), S. 173–180.
- Richeton, J.; Ahzi, S.; Vecchio, K. S.; Jiang, F. C.; Adharapurapu, R. R. (2006): Influence of temperature and strain rate on the mechanical behavior of three amorphous polymers: Characterization and modeling of the compressive yield stress. In: *International Journal of Solids and Structures* 43 (7-8), S. 2318–2335. DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2005.06.040.
- Saurer, Erich; Marcher, Thomas; Schädlich, Bert; Schweiger, Helmut (2014): Validation of a novel constitutive model for shotcrete using data from an executed tunnel / Validierung eines neuen Stoffgesetzes für Spritzbeton mittels Ergebnissen eines ausgeführten Tunnelprojekts. In: *Geomechanik Tunnelbau* 7 (4), S. 353–361. DOI: 10.1002/geot.201400023.
- Schädlich, B.; Schweiger, H.; Marcher, T.; Saurer, E. (2014): Application of a novel constitutive shotcrete model to tunnelling. In: Leandro Alejano, Áurea Perucho, Claudio Olalla und Rafael Jiménez (Hg.): *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses*: CRC Press, S. 799–804.
- Schädlich, B.; Schweiger, Helmut F. (2014): A new constitutive model for shotcrete. In: *Proc. 8th Eur. Conf. Num. Meth. Geot. Eng.*, S. 103–108.
- Schäfer, Martin (2022): Tunnelbau in Deutschland: Statistik (2021/2022), Analyse und Ausblick. In: *Tunnel* 2022 (6), S. 10–21.
- Schanz, Tom; Vermeer, Pieter A.; Bonnier, P. G. (1999): The hardening soil model: Formulation and verification. In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.
- Schubert, Arndt (1985): Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten Silikatgel-injizierter Sande. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München.
- Schulze, Bertram (1992): Injektionssohlen - Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit. Dissertation. Universität Fridericiana, Karlsruhe. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Schulze, Bertram (1996): Zulässige Einpreßraten bei der Bodeninjektion. In: *geotechnik* 19 (1), S. 18–26.
- Schulze, Bertram (2002): Merkblatt für Einpreßarbeiten mit Feinstbindemitteln in Lockergestein (Teil 1). In: *Bautechnik* 79 (8), S. 2–11.
- Scucka, Jiri; Martinec, Petr; Soucek, Kamil (2015): Polyurethane Grouted Gravel Type Geomaterials—A Model Study on Relations Between Material Structure and Physical–Mechanical Properties. In: *Geotech. Test. J.* 38 (2), S. 20140100. DOI: 10.1520/GTJ20140100.
- Seiler, Klaus-Peter (1973): Durchlässigkeit, Porosität und Korngrößenverteilung quartärer Kies-Sand-Ablagerungen des bayrischen Alpenvorlandes. In: *Gas- und Wasserfach - Wasser, Abwasser* 114 (8), S. 353–358.
- Sloan, Scott W. (2013): Geotechnical stability analysis. In: *Géotechnique* 63 (7), S. 531–571. DOI: 10.1680/geot.12.RL.001.

- Soucek, Kamil; Stas, L.; Scucka, Jiri; Martinec, Petr (2008): Chemical Grouting – Laboratory Study of Chemical Grouts and Geocomposites Properties. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. Goa, 01.10.2008.
- Sprenkel, Julian (2020): Praktische Anwendung injizierter Isolierkörper als Erschütterungsreduktionsmaßnahme. Dissertation. RWTH Aachen.
- Stetzler-Kaufmann, Birgit (1983): Stoffverhalten chemisch injizierter Sande. Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Stieß, Matthias (2009): Mechanische Verfahrenstechnik - Partikeltechnologie 1. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- Tang, Xiao-Wu; Liu, Wei; Albers, Bettina; Savidis, Stavros (2014): Upper bound analysis of tunnel face stability in layered soils. In: *Acta Geotech.* 9 (4), S. 661–671. DOI: 10.1007/s11440-013-0256-1.
- Thewes, Markus; Budach, Christoph (2010): Soil conditioning with foam during EPB tunneling /. Konditionierung von Lockergesteinen bei Erddruckschilden. In: *Geomechanik Tunnelbau* 3 (3), S. 256–267. DOI: 10.1002/geot.201000023.
- Ting, J. M.; Torrence, Martin R.; Ladd, Charles, C. (1983): Mechanisms of Strength for Frozen Sand. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 109 (10), S. 1286–1302.
- Tintelnot, Götz; Koch, Michael (2021): Injektionsstoffe im Tunnelausbruchmaterial – Abfall oder Ersatzbaustoff? In: *Geomechanics and Tunneling* 14 (5), S. 584–591. DOI: 10.1002/geot.202100033.
- Tschuchnigg, F.; Schweiger, H. F.; Sloan, Scott W.; Lyamin, A. V.; Raissakis, I. (2015): Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques. In: *Géotechnique* 65 (4), S. 249–257. DOI: 10.1680/geot.14.P.022.
- Tu, Z. H.; Shim, V. P. W.; Lim, C. T. (2001): Plastic deformation modes in rigid polyurethane foam under static loading. In: *International Journal of Solids and Structures* 38, S. 9267–9279.
- Valentino, R.; Romeo, E.; Stevanoni, D. (2014): An experimental study on the mechanical behaviour of two polyurethane resins used for geotechnical applications. In: *Mechanics of Materials* 71, S. 101–113. DOI: 10.1016/j.mechmat.2014.01.007.
- Vermeer, Pieter A.; Ruse, Nico (2001): Die Stabilität der Tunnelortsbreite in homogenem Baugrund. In: *geotechnik* 24 (3), S. 186–193.
- Vinson, T. S.; Mitchel, J. K. (1972): Polyurethane Foamed Plastics in Soil Grouting. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98 (6), S. 579–602.
- DIN 18312:2019-09, September 2019: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Untertagebauarbeiten.
- Volkman, G. M.; Schubert, W.; Button, E. A. (2006): A Contribution to the Design of Tunnels Supported by a Pipe Roof. In: *U.S. Rock Mechanics Symposium*.

- Warner, James (2004): Practical handbook of grouting. Soil, rock, and structures. Hoboken, NJ: Wiley.
- Wastiels, J. (1979): Behaviour of concrete under multiaxial stresses - A review. In: *Cement and Concrete Research* 9 (1), S. 35–44.
- Wei, Ya; Wang, Fuming; Gao, Xiang; Zhong, Yanhui (2017): Microstructure and Fatigue Performance of Polyurethane Grout Materials under Compression. In: *J. Mater. Civ. Eng.* 29 (9), S. 4017101. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001954.
- Wilson, Brian; Coull, Jim (2017): Determining the Tensile Strength of Soil-Cement. In: Paolo Gazzarrini, Thomas D. Richards, JR., Donald A. Bruce, Michael J. Byle, Chadi S. El Mohhtar und Lawrence F. Johnsen (Hg.): Grouting 2017. Jet grouting, diaphragm walls, and deep mixing. Reston: American Society of Civil Engineers (Geotechnical Special Publications, v.289), S. 289–298.
- Wu, Yuanli; Mooney, Michael A.; Cha, Minsu (2018): An experimental examination of foam stability under pressure for EPB TBM tunneling. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 77 (8–9), S. 80–93. DOI: 10.1016/j.tust.2018.02.011.
- Xiao, Yang; Stuedlein, Armin W.; Chen, Qingsheng; Liu, Hanlong; Liu, Ping (2018): Stress-Strain-Strength Response and Ductility of Gravels Improved by Polyurethane Foam Adhesive. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 144 (2), S. 4017108. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001812.
- Yoo, Chungsik (2002): Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes. In: *Computers and Geotechnics* 29, S. 73–94.
- Yoo, Chungsik; Shin, Hyun-Kang (2003): Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (4), S. 303–319. DOI: 10.1016/S0886-7798(02)00101-3.

10 Anhang

Anhang A1: Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern (mGr , $I_D = 0,85$)

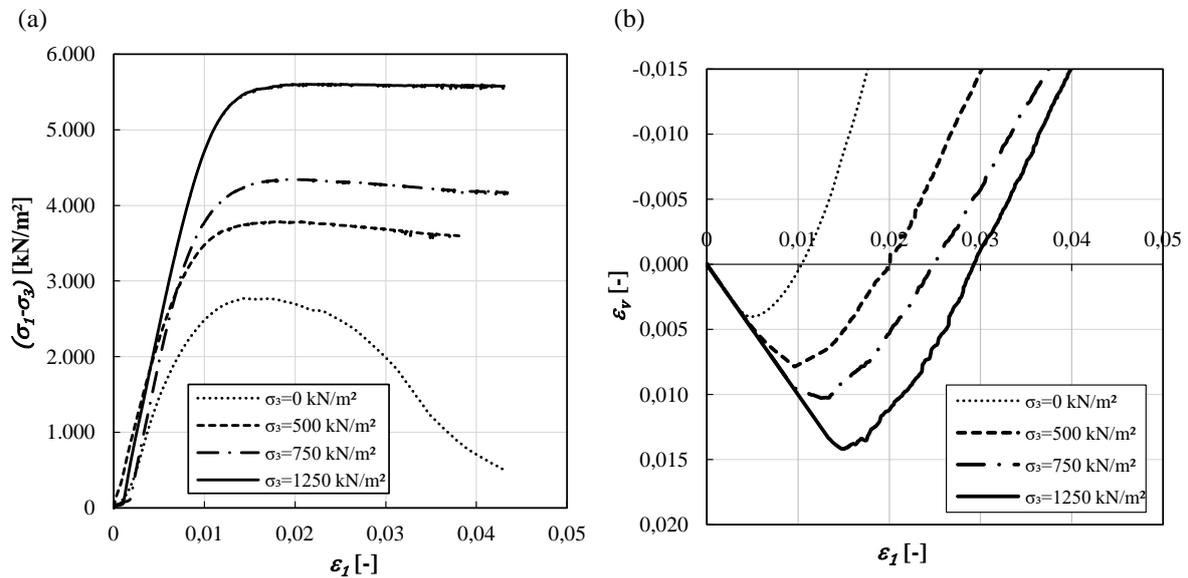
Anhang A2: Umweltanalytische Untersuchungen und erdbautechnische Wiederverwertung

Anhang A3: Fotodokumentation der großmaßstäblichen Untersuchungen

Anhang A4: Netzanalyse für die numerischen Simulationen

Anhang A1: Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern (mGr , $I_D = 0,85$)

Ergebnisse von drainierten Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern (mGr , $I_D = 0,85$): (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen; (b) Volumetrisches Verhalten unter Scherbeanspruchung



Wie bereits in Abschnitt 3.10 erläutert, konnte der kritische Zustand im Rahmen der Triaxialversuche nicht erreicht werden, da die Umfangsmesssensoren vor dem Überfahren geschützt werden mussten. Demzufolge wurden die Versuche bei einer axialen Dehnung von ca. 4% abgebrochen. Die Versuchsergebnisse an den Proben der Körnung mGr sind qualitativ ähnlich, wie die Versuchsergebnisse der Körnung fGr . Die Duktilität und die Scherfestigkeit der Proben steigen mit zunehmendem Seitendruck. Die Proben zeigen ein stark dilatantes Materialverhalten, wobei die Proben mit höherer Seitendruckspannung erst bei höherer axialer Dehnung beginnen zu Dilatieren.

Anhang A2: Umweltanalytische Untersuchungen und erdbautechnische Wiederverwertung

Zusätzlich zu den Festigkeitsuntersuchungen wurden auch umweltanalytische Untersuchungen an schauminjizierten Bodenproben durchgeführt, um einerseits die Umweltverträglichkeit des schauminjizierten Bodens und andererseits die Wiederverwertbarkeit bzw. Deponierbarkeit des Materials beim Aushub beurteilen zu können. Die Grundwasserverträglichkeit des Injektionsmittels wurde durch Elutionsversuche gemäß DIN 19631:2016-07 nachgewiesen.

Bodenmaterialgemische dürfen als mineralischer Ersatzbaustoff wiederverwendet werden, wenn im Rahmen einer chemischen Analyse dargelegt wird, dass das Aushub- und Abbruchmaterial aus umweltanalytischer Sicht unbedenklich ist. Das einzubauende Aushubmaterial muss auf Schadstoffgehalte im Feststoff (mg/kg TS) sowie Schadstoffkonzentrationen im Eluat ($\mu\text{g/l}$) untersucht werden, wobei die auf Grund des Bundes-Bodenschutzgesetzes (BBodSchG) erlassene Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV) und die Vorgaben der Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) zu berücksichtigen sind. Dabei muss beachtet werden, dass in Deutschland jedes Bundesland eigene Landesgesetze verabschieden darf. Bayern hat beispielsweise zeitgleich mit dem Bundes-Bodenschutzgesetz das Bayerische Bodenschutzgesetz (BayBodSchG) in Kraft gesetzt, das vom Spielraum des Bundesgesetzgebers zum Erlass landesrechtlicher Vorschriften umfassend Gebrauch macht. Danach sind für den Vollzug des Bodenschutz- und Altlastenrechts in Bayern die Kreisverwaltungsbehörden zuständig. Demzufolge können die Vorschriften länderspezifisch deutlich voneinander abweichen, so dass unterschiedliche Leitparameter maßgeblich sein können.

Grundsätzlich unterscheidet die LAGA (1998) zwischen Einbauklassen, die nach Einbauart und Zuordnungswerten variieren. Die Zuordnungswerte dienen als Orientierungswerte. Abweichungen sind zugelassen, wenn im Einzelfall der Nachweis erbracht wird, dass das Wohl der Allgemeinheit nicht beeinträchtigt wird.

Die Zuordnungswerte Z0, Z0* ,Z1 , Z1.1, Z1.2 und Z2 stellen jeweils die Obergrenze für eine bestimmte Einbauklasse dar. Die weiteren Zuordnungswerte Z3, Z4 und Z5 gelten für die Einstufung in die Deponieklassen. Böden mit einem Feststoffzuordnungswert $>Z2$ sind gefährliche Abfälle, die als Böden zur Beseitigung gelten und dem zuständigen öffentlich-rechtlichen Entsorger als überlassungspflichtig angedient werden müssen. Sie sind entweder zu entsorgen oder einer Bodenbehandlung zuzuführen, damit durch Umlagerung von gefährlichen Abfällen keine weiteren Altlasten entstehen. Im Abfallrecht werden verschiedene Deponieklassen unterschieden. Für die Auswahl der zulässigen Deponieklasse (DK0, DK1, DKII, DKIII) sind die Tabellenwerte der Deponieverordnung (DepV 2009) heranzuziehen. Dabei gehen die Annahmeparameter der DepV häufig über die LAGA-Werte hinaus. Zusätzlicher Untersuchungsbedarf besteht i. d. R. bei den organischen Parametern, insbesondere TOC und dem Glühverlust.

Zur Überprüfung der Umweltverträglichkeit wurde eine umweltanalytische Untersuchung an einer Referenzprobe (gebrochenes Dolomitgestein) und an einer schauminjizierten Bodenprobe (gebrochenes Dolomitgestein) durchgeführt, wobei der Schaumanteil bei den injizierten Bodenprobe bei etwa 10 Masseprozent lag. Die Ergebnisse der chemischen Analyse sind in Tab. 10.1 dargestellt.

Tab. 10.1: Umweltanalytische Untersuchung an einer Referenzprobe im Vergleich mit zwei schauminjizierten Bodenproben

Parameter	Einheit	Referenz (ohne Schaum)	Probe 1 (Boden + Schaum)	Probe 2 (Boden + Schaum)	Zuordnung
pH-Wert	-	9,7	9,5	9,6	Z1.2
el. Leitfähigkeit	µS/cm	60	1100	1100	Z1.2
Chlorid	mg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Sulfat	mg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Phenolindex	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
EOX	mg/kg TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Kohlenwasserstoffe	mg/kg TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
PAK ₁₆	mg/kg TS	0	0	0	Z0
Benzo(a)pyren	mg/kg TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
PCB ₆	mg/kg TS	0	0	0	Z0
Arsen	mg/kg TS	u.d.B.	1,4	2,0	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Blei	mg/kg TS	u.d.B.	2,2	7,8	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Cadmium	mg/kg TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Chrom	mg/kg TS	1,7	8,0	8,3	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Kupfer	mg/kg TS	0,99	2,6	5,4	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Nickel	mg/kg TS	0,94	5,8	4,0	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Quecksilber	mg/kg TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Zink	mg/kg TS	2,9	11,0	50	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Cyanid, gesamt	mg/kg TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
	µg/l	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	Z0
Glühverlust	Masse% TS	u.d.B.	15,0	6,7	DK3
TOC	Masse% TS	u.d.B.	9,6	2,7	DK2 / DK3
DOC	mg/l	u.d.B.	45	61	DK0 / DK2
Heizwert	kJ/kg	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	DK0
Atmungsaktivität AT4	mg O ₂ /g TS	u.d.B.	u.d.B.	u.d.B.	DK0

Bei der Schadstoffanalyse werden der Gehalt an organischen Schadstoffen sowie der gesamte organische Kohlenstoff (TOC), polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK), die extrahierbaren organischen Halogen-Verbindungen (EOX) sowie anorganische Schadstoffe wie Arsen, Blei, Cadmium, Chrom, Kupfer, Nickel, Quecksilber und Zink bestimmt. Zudem werden der Chlorid- und Sulfatgehalt, der pH-Wert und die elektrische Leitfähigkeit geprüft.

Gemäß Tab. 10.1 muss bei schauminjizierten Materialien im Rahmen der Schadstoffanalyse mit erhöhten Kohlenstoffwerten DOC (dissolved organic carbon) und TOC (total organic carbon) und demzufolge mit einem erhöhten Glühverlust gerechnet werden (Tintelnot und Koch

2021). Zusätzlich wird durch die Schauminjektion die elektrische Leitfähigkeit im Eluat angehoben. Abweichungen von den Bereichen der Zuordnungswerte für den pH-Wert und/oder die Überschreitung der elektrischen Leitfähigkeit im Eluat stellen gemäß LAGA kein alleiniges Ausschlusskriterium dar, so dass insbesondere die erhöhten Kohlenstoffwerte TOC / DOC und der Glühverlust hinsichtlich der Wiederverwertung bzw. Deponierung Probleme bereiten. Alle anderen Index-Parameter sind bezüglich der Schadstoffbelastung als unbedenklich einzustufen. Die organischen Leitparameter könnten bei der Aufbereitung des Materials durch Brechen, Sieben und Waschen zusätzlich reduziert werden. Diesbezüglich wären zukünftig weiterführende Untersuchungen wünschenswert.

Überschreitungen bei den Parametern Glühverlust oder TOC sind mit Zustimmung der zuständigen Behörde bei der Deponieklassebestimmung zulässig, wenn die biologische Abbaubarkeit des Trockenrückstands der Originalsubstanz von 5 mg/g (bestimmt als Atmungsaktivität AT4) unterschritten wird. Die dauerhafte Inertheit des ausreagierten Materials konnte durch die Analyse der Atmungsaktivität AT4 nachgewiesen werden. Folglich kann der Sauerstoffverbrauch durch den gehemmten Abbau der organischen Substanz vernachlässigt werden. Es besteht kein Gefahrenpotential, dass Schwermetalle unter sauerstoffreduzierten Bedingungen freigesetzt werden.

Auch wenn die erhöhten organischen Leitparameter im Rahmen der Deklarationsanalyse eine abfalltechnische Einstufung nach nationalen und länderspezifischen Regelwerken erschweren, ist nach Abstimmung mit den örtlichen Behörden eine Wiederverwertung durch den Nachweis der geringen Atmungsaktivität durchaus möglich.

Neben den umweltanalytischen Untersuchungen muss das Aushubmaterial auch aus erdbau-technischer Sicht für die Wiederverwertung geeignet sein. In diesem Zusammenhang werden nachfolgend Proctorversuche und Großödometerversuche an schauminjizierten Bodenproben dargestellt.

Proctorversuche

Zur Beurteilung der Verdichtbarkeit wurden mehrere schauminjizierten Probekörper *fGr* mit einem Brecher auf eine Korngröße kleiner 32 mm heruntergebrochen. Die Verdichtbarkeit des gebrochenen Materials wurde anschließend anhand von Proctorversuchen untersucht. Das gebrochene Material wurde im Proctortopf ($H = 12 \text{ cm}$, $D = 10 \text{ cm}$) in drei Lagen eingebaut und jeweils mit 25 Schlägen mit einem Fallgewicht von 2,5 kg bei einer Fallhöhe von 30 cm verdichtet. In [Abb. 10.1](#) ist die Trockendichte in Abhängigkeit vom Wassergehalt dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen keine gewöhnlichen Proctorkurven mit einem eindeutigen Maximum, sondern mehrere lokale Maxima bei unterschiedlichen Wassergehalten. Die Proctorversuche wurden jeweils mit neu aufbereitetem Probenmaterial durchgeführt, da eine Zertrümmerung der Konglomerate beim Verdichten der Proben festgestellt wurde. Die nicht eindeutigen Kurvenverläufe sind demnach auf die inhomogene Zusammensetzung des Materials bei den einzelnen Proctorversuchen zurückzuführen.

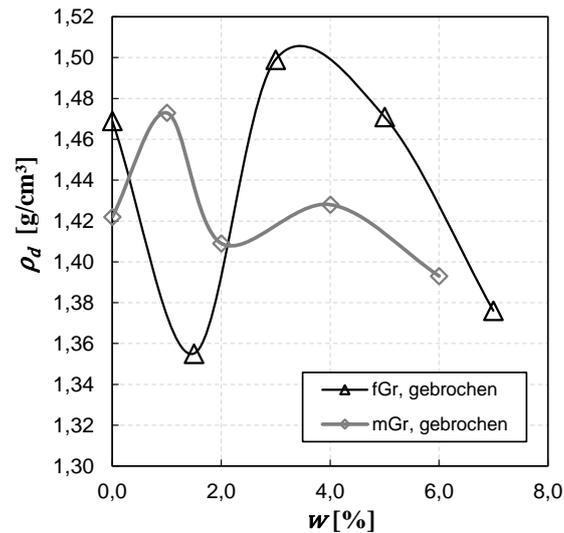


Abb. 10.1: Proctorversuche an gebrochenem Material von schauminjizierten Bodenproben

Großödometerversuche an gebrochenem Material

Zur Überprüfung der geotechnischen Eignung des gebrochenen Materials hinsichtlich der Wiederverwertbarkeit wurde ein Großödometerversuch ($D = 30 \text{ cm}$, $H = 8,46 \text{ cm}$) durchgeführt, wobei das gebrochene Probenmaterial *fGr* bei etwa 95% der Proctordichte ($w = 5,27\%$, $\rho_d = 1,415 \text{ g/cm}^3$) eingebaut wurde. Der Ödometerversuch wurde lastgesteuert mit mehreren Ent- und Wiederbelastungsschleifen sowie Kriechphasen bei den Spannungen 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 , 400 kN/m^2 und 800 kN/m^2 mit einer Dauer von 24 h durchgeführt. In Abb. 10.2 ist der Belastungspfad im Detail dargestellt.

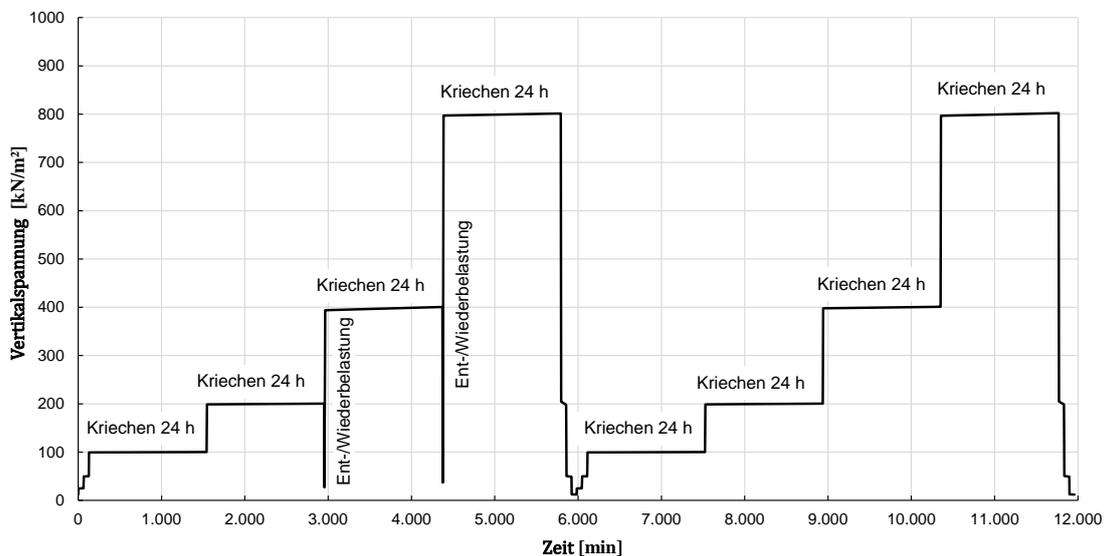


Abb. 10.2: Belastungspfad beim Großödometerversuch an gebrochenem Material von schauminjizierten Bodenproben *fGr*

Der zugehörige Spannungs-Dehnungs-Verlauf ist in Abb. 10.3(a) dargestellt.

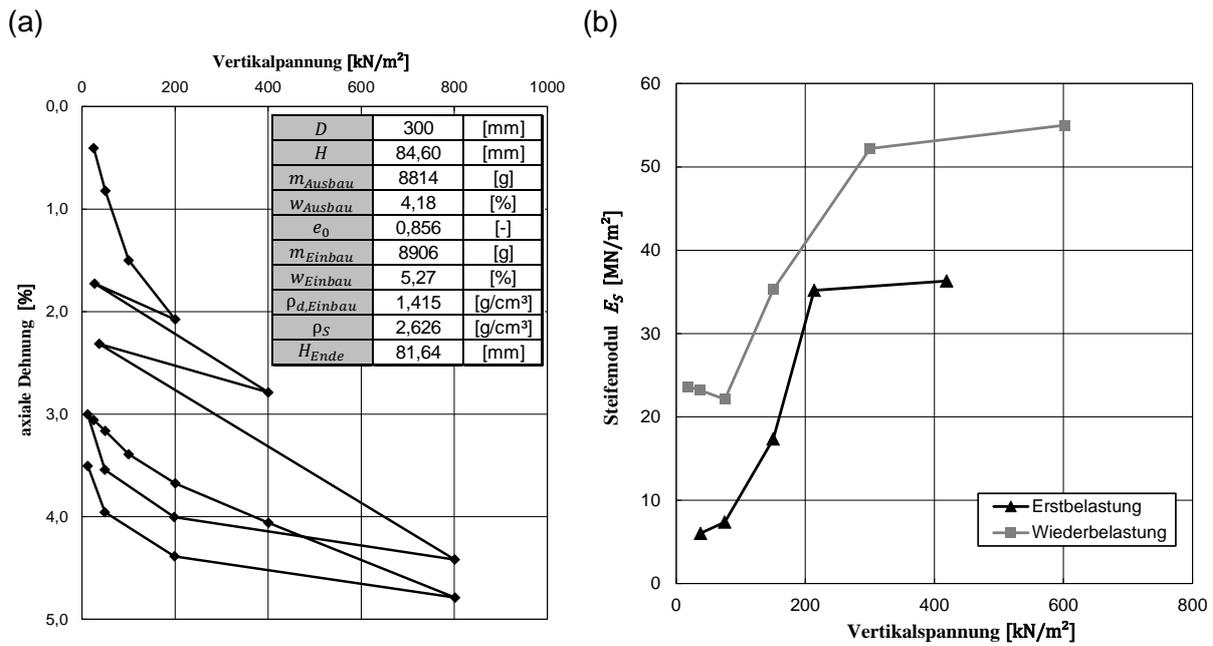


Abb. 10.3: Großödometerversuche an gebrochenem Material von schauminjizierten Bodenproben *fGr*: (a) Spannungs-Dehnungs-Verlauf; (b) Spannungsabhängige Steifigkeit

Sowohl der Erstbelastungsmodul als auch der Wiederbelastungsmodul in [Abb. 10.3\(b\)](#) zeigen ein spannungsabhängiges Materialverhalten unter ödometrischer Beanspruchung. Die Verformungsmoduli liegen in der Größenordnung zwischen 6 und 55 MN/m².

Im Zuge der Ent- und Wiederbelastung wurde das gebrochene Material bei den Laststufen 100 kN/m², 200 kN/m², 400 kN/m² und 800 kN/m² für 24 h kriechen gelassen, um außerdem auch das zeitabhängige Last-Verformungs-Verhalten beurteilen zu können. Die Kriechkurven sind in [Abb. 10.4\(a\)](#) im linearen Maßstab und in [Abb. 10.4\(b\)](#) im semi-logarithmischen Maßstab dargestellt

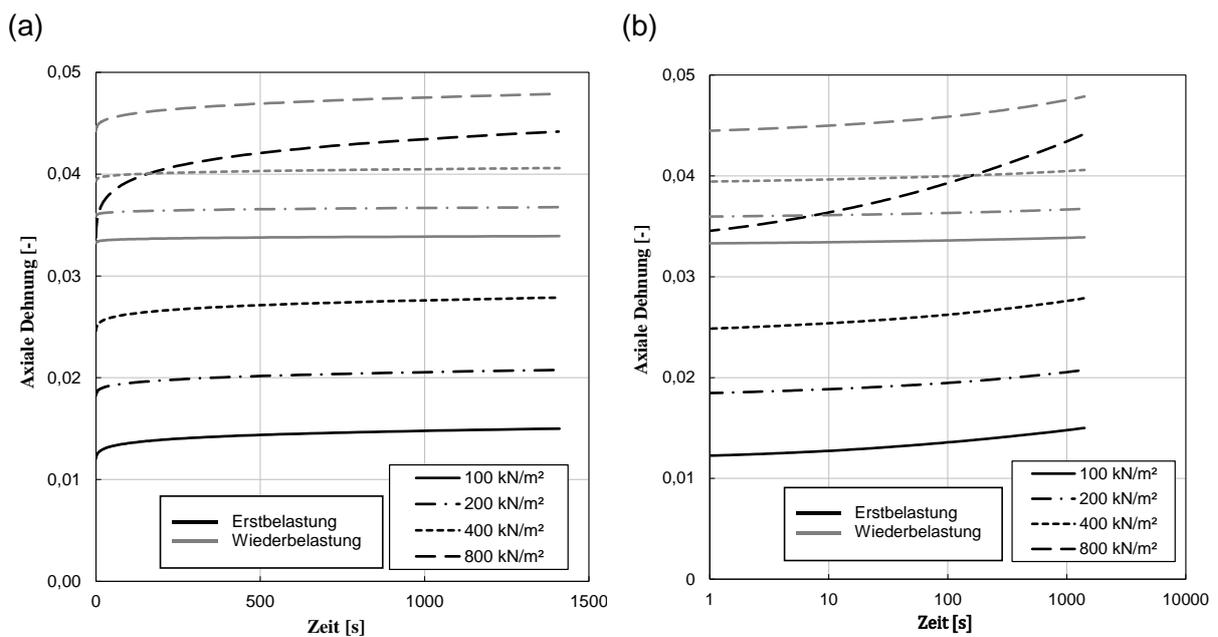


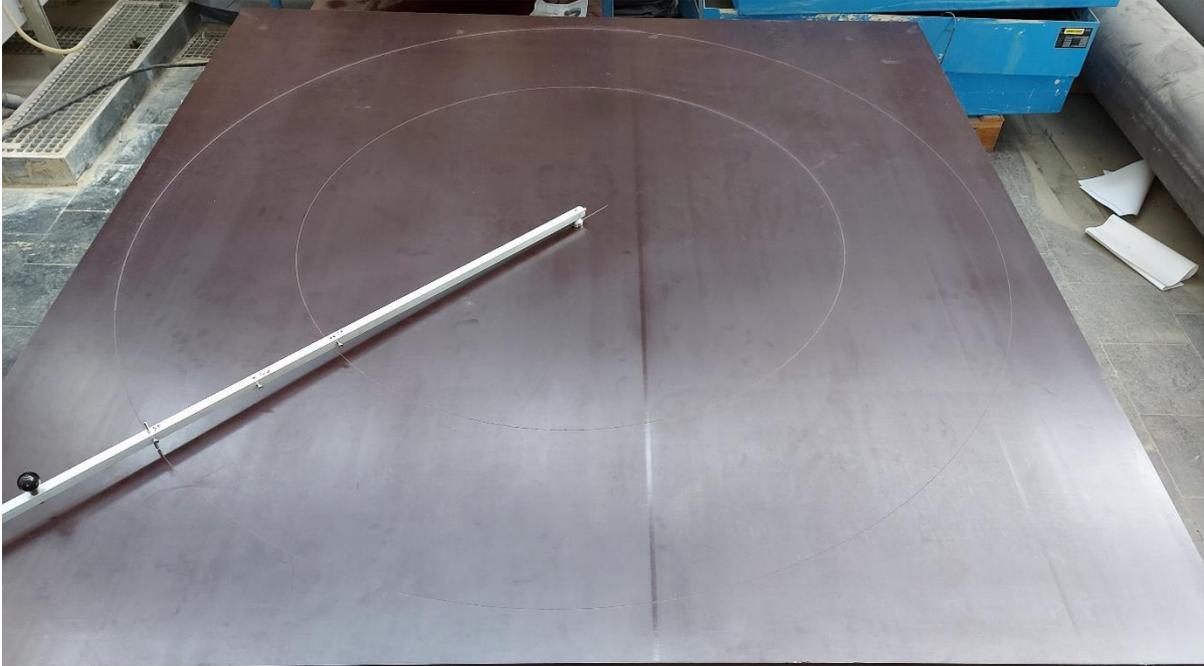
Abb. 10.4: Kriechverhalten von gebrochenem Material der schauminjizierten Bodenproben *fGr*: (a) lineare und (b) semi-logarithmische Darstellung der Verformungszunahme mit der Zeit

Die Kriechkurven zeigen bei der Erstbelastung einen deutlich höheren Verformungsanstieg als bei der Wiederbelastung. Insbesondere bei einer Last von 800 kN/m^2 ist ein maßgeblicher Verformungszuwachs unter Erstbelastung erkennbar, während der Verformungsanstieg bei geringeren Lasten deutlich geringer ausgeprägt ist. Aus den Versuchsergebnisse kann geschlossen werden, dass das gebrochene Material von schauminjizierten Böden für eine Wiederverwertung (z.B. Grubenverfüllung, Erdbauwerke wie Verkehrsdämme, Lärm- oder Sichtschutzwälle) geeignet ist, wenn das Material vor der Nutzung durch eine entsprechend hohe Vorbelastung beansprucht wurde. Die Vorlast muss in Abhängigkeit der vorgesehenen Nutzung ausreichend groß gewählt werden, um größere Verformungen während der Nutzung zu vermeiden.

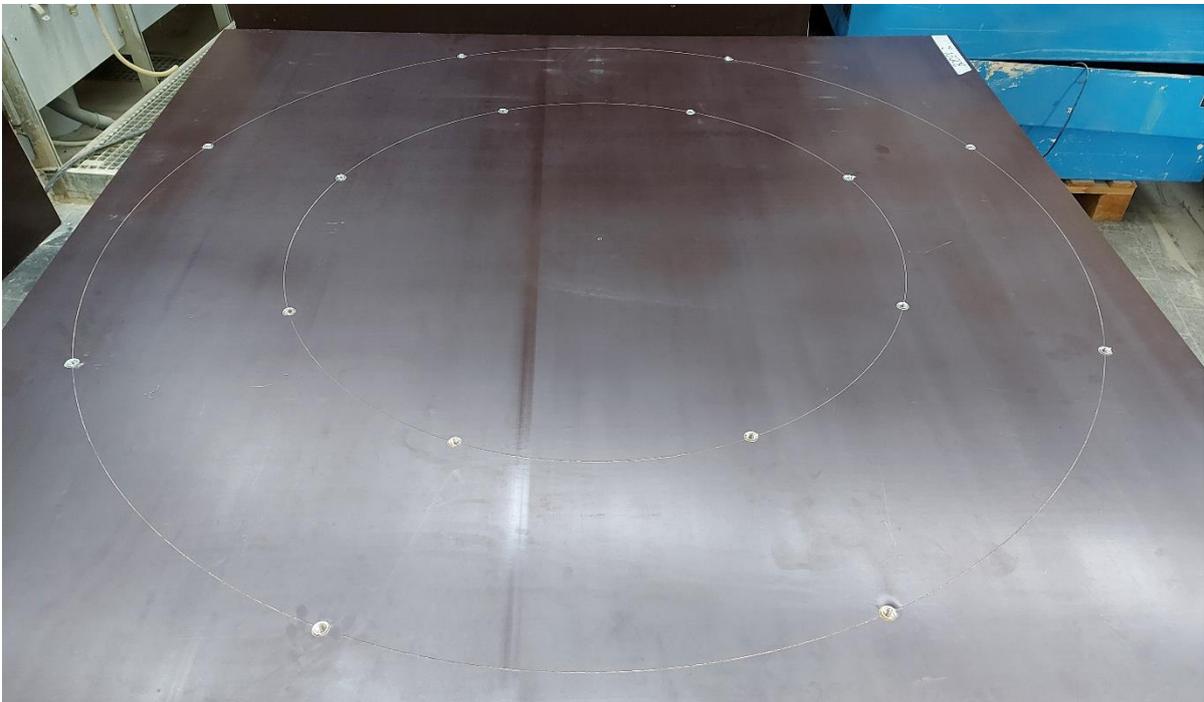
Die dargestellten Laborversuche dienen als erste Voruntersuchungen hinsichtlich der erdbau-technischen Eignung von gebrochenem Material aus schauminjiziertem Kies. Im Rahmen von weiterführenden Untersuchungen sollte insbesondere die Aufbereitung (Zerkleinerung und Absiebung) und die Verarbeitung (Einbau und Verdichtung) für die Wiederverwertung im großmaßstäblichen Sinne auf der Baustelle betrachtet werden.

Anhang A3: Fotodokumentation der großmaßstäblichen Untersuchungen**Vorbereitung der Schalungsringe**

Anzeichnen der Schalungsringe auf dem Holzboden



Lochbohrungen und Gewindehülsen zum Einschrauben der Gewindestangen



Aufstellen und Abdichten des inneren Schalungsringes



Aufstellen und Abdichten des äußeren Schalungsrings mit eingeschraubten Gewindestangen

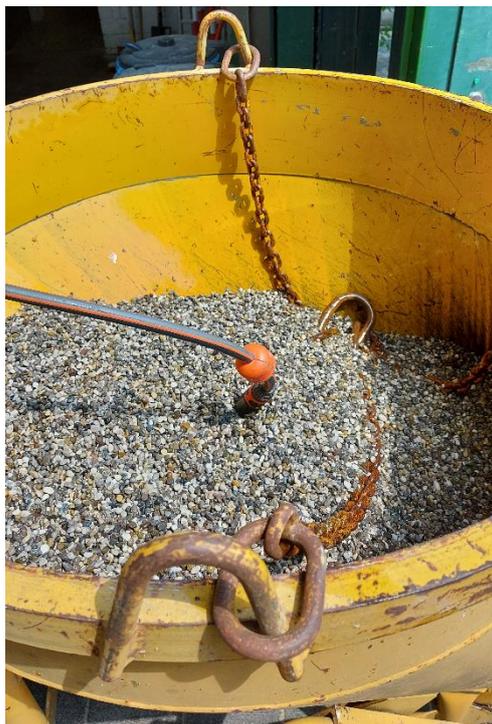


Bodeneinbau

Kieswannen



Kieswäsche



Kranwaage



Lagenweiser Bodeneinbau mit der Betonglocke



Verdichtung des Bodens



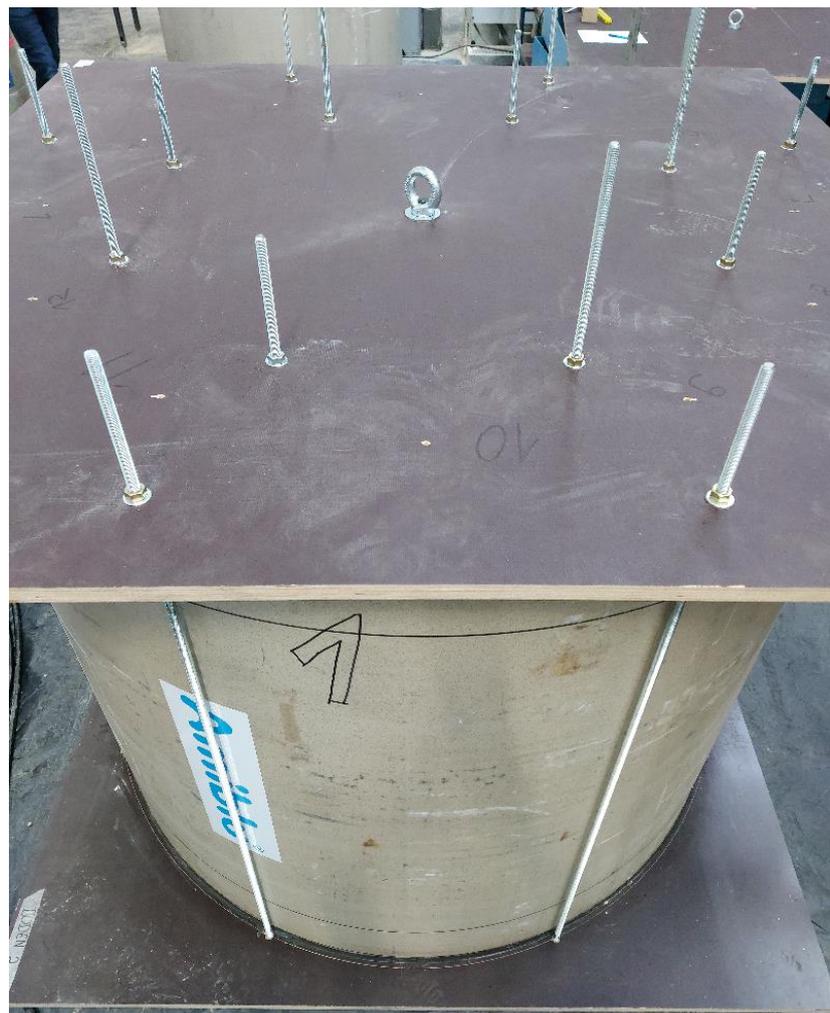
Verdichtungsgeräte



Vollständige Bodenfüllung



Aufgesetzter Deckel mit zwölf Injektionsöffnungen



Injektionsvorgang

Zweikomponentige Kolbenpumpe (unten rechts) mit digitalem Druck- und Mengenschreiber



Eingerammte Injektionslanze mit Statikmischer für zweikomponentige Injektionsmaterialien



Ausschalen

Entfernen des inneren Schalungsrohrs nach dem Aufschneiden



Injektionskörper nach dem Ausschalen ($V_{inj} = 1,5 \text{ l/Stufe}$)



Ring 3 vor dem Ausschalen ($V_{inj} = 3,7 \text{ l/Stufe}$)



Freigelegter Injektionskörper nach dem Ausschalen ($V_{inj} = 3,7 \text{ l/Stufe}$)



Anhang A4: Netzanalyse für die numerischen Untersuchungen

Mit der nachfolgenden Analyse wird der Einfluss der Vernetzungsfineinheit auf die Berechnungsergebnisse untersucht. Als Vergleichsgröße für die Netzanalyse wird der Normalkraftverlauf im Injektionskörper in der am höchsten beanspruchten Injektionslage (Lage 2 bei Berechnungsvariante 4) herangezogen. Tab. 10.2 enthält die Kenngrößen von drei unterschiedlichen Netztypen, die im Rahmen der Netzanalyse betrachtet werden. Neben dem Standardmodell (Referenz) wird zusätzlich eine mittlere (medium) und eine grobe (coarse) Netzstruktur gewählt. Das Standard-Netz ist grundsätzlich über den gesamten Modellbereich feiner aufgebaut als die anderen beiden Netztypen (medium und coarse).

Tab. 10.2: Kenngrößen zur Netzanalyse

Nr.	Name	Elementanzahl	Knoten	Elementgröße			Min. N [kN]
				Mittel	Max.	Min.	
1	Standard	365.790	500.227	1,131	10,98	0,01707	-324
2	medium	312.887	430.733	1,172	10,87	0,03414	-341
3	coarse	215.785	298.873	1,272	17,49	0,03414	-333

Darüber hinaus unterscheidet sich die Netzstruktur im Aufbau der Injektionskörper, wie Abb. 10.5 zeigt. Im Randbereich zum angrenzenden Spießschirm ist der Injektionskörper beim Standardnetz wesentlich feiner strukturiert, ansonsten aber vergleichbar mit dem groben Mesh (coarse). Beim mittleren Netz (medium) ist der gesamte Injektionskörper deutlich feiner vernetzt.

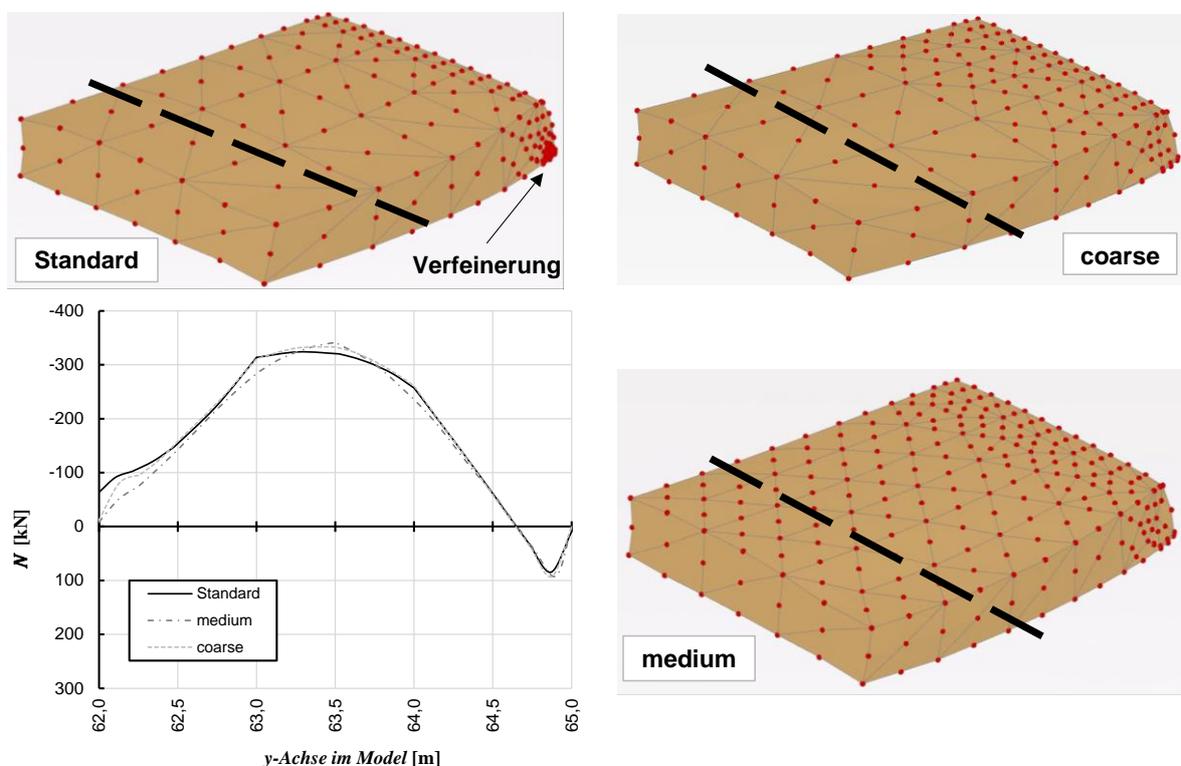


Abb. 10.5: Darstellung der Netzanalyse: Netzstruktur in der mittleren Injektionslage und Gegenüberstellung des Normalkraftverlaufs

Qualitativ ist der Normalkraftverlauf in Abb. 10.5 bei allen drei Netzen nahezu identisch, wobei die Abweichungen insbesondere an den Randbereichen der Injektionskörper (Anfang und

Ende) zunehmen. Hinsichtlich der maximalen Zugbeanspruchung (min N.), welche für den Ausnutzungsgrad der Injektionskörper maßgeblich sind, können die Abweichungen vernachlässigt werden.