

# TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl und Prüfamnt für  
Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

## **Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden**

Roger Höfle

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Manhart

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
2. Univ.-Prof. Dr. sc. techn. Georgios Anagnostou  
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich / Schweiz

Die Dissertation wurde am 12.07.2012 bei der Technischen Universität München eingereicht und  
durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 26.11.2012 angenommen.

**Inhaltsverzeichnis**

Überblick über die verwendeten Bezeichnungen .....	viii
Kurzzusammenfassung .....	xii
Summary .....	xii
1 Einleitung .....	1
1.1 Praktische Erfahrungen bei Tunnelvortrieben .....	1
1.2 Teildrainede Zustände im Tunnelbau – Intention der vorliegenden Arbeit .....	1
1.3 Gliederung der Arbeit .....	2
2 Literaturzusammenfassung .....	5
2.1 Definitionen .....	5
2.2 Numerisch ermittelte Verformungen und Setzungen für Tunnelvortriebe .....	7
2.3 Standsicherheit der Tunnelortsbrust .....	16
3 Berechnungen am Kontinuum .....	28
3.1 Allgemeines .....	28
3.2 Grundlagen .....	28
3.3 Numerische Umsetzung im verwendeten FE-Programm PLAXIS 3D TUNNEL .....	31
3.4 Undrainede Berechnung mit effektiven Parametern .....	37
3.4.1 Vorbemerkungen .....	37
3.4.2 Verwendung von effektiven Parametern .....	38
3.5 Grundwasserströmung .....	40
3.6 Konsolidationstheorie .....	42
3.7 Stoffmodelle .....	48
3.7.1 Linear elastisches Stoffmodell zur Beschreibung der Tunnelschale .....	48
3.7.2 Elastisch-plastisches Stoffmodell mit Verfestigung zur Beschreibung des Baugrunds .....	49
4 Laborversuche .....	59
4.1 Allgemeines .....	59
4.1.1 Ziel des Laborprogramms .....	59
4.1.2 Modellvorstellung für die Festlegung des Laborprogramms .....	59
4.2 Allgemeines zum Versuchsboden .....	62
4.3 Herstellung der Probekörper für die teildrainede Triaxialversuche .....	62
4.4 Teildrainede Triaxialversuche .....	64
4.4.1 Allgemeines .....	64
4.4.2 Versuchssteuerung .....	64
4.4.3 Versuchsprogramm und -auswertung .....	67
4.5 Numerische Abbildung der teildrainede Triaxialversuche .....	71
4.5.1 Allgemeines .....	71
4.5.2 Geometriemodell .....	72
4.5.3 Berechnungsphasen .....	73
4.5.4 Bodenkennwerte .....	74
4.5.5 Vergleich der Berechnungen mit den Ergebnissen der Laboruntersuchungen .....	75
4.5.6 Erkenntnisse aus der numerischen Modellierung der Laborversuche .....	80
5 Numerische Untersuchungen zu Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden .....	81
5.1 Allgemeines .....	81
5.2 Festlegung des Untersuchungsumfangs .....	81

5.3	Modellierung .....	83
5.3.1	Grundlagen für die Modellierung .....	83
5.3.2	Geometriemodell.....	85
5.3.3	Modellierung des Vortriebs.....	89
5.4	Material- und Bodenkennwerte .....	93
5.4.1	Bodenkennwerte .....	93
5.4.2	Materialkennwerte.....	95
5.5	Ermittlung des Primärspannungszustands .....	97
5.6	Berechnung der Standsicherheit.....	98
5.6.1	$\varphi$ -c-Reduktion .....	99
5.6.2	$\chi$ -Reduktion .....	101
5.7	Auswertung der Berechnungsergebnisse.....	102
5.7.1	Vorgehen .....	102
5.7.2	Einfluss der Durchlässigkeit .....	102
5.7.3	Einfluss der Scherfestigkeit und des Dilatanzwinkels .....	125
5.7.4	Einfluss der Steifigkeit.....	135
5.7.5	Einfluss der Überdeckung und des Grundwasserspiegels.....	140
5.7.6	Einfluss des Seitendruckbeiwerts.....	150
5.7.7	Einfluss der Art der Standsicherheitsberechnung.....	154
5.7.8	Zusammenfassende Darstellung der Berechnungsergebnisse.....	156
6	Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Messungen aus der Tunnelbaupraxis .....	159
6.1	Allgemeines .....	159
6.2	Vergleich mit Messergebnissen aus dem U-Bahn-Bau in München .....	159
6.2.1	Allgemeines .....	159
6.2.2	Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den empirischen Formeln ..	160
6.3	Vergleich mit Messergebnissen aus dem U-Bahn-Bau in Frankfurt – Los 25 .....	162
6.3.1	Allgemeines .....	162
6.3.2	Bauweise und Geometrie.....	163
6.3.3	Baugrundverhältnisse .....	163
6.3.4	Grundwasserverhältnisse und Wasserhaltung .....	166
6.3.5	Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen .....	167
6.4	Abschließende Beurteilung der Berechnungsergebnisse .....	171
7	Ausblick zur Verknüpfung von Verformungen und Standsicherheit in der Praxis .....	172
7.1	Zielsetzung .....	172
7.2	Flächendeckende Vermessung der Tunnelortsbrust .....	172
8	Zusammenfassung.....	175
	Literaturverzeichnis .....	xiii
	Anhang.....	xx

**Abbildungsverzeichnis**

Abb. 2.1: Geometrische Kenngrößen .....	5
Abb. 2.2: Richtung der Koordinaten für die Auswertung .....	5
Abb. 2.3: Beschreibung der Quersetzungsmulde .....	6
Abb. 2.4: Beschreibung der Längssetzungsmulde.....	7
Abb. 2.5: Erreichen des steady-state in Abhängigkeit von der Modellierung des ersten Abschlags ..8	
Abb. 2.6: Geometrische Kenngrößen .....	9
Abb. 2.7: Entwicklung der Längssetzung mit fortschreitendem Tunnelvortrieb für einen Seitendruckbeiwert $K_0 = 1,5$ nach FRANZIUS und POTTS .....	10
Abb. 2.8: Entwicklung der Längssetzung mit fortschreitendem Tunnelvortrieb für einen Seitendruckbeiwert $K_0 = 0,5$ nach FRANZIUS und POTTS .....	11
Abb. 2.9: Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf die Setzungen in Längsrichtung.....	12
Abb. 2.10a und b: Quersetzungsmulden am Betrachtungsquerschnitt nach NG und LEE .....	13
Abb. 2.11: Volume loss in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit.....	14
Abb. 2.12: Dränweg $z_D$ .....	15
Abb. 2.13: Volume loss in Abhängigkeit vom Zeitfaktor .....	15
Abb. 2.14: Abschlagslänge $d$ .....	17
Abb. 2.15: Überdeckung eines Tunnels mit geschichtetem Untergrund.....	18
Abb. 2.16: Standsicherheit bei geschichtetem Untergrund .....	19
Abb. 2.17: Standsicherheit in Abhängigkeit vom Überdeckungsverhältnis und von der Kohäsion...20	
Abb. 2.18a und b: Erddruck bei Verformungen in die Baugrube bzw. den Tunnelhohlraum hinein .21	
Abb. 2.19: Auspressen von Probenmaterial aus einem Zylinder mit Öffnung nach BROMS und BENNERMARK.....	22
Abb. 2.20: Stabilitätszahl $N_c$ nach KIMURA und MAIR (1981) .....	23
Abb. 2.21: Effektive Spannungen in Abhängigkeit vom Vortriebsstand in Anlehnung an NG und LEE .....	24
Abb. 2.22: Bruchmechanismus in Anlehnung an HORN (1961), unter Berücksichtigung der resultierenden Strömungskraft $S$ , entnommen aus ANAGNOSTOU (2002).....	25
Abb. 2.23: Gewählter Bruchmechanismus nach EISENSTEIN und SAMARASEKERA .....	25
Abb. 2.24a bis c: Zeit-Stabilitäts-Kurven für unterschiedliche Seitendruckbeiwerte $K_0$ .....	26
Abb. 3.1: Ausführung von Berechnungsschritten ohne bzw. mit extrapolierte Steifigkeit .....	36
Abb. 3.2: Bogenlängenmethode .....	37
Abb. 3.3: Eindimensionales Konsolidationsproblem mit den Auswertepunkten A bis D .....	46
Abb. 3.4: Ergebnisse von eindimensionalen Konsolidationsberechnungen mit dem Netz aus Abb. 3.3 für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Vergleich mit der analytischen Lösung...47	
Abb. 3.5: Hyperbolische Beziehung beim dränierten Triaxialversuch .....	49
Abb. 3.6: Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb.....	51
Abb. 3.7: Nicht-assoziierte Fließregel.....	53
Abb. 3.8: Definition der Kappen-Fließfläche .....	56
Abb. 3.9: Spannungsabhängige, kompressive Steifigkeit .....	57
Abb. 4.1: Spannungsverlauf in Abhängigkeit vom Vortriebsstand.....	60
Abb. 4.2a und b: Einfluss der Porenwasserdruckänderung auf den Spannungspfad.....	61
Abb. 4.3: Auswirkung des relevanten effektiven Spannungspfads auf die Standsicherheit der Tunnelortsbrust .....	61

Abb. 4.4a bis e: Probenherstellung, Darstellung im Schnitt .....	63
Abb. 4.5: Steuerung des CD-Triaxialversuchs als Referenzversuch der Versuchsserie 1.....	65
Abb. 4.6: Steuerung der CTD-Triaxialversuche .....	65
Abb. 4.7: Bestimmung der Volumenänderung für die CTD-Triaxialversuche .....	66
Abb. 4.8: Steuerung des CDL-Triaxialversuchs als Referenzversuche der Versuchsserie 2.....	66
Abb. 4.9: Steuerung des CTDL-Triaxialversuchs.....	67
Abb. 4.10: Volumenänderung in Abhängigkeit vom Drainagezustand .....	68
Abb. 4.11: Änderung der Porenwasserdrücke in Abhängigkeit vom Drainagezustand.....	69
Abb. 4.12: Spannungspfade der Versuchsserie 1 in Abhängigkeit vom Drainagezustand .....	70
Abb. 4.13: Spannungspfade der Versuchsserie 2 in Abhängigkeit vom Drainagezustand .....	71
Abb. 4.14: Modellierter Versuchskörper mit Angabe der Einwirkungsgrößen.....	72
Abb. 4.15: Vorgabe der Porenwasserdruckänderungen bei der numerischen Abbildung der Versuchsserie 1 .....	75
Abb. 4.16: Vergleich der Volumenänderungen bei der Versuchsserie 1 .....	76
Abb. 4.17: Vergleich der Spannungspfade der Versuchsserie 1 .....	77
Abb. 4.18: Vorgabe der Porenwasserdruckänderungen bei der numerischen Abbildung der Versuchsserie 2 .....	78
Abb. 4.19: Vergleich der Spannungspfade der Versuchsserie 2.....	78
Abb. 4.20: Vergleich der Volumenänderungen bei der Versuchsserie 2 .....	79
Abb. 5.1: Bereich für sinnvollen Ansatz dränkter Verhältnisse bei Tunnelvortrieben.....	82
Abb. 5.2: Tunnelquerschnitt für numerische Untersuchungen in Anlehnung an SCHIKORA und FINK (1982) .....	84
Abb. 5.3: Spritzbetonvortriebe mit kurz vorauseilender Kalotte.....	85
Abb. 5.4: Netzfeinheit quer zur Vortriebsrichtung, mit Angaben zur lokalen Netzfeinheit und zu den Lagerbedingungen.....	87
Abb. 5.5: Geometriemodell für $z/D = 2$ mit entsprechenden Abmessungen in blauer Schriftfarbe ..	88
Abb. 5.6: Abschlagszyklus.....	90
Abb. 5.7: Modellierung des Ausgangszustands – Möglichkeit 1 .....	91
Abb. 5.8: Modellierung des Ausgangszustands – Möglichkeit 2 .....	91
Abb. 5.9: Modellierung des Ausgangszustands – Möglichkeit 3 .....	92
Abb. 5.10: Definition des steady-state über einen relativen Setzungsvergleich .....	92
Abb. 5.11: Definition des steady-state über einen absoluten Setzungsvergleich .....	93
Abb. 5.12: Anwendung der „tension cut-off“-Funktion.....	95
Abb. 5.13: Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls des Spritzbetons.....	96
Abb. 5.14: Spannungsumlagerungen infolge der Reduktion der effektiven Scherparameter.....	99
Abb. 5.15: Variation des Faktors $\chi$ zur Ermittlung der Standsicherheit $\eta_\chi$ .....	101
Abb. 5.16: Horizontalverformungen an der Ortsbrust des BQS, auf Höhe der Tunnelachse .....	103
Abb. 5.17: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse .....	104
Abb. 5.18: Vertikalverformungen längs der Firste und Sohle .....	105
Abb. 5.19: Verformungen im Bereich des Stützkerns für $k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s.....	106
Abb. 5.20: Verformungen im Bereich des Stützkerns für $k = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s.....	107
Abb. 5.21: Längssetzungsmulde infolge des 9. Abschlagszyklus .....	108
Abb. 5.22: Relative Änderung beim Setzungsverlauf nach 16 Abschlagszyklen .....	108
Abb. 5.23: Absolute Änderung beim Setzungsverlauf nach 16 Abschlagszyklen.....	109
Abb. 5.24: Längssetzungsmulde nach 16 Abschlagszyklen.....	109

Abb. 5.25: Quersetzungsmulden im Endzustand .....	110
Abb. 5.26: Tangentenneigung in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit.....	112
Abb. 5.27: Porenwasserdruckänderung auf Höhe der Tunnelachse des Betrachtungs- querschnitts BQS, in Abhängigkeit vom Abstand der Ortsbrust und der Durchlässigkeit .....	113
Abb. 5.28: Potential- und Stromliniennetz im Bereich vor der Ortsbrust.....	114
Abb. 5.29: Abbau der Strömungskräfte durch Verformung der Ortsbrust.....	115
Abb. 5.30: Standsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit.....	116
Abb. 5.31: Plastische Zonen vor der Ortsbrust .....	118
Abb. 5.32: Standsicherheit und Verformung an der Ortsbrust infolge eines Abschlagszyklus .....	119
Abb. 5.33: Standsicherheit und Volume loss .....	120
Abb. 5.34: Horizontalverformungen an der Ortsbrust des Betrachtungsquerschnitts .....	123
Abb. 5.35a und b: Verformungen im Bereich des Stützkerns für isotrope wie auch anisotrope Durchlässigkeitsverhältnisse .....	123
Abb. 5.36: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit von anisotropen bzw. isotropen Durchlässigkeitsverhältnissen .....	124
Abb. 5.37: Einfluss der richtungsabhängigen Durchlässigkeit auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss .....	124
Abb. 5.38: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit von der Kohäsion ....	126
Abb. 5.39: Spannungstrajektorien im Bereich der Ortsbrust, die eine Gewölbewirkung erkennen lassen.....	127
Abb. 5.40: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Reibungswinkel .....	127
Abb. 5.41: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel .	128
Abb. 5.42: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit von der Kohäsion .....	129
Abb. 5.43: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit vom Reibungswinkel .....	129
Abb. 5.44: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel.....	132
Abb. 5.45: Einfluss der Kohäsion auf die Ortsbruststandsicherheit.....	133
Abb. 5.46: Einfluss des Reibungswinkels auf die Ortsbruststandsicherheit .....	134
Abb. 5.47: Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Ortsbruststandsicherheit.....	134
Abb. 5.48: Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss .....	135
Abb. 5.49: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit von der Referenzsteifigkeit.....	136
Abb. 5.50: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit von der Referenzsteifigkeit .....	137
Abb. 5.51: Einfluss der Steifigkeit auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss.....	138
Abb. 5.52: Baugrundsteifigkeit in Abhängigkeit von der Tiefenlage und vom Steifeexponenten ...	139
Abb. 5.53: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit von der Tiefenlage und der Kohäsion.....	141
Abb. 5.54: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom hydraulischen Potential.....	142
Abb. 5.55: Quersetzungsmulden in Abhängigkeit von der Tiefenlage der Tunnelachse und der Kohäsion .....	143
Abb. 5.56: Quersetzungsmulden in Abhängigkeit vom hydraulischen Potential .....	144
Abb. 5.57: Einfluss der Tiefenlage des Tunnelquerschnitts auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss .....	146

Abb. 5.58: Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss in Abhängigkeit vom hydraulischen Potential .....	147
Abb. 5.59: Quersetzungsmulden in Abhängigkeit von der Baugrundsichtung .....	149
Abb. 5.60: Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss in Abhängigkeit von der Bodenschichtung .....	149
Abb. 5.61: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert und der Durchlässigkeit .....	150
Abb. 5.62: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert und von der Durchlässigkeit .....	151
Abb. 5.63: Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf die Ortsbruststandsicherheit .....	153
Abb. 5.64: Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss .....	153
Abb. 5.65: Vergleich der $\varphi$ -c-Reduktion und der $\chi$ -Reduktion hinsichtlich der berechneten Ortsbruststandsicherheiten .....	154
Abb. 5.66: Beträge der reduzierten effektiven Scherparameter $c'_{red}$ und $\varphi'_{red}$ in Abhängigkeit von der Standsicherheit $\eta_\chi$ .....	155
Abb. 5.67: Zusammenfassende Gegenüberstellung der Ortsbruststandsicherheit und der Horizontalverformungen infolge eines Abschlagzyklus .....	157
Abb. 5.68: Zusammenfassende Gegenüberstellung der Ortsbruststandsicherheit und des Volume loss .....	158
Abb. 6.1: Vergleich des Volume loss der numerischen Untersuchung mit den empirischen Ergebnissen nach FILLIBECK und VOGT .....	161
Abb. 6.2: Vergleich der Wendepunktabstände der numerischen Untersuchung mit den empirischen Ergebnissen .....	162
Abb. 6.3: Vereinfachter zweischichtiger Baugrundaufbau bei MQ 2 .....	164
Abb. 6.4: Wasserdruckverteilung .....	166
Abb. 6.5: Berechnete und gemessene Quersetzungsmulden .....	167
Abb. 6.6: Ermittlung des Volume loss und Vergleich mit dem aus der Messung abgeleiteten Ergebnis .....	168
Abb. 6.7: Ermittlung der Horizontalverformungen und Vergleich mit den Messergebnissen .....	170
Abb. 6.8: Abschätzung der Ortsbruststandsicherheit anhand der numerischen Berechnungen ....	170
Abb. 7.1: Punktwolke der Ortsbrustvermessung .....	173
Abb. 7.2: Ortsbrustverformung infolge der 3. Folgemessung, Abschlag 2 .....	174
Abb. A.1: Korngrößenverteilung .....	xx
Abb. A.2: Plastizitätsdiagramm .....	xx
Abb. A.3a und b: Bestimmung der Proctordichte .....	xxi
Abb. A.4: Druck-Zusammendrückungsverläufe der Probe Komp-1 .....	xxii
Abb. A.5: Druck-Zusammendrückungsverläufe der Probe Komp-2 .....	xxiii
Abb. A.6: Druck-Zusammendrückungsverläufe der beiden Proben im Erstbelastungsast .....	xxiii
Abb. A.7: Spannungspfade des konsolidierten, dränierten Triaxialversuchs .....	xxiv
Abb. A.8: Spannungspfade des konsolidierten, undränierten Triaxialversuchs .....	xxv
Abb. A.9: Dräniertes Triaxialversuch mit Ent- und Wiederbelastung .....	xxvi

**Tabellenverzeichnis**

Tab. 2.1: Variierte Modelllänge.....	9
Tab. 2.2: Variation des Abstands $L_{soil}$ .....	9
Tab. 2.3: Variation der Vortriebslänge $L_{tunnel}$ .....	10
Tab. 2.4: Modellabmessungen bei NG und LEE (2005).....	12
Tab. 2.5: Einfluss der Dilatanz auf die Standsicherheit, abhängig vom Überdeckungsverhältnis ....	20
Tab. 4.1: Bodenkennwerte für die FE-Berechnungen .....	74
Tab. 5.1: Untersuchungsumfang, abgeleitet aus charakteristischen Bodenkennwerte nach EAU (2004).....	83
Tab. 5.2: Abmessungen und Kennwerte der Berechnungsmodelle .....	89
Tab. 5.3: Referenz-Bodenkennwerte für die FE-Berechnungen.....	93
Tab. 5.4: Materialkennwerte für Tunnelschale .....	97
Tab. 5.5: Volumenverlust und Volume loss in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit.....	111
Tab. 5.6: Wendepunktabstände in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit.....	111
Tab. 5.7: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse bei konstantem Verhältnis zwischen Durchlässigkeit und Vortriebsgeschwindigkeit .....	122
Tab. 5.8: Volume loss in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit.....	130
Tab. 5.9: Wendepunktabstände in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit.....	130
Tab. 5.10: Tangentenneigungen in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit.....	131
Tab. 5.11: Volume loss in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel .....	132
Tab. 5.12: Wendepunktabstände in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel .....	132
Tab. 5.13: Tangentenneigungen in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel .....	133
Tab. 5.14: Auswertung der Quersetzungsmulde in Abhängigkeit von der Steifigkeit.....	137
Tab. 5.15: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit unterschiedlichen Steifeexponenten .....	140
Tab. 5.16: Durchlässigkeitsgrenzen zu den dränierten und undränierten Verhältnissen .....	141
Tab. 5.17: Volume loss in Abhängigkeit von der Tiefenlage und der Kohäsion.....	144
Tab. 5.18: Volume loss, Wendepunktabstand und Tangentenneigung bei konstantem hydraulischen Potential auf Höhe der Tunnelachse.....	145
Tab. 5.19: Volume loss in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Tiefenlagen.....	152
Tab. 5.20 Wendepunktabstände und Tangentenneigungen in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Tiefenlagen .....	152
Tab. 5.21: Reduzierte effektive Scherparameter in Abhängigkeit von der Standsicherheit $\eta_\chi$ .....	156
Tab. 6.1: Mittlere Bodenkennwerte .....	160
Tab. 6.2: Bodenkennwerte des Frankfurter Baugrunds .....	165
Tab. A.1: Angaben zu den Probekörpern der Versuchsserie 1 .....	xxi
Tab. A.2: Angaben zu den Probekörpern der Versuchsserie 2 .....	xxi
Tab. A.3: Angaben zu den Probekörpern für die Ödometerversuche.....	xxii
Tab. A.4: Angaben zu den Probekörpern für die Triaxialversuche .....	xxiv
Tab. A.5: Angaben zum Probekörper für den Triaxialversuch mit Ent- und Wiederbelastung .....	xxv
Tab. A.6: Berechnungsergebnisse .....	xxix



## Überblick über die verwendeten Bezeichnungen

### Lateinische Buchstaben

Symbol	Benennung	Einheit
1/n	Tangentenneigung	-
B	B-Faktor nach Skempton	-
$b_p$	Sättigungsdruck (back pressure)	kN/m <sup>2</sup>
$c'$	effektive Kohäsion	kN/m <sup>2</sup>
$c_u$	undränierete Scherfestigkeit	kN/m <sup>2</sup>
$c_v$	Konsolidationsbeiwert	m·m/s
D	mittlerer Tunneldurchmesser bzw. Durchmesser der Öffnung	m mm
d	Abschlagslänge bzw. Durchmesser der Probe	m mm
$du_y$	Horizontalverformungen auf Höhe der Tunnelachse infolge eines Abschlagszyklus	mm
E	Elastizitätsmodul	MN/m <sup>2</sup>
$E^{(28)}$	Elastizitätsmodul des Spritzbetons nach 28 Tagen	MN/m <sup>2</sup>
$E_{50}$	Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung	MN/m <sup>2</sup>
$E_{oed}$	Erstbelastungsmodul für kompressiver Belastung	MN/m <sup>2</sup>
$E_s$	Steifemodul	MN/m <sup>2</sup>
$E_u$	undränierete Steifigkeit	MN/m <sup>2</sup>
$E_{ur}$	Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul	MN/m <sup>2</sup>
f	Funktion der Spannung	-
$f^c$	Kappen-Fließfläche	-
$f^s$	deviatorische Fließfläche	-
$f_s$	Strömungskräfte	kN/m <sup>3</sup>
G	Schubmodul	MN/m <sup>2</sup>
$g^s$	plastisches Potential	-
H	Überdeckungshöhe	m
H'	Mächtigkeit der tragfähigen Schicht	m
$\Delta h$	Zusammendrückung der Probe	mm
$h_0$	Anfangshöhe der Probe	mm
$H_{\text{obere Schicht}}$	Mächtigkeit der gering tragfähigen Schicht	m
$h_p$	Druckhöhe	m
$h_v$	Geschwindigkeitshöhe	m
$h_z$	Energiehöhe	m
i	hydraulisches Gefälle	-
$i_x$	Wendepunktabstand	m
K	Kompressionsmodul	MN/m <sup>2</sup>
k	Durchlässigkeit	m/s
$K_0$	Seitendruckbeiwert	-

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>	<b>Einheit</b>
$K_u$	undrännierter Kompressionsmodul	$\text{MN/m}^2$
$K_w$	Kompressionsmodul des Wassers	$\text{MN/m}^2$
$L_{\text{soil}}$	Abstand zwischen der Ortsbrust und dem hinteren Modellrand	m
$L_{\text{tunnel}}$	modellierte Vortriebslänge	m
m	Steifeexponent	-
N	Stabilitätszahl	-
n	Steifigkeitsverhältnis bzw. Porenanteil	-
OCR	Überkonsolidierungsgrad	-
p	Stützdruck, Erddruck bzw. isotrope Hauptspannung	$\text{kN/m}^2$
POP	Vorbelastung	$\text{kN/m}^2$
$p_p$	Vorbelastungsspannung	$\text{kN/m}^2$
$p^{\text{ref}}$	Referenzspannung	$\text{kN/m}^2$
q	Deviatorspannung bzw. Belastung	$\text{kN/m}^2$
$q_a$	asymptotische Deviatorspannung	$\text{kN/m}^2$
$q_f$	maximale Deviatorspannung	$\text{kN/m}^2$
$R_f$	Verhältniswert zwischen $q_f$ und $q_a$	-
$s_z$	Setzungen an der Geländeoberfläche	mm
t	Zeit	s, h, d
$T_v$	dimensionsloser Zeitfaktor	-
$\Delta u$	Porenwasserdruckänderung	$\text{kN/m}^2$
$u_{\text{st}}$	stationärer Porenwasserdruck	$\text{kN/m}^2$
$u_{x,y,z}$	Verformungen, der Index definiert die Richtung der Verformung	mm
$\Delta V$	Volumenverlust (Flächeninhalt der Setzungsmulde)	$\text{m}^3/\text{m}$
v	Vortriebsgeschwindigkeit	m/d
$V_A$	Ausbruchvolumen (Querschnittsfläche des Tunnelvortriebs)	$\text{m}^3/\text{m}$
$V_L$	Volume loss (Volumenverlust bezogen auf Ausbruchsvolumen)	%
w	Wassergehalt	%
$w_a$	Wassergehalt beim Einbau	%
$w_e$	Wassergehalt beim Ausbau	%
z	Tiefenlage des Tunnels (Abstand zwischen Geländeoberfläche und Tunnelachse)	m
$z_D$	Dränweg	m
$z_G$	Mächtigkeit einer durchlässigen, oberflächennah vorhandenen Kiesschicht	m
$z_W$	Lage des Grundwasserspiegels unterhalb Geländeoberfläche	m

### Griechische Buchstaben

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>	<b>Einheit</b>
$\alpha$	interner Materialparameter beim Hardening-Soil-Stoffmodell	-
$\beta$	interner Materialparameter beim Hardening-Soil-Stoffmodell	-
$\beta_E$	Faktor zur Beschreibung der zeitabhängigen Spritzbetonfestigkeit	-
$\chi$	Faktor zur Reduktion der Scherparameter ( $\chi$ -Reduktion)	-
$\Delta$	Änderung, allgemein	-

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>	<b>Einheit</b>
$\delta$	Verhältniswert, abhängig vom Reibungswinkel	-
$\varepsilon$	Dehnung	%
$\varepsilon_v$	volumetrische Dehnung	%
$\Phi$	hydraulisches Potential	m
$\Phi_{TA}$	hydraulisches Potential auf Höhe der Tunnelachse	m
$\gamma$	Wichte	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'$	Wichte unter Auftrieb	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma^p$	Verfestigungsparameter	-
$\gamma_w$	Wichte des Wassers	kN/m <sup>3</sup>
$\eta$	Standsicherheit der Tunnelortsbrust bei der $\varphi$ -c-Reduktion	-
$\eta_\chi$	Standsicherheit der Tunnelortsbrust bei der $\chi$ -Reduktion	-
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel	°
$\varphi_{cv}$	kritischer Reibungswinkel	°
$\varphi_m$	mobilisierter Reibungswinkel	°
$\lambda$	Grad der Drainage	%
$\nu$	Querdehnzahl	-
$\nu_u$	Querdehnzahl für den undränierten Zustand	-
$\nu_{ur}$	Querdehnzahl bei Entlastung / Wiederbelastung	-
$\rho_d$	Trockendichte	g/cm <sup>3</sup>
$\sigma$	Spannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma'$	effektive Spannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_w$	Porenwasserdruck	kN/m <sup>2</sup>
$\tau$	Scherfestigkeit, Schubspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\psi$	Dilatanzwinkel	°
$\psi_m$	mobilisierter Dilatanzwinkel	°

### Indizes

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>
0	Ausgangszustand
1, 2, 3	Richtung der Hauptdehnungen bzw. Hauptspannungen
a	aktiv bzw. axial
c	kritisch (critical)
d	trocken (dry) bzw. dräniert
e	elastisch
erf	erforderlich
f	Bruch (failure)
geg	gegeben
h	horizontal
m	mobilisiert
max	Maximum
nc	normalkonsolidiert
oc	überkonsolidiert

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>
p	plastisch
r	radial
ref	Referenz
TA	Tunnelachse
u	undränert
ur	Ent- und Wiederbelastung (unloading-reloading)
v	vertikal
x, y, z	Koordinaten

Anmerkung:

Die in Abschnitt 3 verwendeten Bezeichnungen zur Erläuterung der numerischen Zusammenhänge werden aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt.

### **Kurzzusammenfassung**

Die Dissertation befasst sich mit dem Einfluss des Grundwassers auf die Verformungen und die Ortsbruststandsicherheit bei Vortrieben in feinkörnigen, gering durchlässigen Böden. Die zeitliche Veränderung der Ortsbruststandsicherheit wird anhand von vierdimensionalen numerischen Berechnungen untersucht. Es wird dargestellt, wie diese Zeitabhängigkeit mit den Verformungen im Bereich der Tunnelortsbrust und auch den Oberflächensetzungen verknüpft ist. Dabei werden neben dem Einfluss von bodenmechanischen Kennwerten auch Randbedingungen des Tunnelvortriebs berücksichtigt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung werden wesentlich durch die Eigenschaften des verwendeten Stoffmodells beeinflusst. Die Eignung dieses Stoffmodells wird anhand von Laborversuchen überprüft. Hierzu werden die Versuche numerisch modelliert und die Berechnungsergebnisse den Messwerten aus dem Labor gegenübergestellt. Darüber hinaus werden die numerisch ermittelten Ergebnisse der Tunnelvortriebe anhand von Mess- und Erfahrungswerten in gering durchlässigen Böden beurteilt.

### **Summary**

The research deals with the influence of groundwater on the deformations as well as on the stability of the tunnel face in fine-grained, low permeable soils. The time dependence of the tunnel face stability is analysed by four-dimensional numerical calculations. It is illustrated how this time dependence is associated with the deformations around the tunnel as well as at the ground surface. In addition to the influence of soil-mechanical properties, the boundary conditions of the tunnel excavation are analysed. The numerical results essentially depend on the features of the soil model. The practicability of the applied soil model is evaluated by laboratory experiments. Therefore the experiments are numerically modelled and the results are compared with the measured data. Furthermore the numerically calculated results of the tunnel excavations are compared with field measurements and experience available for low permeable soils.

## 1 Einleitung

### 1.1 Praktische Erfahrungen bei Tunnelvortrieben

Die Standsicherheit der Tunnelortsbrust wird in der Regel durch das Vorhandensein von Wasser aufgrund der zum Tunnel hin gerichteten Strömung reduziert. In feinkörnigen, gering durchlässigen Böden treten allerdings zeitliche Effekte auf, die die Standsicherheit der Ortsbrust kurzzeitig auf einem höheren Niveau erhalten, als dies im Falle vollständig drainierter Verhältnisse möglich wäre. Schon im bekannten Spruch der Tunnelbauer „Geschwindigkeit ist Sicherheit“ ist die baupraktische Erfahrung dokumentiert, dass die Sicherheit eng mit der Vortriebsgeschwindigkeit verknüpft ist. Nach der zunächst kurzzeitig stabilen Ortsbrust kann sich deren Standsicherheit mit der Zeit fortlaufend reduzieren, was zunächst zu einem lokalen Versagen der Ortsbrust und anschließend im Extremfall zu ihrem vollständigen Verbruch führen kann. Mit geringer werdender Ortsbruststandsicherheit werden sich gleichzeitig die Verformungen sowohl an der Tunnelortsbrust als auch an der Geländeoberfläche vergrößern.

Neben der Vortriebsgeschwindigkeit kann eine Zeitabhängigkeit der Ortsbruststandsicherheit darüber hinaus auch von bodenmechanischen Eigenschaften beeinflusst werden. Dazu zählen zum einen Kriechvorgänge, welche für die relevanten Zeitschritte – bedingt durch das Fortschreiten des Tunnelvortriebs – aber vernachlässigt werden können. Andererseits kann die Durchlässigkeit des Untergrunds eine zeitabhängige Veränderung der Standsicherheit hervorrufen. Die Bedeutung der Durchlässigkeit ergibt sich aus der praktischen Erfahrung. In stark durchlässigen, grundwasserführenden Kiesen führen atmosphärische Spritzbetonvortriebe innerhalb kürzester Zeit zu einem Verbruch des ungestützten Hohlraums. Demgegenüber strömt bei feinkörnigen, gering durchlässigen Böden nur sehr wenig Wasser zur Ortsbrust, weswegen die destabilisierende Wirkung des Wassers mit einiger zeitlicher Verzögerung auftritt. Damit zeigt sich, dass die Durchlässigkeit des Untergrunds einen großen Einfluss auf die Zeitabhängigkeit der Ortsbruststandsicherheit hat.

### 1.2 Teildränierete Zustände im Tunnelbau – Intention der vorliegenden Arbeit

Wie im nachfolgenden Abschnitt 2 dargelegt wird, liegen sowohl für Böden mit einer sehr hohen Durchlässigkeit (vollkommen dränieret) als auch für solche mit einer sehr geringen Durchlässigkeit (vollkommen undränieret) wissenschaftliche Abhandlungen vor, deren Anspruch die Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit bzw. die Bestimmung von Verformungen und Setzungen ist.

Zwischen diesen beiden extremen Randbedingungen liegt ein Durchlässigkeitsbereich, der mehrere 10er-Potenzen umfasst und nachfolgend als teildränkter Zustand bezeichnet wird. Dieser Durchlässigkeitsbereich wurde in der Literatur des Tunnelbaus bisher nur in sehr geringem Umfang und nur in Bezug auf einzelne Fragestellungen untersucht. Mit dem derzeitigen Stand der Technik ist es daher nicht möglich, auf schnelle und verhältnismäßig einfache Art und Weise die Ortsbruststandsicherheit für diesen Durchlässigkeitsbereich zu bestimmen. Ersatzweise werden anhand der aus der Literatur bekannten Zusammenhänge entweder die dränierete und bzw. oder die undränierete Ortsbruststandsicherheit berechnet und daraus die erforderlichen Sicherungsmaßnahmen abgeleitet. Die tatsächliche Ortsbruststandsicherheit liegt allerdings irgendwo zwischen diesen beiden

Werten. Damit wird die Ortsbruststandsicherheit mit hoher Wahrscheinlichkeit entweder über- oder unterschätzt. Dies kann im ersten Fall zu einem instabilen Tunnelvortrieb, im anderen Fall zu einem unwirtschaftlichen Vortrieb führen. Durch die Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit bei Tunnelvortrieben im grundwasserführenden Lockergestein werden grundlegende Zusammenhänge abgeleitet, die eine Abschätzung der Ortsbruststandsicherheit im oben genannten Durchlässigkeitsbereich ermöglichen.

Die Berechnung von teildränierten Zuständen ist in der Geotechnik grundsätzlich bekannt und gebräuchlich. Beispielhaft genannt sei hier die Belastung eines gering durchlässigen Bodens infolge einer Aufschüttung (z. B. eines Bahndamms). Nach dem Aufbringen der Belastung herrschen undrännierte Verhältnisse vor, die Porenwasserüberdrücke unterhalb der Aufschüttung sind zu diesem Zeitpunkt maximal. Durch Konsolidationsvorgänge im Boden bauen sich die Porenwasserüberdrücke mit der Zeit ab, gleichzeitig nehmen die Setzungen zu. Im Endzustand ergeben sich die maximalen Setzungen infolge der oben beschriebenen Belastung, wobei keine Porenwasserüberdrücke mehr vorhanden sind. Man spricht dann von einem vollkommen dränierten Zustand. Der teildrännierte Zustand umfasst für dieses Beispiel den gesamten Zeitraum, in dem die Porenwasserüberdrücke ab- und die Setzungen zunehmen.

Die besondere Herausforderung bezüglich der Untersuchung von teildränierten Zuständen im Tunnelbau liegt darin, dass mit Hilfe von vierdimensionalen<sup>1</sup> numerischen Untersuchungen ein äußerst komplexes Wechselspiel aus Verformungen, Porenwasserdruckänderungen und Spannungsänderungen zu berücksichtigen und in geeigneter Form abzubilden ist. Dies erfordert zum einen die qualifizierte Anwendung eines dafür geeigneten Stoffmodells, zum anderen aber auch entsprechende Kapazitäten für die Modellierung, Berechnung und Auswertung.

Eine umfangreiche Behandlung der oben beschriebenen Fragestellung, die dabei insbesondere die zu erwartenden Verformungen mit der berechneten Ortsbruststandsicherheit verknüpft, steht in der Literatur noch aus und wird im Rahmen dieser Arbeit vorgestellt. Die Gründe für die untrennbare Verknüpfung von Ortsbruststandsicherheit und Verformungen werden dabei in den nachfolgenden Abschnitten ausführlich erläutert. Die vorliegende Arbeit gibt dem in der Praxis tätigen Ingenieur ein Werkzeug an die Hand, welches ihm ermöglicht, kurzfristig und auf sehr einfache Weise die Standsicherheit sowie die damit einhergehenden Verformungen und Setzungen bei Tunnelvortrieben unterhalb des Grundwasserspiegels abzuschätzen.

### 1.3 Gliederung der Arbeit

In Abschnitt 2 werden zunächst einige Definitionen eingeführt, die im Rahmen dieser Arbeit verwendet werden. Daran anschließend wird, wie oben bereits kurz beschrieben, der Stand der Technik erläutert. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um vollkommen dränierter oder vollkommen undrännierter Berechnungen zur Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit bzw. den zu erwartenden Setzungen bei Tunnelvortrieben unter eben diesen Randbedingungen. Auch wenn unter diesen Randbedingungen zeitliche Effekte keinen Einfluss haben, so kann damit doch die Bandbreite aufgezeigt werden, welche sich zwischen diesen beiden extremen Bedingungen aufspannt. Gleichzeitig helfen diese Literaturangaben dabei, jenes Feld einzugrenzen, in dem der Einfluss der Durchlässigkeit bzw. der Vortriebsgeschwindigkeit von besonderem Interesse ist. Die aus der Literatur

---

<sup>1</sup> Neben den 3 Richtungen entlang der x-, y- und z-Achse wird die Zeit als 4. Dimension berücksichtigt.

bekanntesten Quellen, bei welchen zeitliche Effekte berücksichtigt werden, ermöglichen zudem eine Einordnung der eigenen Berechnungsergebnisse.

Der zeitliche Einfluss auf die Standsicherheit der Tunnelortsbrust wird in dieser Arbeit anhand von vierdimensionalen Finiten-Element-Berechnungen untersucht. Die im numerischen Modell abzubildenden Wechselwirkungen zwischen den Verformungen einerseits sowie den effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken andererseits werden durch die zu Grunde gelegten Theorien der Grundwasserströmung, Konsolidation usw. sowie das Stoffmodell des Korngerüstes beschrieben und im Rahmen des Abschnitts 3 ausführlich erläutert. Dabei ist es nicht Inhalt dieser Arbeit, ein eigenes Stoffmodell zu entwickeln. Die dargestellten Gleichungen dieses Abschnitts sowie die darauf aufbauende Vorgehensweise zur numerischen Bestimmung der Porenwasserdrücke, effektiven Spannungen und der damit verbundenen Verformungen orientieren sich an BRINKGREVE und BROERE (2004). Das hierbei angewandte Stoffmodell ist in dieser oder ähnlicher Form relativ weit verbreitet. Die recht ausführliche Beschreibung der zu Grunde gelegten Gleichungen erfolgt vor dem Hintergrund, dass dem praxisorientierten Anwender, der ansonsten andere Stoffmodelle verwendet, ein grundlegendes Verständnis zur Bestimmung der erforderlichen Kennwerte und zur Beurteilung der Berechnungsergebnisse vermittelt wird.

Zur Validierung des verwendeten Stoffmodells wurde ein aufwändiges Laborversuchsprogramm durchgeführt. In Abschnitt 4 werden dieses Versuchsprogramm und die daraus abgeleiteten Ergebnisse zunächst erläutert, diese anschließend mittels der Methode der Finiten-Elemente modelliert und die daraus gewonnenen Erkenntnisse in Bezug auf die numerische Modellierung des Tunnelvortriebs diskutiert. Neben standardisierten Laborversuchen, wie sie beispielsweise in den einschlägigen Normen beschrieben sind, wurden zum einen Triaxialversuche durchgeführt, bei denen der Abschervorgang über die Reduktion des Zeldrucks herbeigeführt wird. Zum anderen wurden darüber hinausgehend auch so genannte teildrained Triaxialversuche durchgeführt. Derartige Versuche werden bisher nur mit wissenschaftlicher Intention angewendet. Gegenüber den normierten Triaxialversuchen (insbesondere dräniert oder undräniert nach vorheriger Konsolidation) bieten diese Versuche allerdings als einzige die Möglichkeit, Stoffmodelle in einer für die hier betrachtete Fragestellung geeigneten Weise untersuchen zu können. Dabei wird der Fokus insbesondere auf das Zusammenspiel von volumetrischen Dehnungen und gleichzeitiger Änderung der Porenwasserdrücke gelegt. Eine entsprechende Abbildung der an der Ortsbrust vorhandenen Verhältnisse ist mit den nach Norm ausgeführten Triaxialversuchen nicht möglich. Die standardisierten Laborversuche werden insbesondere dafür verwendet, die Kennwerte für die numerische Modellierung der Versuche zu ermitteln.

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung zu Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden werden in Abschnitt 5 dargestellt. Die numerischen Berechnungen orientieren sich zunächst einmal an Tunnelvortrieben, wie sie beispielsweise im Münchener Tertiär üblich sind. Die hierbei relevanten Grundlagen für die Modellierung werden kurz umrissen. Daneben werden detaillierte Angaben zu den verwendeten Geometriemodellen wie auch zur Abbildung des Tunnelvortriebs vorgestellt. Den numerischen Ergebnissen selbst liegt eine große Zahl an vierdimensionalen Berechnungen zugrunde. Dabei werden neben bodenmechanischen Größen, wie beispielsweise der Gebirgsdurchlässigkeit oder der Scherfestigkeit, auch geometrischen Größen, zum Beispiel die Überdeckungshöhe, berücksichtigt. Die Auswertung der numerischen Berechnungen erlaubt die spezifische Abschätzung der Ortsbruststandsicherheit einerseits und ausgewählten Verformungsgrößen



andererseits. Die detaillierten Angaben zur Modellierung sowie der großzügig angelegte Untersuchungsumfang ermöglichen zudem eine in gewissen Grenzen liegende Übertragbarkeit der Ergebnisse auch auf abweichende Randbedingungen. Die numerischen Berechnungsergebnisse der Ortsbruststandsicherheit werden kritisch hinterfragt, wobei auch eine alternative Berechnungsmöglichkeit vergleichend einbezogen wird.

Die Berechnungsergebnisse werden – soweit möglich – anhand von Mess- und Erfahrungswerten validiert. Neben den Ergebnissen von Setzungsmessungen an der Geländeoberfläche werden auch Verformungen an der Ortsbrust ausgewertet und zur Beurteilung des numerischen Modells den Berechnungsergebnissen in Abschnitt 6 vergleichend gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung zwischen Berechnungs- und Messergebnissen wird darüber hinaus dazu genutzt, dem in der Praxis stehenden Ingenieur einen Lösungsansatz aufzuzeigen, wie die numerisch ermittelten Zusammenhänge konkret auf ein spezifisches Problem übertragen werden können.

Im Gegensatz zu den Setzungen an der Geländeoberfläche, welche beispielsweise mittels eines Nivellements zu beliebigen Zeitpunkten bestimmt werden können, müssen die Verformungen an der Ortsbrust mit fortlaufendem Tunnelvortrieb ermittelt werden. Um den baubetrieblichen Ablauf nicht zu stören, muss die Beeinflussung durch den Messvorgang an der Ortsbrust nach Möglichkeit reduziert werden. In diesem Zusammenhang wird in Abschnitt 7 ein noch sehr neuartiges Verfahren in seinen Grundzügen vorgestellt, welches die Verformungsmessung an der Ortsbrust bei gleichzeitig minimaler Beeinträchtigung des Bauablaufs ermöglicht. Durch Kenntnis der Zusammenhänge zwischen Ortsbrustverformung und Standsicherheit lassen sich daraus zukünftig direkt an der Ortsbrust Sicherheitsmaßnahmen für den laufenden Vortrieb ableiten.

## 2 Literaturzusammenfassung

### 2.1 Definitionen

Die für die numerischen Untersuchungen relevanten geometrischen Kenngrößen sind in Abb. 2.1 dargestellt.

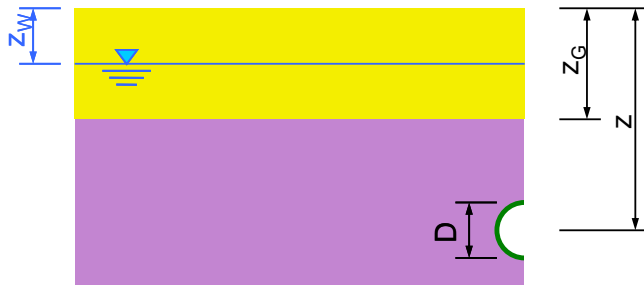


Abb. 2.1: Geometrische Kenngrößen

Darin bedeuten:

$D$  ... mittlerer Tunneldurchmesser [m]

$z$  ... Tiefenlage des Tunnels (Abstand zwischen Geländeoberfläche und Tunnelachse) [m]

$z_G$  ... Mächtigkeit einer durchlässigen und oberflächennah vorhandenen Schicht [m]

$z_W$  ... Lage des Grundwasserspiegels unterhalb Geländeoberfläche [m]

Neben der Standsicherheit werden auch Setzungen an der Geländeoberfläche und Verformungen im Gebirge ausgewertet. Die für die Auswertung von Verformungen relevanten Bezeichnungen und Koordinaten sind in Abb. 2.2 dargestellt.

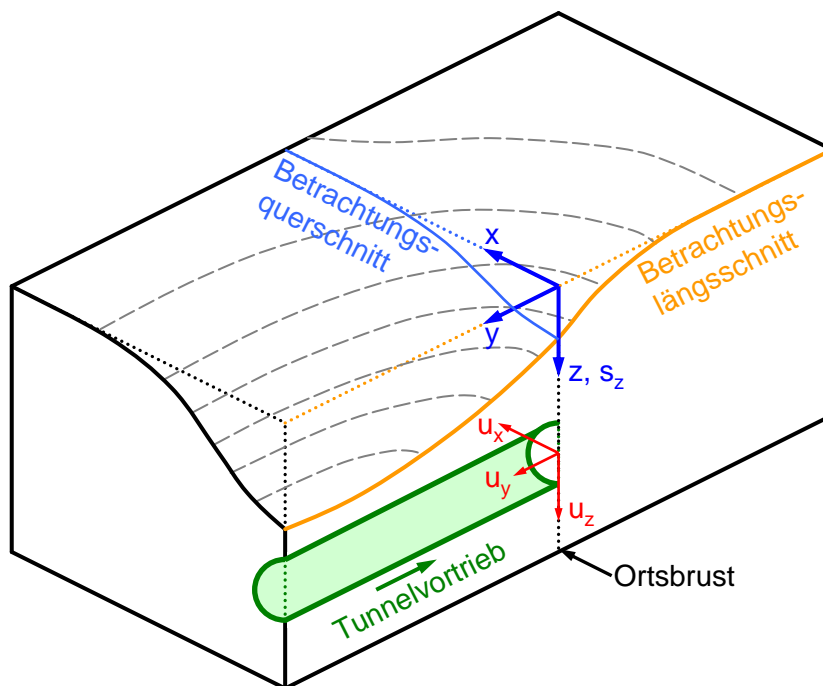


Abb. 2.2: Richtung der Koordinaten für die Auswertung

Darin bedeuten:

$x, y, z$  ... Koordinaten [m]

$u_{x,y,z}$  ... Verformungen, der Index definiert die Richtung der Verformung [mm]

$s_z$  ... Setzungen an der Geländeoberfläche [mm]

Durch Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften wird bei sämtlichen Berechnungen nur die linke Modellhälfte abgebildet. Für die Auswertung der Berechnungsergebnisse (relevant sind hierbei ausschließlich die Quersetzungsmulden) wird die x-Koordinate, entgegen der in der Literatur überwiegend gewählten Definition, positiv von rechts nach links definiert (siehe Abb. 2.2). Dies hat für die Auswertung der Berechnungsergebnisse keine praktische Bedeutung.

Die erforderlichen Parameter zur Beschreibung der beim Tunnelvortrieb entstehenden Quersetzungsmulde sind in Abb. 2.3 dargestellt. Der "Volumenverlust"  $\Delta V$  ergibt sich dabei aus der Integration des Flächeninhalts der Setzungsmulde. Dieser kann bei Außerachtlassung von Stauchungen und Zerrungen des Gebirges, also bei Ansatz von Volumenkonstanz im Tunnelumfeld, als Mehrausbruch gegenüber dem theoretischen Ausbruchvolumen  $V_A$  (= Querschnittsfläche des fertigen Tunnels) interpretiert werden. Sofern der Verlauf der Setzungsmulde in üblicher Weise mittels einer Normalverteilung nach Gauß angenähert wird, kann der "Volumenverlust" anhand der in Abb. 2.3 angegebenen Formel bestimmt werden.

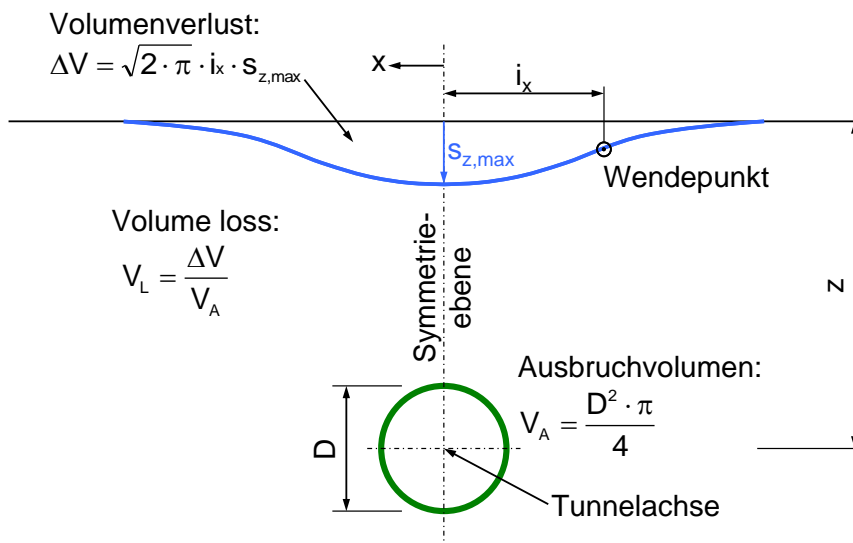


Abb. 2.3: Beschreibung der Quersetzungsmulde

Darin bedeuten:

$i_x$  ... Wendepunktastand der Quersetzungsmulde [m]

$V_A$  ... theoretisches Ausbruchvolumen (Querschnittsfläche des fertigen Tunnels) [ $m^3/m$ ]

$\Delta V$  ... Volumenverlust (Flächeninhalt der Setzungsmulde) [ $m^3/m$ ]

$V_L$  ... Volume loss (Volumenverlust bezogen auf Ausbruchvolumen) [%]

Hinsichtlich der Längssetzung entstehen Verformungen sowohl vor als auch hinter der Ortsbrust. Hinter der Ortsbrust erreicht die Setzungsmulde in einer bestimmten Entfernung asymptotisch ihren Maximalwert (siehe Abb. 2.4). Diese maximale Setzung hinter der Ortsbrust entspricht der Setzung  $s_{z,max}$  bei  $x = 0$  der Quersetzungsmulde (siehe Abb. 2.3).

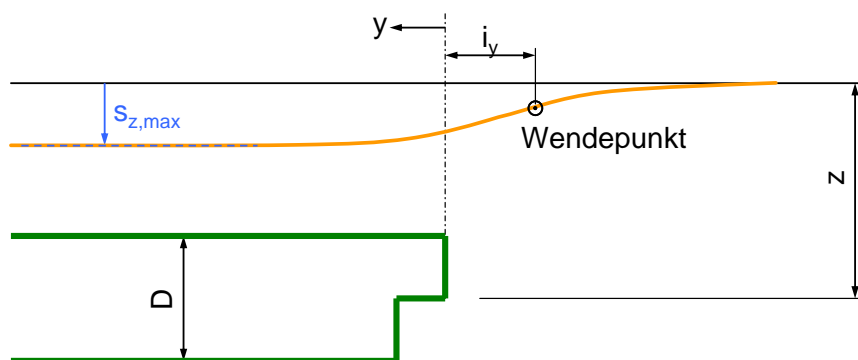


Abb. 2.4: Beschreibung der Längssetzungsmulde

Für empirische Betrachtungen werden sowohl die Quersetzungs- als auch die Längssetzungsmulde häufig und mit guter Übereinstimmung mittels der Normalverteilung nach Gauß (Quersetzungsmulde) bzw. der daraus abgeleiteten Summenfunktion (Längssetzungsmulde) angenähert (SCHMIDT (1969), PECK (1969), ATTEWELL und WOODMAN (1982)).

Sofern bei den nachfolgend dargestellten Literaturangaben abweichende Definitionen (z. B. hinsichtlich der Einheiten oder Ausrichtung des Koordinatensystems) verwendet wurden, so wird dies entsprechend kenntlich gemacht.

## 2.2 Numerisch ermittelte Verformungen und Setzungen für Tunnelvortriebe

Zweidimensionale Berechnungen stellen für die meisten Fragestellungen noch immer den Stand der Technik in der Vorbereitung bautechnischer Praxis dar. Dreidimensionale Berechnungen werden aufgrund der langen Rechenzeiten und des verhältnismäßig großen Aufwands zur Modellierung bisher nur in begrenztem Umfang eingesetzt. Bei der zweidimensionalen Berechnung von Setzungsmulden wird die Größe der Setzungsmulde unter vorab anzunehmenden Randbedingungen ermittelt. Beispielhaft genannt seien hier das Stützkern- und Stützlastverfahren (Beschreibung siehe u. a. in MEISSNER (1996), SCHIKORA und FINK (1982)) oder das Volume-loss-Verfahren (auch als Kontraktionsmethode bekannt, Beschreibung siehe u. a. in BRINKGREVE et al. (2006), MÖLLER (2006)). Die zweidimensionale Ermittlung von Setzungsmulden bei Tunnelvortrieben ist gegenüber der räumlichen Ermittlung wesentlich schneller und einfacher, allerdings ist die Festlegung geeigneter Randbedingungen nicht ohne weiteres möglich. Die Randbedingungen müssen beispielsweise anhand von vorab durchgeführten dreidimensionalen Berechnungen bestimmt werden, weswegen im Rahmen dieser Arbeit im Wesentlichen auf die Erkenntnisse aus räumlichen Berechnungen zurückgegriffen wird.

Hinsichtlich der Ermittlung von Verformungen und Setzungen liegen einige hilfreiche Literaturangaben vor, die eine Einordnung der eigenen Ergebnisse und eine daraus abgeleitete Wertung ermöglichen. Die Berechnungen beziehen sich dabei hauptsächlich auf vollkommen dränierte bzw. undränierte Verhältnisse. Der Einfluss der Zeit auf die Entstehung von Verformungen wurde anhand von dreidimensionalen Berechnungen untersucht, allerdings ist die Zahl der Literaturangaben, die für einen Vergleich genutzt werden könnten, derzeit noch gering.

Ein Vergleich von eigenen Berechnungsergebnissen mit solchen aus der Literatur ist immer kritisch zu hinterfragen, denn für numerische Modelle sind stets Annahmen und Vereinfachungen vorzunehmen. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Berechnungsergebnisse werden in Abschnitt 6

Messungen aus der Tunnelbaupraxis vergleichend gegenübergestellt. Die Messergebnisse werden erst im oben genannten Abschnitt – und nicht bereits in der Literaturzusammenfassung – dargestellt, um beim Vergleich die Modelleinflüsse berücksichtigen zu können.

Von VERMEER et al. (2002a) wurden räumliche Berechnungen unter dränierten Verhältnissen zur Ermittlung von Setzungen bei Spritzbetonvortrieben durchgeführt. Die Berechnungen wurden mit einem linear elastisch, ideal plastischen Stoffmodell durchgeführt, die Scherfestigkeit ist über die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb definiert. Der Vortrieb wird modelliert, indem die Bodenelemente des aktuellen Abschlags innerhalb des Tunnelquerschnitts deaktiviert werden und gleichzeitig die Elemente der Tunnelschale des vorangegangenen Abschlags aktiviert werden. Diese Vorgehensweise wird auch als step-by-step Methode beschrieben (siehe u. a. WITTKÉ (1984)). Wesentlich für die Auswertung von Setzungsmulden ist, dass ein so genannter steady-state erreicht wird. Darunter wird ein Zustand verstanden, bei welchem sich längs des Tunnelvortriebs die Setzung  $s_{z,max}$  hinter der Ortsbrust bei weiteren Abschlägen nicht mehr ändert. In Abhängigkeit von der Modellierung des ersten Abschlags wird der steady-state erreicht, indem die Setzungen zunächst ab- oder zunehmen und anschließend über eine bestimmte Länge konstant bleiben (siehe Abb. 2.5).

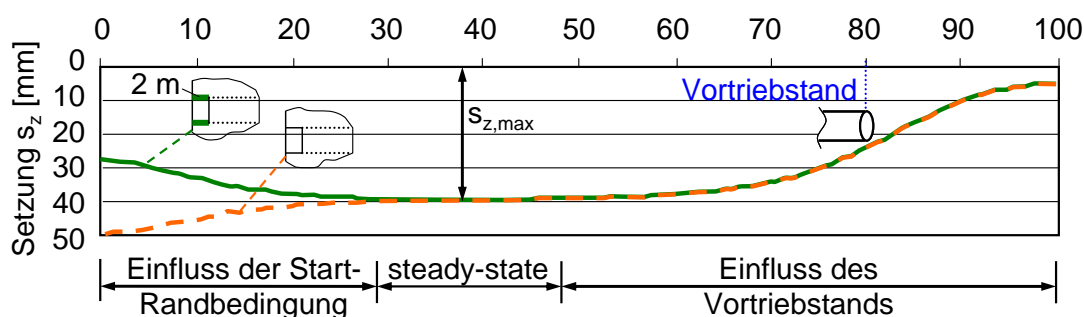


Abb. 2.5: Erreichen des steady-state in Abhängigkeit von der Modellierung des ersten Abschlags

Die obere grüne Kurve ergibt sich für den Fall, dass bei der Modellierung des ersten simulierten Abschlags die Tunnelschale aktiviert wird, während gleichzeitig die Bodenelemente innerhalb des Tunnelquerschnitts deaktiviert werden. Demgegenüber ergibt sich die untere orange Kurve für eine Modellierung, bei welcher der erste Abschlag ohne Aktivierung der Tunnelschale modelliert wird. Unabhängig von der Wahl der Modellierung des ersten Abschlags wird der steady-state in beiden Fällen nach ca. 30 m modelliertem Tunnelvortrieb erreicht, die maximale Setzung im steady-state ist ebenfalls für beide Ausgangszustände gleich groß. Die Start-Randbedingungen nehmen damit Einfluss auf die Festlegung der erforderlichen Modellabmessungen und müssen auch im Rahmen der Auswertung der Berechnungsergebnisse berücksichtigt werden.

Die oben beschriebene Vorgehensweise ist sehr zeitintensiv, da eine Reihe von Abschlagszyklen und damit Berechnungsphasen zu modellieren sind, bevor der steady-state erreicht wird. Von VERMEER et al. (2002a) wurde daher eine alternative Möglichkeit vorgestellt, bei welcher die Setzungsmulde an der Geländeoberfläche innerhalb von nur zwei Berechnungsphasen ermittelt werden kann. Bei der ersten Berechnungsphase wird ein fertig hergestellter Tunnel modelliert, der vom vorderen Modellrand bis etwa zur Mitte des Modells reicht. In einer zweiten Berechnungsphase wird ein einzelner Abschlag modelliert, für welchen die Setzungen an der Geländeoberfläche in vielfachen Abständen der Abschlagslänge liegenden Querschnitten ausgewertet werden. Der Inhalt jeder Setzungsmulde entspricht dem Volumenverlust  $\Delta V^{\text{Abschlag}}$  infolge eines einzelnen Abschlags in entsprechender Entfernung. Dabei wird von den Autoren angenommen, dass die dermaßen be-

rechneten Verformungen denjenigen aus einem Abschlagszyklus bei der step-by-step Methode entsprechen. Den Gesamtvolumenverlust  $\Delta V$  erhält man durch Integration sämtlicher Volumenverluste  $\Delta V^{\text{Abschlag}}$  in den verschiedenen Entfernungen entsprechend einer Auswertung beim Einflusslinienverfahren.

Von FRANZIUS und POTTS (2005) wurde untersucht, wie sich die Abmessungen des numerischen Modells auf die berechneten Setzungen auswirken können. Die Berechnungen wurden für undrainede Verhältnisse, einen Tunneldurchmesser  $D = 4,15$  m und eine Tiefenlage der Tunnelachse  $z = 20$  m durchgeführt. Der Tunnelvortrieb wurde von FRANZIUS und POTTS mittels der step-by-step Methode abgebildet, wobei der Tunnelvortrieb direkt vom vorderen Modellrand aus simuliert wurde. Den Berechnungen ist ein Bodenprofil des Londoner Untergrunds zu Grunde gelegt, der Seitendruckbeiwert  $K_0$  wurde ausgehend von einem Wert von 1,5 variiert. Das Modell weist eine konstante Breite von 100 m auf. Längs des Tunnelvortriebs wurden im Rahmen der Untersuchung einige Abmessungen variiert. Dazu zählt neben der Modelllänge selbst auch die mittels der step-by-step Methode modellierte Vortriebslänge  $L_{\text{tunnel}}$ . Des Weiteren wurde der Abstand  $L_{\text{soil}}$  zwischen der Ortsbrust und dem hinteren Modellrand in den Untersuchungen berücksichtigt (siehe Abb. 2.6). Die angesetzten Längen der Berechnungsmodelle sind in Tab. 2.1 angegeben.

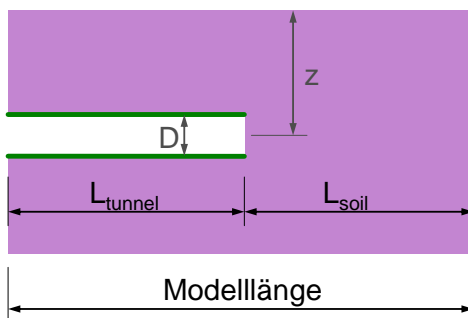


Abb. 2.6: Geometrische Kenngrößen

Variante	Modelllänge	
Netz 1	50 m	12,0·D
Netz 2	105 m	25,3·D
Netz 3	135 m	32,5·D

Tab. 2.1: Variierte Modelllänge

Von den Autoren wurden Berechnungsergebnisse vorgestellt, bei denen die in Tab. 2.1 angegebenen Abmessungen für zwei gegebene Vortriebslängen  $L_{\text{tunnel}}$  mit 30 m bzw. 50 m näher untersucht wurden. Damit wird der Einfluss der Länge  $L_{\text{soil}}$  (verbleibender Abstand zwischen der Ortsbrust und dem hinteren Modellrand) auf die berechneten Setzungen ermittelt (siehe Tab. 2.2).

Variante	Modelllänge	$L_{\text{tunnel}}$	$L_{\text{soil}}$
Netz 1	50 m	30 m	20 m
Netz 2	105 m	30 m bzw. 50 m	75 m bzw. 55 m
Netz 3	135 m	30 m bzw. 50 m	105 m bzw. 85 m

Tab. 2.2: Variation des Abstands  $L_{\text{soil}}$

Bezüglich der berechneten Längssetzungen ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Netzen 2 und 3. Das Netz 1 wurde nur mit der kürzeren Vortriebslänge  $L_{\text{tunnel}} = 30$  m untersucht. Hierbei ergeben sich im rechnerischen Vergleich etwas zu große Verformungen (im relevanten Bereich allerdings weniger als ca. 5 %).

In analoger Weise wurde von FRANZIUS und POTTS auch bestimmt, welcher Einfluss sich aus der Vortriebslänge  $L_{\text{tunnel}}$  ableitet. Hierzu wurden hinsichtlich des Parameters  $L_{\text{soil}}$  ebenfalls zwei Längen vorgegeben. Die Länge  $L_{\text{soil}}$  wurde zum einen mit 65 m, zum anderen mit 75 m definiert.

Variante	Modelllänge	$L_{\text{soil}}$	$L_{\text{tunnel}}$
Netz 2	105 m	65 m bzw. 75 m	40 m bzw. 30 m
Netz 3	135 m	65 m bzw. 75 m	70 m bzw. 60 m

Tab. 2.3: Variation der Vortriebslänge  $L_{\text{tunnel}}$

Für das Netz 2 ergibt sich bei vorgegebener Länge  $L_{\text{soil}}$  damit eine kürzere Vortriebslänge  $L_{\text{tunnel}}$  als bei Netz 3. Das Modell bei Netz 1 ist kleiner als die gegebenen Längen  $L_{\text{soil}}$  und wurde daher nicht untersucht. Die Autoren beschreiben den Einfluss der Vortriebslänge  $L_{\text{tunnel}}$  auf die Setzungen im Bereich vor der Ortsbrust als gering. Demgegenüber weichen die Ergebnisse hinter der Ortsbrust (also oberhalb des bereits fertig gestellten Bereichs des Tunnels) zum Teil recht deutlich voneinander ab. Die kürzere Vortriebslänge (Netz 2) führt in beiden Fällen zu geringeren Maximalsetzungen hinter der Ortsbrust. Als Fazit ist festzuhalten, dass neben den eigentlichen Modellabmessungen auch die Länge des abzubildenden Tunnelvortriebs sowie die Abstände der Ortsbrust zu den Begrenzungen des Modells bei der numerischen Untersuchung zu berücksichtigen sind.

Wie bereits oben beschrieben wurde, sollten Tunnelvortriebe über eine ausreichende Länge modelliert werden, bis hinsichtlich der Längssetzungsmulde der "steady-state" erreicht wird. Für das Netz 3 haben FRANZIUS und POTTS die Entwicklung der Längssetzungsprofile in Abhängigkeit vom Vortriebsstand dargestellt. Die Pfeile deuten dabei die jeweilige Position der Tunnelortsbrust an (siehe Abb. 2.7).

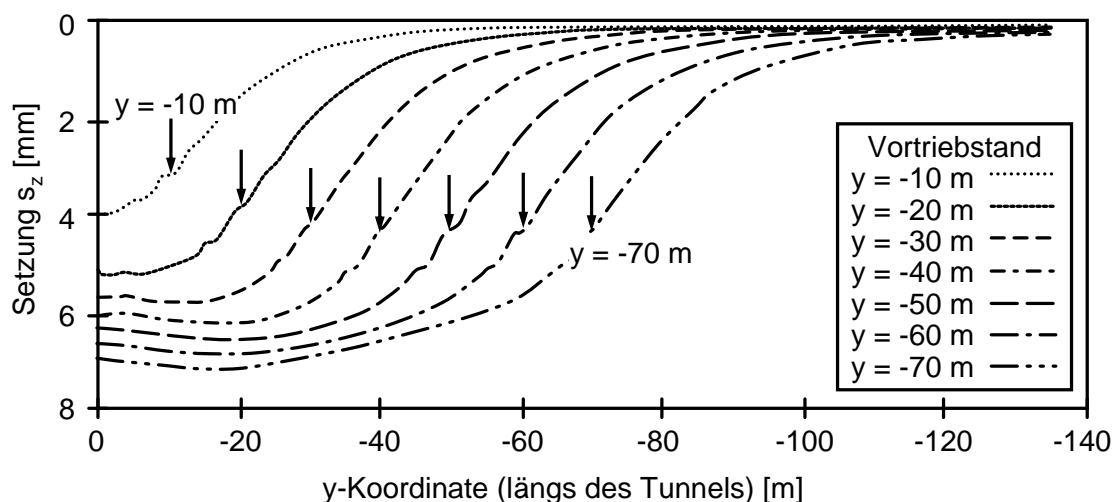


Abb. 2.7: Entwicklung der Längssetzung mit fortschreitendem Tunnelvortrieb für einen Seitendruckbeiwert  $K_0 = 1,5$  nach FRANZIUS und POTTS

Die Setzungen am vorderen Modellrand nehmen auch nach 70 m Tunnelvortrieb (Vortriebsstand bei  $y = -70$  m) noch zu. Das dargestellte Ergebnis wird von den Autoren dahingehend beschrieben und bewertet, dass auch für die letzten 10 m Tunnelvortrieb noch kein steady-state erreicht ist. Daraus leiten die Autoren eine zu geringe Länge des Modells für die untersuchten Randbedingungen ab, wobei einer Vergrößerung der Modelllänge Limitierungen hinsichtlich der Rechenzeit und der Ressourcen entgegenstehen. Gegenüber anderen von FRANZIUS und POTTS genannten Quellen ist das Modell ohnehin deutlich länger. Ein möglicher Grund hierfür wurde im Betrag des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  vermutet, weswegen dieser Parameter im Zuge der Untersuchung von 1,5 auf 0,5 reduziert wurde. Die Entwicklung der Längssetzungsmulde mit fortschreitendem Tunnelvortrieb ist für einen Seitendruckbeiwert  $K_0 = 0,5$  in Abb. 2.8 dargestellt.

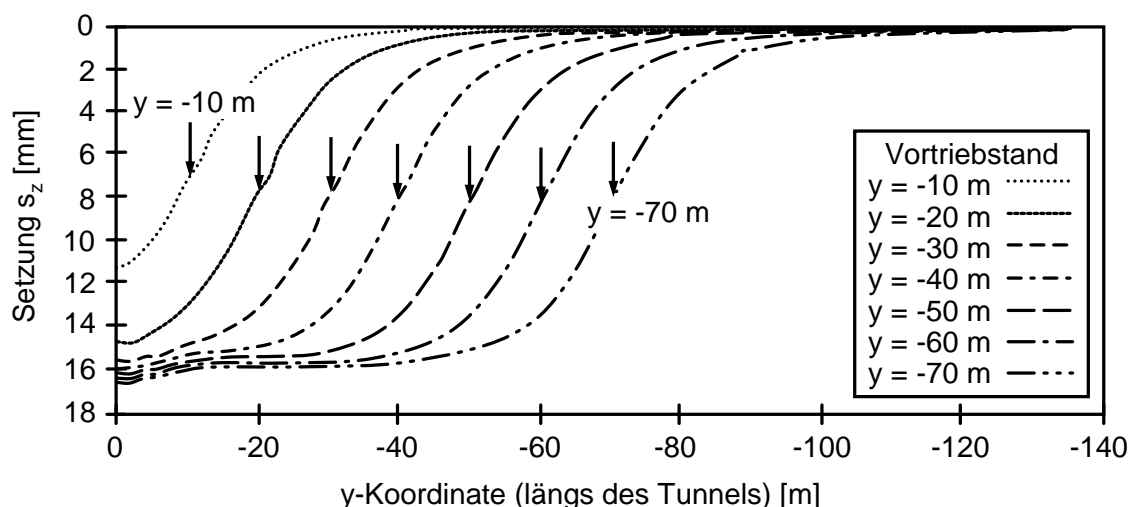


Abb. 2.8: Entwicklung der Längssetzung mit fortschreitendem Tunnelvortrieb für einen Seitendruckbeiwert  $K_0 = 0,5$  nach FRANZIUS und POTTS

Der geringere Seitendruckbeiwert führt zu deutlich größeren Setzungen und gleichzeitig auch zu steileren Längssetzungsmulden. Darüber hinaus zeigt sich, dass sich nach ca. 50 m Vortriebslänge und in einem Abstand von ca. 30 m hinter der Ortsbrust (also in etwa bei  $y = -20$  m) ein ebenes Plateau ausbildet. Die Setzungen nahe dem vorderen Modellrand nehmen daraufhin mit fortschreitendem Tunnelvortrieb nur noch in sehr geringem Umfang zu. FRANZIUS und POTTS weisen darauf hin, dass dies streng genommen noch nicht einem steady-state entspricht. Die Verformungszunahme in diesem Bereich wird aber nicht mehr als signifikant angesehen.

Zum Einfluss des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  bei dränierten Verhältnissen auf die Setzungen an der Geländeoberfläche wurden Berechnungen von MÖLLER (2006) durchgeführt. Es wurden Seitendruckbeiwerte zwischen 0,5 und 2,0 untersucht. Mit zunehmender Größe des Seitendruckbeiwerts nehmen die Setzungen ab, für Seitendruckbeiwerte  $K_0$  von 1,5 und 2,0 ergeben sich hierbei sogar rechnerische Hebungen. Der Einfluss des Seitendruckbeiwerts ist für Werte von  $\leq 1$  noch verhältnismäßig gering, für darüber hinausgehende Werte wirkt sich der Seitendruckbeiwert demgegenüber deutlicher auf die berechneten Setzungen aus (Setzungen längs des Tunnelvortriebs, siehe Abb. 2.9).



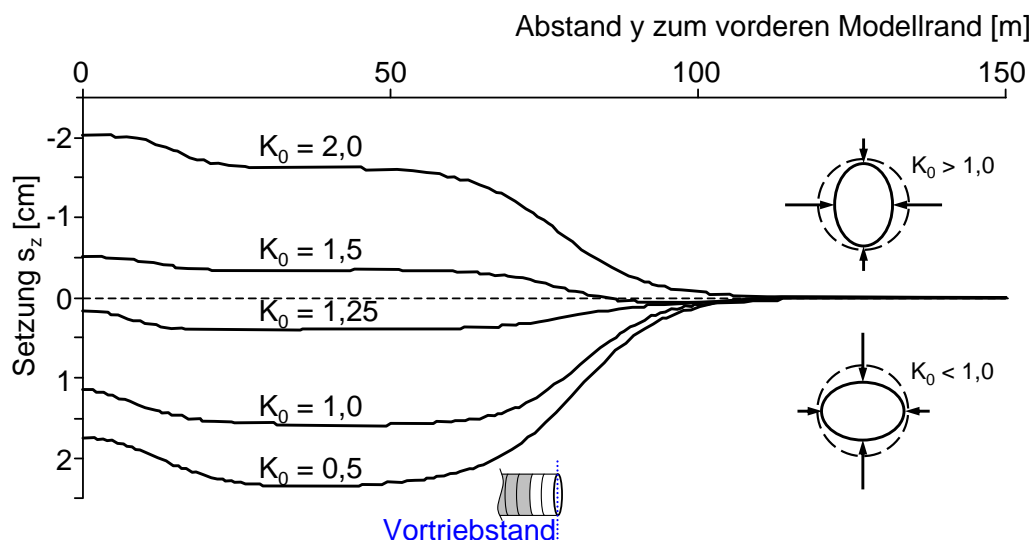


Abb. 2.9: Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf die Setzungen in Längsrichtung

Hinsichtlich der Setzungsmulde quer zur Vortriebsrichtung des Tunnels wurde von MÖLLER neben einer Verringerung der Maximalsetzung  $s_{z,max}$  bei größeren Seitendruckbeiwerten auch eine Verbreiterung der Setzungsmulde festgestellt.

NG und LEE (2005) führten dreidimensionale Berechnungen für Tunnel in Spritzbetonbauweise durch, wobei das Materialverhalten des Bodens mittels eines linear elastisch, ideal plastischen Stoffmodells beschrieben wurde und zeitliche Effekte über eine gekoppelte Konsolidationsbetrachtung mit einbezogen wurden. Der Tunnelvortrieb wurde in einem homogenen, überkonsolidierten Ton mit steifer Konsistenz modelliert. Die Überdeckungshöhe  $H = 18$  m und auch der Tunneldurchmesser  $D = 9$  m wurden im Rahmen der Veröffentlichung nicht variiert. Die Abmessungen des Modells sind in Tab. 2.4 angegeben.

Abmessung des Modells	[m]	[ $x \cdot D$ ]
Gesamtbreite	101,25	11,3
Gesamttiefe	45,00	5,0
Gesamtlänge	75,00	8,3
Anzahl Elemente [-]	5040	
Anzahl Knoten [-]	5642	

Tab. 2.4: Modellabmessungen bei NG und LEE (2005)

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgte am so genannten Betrachtungsquerschnitt in einem Abstand von 43 m vom vorderen Modellrand. Die Vortriebsgeschwindigkeit wurde mit  $v = 2,25$  m/d angesetzt, die ungestützte Abschlagslänge beträgt 2,25 m. Um den Einfluss der Randbedingungen auszuschließen, wurde der Tunnelvortrieb im Abstand von 25 m vom vorderen Modellrand aus gestartet. Von diesen vordersten 25 m wurden in einer vorlaufenden Berechnungsphase 22,75 m direkt als fertig gestellter Tunnelabschnitt abgebildet. Lediglich die letzten 2,25 m verblieben bis zum Start des mittels der step-by-step Methode simulierten Vortriebs ohne Einbau der Tunnelschale. Beim Tunnelvortrieb werden gleichzeitig zum aktuellen Vortrieb die letzten 2,25 m (= ungestützte Länge des vorherigen Abschlagszyklus) mit einer 0,25 m dicken Spritzbetonschale ausgekleidet. Die Modellierung des Vortriebs erfolgt über eine Länge von insgesamt

45 m, davon befinden sich 18 m (2-D) vor dem Betrachtungsquerschnitt sowie weitere 27 m (3-D) dahinter.

Die Definition der Grenzbedingung wurde nach Drucker-Prager gewählt, die Steifigkeit des Bodens nimmt linear mit der Tiefe zu. Variiert wurde neben dem Erdruchdruckbeiwert  $K_0$  ebenfalls das Steifigkeitsverhältnis  $n$  zwischen den effektiven Elastizitätsmoduln in horizontaler und vertikaler Richtung ( $n = E'_h / E'_v$ ). Die Durchlässigkeit des Untergrunds ist mit  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s angegeben und wurde nicht variiert. Die Tunnelschale ist mittels eines linear elastischen Stoffmodells abgebildet, wobei eine zeitliche Steifigkeitszunahme nicht angesetzt wurde.

Die Auswertung der Quersetzungsmulde am Betrachtungsquerschnitt BQS in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert  $K_0$  wie auch vom Steifigkeitsverhältnis  $n$  ist in Abb. 2.10a und b dargestellt. Die Setzungen  $s_z$  sind dabei in Prozent des Tunneldurchmessers angegeben. Der Abstand  $x$  quer zur Tunnelachse ist ebenfalls bezogen auf den Tunneldurchmesser dargestellt. Die Tunnelortsbrust befindet sich für die dargestellten Berechnungsergebnisse bereits 27 m hinter dem Betrachtungsquerschnitt.

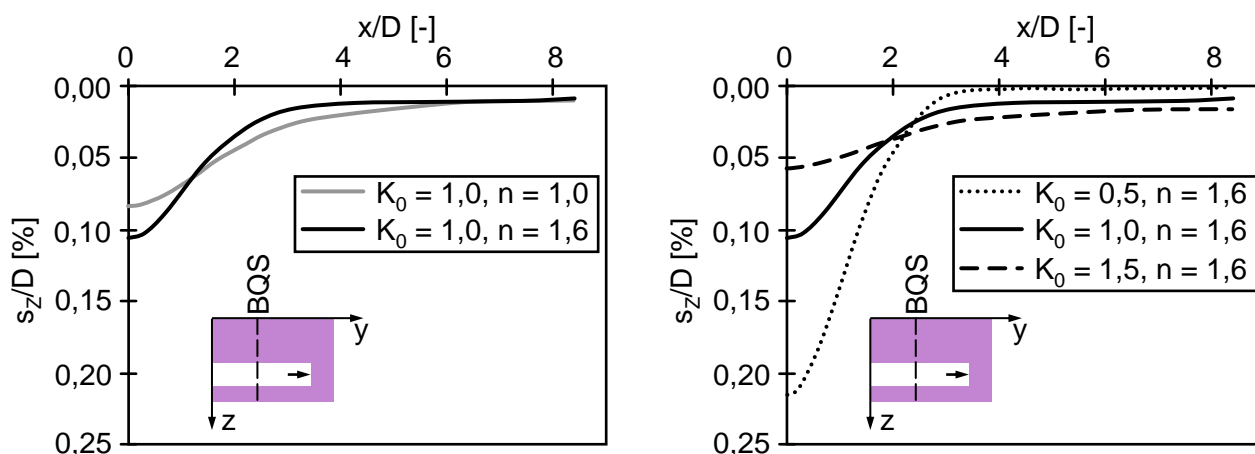


Abb. 2.10a und b: Quersetzungsmulden am Betrachtungsquerschnitt nach NG und LEE

Für  $n = 1,0$  – also isotrope Steifigkeitsverhältnisse – fällt die Setzungsmulde deutlich flacher aus als für  $n = 1,6$  (siehe Abb. 2.10a). Wie bereits bei MÖLLER (2006) sowie FRANZIUS und POTTS (2005) beschrieben, hat der Seitendruckbeiwert  $K_0$  einen erheblichen Einfluss auf die Größe der Setzungen. Mit größerem Seitendruckbeiwert  $K_0$  nehmen nach NG und LEE die Maximalsetzungen direkt oberhalb der Tunnelachse ebenfalls ab, die Setzungsmulden werden dabei gleichzeitig breiter (siehe Abb. 2.10b). Im Gegensatz zu MÖLLER sind hier die Setzungsunterschiede zwischen  $K_0 = 0,5$  und  $K_0 = 1,0$  deutlich größer als zwischen  $K_0 = 1,0$  und  $K_0 = 1,5$ .

Bezüglich der Setzungen in Längsrichtung wird von den Autoren anhand der durchgeführten Berechnungen festgestellt, dass der mehrheitliche Anteil der Setzungen vor der Ortsbrust entsteht. Hinter der Ortsbrust wird von NG und LEE demgegenüber eine geringe Zunahme der Setzungen infolge des Tunnelvortriebs festgestellt. Dies wird von den Autoren auf die kurze ungestützte Abschlagslänge sowie die Steifigkeit der Tunnelschale zurückgeführt.

Aus den Untersuchungen von MÖLLER, FRANZIUS und POTTS sowie NG und LEE lässt sich der Schluss ziehen, dass bei der Festlegung der Modellabmessungen stets auch die Größe des Sei-

tendruckbeiwerts  $K_0$  zu berücksichtigen ist. Höhere Seitendruckbeiwerte erfordern dabei tendenziell größere Modellabmessungen.

SHIN und POTTS (2002) beschreiben in ihrer Arbeit, dass zur Berücksichtigung von zeitabhängigen Effekten dreidimensionale, gekoppelte Konsolidationsberechnungen erforderlich sind. Derartige Verfahren wurden von den Autoren aber als sehr schwierig und aufwändig angesehen, weswegen die dargestellte Parametervariation an einem zweidimensionalen Modell durchgeführt wurde. Die gängigen zweidimensionalen Berechnungsverfahren nähern räumliche Effekte durch die Einführung von empirischen Parametern an und werden für undränerte bzw. vollkommen dränerte Zustände angewendet. SHIN und POTTS sehen darin aber das Problem, dass sich diese empirischen Parameter kaum für mit der Zeit veränderliche Zustände ermitteln lassen.

Um zeitliche Effekte in einem zweidimensionalen Modell berücksichtigen zu können, wurde von SHIN und POTTS der gesamte Prozess des Tunnelvortriebs mit Bezug zur Zeit abgebildet. Darunter zählen neben der eigentlichen Vortriebsleistung auch die Einbringung der Tunnelschale sowie die von der Zeit abhängigen Materialparameter. Wie auch bei anderen zweidimensionalen Berechnungen erforderlich, müssen die empirischen Parameter bereits vorab bestimmt werden.

Die von SHIN und POTTS vorgestellten Berechnungen wurden an einem hufeisenförmigen Tunnel durchgeführt. Die maßgebliche Bodenschicht wurde mittels eines Stoffmodells abgebildet, welches die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb verwendet und die Berücksichtigung nichtlinearer kleiner Dehnungen ermöglicht. Die Durchlässigkeit des Bodens wird ebenso variiert wie die Vortriebsgeschwindigkeit. Dabei wird die Durchlässigkeit nicht als vorgegebene Größe, sondern als Funktion der effektiven Hauptspannung definiert.

In Abb. 2.11 ist der Volume loss  $V_L$  in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit  $k$  dargestellt. Die Berechnungsergebnisse von SHIN und POTTS geben nicht die Verhältnisse im Endzustand wieder, sondern wurden für den Zustand am Ende des modellierten Tunnelvortriebs ausgewertet. Der Volume loss  $V_L$  wird von den Autoren als Verhältnis zwischen dem – aufgrund der Verformungen in Richtung des Tunnelhohlraums – zuviel ausgebrochenen Bodenvolumen  $\Delta V$  (= Mehrausbruch) und dem planmäßigen Tunnelvolumen  $V_A$  definiert (vgl. hierzu auch Abb. 2.3).

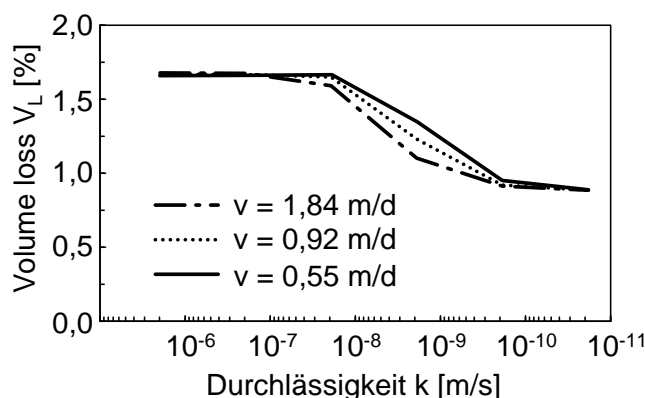


Abb. 2.11: Volume loss in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit

Für eine Durchlässigkeit  $k$  zwischen ungefähr  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s zeigt der Volume loss eine merkbare Abhängigkeit von der Vortriebsgeschwindigkeit. Dabei führt eine höhere Vortriebsgeschwindigkeit zu einer Verringerung des Volume loss. SHIN und POTTS zufolge herrschen bei ei-

ner Durchlässigkeit  $k \leq 1 \cdot 10^{-10}$  m/s undrännierte Verhältnisse vor, für eine Durchlässigkeit  $k \geq 1 \cdot 10^{-7}$  m/s gelten drännierte Verhältnisse.

Durch Einführung des dimensionslosen Zeitfaktors  $T_v$  lässt sich eine einzelne Kurve darstellen, die die Zusammenhänge zwischen Durchlässigkeit des Bodens, Tunnelvortriebsgeschwindigkeit und Volume loss verknüpft. Gegenüber der konventionellen Ermittlung des Zeitfaktors  $T_v$  unterscheidet sich die Gleichung (2.1) lediglich dadurch, dass von SHIN und POTTS für den Dränweg  $z_D$  (siehe Abb. 2.12) die Tiefe der Tunnelachse unterhalb des Grundwasserspiegels angesetzt wird.

$$T_v = \frac{t \cdot c_v}{z_D^2} \quad \text{mit} \quad c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} \tag{2.1}$$

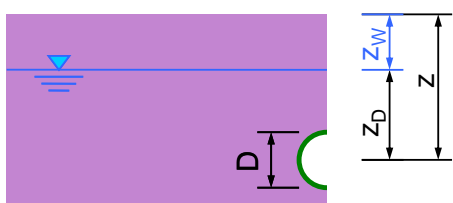


Abb. 2.12: Dränweg  $z_D$

In Abb. 2.13 ist der Volume loss  $V_L$  in Abhängigkeit vom dimensionslosen Zeitfaktor  $T_v$  dargestellt.

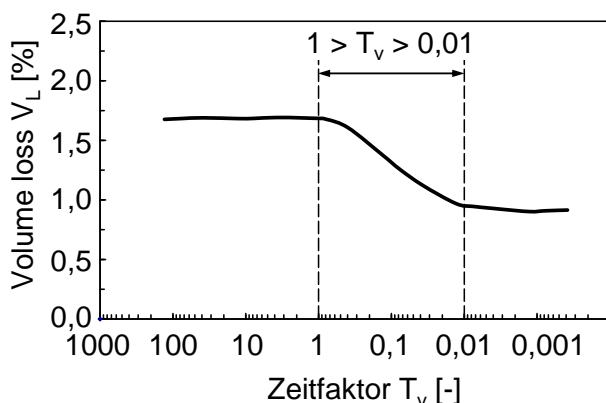


Abb. 2.13: Volume loss in Abhängigkeit vom Zeitfaktor

Analog zur Abb. 2.11 lassen sich auch anhand der Abb. 2.13 drei Bereiche festlegen. Für sehr hohe ( $T_v > 1$ ) wie auch für sehr niedrige ( $T_v < 0,01$ ) Zeitfaktoren ist der Volume loss näherungsweise konstant. Es liegt ein näherungsweise drännierter bzw. undrännierter Zustand vor. Zwischen diesen beiden Bereichen weist der Volume loss  $V_L$  eine deutliche Abhängigkeit vom Zeitfaktor auf.

Neben dem Einfluss der Konsolidation wurde von den Autoren auch untersucht, wie sich der Einbauzeitpunkt der Tunnelschale sowie deren Steifigkeitsentwicklung auf den Volume loss auswirken. Wie zu erwarten ist, führt ein möglichst früher Einbau der Tunnelschale zu einer Verringerung der Setzungen an der Geländeoberfläche. Zudem kamen SHIN und POTTS im Rahmen ihrer Untersuchungen zum Schluss, dass die Berücksichtigung einer zeitlichen Steifigkeitsentwicklung der Tunnelschale den berechneten Volumenverlust nur in geringem Maße beeinflusst. Dieser Erkenntnis zufolge könnte nach Einbau der Tunnelschale ihre Steifigkeit durchaus konstant belassen werden.

### 2.3 Standsicherheit der Tunnelortsbrust

Zur Standsicherheit der Tunnelortsbrust existieren sowohl für dränierte als auch undränierte Verhältnisse umfangreiche Literaturangaben. Die Ermittlung der Standsicherheit in gering durchlässigen Böden, welche sich in dem breiten Bereich zwischen vollkommen dränierten und vollkommen undränierten Verhältnissen einordnen lassen, ist bisher nicht in nennenswertem Umfang betrachtet worden. Hauptursächlich hierfür dürften einerseits die verhältnismäßig aufwändigen Modelle und langen Rechenzeiten sein. Zum anderen dürfte dafür aber auch der Umstand mitentscheidend sein, dass höherwertige Stoffmodelle erst in den letzten Jahren in größerer Zahl in diversen Finiten-Element-Programmen implementiert wurden. Diese höherwertigen Stoffmodelle sind aber erforderlich, um eine geeignete Simulation von Porenwasserdruckänderungen und damit auch der im einleitenden Abschnitt erläuterten Fragestellung zu ermöglichen.

VERMEER und RUSE (2001) haben dreidimensionale, nichtlineare numerische Berechnungen zur Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit in homogenen Baugrundverhältnissen und ohne Berücksichtigung von Grundwasser durchgeführt. Untersucht wurden gering kohäsive bzw. kohäsionslose Böden. Daraus wurden minimal erforderliche Stützdrücke abgeleitet, die erforderlich sind, um eine ausreichend hohe Standsicherheit der Tunnelortsbrust zu gewährleisten. Die Berechnungen wurden mit einem linear elastisch, ideal plastischen Stoffmodell durchgeführt. Dem Stoffmodell liegt die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb zugrunde.

Der Berechnung des erforderlichen Stützdrucks gehen lediglich zwei Berechnungsphasen voraus. In der ersten Phase wird der Primärspannungszustand berechnet, wobei die Horizontalspannung über den Erdruchdruck ermittelt wird. In der daran anschließenden Phase wird die Tunnelschale aktiviert sowie der innerhalb der Tunnelkontur befindliche Boden entfernt. Um das Gleichgewicht in dieser Berechnungsphase noch nicht zu stören, wurde von den Autoren gleichzeitig mit der Deaktivierung der Bodenelemente sowohl auf die Tunnelschale als auch auf die Ortsbrust ein äquivalenter Stützdruck aufgebracht. Der erforderliche Stützdruck wird ermittelt, indem der aufgebrachte Stützdruck schrittweise reduziert wird. Ab einer bestimmten Größe des Stützdrucks lässt sich dieser nicht mehr weiter verringern, da kein Gleichgewicht mehr bestimmt werden kann. Unter Berücksichtigung eines geforderten Sicherheitsfaktors  $\eta_{\text{erf}}$  kann der erforderliche Stützdruck  $p_{\text{erf}}$  nach VERMEER und RUSE wie folgt angegeben werden:

$$p_{\text{erf}} = \gamma \cdot D \cdot \left( \frac{\eta_{\text{erf}}}{9 \cdot \tan \varphi'} - 0,05 \right) - \frac{c'}{\tan \varphi'} \quad (2.2)$$

Bei den Berechnungen wurde für die untersuchten Reibungswinkel  $\varphi' \geq 20^\circ$  kein Einfluss der Überdeckungshöhe auf den erforderlichen Stützdruck festgestellt. Die Überdeckungshöhe findet daher keinen Eingang in Gleichung (2.2). Eine höhere Wichte  $\gamma$  des Bodens wie auch ein größerer Durchmesser  $D$  des Ausbruchsquerschnitts bewirken einen höheren erforderlichen Stützdruck. Eine hohe Kohäsion  $c'$  wie auch ein hoher Reibungswinkel  $\varphi'$  wirken sich positiv auf den Stützdruck aus, beide bewirken eine Reduktion des erforderlichen Stützdrucks.

Alternativ zur Ermittlung des erforderlichen Stützdrucks kann durch Umformen der Gleichung (2.2) auch ein Sicherheitsfaktor für einen gegebenen Stützdruck  $p_{\text{geg}}$  abgeleitet werden.

$$\eta = \frac{9}{\gamma \cdot D} \cdot (c' + p_{\text{geg}} \cdot \tan \varphi') + 0,45 \cdot \tan \varphi' \quad (2.3)$$

Als Sonderfall der obigen Gleichung (2.3) können Verhältnisse angesehen werden, bei denen der Stützdruck  $p_{\text{geg}} = 0 \text{ kN/m}^2$  beträgt. Dies entspricht beispielsweise einem unter atmosphärischen Bedingungen aufgefahrenen Spritzbetonvortrieb, siehe Gleichung (2.4).

$$\eta = \frac{9 \cdot c'}{\gamma \cdot D} + 0,45 \cdot \tan \varphi' \quad (2.4)$$

Der Beitrag des Reibungswinkels zur Standsicherheit kann für  $\varphi'$  zwischen  $20^\circ$  und  $35^\circ$  mit einem Summanden zwischen ca. 0,16 und 0,32 abgeschätzt werden. Eine ausreichende Standsicherheit ist nur dann gegeben, wenn  $\eta \geq 1$  ist. Die Gleichung (2.4) zeigt damit deutlich, dass die Standsicherheit wesentlich von der Kohäsion abhängt. Die Gleichung ist den Autoren zufolge auch dann anwendbar, wenn die Standsicherheit eines abgestuften Vortriebs berechnet werden soll.

Unabhängig von der Tiefenlage des Tunnels ergab sich kein Einfluss des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  auf den erforderlichen Stützdruck. Dies wurde von den Autoren über die Gewölbewirkung an der Ortsbrust erklärt, bei welcher der Spannungszustand beim Bruch nicht in einem nennenswerten Umfang verändert wird. Allerdings werden mit wachsendem Seitendruckbeiwert höhere Verformungen an der Ortsbrust erwähnt.

Daneben wurde auch der Einfluss des Dilatanzwinkels untersucht, wobei hier ebenfalls kein deutlicher Einfluss festzustellen war.

Alternativ kann auch der maximal mögliche Durchmesser  $D_f$  nach Gleichung (2.5) bestimmt werden. Dabei wird von einer Standsicherheit  $\eta = 1$  ausgegangen.

$$D_f = \frac{9 \cdot c'}{\gamma} \cdot \frac{1}{1 - 0,45 \cdot \tan \varphi'} \approx 12 \cdot \frac{c'}{\gamma} \quad (2.5)$$

In Böden mit nur geringer Kohäsion werden Tunnelvortriebe häufig mit einem abgestuften Querschnitt aufgefahren (vgl. Abb. 2.14). Die einzelnen Teilausbrüche weisen dann in der Regel keine kreisrunden Ausbruchflächen auf. In diesen Fällen sind für eine entsprechende Bewertung die Teilausbrüche durch Kreisquerschnitte anzunähern.

Im Rahmen einer weiteren Parametervariation wurde von VERMEER und RUSE auch der Einfluss der relativen Abschlagslänge  $d/D$  untersucht. Die Abschlagslänge  $d$  ist dabei entsprechend Abb. 2.14 definiert.

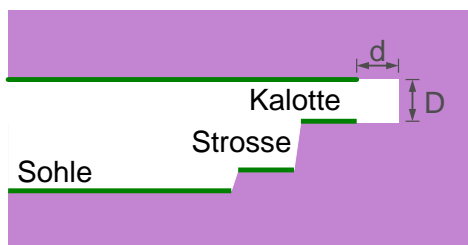


Abb. 2.14: Abschlagslänge  $d$

Der maximal mögliche Durchmesser  $D_f$  ( $\eta = 1$ ) kann in diesem Fall unter Berücksichtigung der Abschlagslänge  $d$  nach Gleichung (2.6) bestimmt werden.

$$D_f = \frac{18 \cdot \frac{c'}{\gamma}}{2 + 3 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^2 - 0,9 \cdot \tan \varphi'} \quad (2.6)$$

Bei genauer Betrachtung der Gleichung zeigt sich, dass sich der Einfluss der relativen Abschlagslänge  $d/D$  erst bei verhältnismäßig großen Abschlagslängen bemerkbar macht. Für den Sonderfall  $d = 0$  m vereinfacht sich Gleichung (2.6) wieder zu Gleichung (2.5).

Hinsichtlich des unter dränierten Verhältnissen berechneten Bruchdrucks (Stützdruck, bei welchem Versagen auftritt) wurden von RUSE (2004) weitere mögliche Einflussfaktoren, wie die Querdehnzahl  $\nu$  und der Elastizitätsmodul  $E$ , untersucht. In den genannten Fällen wurde von RUSE kein relevanter Einfluss festgestellt.

Von VERMEER et al. (2002b) wurden anhand eines Tunnelbauprojekts – bezogen auf obige Ausführungen – ergänzende Untersuchungen hinsichtlich einer Schichtung des Baugrunds durchgeführt. Bei dem oberhalb der Tunnelfirste anstehenden Boden mit der Mächtigkeit  $H$  wird von den Autoren zwischen einer tragfähigen Schicht mit der Mächtigkeit  $H'$  und einer weichen Schicht mit der Dicke  $H_{\text{obere Schicht}}$  unterschieden. Der Zusammenhang ist in Gleichung (2.7) wie auch in Abb. 2.15 dargestellt.

$$H' = H - H_{\text{obere Schicht}} \quad (2.7)$$

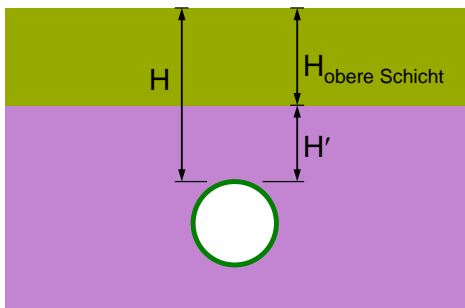


Abb. 2.15: Überdeckung eines Tunnels mit geschichtetem Untergrund

Im Rahmen der Projektstudie wurde für ein Überdeckungsverhältnis  $H'/D$  größer ca. 1 eine näherungsweise konstante Standsicherheit ermittelt. Für eine geringere Überdeckung  $H'$  wurde eine deutliche Abhängigkeit der Standsicherheit von der tragfähigen Schicht festgestellt. Sofern die tragfähige Schicht erst unterhalb der Tunnelfirste ansteht, beeinflusst die darüber liegende weiche Schicht die Ortsbruststandsicherheit in maßgeblichem Umfang. Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen sind in Abb. 2.16 dargestellt.

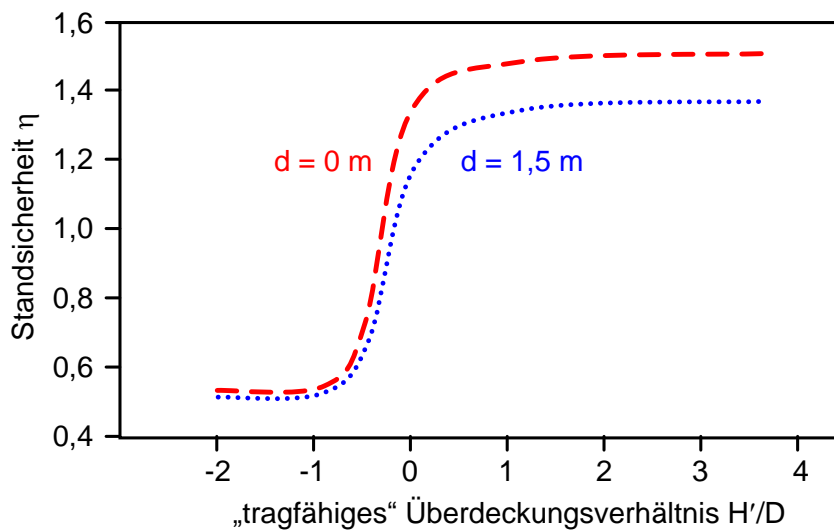


Abb. 2.16: Standsicherheit bei geschichtetem Untergrund

Die noch nicht mittels Tunnelschale gestützte Abschlagslänge  $d$  wirkt sich für negative Überdeckungsverhältnisse  $H'/D$  nur in sehr geringem Umfang aus. Mit zunehmendem Überdeckungsverhältnis  $H'/D$  nimmt die Standsicherheit  $\eta$  zu, wobei der Einfluss der Abschlagslänge ebenfalls größer wird. Eine höhere ungestützte Abschlagslänge führt dabei erwartungsgemäß zu einer geringeren Standsicherheit.

Von MAYER et al. (2003) wurde ein räumliches Bruchkörpermodell vorgestellt, mit dem die Ortsbruststandsicherheit eines Tunnels unter dränen Bedingungen ermittelt werden kann. Zur Überprüfung dieses Modells wurden von MAYER et al. auch dreidimensionale numerische Untersuchungen durchgeführt. Die numerischen Berechnungen wurden mit einem linear elastisch, ideal plastischen Stoffmodell durchgeführt, wobei die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb definiert ist. Der Primärspannungszustand wurde mit einem Seitendruckbeiwert für normalkonsolidierten Boden berechnet. Überkonsolidierte Verhältnisse mit entsprechend höheren Seitendruckbeiwerten wurden in Anlehnung an die Ergebnisse von VERMEER und RUSE (2001) nicht berücksichtigt. Die Ermittlung der Standsicherheit erfolgt durch schrittweise Reduktion der Scherparameter ( $\varphi$ - $c$ -Reduktion, vgl. hierzu auch Abschnitt 5.6.1), bis schließlich ein Versagenszustand erreicht wird. Die Standsicherheit definiert sich über das Verhältnis der Scherfestigkeit des Ausgangszustands zur Scherfestigkeit des Bruchzustands. Die Standsicherheit wird von den Autoren über die Verformungen an der Ortsbrust überprüft. Nehmen die Verformungen bei gleich bleibendem Spannungsniveau kontinuierlich zu, dann wird dies als Versagenszustand definiert.

Hinsichtlich der Überlagerungshöhe wurden mit dem numerischen Modell Verhältniswerte von  $H/D$  zwischen 0,5 und 5,7 untersucht. Dabei entspricht  $H$  der Überdeckung des Tunnels (oberhalb der Tunnelfirste) und  $D$  dem Durchmesser des Tunnels. Bei einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 25^\circ$  wurde die Kohäsion mit  $c' = 40 \text{ kN/m}^2$ ,  $60 \text{ kN/m}^2$  und  $80 \text{ kN/m}^2$  variiert. Die für diese Randbedingungen erhaltenen Ergebnisse sind in Abb. 2.17 wiedergegeben.



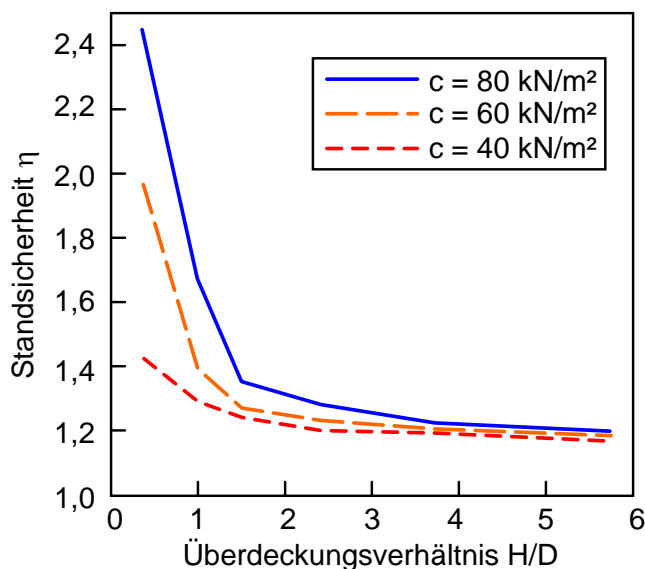


Abb. 2.17: Standsicherheit in Abhängigkeit vom Überdeckungsverhältnis und von der Kohäsion

Eine höhere Kohäsion führt, insbesondere bei geringem Überdeckungsverhältnis  $H/D < 1,5$ , erwartungsgemäß zu einer höheren Standsicherheit der Ortsbrust. Bei größerer Überdeckungshöhe ist ein entsprechend höheres Spannungsniveau vorhanden, womit auch der Einfluss der Kohäsion auf die Standsicherheit abnimmt. Eine Erhöhung der Überdeckung führt bei konstanter Kohäsion demnach zunächst zu einer Abnahme der Standsicherheit, ab einem Überdeckungsverhältnis von  $H/D \approx 4$  bleibt die Standsicherheit unabhängig vom Betrag der Kohäsion etwa konstant.

Für Kohäsionswerte geringer als  $c' = 40 \text{ kN/m}^2$  wird von den Autoren angenommen, dass die Standsicherheit auch bei Überdeckungsverhältnissen  $H/D < 1,5$  unabhängig von der Tiefenlage ist, womit die Ergebnisse von VERMEER und RUSE (2001) im Wesentlichen bestätigt werden. Zusammenfassend kann entsprechend den Untersuchungen von MAYER et al. festgestellt werden, dass der Einfluss der Tiefe mit geringerer Kohäsion abnimmt.

Die oben dargestellten Berechnungen wurden für einen Dilatanzwinkel  $\psi = 0^\circ$  durchgeführt. Ergänzend hierzu wurde für zwei unterschiedliche Überdeckungsverhältnisse, bei sonst gleichen Eingangsgrößen, die Standsicherheit bei Ansatz eines Dilatanzwinkels  $\psi = 8^\circ$  untersucht. Die Ergebnisse sind in nachfolgender Tab. 2.5 dargestellt.

Überdeckungsverhältnis	Dilatanzwinkel	
	$\psi = 0^\circ$	$\psi = 8^\circ$
$H/D = 0,5$	$\eta = 1,69$	$\eta = 2,47$
$H/D = 5,7$	$\eta = 1,23$	$\eta = 1,19$

Tab. 2.5: Einfluss der Dilatanz auf die Standsicherheit, abhängig vom Überdeckungsverhältnis

Bei großer Überdeckungshöhe hat der Dilatanzwinkel den Autoren zufolge nur einen geringen Einfluss auf die berechnete Standsicherheit. Demgegenüber wurde bei geringer Überdeckungshöhe ein deutlicher Einfluss des Dilatanzwinkels festgestellt.

Von BROMS und BENNERMARK (1967) wurden theoretische Betrachtungen zur Standsicherheit bei einer vertikalen Öffnung in Baugrubenwänden durchgeführt. Da sich baugrubengerichtete Verformungen einstellen, wirkt ein aktiver Erddruck  $p_a$ . Diese Art der Problemstellung kann annähernd

auch auf die Standsicherheit einer Tunnelortsbrust in kohäsiven Böden übertragen werden (siehe Abb. 2.18). Die Verhältnisse vor der Öffnung stellen sich in beiden Fällen in ähnlicher Weise dar. Den Autoren zufolge ist der Versagensmechanismus abhängig von der Tiefenlage der Öffnung. Sofern sie weniger als dem 4-fachen des Durchmessers der Öffnung entspricht, ist zu erwarten, dass der Versagensmechanismus sich bis zur Geländeoberfläche hin ausbildet. Bei einer darüber hinausgehenden Tiefenlage wird von den Autoren ein lokaler Versagensmechanismus angenommen.

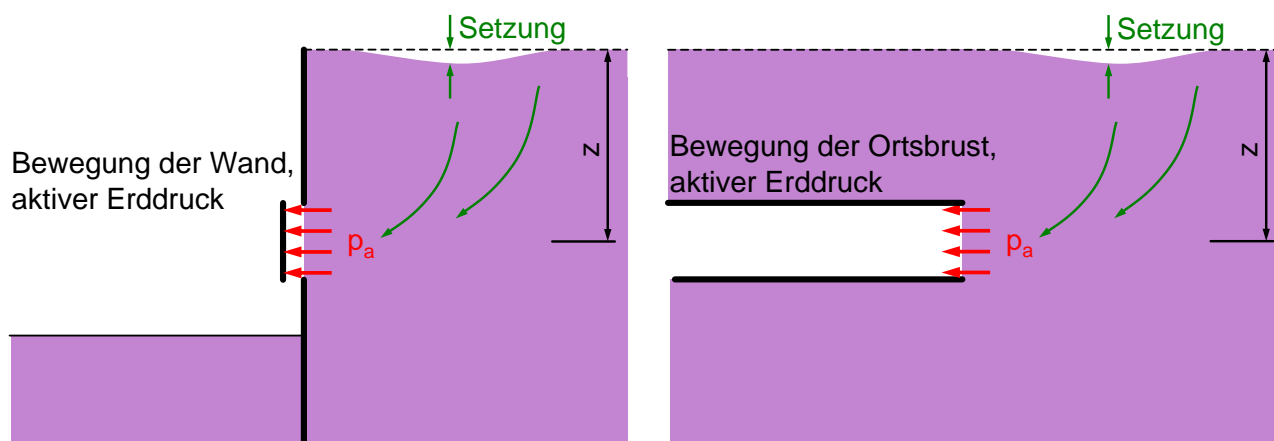


Abb. 2.18a und b: Erddruck bei Verformungen in die Baugrube bzw. den Tunnelhohlraum hinein

Der aktive Erddruck  $p_a$  auf eine Ortsbrust kann bei einer Tiefenlage  $z$  der Tunnelachse (siehe Abb. 2.18b) von mehr als dem 4-fachen Tunneldurchmesser nach BROMS und BENNERMARK (1967) entsprechend Gleichung (2.8) bestimmt werden.

$$p_a = \gamma \cdot z - (6 \text{ bis } 8) \cdot c_u \quad (2.8)$$

Bei Tunnelvortrieben entspricht  $p_a$  dem Stützdruck auf die Ortsbrust (z. B. infolge einer Druckluftstützung). Eine Erhöhung des Stützdrucks erhöht dementsprechend auch die Standsicherheit der Ortsbrust. Für den Fall eines atmosphärisch vorgetriebenen Tunnels entspricht der Stützdruck  $p_a = 0$ . Damit ist die maximal vom Untergrund aufnehmbare totale Überlagerungsspannung  $\gamma \cdot z$  auf den 6- bis 8-fachen Wert der undränierten Scherfestigkeit begrenzt.

In der Literatur ist häufig eine etwas allgemeiner gehaltene Gleichung wiedergegeben (z. B. MAIR und TAYLOR (1997)). Diese Gleichung (2.9) kann direkt aus obiger Gleichung (2.8) abgeleitet werden. Dabei wird die Gleichung (2.8) um eine an der Geländeoberfläche gegebenenfalls vorhandene Belastung  $q$  erweitert. Die Wirkung der Belastung  $q$  entspricht ihrer Art nach der Überlagerungsspannung  $\gamma \cdot z$  und wird daher zu dieser hinzugezählt. Die Stabilität der Ortsbrust wird in Gleichung (2.9) durch die Stabilitätszahl  $N$  beschrieben.

$$N = \frac{q + \gamma \cdot z - p_a}{c_u} \quad (2.9)$$

Im Bruchzustand ergeben sich nach BROMS und BENNERMARK für die kritische Stabilitätszahl  $N_c$  (der Index  $c$  steht hierbei für „critical“) Werte in der oben angegebenen Größenordnung von etwa 6 bis 8.

Zur Untersuchung der oben genannten Fragestellung wurden von den Autoren ergänzende Laborversuche in einem Triaxialgerät durchgeführt. Dabei wurden ungestörte oder auch aufbereitete Bodenproben in einen Stahlzylinder mit einer seitlichen, kreisrunden Öffnung mit dem Durchmesser  $D$  eingebaut und durch Erhöhung der axialen Belastung durch die oben genannte Öffnung seitlich ausgepresst. Die Versuche wurden unkonsolidiert und undräniert, mit und ohne Zelldruck  $p_0$  durchgeführt. Bei Versuchen mit vorhandenem Zelldruck wurde die Druckluft innerhalb des Tunnels simuliert (es gilt  $p_0 = p_a$ ). Der wesentliche Unterschied zu einem Standard-Triaxialversuch besteht darin, dass sich die Scherfuge nicht frei einstellen kann, sondern der Versagensmechanismus durch die Öffnung im Zylinder bestimmt wird (siehe Abb. 2.19).

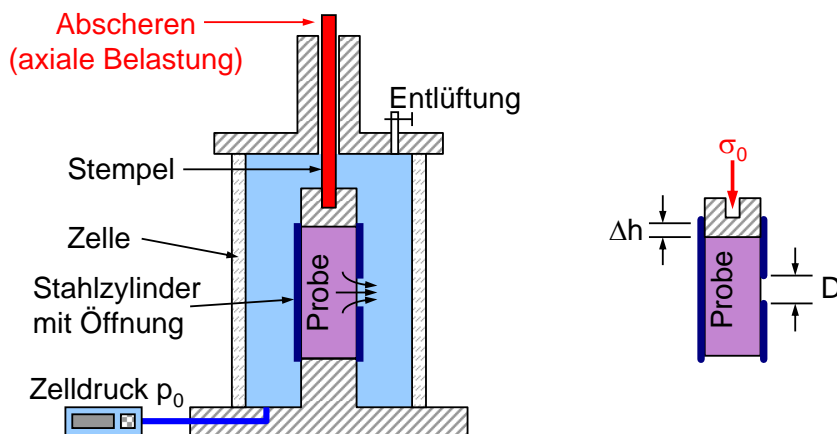


Abb. 2.19: Auspressen von Probenmaterial aus einem Zylinder mit Öffnung nach BROMS und BENNERMARK

Insgesamt wurde eine große Bandbreite an undränierten Scherfestigkeiten untersucht. Die in Gleichung (2.8) angegebene Beziehung zwischen totaler Spannung und undräniertem Scherfestigkeit konnte von BROMS und BENNERMARK anhand der in Abb. 2.19 dargestellten Triaxialversuche ebenfalls gezeigt werden. Die maximale deviatorische Spannung  $\sigma_0 - p_0$  wurde für eine axiale Zusammendrückung der Probe  $\Delta h$  von 5 % bis 7 %, bezogen auf den Durchmesser  $D$  der Öffnung, ermittelt. Dabei entspricht  $\sigma_0$  der axial aufgetragenen Spannung und  $p_0$  dem Zelldruck im Triaxialgerät. Unter realen Verhältnissen entspricht  $\sigma_0 = \gamma \cdot z$ , also der totalen Überlagerungsspannung.

Der Einfluss des Überdeckungsverhältnisses wie auch der nicht durch die Tunnelschale gestützten Abschlaglänge  $d$  auf die Stabilitätszahl  $N_c$  wurde auch anhand von Zentrifugenversuchen bestimmt (MAIR (1979) sowie KIMURA und MAIR (1981)). Das Verhältnis aus Überdeckungshöhe und Tunneldurchmesser  $H/D$  wurde zwischen 1,0 und 3,5 variiert.

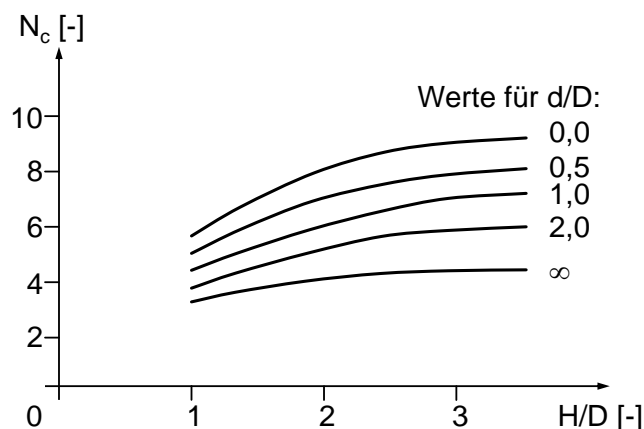


Abb. 2.20: Stabilitätszahl  $N_c$  nach KIMURA und MAIR (1981)

Die von MAIR sowie KIMURA und MAIR anhand von Versuchen ermittelte kritische Stabilitätszahl  $N_c$  nimmt mit größerer Überdeckung zu. Daneben hängt die Stabilitätszahl entsprechend Abb. 2.20 aber auch vom Betrag der ungestützten Abschlagslänge  $d$  ab. Die Stabilität der Ortsbrust verringert sich dabei erwartungsgemäß mit größerer Abschlagslänge.

Für Spritzbetonvortriebe im feinkörnigen Lockergestein beträgt die Abschlagslänge maximal wenige Meter (vgl. Abschnitt 5.3.1). Bezogen auf einen Tunneldurchmesser von mehreren Metern ergibt sich eine relative Abschlagslänge  $d/D$  in der Größenordnung zwischen 0,0 und 0,5. Damit lässt sich die kritische Stabilitätszahl für die in Abb. 2.20 dargestellten Überdeckungsverhältnisse mit Werten zwischen ca. 5 und 9 angeben.

Zur Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Untergrunds bzw. der Geschwindigkeit des Tunnelvortriebs liegen bisher keine numerisch fundierten Erkenntnisse vor. Es wird daher nachfolgend auf Literaturquellen eingegangen, welche zumindest in Teilen die hier zu untersuchende Fragestellung beleuchten.

Neben den Setzungen entsprechend Abschnitt 2.2 wurden von NG und LEE (2005) auch Spannungsverläufe für  $n = 1,0$  und  $K_0 = 1,0$  an verschiedenen Punkten der Tunnelachse für den fortschreitenden Tunnelvortrieb ausgewertet. Es wurde von einer konstanten Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s ausgegangen. Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchung in qualitativer Weise zusammengefasst.

Am Betrachtungsquerschnitt (vgl. Abschnitt 2.2) nehmen die totalen Horizontalspannungen längs der Tunnelachse ab, sobald die Tunnelortsbrust weniger als  $2 \cdot D$  vom Betrachtungsquerschnitt entfernt ist. Der Betrachtungsquerschnitt liegt dabei vor der Ortsbrust. Die totalen Vertikalspannungen, die totalen Horizontalspannungen quer zur Vortriebsrichtung sowie die Porenwasserdrücke nehmen demgegenüber etwas später ab. Die Reduktion der Spannungen setzt in diesen Fällen etwa ein, wenn der Tunnelvortrieb bis ca.  $1 \cdot D$  vor den Betrachtungsquerschnitt reicht.

Nach Durchfahrt des Tunnels durch den Betrachtungsquerschnitt erhöhen sich die totalen Spannungen zunächst wieder und verbleiben daran anschließend im Wesentlichen konstant, sobald der Abstand der Tunnelortsbrust mehr als  $1 \cdot D$  erreicht. In ähnlicher Weise erfolgt nach Durchfahrt des Tunnels durch den Betrachtungsquerschnitt auch ein Ausgleich der Porenwasserunterdrücke, wobei dieser Ausgleich selbst nach Vortrieb der oben beschriebenen 45 m noch nicht vollständig abgeschlossen ist. Die Differenz aus totalen Spannungen und Porenwasserdrücken entspricht bekanntermaßen den effektiven Spannungen. In Abb. 2.21 sind die Änderungen der effektiven Span-

nungen  $\Delta\sigma'$  des Firstpunkts in Abhängigkeit vom Vortriebsstand dargestellt. Die Spannungsänderungen wurden dabei auf die effektiven Spannungen des Primärspannungszustands  $(\sigma')_0$  bezogen.

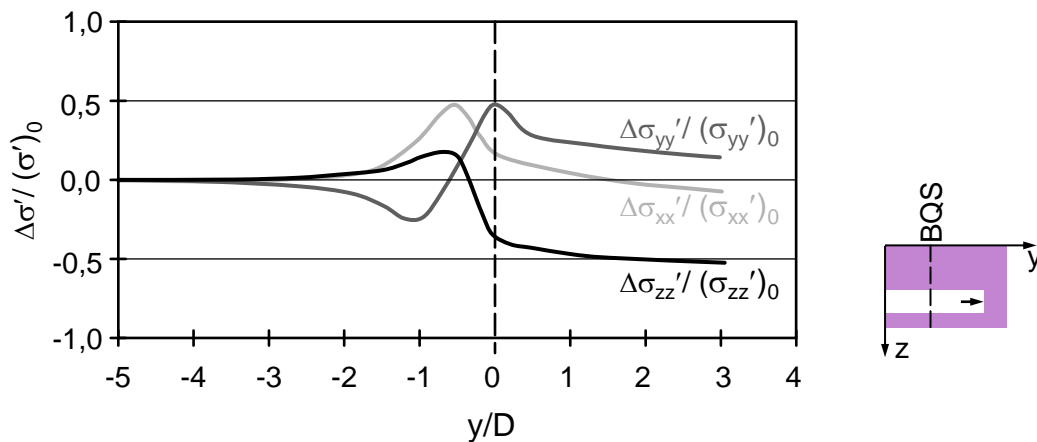


Abb. 2.21: Effektive Spannungen in Abhängigkeit vom Vortriebsstand in Anlehnung an NG und LEE

Die drei Kurven geben die Verläufe für die Horizontalspannung in Tunnellängsrichtung (Index yy), die Horizontalspannung quer zur Tunnelachse (Index xx) sowie die Vertikalspannung (Index zz) wieder. Die anderen von NG und LEE ausgewerteten Punkte entlang der Tunnelkontur – die hier allerdings nicht dargestellt werden – weisen qualitativ ähnliche Verläufe auf. Der Einfluss der effektiven Spannungen nahe der Ortsbrust auf die Standsicherheit wird in einem nachfolgenden Abschnitt anhand der eigenen Untersuchungen nochmals dargestellt.

ANAGNOSTOU (1995) definiert – ähnlich wie SHIN und POTTS (2002) – Verhältniswerte zwischen der Durchlässigkeit  $k$  und der Vortriebsgeschwindigkeit  $v$ , ab welcher dränierte Verhältnisse zu Grunde gelegt werden können (siehe hierzu auch Abschnitt 5.2).

In ANAGNOSTOU (2002) ist beschrieben, dass die Berechnung der Standsicherheit für den vollkommen dränierten bzw. den vollkommen undränierten Fall mit einer Grenzgleichgewichtsbetrachtung ermittelt werden kann. Für sämtliche Fälle, die sich zwischen diesen beiden extremen Randbedingungen befinden, sind nach Ansicht des Autors hingegen Betrachtungen erforderlich, die eine Kopplung von hydraulischem und mechanischem Verhalten bedingen. Diese Forderung wird durch das Wechselspiel von Verformungen, effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken begründet.

Die Strömungskräfte, welche infolge des Grundwasserzustroms an der Tunnelortsbrust herrschen, haben nach ANAGNOSTOU einen destabilisierenden Einfluss auf die Ortsbruststandsicherheit und müssen daher entsprechend berücksichtigt werden. In Abb. 2.22 ist beispielhaft die auf einen Bruchmechanismus nach HORN (1961) anzusetzende abtreibende Kraft  $S$  dargestellt, welche sich durch Integration der vor der Ortsbrust auftretenden Strömungskräfte ergibt.

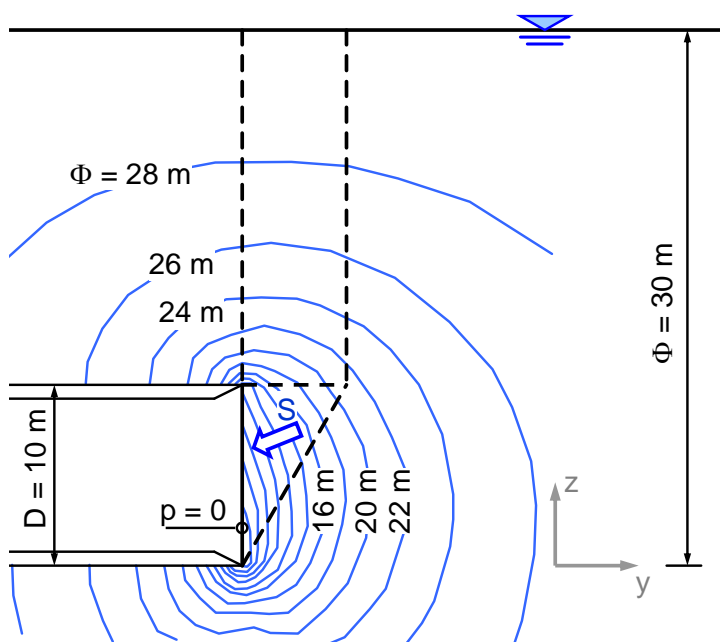


Abb. 2.22: Bruchmechanismus in Anlehnung an HORN (1961), unter Berücksichtigung der resultierenden Strömungskraft S, entnommen aus ANAGNOSTOU (2002)

Obwohl nicht auf die Standsicherheit der Ortsbrust bezogen, so liefert der Beitrag von EISENSTEIN und SAMARASEKERA (1992) dennoch einige wertvolle Hinweise darauf, wie sich der Zeitfaktor allgemein auf die Standsicherheit im Tunnelbau auswirken kann. Von EISENSTEIN und SAMARASEKERA wurden zweidimensionale Berechnungen durchgeführt, um die Standzeit von ungestützten, oberflächennahen Tunneln in überkonsolidierten Tonen zu untersuchen. Von den Autoren wird beschrieben, dass die Standsicherheit eines Tunnels häufig unter Zugrundelegung undrännierter Verhältnisse bestimmt wird, diese Situation aber nicht der maßgebliche Zustand sein muss. Erklärt wird dies mit den über die Zeit zunehmenden Porenwasserdrücken und einer damit verbundenen Abnahme der Standsicherheit. Die unter undrännierten Verhältnissen bestimmte Standsicherheit wird von EISENSTEIN und SAMARASEKERA als Ausgangspunkt für die numerische Ermittlung der Standzeit gesehen. Die Standsicherheit der Ortsbrust wird dabei aus den effektiven Scherparametern des Bodens sowie den Spannungen an den Gleitflächen bestimmt. Hinsichtlich des Bruchmechanismus wurde von den Autoren die in Abb. 2.23 dargestellte Form gewählt. Die Breite des Bruchkörpers wird über den Parameter x definiert.

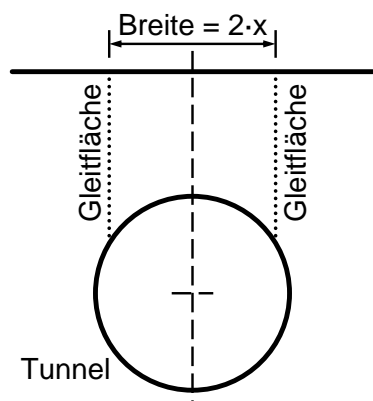


Abb. 2.23: Gewählter Bruchmechanismus nach EISENSTEIN und SAMARASEKERA

Die berechnete Standsicherheit hängt mitunter von der Breite des angesetzten Bruchmechanismus ab, weswegen der Parameter x von den Autoren im Rahmen der Untersuchung ebenfalls variiert wurde. Die Breite des Bruchkörpers wird bei den nachfolgend dargestellten Ergebnissen der

Standsicherheitsberechnungen allerdings nicht mit angegeben – sie diene den Autoren lediglich als Hilfsgröße zur Bestimmung der maßgeblichen Standsicherheit.

Der Seitendruckbeiwert  $K_0$  wurde im Rahmen der Berechnungen zwischen 0,8 und 1,5 variiert. Die zu einem definierten Zeitpunkt vorhandene Standsicherheit wird den Autoren zufolge von der Geometrie, den totalen Spannungen, den Porenwasserdrücken und den dränierten Scherparametern bestimmt. Dabei wurde die Spannungs- und Porenwasserdruckverteilung anhand der Finiten-Element-Methode bestimmt. Es ergibt sich eine entsprechend hohe Anzahl an Parametern (Tiefenlage der Tunnelachse  $z$ , Durchmesser  $D$ , Seitendruckbeiwert  $K_0$ , Wichte  $\gamma$ , Scherparameter  $c'$  und  $\phi'$ , Konsolidationsbeiwert  $c_v$  und Zeit  $t$ ), weshalb die Berechnungsergebnisse von EISENSTEIN und SAMARASEKERA in Form von dimensionslosen Größen angegeben bzw. dargestellt werden. Dilatantes Verhalten wurde im Rahmen der Untersuchung nicht berücksichtigt.

In Abb. 2.24 sind Zeit-Stabilitäts-Kurven für ein Tiefenlage-Durchmesser-Verhältnis  $z/D = 1,8$  dargestellt. Die Kurven stellen die kritischen Verhältnisse dar, unter denen die Standsicherheit den Wert 1 annimmt.

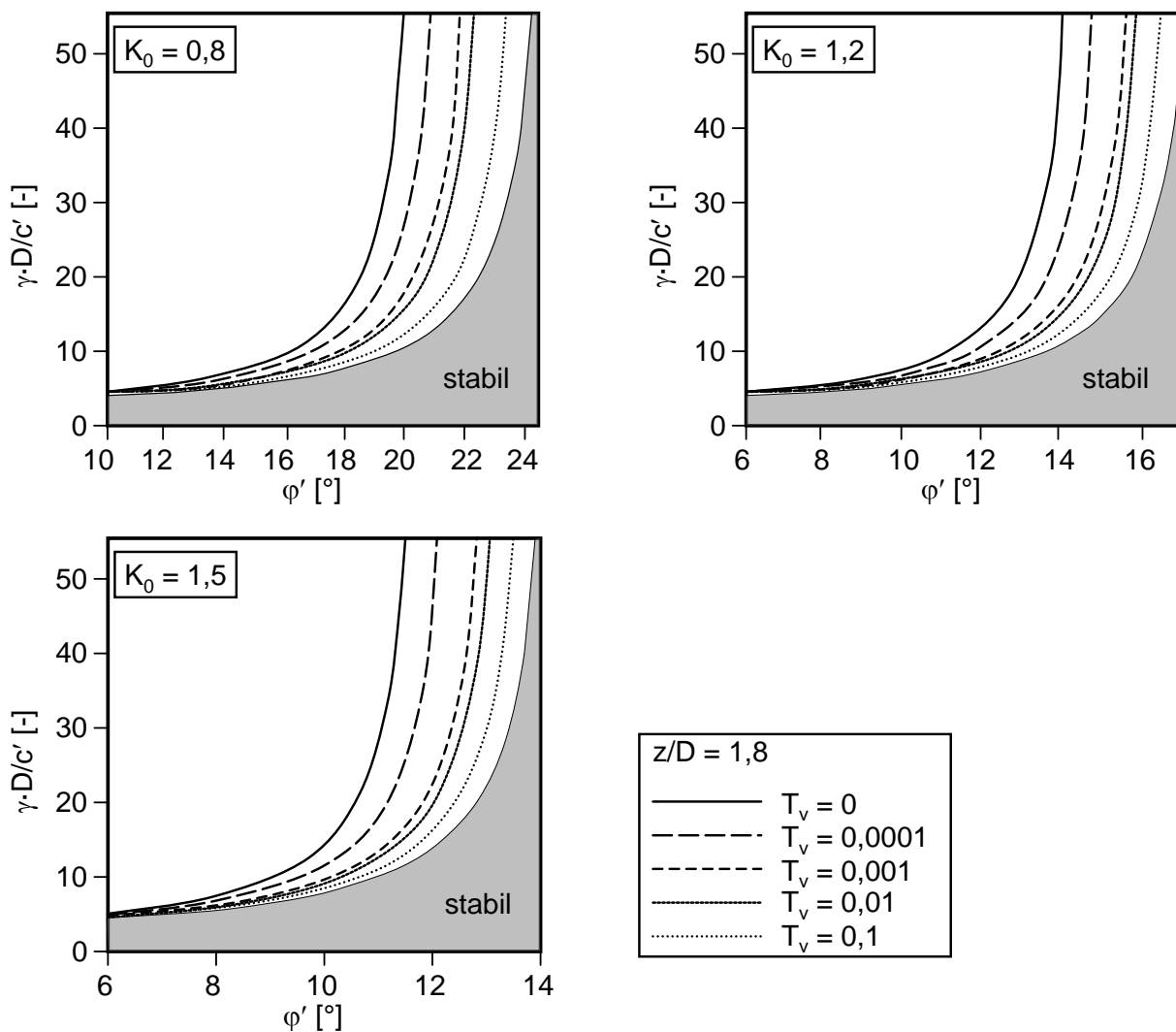


Abb. 2.24a bis c: Zeit-Stabilitäts-Kurven für unterschiedliche Seitendruckbeiwerte  $K_0$

Die Kurven wurden für unterschiedliche dimensionslose Konsolidationszeiten  $T_v$  ermittelt. Die dimensionslose Konsolidationszeit  $T_v$  kann dabei nach Gleichung (2.1) aus Abschnitt 2.2 bestimmt werden.

Die Kurven für  $T_v = 0$  stellen die Verhältnisse im Ausgangszustand dar. Sämtliche Punkte, welche sich in den Diagrammen links dieser Kurven befinden, wären ohne stützende Maßnahmen bereits im Ausgangszustand instabil. Dagegen stellen die grau unterlegten Flächen jene Verhältnisse dar, welche nach den Berechnungen von EISENSTEIN und SAMARASEKERA dauerhaft stabil wären. Bei gegebenem Verhältnis  $\gamma \cdot D/c'$  müsste mit zunehmendem Zeitfaktor  $T_v$  ein höherer Reibungswinkel  $\varphi'$  vorhanden sein, damit die Standsicherheit gerade noch gegeben ist ( $\eta = 1$ ). Die Ergebnisse können demnach auch so interpretiert werden, dass die Standsicherheit eines ungestützten Tunnels bei gegebenen Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$  mit wachsender Zeit  $T_v$  abnimmt. Nach EISENSTEIN und SAMARASEKERA wirkt sich eine höhere Durchlässigkeit  $k$  bzw. eine geringere Tunnelvortriebsgeschwindigkeit  $v$  daher negativ auf die Standsicherheit des Tunnels aus.

Der Einfluss des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  zeigt sich durch Vergleich der drei in Abb. 2.24 dargestellten Diagramme. Für höhere Seitendruckbeiwerte ist zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit  $\eta = 1$ , bei sonst gleichen Verhältnissen, ein geringerer Reibungswinkel  $\varphi'$  erforderlich. Daraus lässt sich ableiten, dass die Standsicherheit mit höherem Seitendruckbeiwert  $K_0$  zunimmt.



### 3 Berechnungen am Kontinuum

#### 3.1 Allgemeines

Die nachfolgend angegebenen Gleichungen für die Berechnungen am Kontinuum sind aus der Literatur ebenso bekannt wie die in dieser Arbeit dargestellten Theorien der Grundwasserströmung und Konsolidation. Gleiches gilt auch in Hinblick auf die hier beschriebenen Stoffmodelle (vgl. z. B. BRINGREVE und BROERE (2004)). Dennoch werden die für diese Arbeit relevanten Grundlagen aus Gründen der Übersichtlichkeit in kurzer Form erläutert. An mehreren Stellen werden dabei konkrete Hinweise für die Berechnung von Tunnelvortrieben – insbesondere zu solchen in gering durchlässigen Böden – gegeben.

#### 3.2 Grundlagen

Das in einem Kontinuum angestrebte Gleichgewicht wird durch Verknüpfung der inneren und äußeren Kräfte erreicht. Die Summe der partiellen Ableitungen aus den Spannungskomponenten und der äußeren Belastung muss Null ergeben, siehe Gleichung (3.1). Die Volumenkräfte – auch body forces genannt – werden durch den Vektor  $p$  beschrieben.

$$L^T \cdot \sigma' + p = 0 \quad (3.1)$$

Die Matrix  $L^T$  stellt dabei die Transponierte eines Differentialoperators dar, mit ihr werden die Ableitungen aus den Spannungskomponenten ermittelt.

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Der Vektor  $\sigma'$  beinhaltet die sechs möglichen Spannungskomponenten für den räumlichen Zustand.

$$\sigma' = [\sigma'_{xx} \quad \sigma'_{yy} \quad \sigma'_{zz} \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}]^T \quad (3.3)$$

Durch Einsetzen von (3.2) und (3.3) in die Gleichung (3.1) erhält man:

$$L^T \cdot \sigma' = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = p \quad (3.4)$$

Neben der Gleichgewichtsbedingung wird noch eine kinematische Beziehung benötigt, welche in Analogie zur Gleichgewichtsbedingung die inneren und äußeren Weggrößen miteinander verknüpft.

$$\varepsilon = L \cdot u \quad (3.5)$$

Die Matrix L entspricht jener der Gleichung (3.2), wobei hier eben nicht die transponierte Schreibweise verwendet wird. Der Vektor  $\varepsilon$  drückt die sechs möglichen Dehnungskomponenten aus, der Vektor  $u$  beinhaltet die drei im Raum möglichen Verschiebungskomponenten.

$$\varepsilon = [\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}]^T \quad (3.6)$$

$$u = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (3.2), (3.6) und (3.7) in die Gleichung (3.5) stellt sich die kinematische Beziehung wie folgt dar:

$$L \cdot u = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \varepsilon \quad (3.8)$$

Zur Verknüpfung der inneren Kraftgrößen aus Gleichung (3.1) und der inneren Weggrößen aus Gleichung (3.5) wird ein Stoffmodell benötigt. Die Formulierung weist dabei folgende Form auf:

$$\sigma' = D \cdot \varepsilon \quad (3.9)$$

Bei der numerischen Modellierung werden anstelle der Dehnungen  $\varepsilon$  häufig die zeitlichen Ableitungen der Dehnungen – die so genannten Dehnungsraten – verwendet. Damit kann die Gleichung (3.9) wie folgt umformuliert werden:

$$\dot{\sigma}' = D \cdot \dot{\varepsilon} \quad (3.10)$$

Die Matrix D bildet das Materialverhalten ab, sie wird dementsprechend als Materialmatrix bezeichnet. Für den einfachsten Fall eines linear-elastischen Materialverhaltens erhält die Matrix D den Index e (für „elastisch“). Die Matrix  $D^e$  wird auch als elastische Materialmatrix bezeichnet, mit dem Elastizitätsmodul E und der Querdehnzahl  $\nu$  als unabhängige, elastische Parameter.

Anmerkung: Aus Gründen einer übersichtlicheren Darstellung wird bei den effektiven Steifigkeitsparametern im Rahmen dieser Arbeit auf die Beifügung des „e“ verzichtet.

$$D^e = \frac{E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Durch die Verknüpfung der Gleichung (3.10) mit der Gleichgewichtsbedingung aus Gleichung (3.1) und der kinematischen Beziehung entsprechend Gleichung (3.5) erhält man eine partielle Differentialgleichung 2. Ordnung. Da bei der Finiten-Element-Methode keine analytischen sondern ausschließlich Näherungsverfahren verwendet werden, werden auch die oben genannten Gleichungen unter Verwendung einer schwachen Formulierung nach Galerkin<sup>2</sup> gelöst.

Die Lösung erfolgt dann gemäß dem Prinzip der virtuellen Arbeit. Grundvoraussetzung ist, dass der innere Anteil der virtuellen Arbeit jenem des äußeren Anteils entspricht.

$$\int \delta \epsilon^T \cdot \sigma' \, dV = \int \delta u^T \cdot p \, dV + \int \delta u^T \cdot b \, dS \quad (3.12)$$

Der erste Term der Gleichung (3.12) entspricht dem inneren Anteil der virtuellen Arbeit (so genanntes inneres Potential). Der innere Teil der Arbeit ergibt sich aus der Relation von Dehnungen und Spannungen, integriert über das vollständige Volumen  $V$  des räumlichen Modells. Die rechte Seite der Gleichung besteht aus zwei Termen, zusammen stellen sie den äußeren Anteil der virtuellen Arbeit dar. Mit dem ersten Term der rechten Seite werden die Volumenkräfte  $p$  (im Wesentlichen das Eigengewicht des Bodens) über das gesamte Volumen  $V$  integriert. Der zweite Term der rechten Seite der Gleichung (3.12) entspricht der Integration des Vektors  $b$  über die Ränder  $S$  des Modells. Der Vektor  $b$  beinhaltet die drei möglichen Kraftkomponenten der Auflager an den Rändern des umschriebenen Gebietes sowie diskret eingeleiteter Kräfte.

Der in Gleichung (3.12) verwendete Spannungsvektor  $\sigma'$  ist das Ergebnis aus einer ursprünglich vorhandenen Spannung (z. B. infolge der Primärspannung) und einer darüber hinausgehenden Spannungszunahme (z. B. infolge eines Tunnelvortriebs). Die Größe des Vektors  $\sigma'$  für einen aktuellen Zustand  $i$  ist somit nicht bekannt. Allerdings kann der Vektor  $\sigma'_i$  (ergänzt um den Index  $i$  für den aktuellen Zustand) entsprechend Gleichung (3.13) durch den Spannungsvektor  $\sigma'_{i-1}$  des vorangegangenen Zustands  $i-1$  und das Spannungsinkrement  $\Delta\sigma'$  (Spannungsrate, integriert über ein kleines Zeitintervall, in dem Änderungen der Einwirkungen auftreten) ersetzt werden.

$$\sigma'_i = \sigma'_{i-1} + \Delta\sigma' \quad (3.13)$$

<sup>2</sup> Die Galerkin-Methode ist ein Näherungsverfahren zur Lösung von Differentialgleichungen. Bei der schwachen Formulierung soll ein (gewichtetes) Residuum über das betrachtete Gebiet minimiert bzw. zu Null werden.

Als Residuum wird die Abweichung von einem Soll-Ergebnis bezeichnet. Diese Abweichung wird dadurch hervorgerufen, dass in die zu Grunde gelegte Gleichung nicht die exakte Lösung, sondern eine mittels Näherungsverfahren errechnete Lösung eingesetzt wird.

Die Gleichung (3.12) kann unter Berücksichtigung der Gleichung (3.13), wie nachfolgend dargestellt, umgeschrieben werden, wodurch die Auflösung ermöglicht wird. Der Index  $i$  bei den Vektoren  $p_i$  und  $b_i$  gibt ebenfalls an, dass die Kräfte des aktuellen Zustands zu verwenden sind.

$$\int \delta \varepsilon^T \cdot \Delta \sigma' dV = \int \delta u^T \cdot p_i dV + \int \delta u^T \cdot b_i dS - \int \delta \varepsilon^T \cdot \sigma'_{i-1} dV \quad (3.14)$$

### 3.3 Numerische Umsetzung im verwendeten FE-Programm PLAXIS 3D TUNNEL

Bei der Methode der Finiten Elemente wird der betrachtete Modellausschnitt in eine endliche Anzahl von Elementen unterteilt. Die Elemente selbst weisen  $n$  Knoten auf, deren Verformungsmöglichkeiten über die Freiheitsgrade definiert werden. Um das Verformungsfeld  $u$  innerhalb eines Elements bestimmen zu können, muss zwischen den diskreten Verformungswerten der Knoten 1 bis  $n$  (zusammengefasst im Vektor  $v$ ) mittels Ansatzfunktionen interpoliert werden. Für jeden Knoten innerhalb eines Elements existiert eine eigene Ansatzfunktion, diese sind in der Matrix  $N$  zusammengefasst.

$$u = N \cdot v \quad (3.15)$$

Der Vektor  $u$  ist aus Gleichung (3.7) bereits bekannt. Für den Vektor  $v$  gilt folgende Definition:

$$v = (v_1 \quad v_2 \quad \dots \quad v_n)^T \quad (3.16)$$

Die Matrix  $N$  hat folgendes Aussehen:

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \dots & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \dots & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \dots & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

Durch Zusammenführung von Gleichung (3.5) mit Gleichung (3.15) lässt sich die Dehnung  $\varepsilon$  bestimmen.

$$\varepsilon = L \cdot N \cdot v = B \cdot v \quad (3.18)$$

Die Matrizen  $L$  und  $N$  werden zur Matrix  $B$ , der Interpolationsmatrix der Dehnungen, entsprechend Gleichung (3.19) zusammengefügt.

$$L \cdot N = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot N = B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N}{\partial z} \\ \frac{\partial N}{\partial y} & \frac{\partial N}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N}{\partial z} & \frac{\partial N}{\partial y} \\ \frac{\partial N}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

Die allgemein gehaltene Gleichung (3.14) kann unter Berücksichtigung der zuletzt angegebenen Zusammenhänge in Gleichung (3.20) umformuliert werden.

$$\int (\mathbf{B} \cdot \delta \mathbf{v})^T \cdot \Delta \sigma' dV = \int (\mathbf{N} \cdot \delta \mathbf{v})^T \cdot p_i dV + \int (\mathbf{N} \cdot \delta \mathbf{v})^T \cdot b_i d\mathbf{S} - \int (\mathbf{B} \cdot \delta \mathbf{v})^T \cdot \sigma'_{i-1} dV \quad (3.20)$$

Im Wesentlichen wird dabei  $\delta u$  durch  $\mathbf{N} \cdot \delta \mathbf{v}$  (vgl. Gleichung (3.15)) sowie  $\delta \varepsilon$  durch  $\mathbf{B} \cdot \delta \mathbf{v}$  (vgl. Gleichung (3.18)) ersetzt. Der nächste Schritt stellt ebenfalls eine reine Umformulierung dar, bei der die diskreten Verformungen  $\delta \mathbf{v}$  bei sämtlichen Termen und auf beiden Seiten der Gleichung aus dem Integral herausgezogen werden (siehe Gleichung (3.21)).

$$\delta \mathbf{v}^T \cdot \int \mathbf{B}^T \cdot \Delta \sigma' dV = \delta \mathbf{v}^T \cdot \int \mathbf{N}^T \cdot p_i dV + \delta \mathbf{v}^T \cdot \int \mathbf{N}^T \cdot b_i d\mathbf{S} - \delta \mathbf{v}^T \cdot \int \mathbf{B}^T \cdot \sigma'_{i-1} dV \quad (3.21)$$

Durch die zuletzt ausgeführte Umformulierung kann der Verformungsanteil  $\delta \mathbf{v}$  auf beiden Seiten gekürzt werden und es ergibt sich Gleichung (3.22):

$$\int \mathbf{B}^T \cdot \Delta \sigma' dV = \int \mathbf{N}^T \cdot p_i dV + \int \mathbf{N}^T \cdot b_i d\mathbf{S} - \int \mathbf{B}^T \cdot \sigma'_{i-1} dV \quad (3.22)$$

Die Bedeutung der einzelnen Terme der Gleichung (3.22) kann in Analogie zur Gleichung (3.12) beschrieben werden. Die beiden ersten Terme der rechten Seite der Gleichung beinhalten die externen Beanspruchungen des Kontinuums infolge von Volumenkräften und Lasten an den Rändern. Der letzte Term auf der rechten Seite der Gleichung beschreibt die interne Reaktion des zuletzt durchgeführten Berechnungsschritts  $i-1$ . Zum Erreichen eines Gleichgewichts muss die rechte Seite der Gleichung durch den Term auf der linken Seite der Gleichung vollständig ausgeglichen werden. Hierfür sind in der Regel mehrere Iterationsschritte erforderlich, bis  $\Delta \sigma'$ ,  $p_i$ ,  $b_i$  und  $\sigma'_{i-1}$  zusammenpassen. Der zuletzt genannte Term (linke Seite) kann als innere Reaktion des aktuellen Berechnungsschritts bezeichnet werden.

Das Spannungsinkrement  $\Delta \sigma'$  erhält man – wie oben bereits beschrieben – durch Integration der Spannungsrate über ein kleines Zeitintervall. Eine allgemeine Darstellung des Spannungsinkrements ist durch Gleichung (3.23) wiedergegeben.

$$\Delta \sigma' = D^e \cdot (\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon^p) \quad (3.23)$$

Das Spannungsinkrement ergibt sich entsprechend Gleichung (3.23) zum einen aus der elastischen Materialmatrix  $D^e$ , zum anderen aus der Differenz des Dehnungs- sowie des plastischen Dehnungsincrementes.

Das Dehnungsincrement  $\Delta \varepsilon$  kann aus den Verformungsincrementen  $\Delta \mathbf{v}$  sowie der Interpolationsmatrix  $\mathbf{B}$  ermittelt werden. Zur Bestimmung der plastischen Dehnungsincremente wird von PLAXIS ausschließlich auf eine implizite Zeitintegration zurückgegriffen, siehe Gleichung (3.24).

$$\Delta \varepsilon^p = \Delta \Lambda \cdot \left( \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \sigma'} \right)_i \quad (3.24)$$

Das Inkrement des plastischen Multiplikators  $\Delta \Lambda$  lässt sich aus der Konsistenzbedingung  $f(\sigma'_i) = 0$  bestimmen (nähere Angaben hierzu finden sich in Abschnitt 3.7.2). Beim plastischen Multiplikator handelt es sich um einen skalaren Parameter, der den Betrag der plastischen Dehnung definiert.

Unter Berücksichtigung der Gleichungen (3.23) und (3.13) kann der Spannungsvektor des aktuellen Zustands  $\sigma'_i$  wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma'_i = \sigma'_{tr} - \Delta\Lambda \cdot D^e \cdot \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right)_i \quad (3.25)$$

Dabei stellt der Spannungsvektor  $\sigma'_{tr}$  lediglich eine Hilfskonstruktion dar. Er ist wie folgt definiert:

$$\sigma'_{tr} = \sigma'_{i-1} + D^e \cdot \Delta\varepsilon \quad (3.26)$$

Der Berechnungsablauf innerhalb einer Berechnungsphase – basierend auf einer elastischen Steifigkeitsmatrix – lässt sich wie folgt beschreiben. Zunächst wird die Steifigkeitsmatrix des Systems erstellt. Bei Verwendung eines linear elastischen, ideal plastischen Stoffmodells (z. B. Mohr-Coulomb) muss die Steifigkeitsmatrix für sämtliche Berechnungsschritte innerhalb einer Berechnungsphase nur einmal bestimmt werden. Dabei ist anzumerken, dass eine Berechnungsphase aus mehreren Berechnungsschritten besteht. Unter einer Berechnungsphase wäre hierbei zum Beispiel der Vortrieb der Kalotte oder Strosse, bzw. die Sicherung der genannten Tunnelabschnitte zu verstehen. Die Steifigkeitsmatrix  $K$  kann in diesem Fall entsprechend Gleichung (3.27) mittels der elastischen Materialmatrix  $D^e$  sowie der Interpolationsmatrix  $B$  beschrieben werden.

$$K = \int B^T \cdot D^e \cdot B \, dV \quad (3.27)$$

Demgegenüber muss die Steifigkeitsmatrix beispielsweise für ein elastisch-plastisches Stoffmodell mit Verfestigung für jeden Berechnungsschritt innerhalb einer Berechnungsphase neu ermittelt werden. Die Steifigkeitsmatrix des aktuellen Berechnungsschritts ist in diesem Fall vom Spannungsniveau des zuletzt ausgeführten Berechnungsschritts abhängig (bedingt durch die spannungsabhängige Steifigkeit der elastischen Materialmatrix  $D^e$ , näheres hierzu siehe Abschnitt 3.7.2).

Anschließend kann der so genannte Lastvektor  $f_{ex,i}$  entsprechend Gleichung (3.28) ermittelt werden. Dieser beinhaltet den Lastvektor  $f_{ex,i-1}$  des zuletzt ausgeführten Berechnungsschritts  $i-1$  sowie den neu hinzukommenden Anteil  $\Delta f_{ex}$ . Der Lastvektor wird z. B. durch den Vortrieb des Tunnels (Deaktivieren von Bodenelementen) oder die zum Tunnelhohlraum gerichtete Grundwasserströmung definiert.

$$f_{ex,i} = f_{ex,i-1} + \Delta f_{ex} \quad (3.28)$$

Der zuletzt genannte Anteil ist maßgebend für die aktuelle Änderung bezüglich der Spannungen und Dehnungen innerhalb des betrachteten Berechnungsschritts.

Der Reaktionsvektor  $f_{in}$  ist die Reaktion des Systems auf die zuletzt vorhandene Belastung und bestimmt sich dementsprechend aus den Spannungen des vorhergehenden Berechnungsschritts  $i-1$  (siehe Gleichung (3.29)).

$$f_{in} = \int B^T \cdot \sigma_{i-1} \, dV \quad (3.29)$$

Im Lastvektor  $f_{ex,i}$  sind die aktuellen Änderungen hinsichtlich der Lasten bereits berücksichtigt. Demgegenüber sind im Reaktionsvektor  $f_{in}$  lediglich die Lasten des vorangegangenen Berech-

nungsschritts berücksichtigt. Die Differenz aus dem Lastvektor  $f_{\text{ex},i}$  des aktuellen Berechnungsschritts und dem Reaktionsvektor  $f_{\text{in}}$  ergibt entsprechend Gleichung (3.30) das Ungleichgewicht  $\Delta f$ .

$$\Delta f = f_{\text{ex},i} - f_{\text{in}} \quad (3.30)$$

Das Ungleichgewicht  $\Delta f$  führt zu einer Änderung der Spannungen im betrachteten Modell und daher auch zu einer Anpassung der Verformungen sowie den damit verbundenen Dehnungen. Aufgrund der Nichtlinearität der Berechnung sind Iterationen erforderlich, um die Gleichgewichtsbedingungen unter Berücksichtigung des verwendeten Stoffmodells zu erreichen. Die Iterationen werden dabei so lange durchgeführt, bis die vom Anwender vorgegebene Genauigkeit der berechneten Ergebnisse erreicht wird. Der Ablauf des Iterationsprozesses wird nachfolgend erläutert.

Bevor mit der eigentlichen Iteration begonnen wird, sind zunächst die Verformungssinkremente  $\Delta v$  auf Null zu setzen. Anschließend wird der Iterationsprozess gestartet. Zu Beginn eines jeden Iterationsschrittes werden die Verformungen  $\delta v$  ermittelt und anschließend zu den Verformungssinkrementen  $\Delta v_{j-1}$  des letzten Iterationsschritts  $j-1$  hinzugezählt. Die Verformungen  $\delta v$  ergeben sich nach Gleichung (3.31) in Abhängigkeit von der Steifigkeitsmatrix  $K$  und dem Ungleichgewicht  $\Delta f$  zu:

$$\delta v = K^{-1} \cdot \Delta f \quad (3.31)$$

Das Verformungssinkrement  $\Delta v_j$  des Iterationsschritts  $j$  ergibt sich dabei entsprechend Gleichung (3.32):

$$\Delta v_j = \Delta v_{j-1} + \delta v \quad (3.32)$$

Die Verformung  $\delta v$  ist dabei von der elastischen Steifigkeit des Bodens abhängig. Die Dehnungen können bekanntermaßen aus den Verformungen abgeleitet werden.

$$\Delta \varepsilon = B \cdot \Delta v \quad \text{bzw.} \quad \delta \varepsilon = B \cdot \delta v \quad (3.33)$$

Entsprechend Gleichung (3.26) kann damit schließlich der Spannungsvektor  $\sigma'_{\text{tr}}$  ermittelt werden.

Im Rahmen geotechnischer Fragestellungen sind häufig Stoffmodelle zu verwenden, welche neben einem elastischen Verhalten auch ein mögliches Plastifizieren und gegebenenfalls auch eine Verfestigung des Bodens abbilden können. Dementsprechend müssen innerhalb der durchzuführenden Iterationen auch die diesbezüglich geltenden Gleichungen berücksichtigt werden. Für die oben dargestellten Zusammenhänge bedeutet dies, dass durch die bisher rein elastische Betrachtung eine gewisse Ungenauigkeit vorhanden ist, welche durch die Einbeziehung von plastischen Anteilen auf ein tolerierbares Maß zu korrigieren ist (siehe weiter unten).

Die programmtechnische Umsetzung erfolgt durch Anwendung der Gleichung (3.25). Wird neben dem Berechnungsschritt  $i$  auch noch die Iteration  $j$  in der Gleichung berücksichtigt, so ist anstelle der Gleichung (3.25) die geringfügig modifizierte Gleichung (3.34) zu verwenden. Der Spannungsvektor des aktuellen Iterationsschritts  $\sigma'_{i,j}$  lässt sich dann wie folgt bestimmen:

$$\sigma'_{i,j} = \sigma'_{\text{tr}} - \Delta \Lambda \cdot D^e \cdot \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right)_i \quad (3.34)$$

Festzuhalten ist, dass das oben beschriebene Ungleichgewicht  $\Delta f$  zunächst eine Anpassung der Verformungen und Dehnungen und schließlich auch eine Änderung der Spannungen bedingt hat. Damit ist der Ungleichgewichtsvektor  $\Delta f$  – zumindest teilweise – im Spannungsvektor  $\sigma'_{ij}$  berücksichtigt. Die Anzahl der erforderlichen Iterationen hängt davon ab, wie schnell das Ungleichgewicht zwischen dem Last- und dem Reaktionsvektor „vollständig“ (= innerhalb bestimmter Toleranzgrenzen) berücksichtigt wird. Bei ausschließlich linear elastischem Materialverhalten wird dies innerhalb des ersten Durchlaufs der Fall sein, so dass keine weiteren Iterationsschritte erforderlich sind. Demgegenüber ist bei elastisch-plastischem Materialverhalten mit Verfestigung (siehe Abschnitt 3.7.2) zu erwarten, dass mehrere Iterationsschritte erforderlich werden.

Bis hierhin wurde der Reaktionsvektor  $f_{in}$  anhand des Spannungszustands des vorhergehenden Berechnungsschritts ermittelt. Mit Vorliegen des Spannungsvektors  $\sigma'_{ij}$  kann nun der Reaktionsvektor  $f_{in}$  mittels der Gleichung (3.35) neu ermittelt werden.

$$f_{in} = \int B^T \cdot \sigma_{ij} dV \quad (3.35)$$

Durch neuerliches Anwenden der Gleichung (3.30) kann an dieser Stelle das aktualisierte Ungleichgewicht  $\Delta f$  ermittelt werden, der Lastvektor  $f_{ex,i}$  bleibt dabei unverändert. Der nun noch vorhandene Fehler wird mittels der Gleichung (3.36) bestimmt, indem dieser neue Ungleichgewichtsvektor  $\Delta f$  auf den Lastvektor des aktuellen Berechnungsschritts  $f_{ex,i}$  bezogen wird.

$$e = \frac{|\Delta f|}{|f_{ex,i}|} \quad (3.36)$$

Sofern der berechnete Fehler  $e$  größer als der festgelegte Toleranzwert ist, wird eine neuerliche Iteration erforderlich. Im anderen Fall, wenn der berechnete Fehler kleiner als der tolerierte Wert ist, werden die Iterationen beendet und die aktualisierten Verformungen nach Gleichung (3.37) berechnet.

$$v_i = v_{i-1} + \Delta v \quad (3.37)$$

Nach Abschluss des Berechnungsschritts  $i$  enthalten die aktuellen Verformungen  $v_i$  demnach die Verformungen des vorangegangenen Berechnungsschritts  $v_{i-1}$  sowie die Summe der Verformungen aus allen Iterationen des aktuellen Berechnungsschritts  $\Delta v$ . Der letzte Schritt besteht darin zu überprüfen, ob weitere Berechnungsschritte erforderlich sind, oder ob die Berechnungsphase erfolgreich abgeschlossen werden konnte.

Hinsichtlich des tolerierbaren Gleichgewichtsfehlers wurden von RUSE (2004) Variationsberechnungen für einen kohäsionslosen Boden unter dränierten Bedingungen durchgeführt. Ein tolerierter Gleichgewichtsfehler von 5 % führte dabei zu ausreichend genauen Ergebnissen. Da die Ergebnisse und die daraus abzuleitenden Aussagen streng genommen nur unter den gegebenen Randbedingungen ihre Gültigkeit besitzen, wird von RUSE empfohlen, auf der sicheren Seite liegend einen Gleichgewichtsfehler von lediglich 3 % zu tolerieren. In der hier vorliegenden Arbeit wurde der Gleichgewichtsfehler demgegenüber pauschal zu 1 % angesetzt. Damit wird dem Umstand Rechnung getragen, dass die Standsicherheit in einem größeren Umfang von der Genauigkeit der Modellierung des Tunnelvortriebs abhängen könnte.



Um die Anzahl der benötigten Iterationen zu reduzieren, wird die Sekantensteifigkeit des ersten Lastinkrements des Berechnungsschrittes  $i$  durch Extrapolationen aus dem zuletzt ausgeführten Berechnungsschritt  $i-1$  ermittelt. Die Unterschiede zwischen einer Berechnung ohne bzw. mit Extrapolation sind in Abb. 3.1 dargestellt (in Anlehnung an BRINKGREVE und BROERE (2004)).

ohne Extrapolation

mit Extrapolation

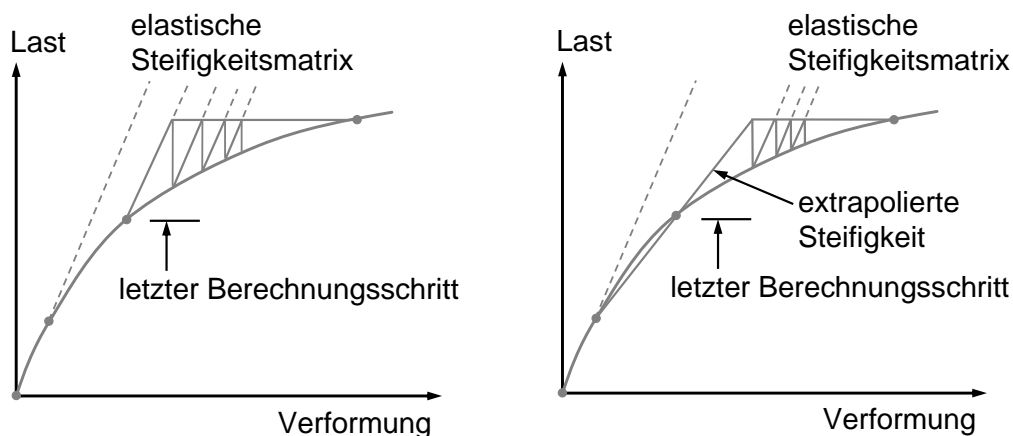


Abb. 3.1: Ausführung von Berechnungsschritten ohne bzw. mit extrapolierte Steifigkeit

Eine Extrapolation ist möglich, sofern der aktuelle Schritt  $i$  eine Fortführung des letzten Berechnungsschrittes  $i-1$  ist, beide Berechnungsschritte also Teil derselben Berechnungsphase sind. Die weiteren Iterationen – bis zum Erreichen einer ausreichend hohen Genauigkeit – werden anschließend mit Hilfe der elastischen Steifigkeitsmatrix durchgeführt.

Die Berechnungsschritte werden entsprechend der von VAN LANGEN und VERMEER (1990) vorgestellten Prozedur zur automatischen Bestimmung der Schrittgrößen („automatic step size correction procedure“) festgelegt. Die Berechnungsschritte werden vergrößert, sobald zu wenige Iterationen für die Erreichung des Gleichgewichts erforderlich werden. In diesem Fall ist davon auszugehen, dass der Rechenschritt zu klein war und unnötig lange Rechenzeiten hervorgerufen werden. Konvergiert die Lösung nicht innerhalb des vorgegebenen Maximums an Iterationen, besteht andererseits die Möglichkeit, dass der Rechenschritt verkleinert wird. Die Skalierung der Berechnungsschritte erfolgt in beiden Fällen durch Anpassung des Lastinkrements. Die minimal bzw. maximal durchzuführenden Iterationen werden vom Programm vorgeschlagen, können aber vom Benutzer angepasst werden.

Für Tunnelvortriebe empfiehlt sich in Anlehnung an die Aussagen von BRINKGREVE und BROERE (für lastgesteuerte Berechnungen, wie z. B. das Deaktivieren von Bodenelementen) die Anwendung der so genannten Bogenlängenmethode. Nahe dem Bruchzustand wird dabei durch Reduktion der Lastinkremente im Verlauf des Iterationsprozesses eine schneller konvergierende Lösung erreicht (siehe Abb. 3.2). Die Reduktion der Lastinkremente erfolgt mit Hilfe des schematisch dargestellten Bogens.

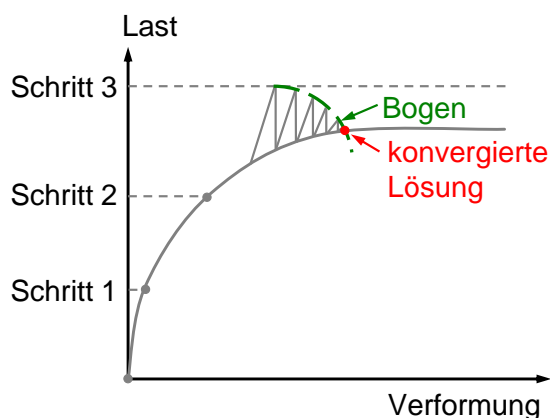


Abb. 3.2: Bogenlängenmethode

Wird für eine lastgesteuerte Berechnung die Bogenlängenmethode nicht angewendet, so werden während des Iterationsprozesses Lastinkremente angesetzt, welche stets bis zur strichlierten Linie auf Höhe der Last „Schritt 3“ reichen (siehe Abb. 3.2). Befindet sich die maximal aufnehmbare Last allerdings unterhalb dieser strichlierten Linie, wird keine konvergierende Lösung erzielt. Die Bogenlängenmethode ist im Rahmen dieser Arbeit insbesondere bei der Bestimmung der Ortsbruststand-sicherheit von Bedeutung.

### 3.4 UndrÄnirierte Berechnung mit effektiven Parametern

#### 3.4.1 Vorbemerkungen

Durch einen Tunnelvortrieb werden die totalen Spannungen – insbesondere im Bereich der Ortsbrust – verÄndert, wobei direkt nach dem Freilegen der Ortsbrust von undrÄnirierten VerhÄltnissen ausgegangen werden kann. Damit muss neben der Änderung der effektiven Spannungen infolge des Tunnelvortriebs auch die Änderung der Porenwasserdrücke berÜcksichtigt werden. Hierbei werden ungesättigte VerhÄltnisse entsprechend der üblichen Praxis (vgl. ANAGNOSTOU (2002)) nicht in Betracht gezogen. Dies deckt sich auch mit den von SCHICK (2000) gemachten Angaben, wonach ein feinkörniger und gesättigter Boden selbst bei größeren Porenwasserunterdrücken noch im Wesentlichen gesättigt vorliegt.

WEHNERT (2006) beschreibt drei Möglichkeiten zur Berechnung undrÄnirierte Zustände:

- Möglichkeit 1: totale Spannungen, undrÄnirierte Scher- und Steifigkeitsparameter
- Möglichkeit 2: totale Spannungen, undrÄnirierte Scherparameter, effektive Steifigkeitsparameter
- Möglichkeit 3: effektive Spannungen, effektive Scher- und Steifigkeitsparameter

Bei der erstgenannten Möglichkeit (nur totale Spannungen, Scher- und Steifigkeitsparameter des undrÄnirierte Bodens) werden keine Änderungen der Porenwasserdrücke berechnet. Nach WEHNERT eignet sich diese Variante deshalb nicht, wenn über Konsolidationsphasen eine zeitliche VerÄnderung der Porenwasserdrücke berechnet werden soll. Da diese Art der Information bei der hier zu untersuchenden Fragestellung aber von entscheidender Bedeutung ist, wird die Möglichkeit 1 nicht nÄher beschrieben.

Bei der Möglichkeit 2 wird grundsÄtzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen unterschieden. Daraus leitet sich das Erfordernis nach Eingabe der effektiven Steifigkeitsparameter ab. Prob-

lematisch ist hier zu sehen, dass sich durch Konsolidationsvorgänge die effektiven Spannungen ändern, im Programm die anfänglich eingegebenen undrännierten Scherparameter aber als konstant angenommen werden (mit  $c_u = \text{konst.}$  und  $\varphi_u = 0^\circ$ ). Von WEHNERT wurde ein Hilfsansatz vorgestellt, bei welchem die Parameter des Bodens gegen einen zweiten Parametersatz – bestehend aus effektiven Scherparametern – ausgetauscht werden, sobald die undrännierten Berechnungen abgeschlossen sind. Für die Modellierung eines Tunnelvortriebs in gering durchlässigen Böden ist hiervon aber abzuraten, da zum einen die Abgrenzung zwischen dränniertem und undränniertem Verhalten kaum zu bestimmen ist und sich zum anderen die Verhältnisse mit Fortschreiten des Tunnelvortriebs ständig ändern.

Bei der Möglichkeit 3 werden die effektiven Scherparameter verwendet. Unter Berücksichtigung des verwendeten Stoffmodells leitet sich daraus die undrännierte Scherfestigkeit ab. Untersuchungen von WEHNERT (2006) haben gezeigt, dass ein einfaches, linear elastisches, ideal plastisches Stoffmodell zu einer Überschätzung der undrännierten Scherfestigkeit führt. Wird demgegenüber ein „höherwertiges“ Stoffmodell verwendet, so kann über die bessere Abbildung der Spannungszustände auch die undrännierte Scherfestigkeit realistischer ermittelt werden.

In Anlehnung an die von WEHNERT zusammengefasste Beschreibung der drei Möglichkeiten und unter Verwendung eines entsprechend geeigneten Stoffmodells (siehe Abschnitt 3.7.2) werden nachfolgend dargestellte und ausgewertete Berechnungen mit der Möglichkeit 3 (effektive Spannungen, effektive Scher- und Steifigkeitsparameter) durchgeführt.

### 3.4.2 Verwendung von effektiven Parametern

Grundsätzlich gilt, dass die totalen Spannungen  $\sigma$  nach dem Prinzip von Terzaghi in einen effektiven Anteil  $\sigma'$  und einen Anteil aus Porenwasserdrücken  $\sigma_w$  aufgeteilt werden. Hinsichtlich des fluiden Anteils  $\sigma_w$  muss in weiterer Folge zwischen stationären Porenwasserdrücken  $u_{st}$  und den zeitlich veränderlichen Porenwasserüberdrücken  $\Delta u$  unterschieden werden.

$$\sigma = \sigma' + \sigma_w = \sigma' + (u_{st} + \Delta u) \quad (3.38)$$

Der stationäre Porenwasserdruck  $u_{st}$  leitet sich aus dem Grundwasserspiegel des betrachteten Gebietes ab und bleibt auch nach vollständigem Abschluss des Konsolidationsvorgangs vorhanden. Der bis zu diesem Zustand temporär vorhandene Über- oder auch Unterdruck wird mit  $\Delta u$  bezeichnet.

Die Vektoren  $\sigma$  und  $\sigma'$  beinhalten jeweils die sechs Komponenten des Spannungstensors für den räumlichen Zustand (siehe auch Gleichung (3.3)). Die Porenwasserdrücke weisen demgegenüber lediglich drei – zudem gleich große – Spannungskomponenten auf, da die Anteile aus Schubspannungen entfallen.

Die Verwendung von Raten führt zu einer Vereinfachung der Gleichung (3.38) dahingehend, dass der stationäre Anteil  $u_{st}$  entfällt, da er sich mit der Zeit nicht verändert.

$$\dot{\sigma}_w = \Delta \dot{u} \quad (3.39)$$

Durch Verwendung des Gesetzes nach Hooke und unter Berücksichtigung der Gleichung (3.40) leitet sich (3.41) ab:

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w \quad \text{bzw.} \quad \dot{\sigma}' = \dot{\sigma} - \dot{\sigma}_w \quad (3.40)$$

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2 \cdot \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2 \cdot \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2 \cdot \nu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

Obige Gleichung kann auch mit Hilfe von totalen Spannungen und den undrännierten Steifigkeitsparametern  $E_u$  und  $\nu_u$  formuliert werden. Zwischen den Inkrementen der totalen Spannung und der volumetrischen Dehnungen ergibt sich dann nachfolgender Zusammenhang:

$$\Delta\sigma = K_u \cdot \Delta\varepsilon_v^e \quad (3.42)$$

Darin steht  $K_u$  für den implizit bestimmten, undrännierten Kompressionsmodul, der entsprechend Gleichung (3.43) ermittelt wird.

$$K_u = \frac{2 \cdot G \cdot (1 + \nu_u)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu_u)} \quad (3.43)$$

Der Schubmodul  $G$  leitet sich aus der Steifigkeit des Bodens ab.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.44)$$

Die Querdehnzahl für den undrännierten Zustand wird zu  $\nu_u = 0,495$  gesetzt. Damit wird berücksichtigt, dass Wasser einen sehr hohen Kompressionsmodul aufweist, aber nicht vollkommen inkompressibel ist.

Analog zur Gleichung (3.42) können auch Beziehungen für die effektiven Spannungen (vgl. Gleichung (3.45)) und für die Porenwasserüberdrücke (vgl. Gleichung (3.46)) aus oben angeführten Zusammenhängen abgeleitet werden.

$$\Delta\sigma' = (1 - B) \cdot \Delta\sigma = K \cdot \Delta\varepsilon_v^e \quad (3.45)$$

$$\Delta\sigma_w = B \cdot \Delta\sigma = \frac{K_w}{n} \cdot \Delta\varepsilon_v^e \quad (3.46)$$

Der Parameter  $B$  – auf dessen Betrag weiter unten eingegangen wird – bezeichnet den B-Faktor nach Skempton,  $K_w$  den Kompressionsmodul des Wassers und  $n$  den Porenanteil. Damit ergibt sich zwischen  $K$ ,  $K_u$  und  $K_w$  aus den Gleichungen (3.42), (3.45) und (3.46) folgender Zusammenhang:

$$K + \frac{K_w}{n} = K_u \quad (3.47)$$

Der Kompressionsmodul des Korngerüstes  $K$  bestimmt sich dabei wie folgt:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (3.48)$$

Damit lässt sich unter Berücksichtigung der Gleichung (3.44) die Kompressionssteifigkeit der Porenflüssigkeit  $K_w / n$  ableiten.

$$\begin{aligned} \frac{K_w}{n} &= K_u - K = \\ &= \frac{2 \cdot G \cdot (1 + \nu_u)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu_u)} - K = \\ &= \frac{E \cdot (1 + \nu_u)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu_u) \cdot (1 + \nu)} - K = K \cdot \frac{(1 + \nu_u) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - 2 \cdot \nu_u) \cdot (1 + \nu)} - K \end{aligned} \quad (3.49)$$

Mit  $\nu_u = 0,495$  folgt:

$$\frac{K_w}{n} = 300 \cdot K \cdot \frac{0,495 - \nu}{1 + \nu} \quad (3.50)$$

Für „übliche“ Querdehnzahlen zwischen  $\nu = 0,2$  und  $\nu = 0,3$  ist die Kompressionssteifigkeit der Porenflüssigkeit deutlich größer als der Kompressionsmodul des Korngerüsts. Daraus folgt, dass im undrännierten Fall eine zusätzlich aufgebrachte isotrope Spannung im Wesentlichen zu einer Erhöhung der Porenwasserdrücke führt.

Aufgrund des Umstands, dass das Wasser nicht als vollkommen inkompressibel angesetzt wird, ist der B-Faktor nach Skempton etwas kleiner als 1,0. Damit führt die oben erwähnte zusätzlich aufgebrachte Spannung selbst bei isotroper Kompression stets auch zu einer – wenn auch nur geringfügigen – Erhöhung der effektiven Spannungen. Durch Umformungen der obigen Gleichungen lässt sich der B-Faktor nach Skempton entsprechend Gleichung (3.51) bestimmen.

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n \cdot K}{K_w}} \quad (3.51)$$

### 3.5 Grundwasserströmung

Dem verwendeten Programm PLAXIS liegen zur Berechnung der stationären Grundwasserströmungen die Beziehungen nach DARCY (1856) zu Grunde. Aufgrund des verwendeten räumlichen Modells müssen Strömungen in allen drei Koordinaten-Richtungen berücksichtigt werden. Die spezifischen Durchflüsse  $q$  ergeben sich dabei in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit  $k$  des Bodens und der Potentialhöhe  $\Phi$ . Das Potential  $\Phi$  setzt sich dabei wie folgt zusammen:

Potential = Energiehöhe  $e$  + Druckhöhe + Geschwindigkeitshöhe

$$\Phi = h_z + h_p + h_v = -z - \frac{\sigma_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (3.52)$$

Das negative Vorzeichen beim Einsetzen der  $z$ -Koordinate in die Energiehöhe  $h_z$  leitet sich aus der verwendeten Definition der Koordinate ab. Zudem sind Drücke bei der Finiten-Element-Methode im

Allgemeinen – und entgegen der geotechnisch üblichen Schreibweise – mit einem negativen Vorzeichen versehen<sup>3</sup>. Dementsprechend ist beim Einsetzen der Porenwasserdrücke  $\sigma_w$  in die Druckhöhe  $h_p$  ebenfalls ein negatives Vorzeichen voranzustellen.

Die Geschwindigkeitshöhe kann aufgrund der Größenordnung üblicher Strömungsgeschwindigkeiten  $v$  in der Regel vernachlässigt werden, so dass nur die Energiehöhe (= geodätische Höhe) und die Druckhöhe Eingang in die Berechnungen finden.

$$\Phi = -z - \frac{\sigma_w}{\gamma_w} \quad (3.53)$$

Die Durchlässigkeit  $k$  des Bodens ist nur im Sonderfall der Isotropie in allen drei Richtungen gleich groß. Häufig ist die Durchlässigkeit in horizontaler Richtung größer als in vertikaler Richtung. Um diesen Umstand möglichst allgemeingültig bei der numerischen Berechnung berücksichtigen zu können, wird die Durchlässigkeit nach der jeweiligen Richtung differenziert betrachtet. Die strömende Wassermenge für die drei kartesischen Koordinaten lässt sich entsprechend formulieren:

$$\begin{aligned} q_x &= -k_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ q_y &= -k_y \frac{\partial \Phi}{\partial y} \\ q_z &= -k_z \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.54a \text{ bis } c)$$

Ergänzend zum DARCY'schen Gesetz gilt die Gleichung der Kontinuitätsbedingung. Diese besagt, dass sich in einem Element mit den Kantenlängen  $dx$ ,  $dy$  und  $dz$  keine Differenz zwischen ein- und ausströmender Wassermenge ergibt (siehe Gleichung (3.55)).

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (3.55)$$

Zur numerischen Formulierung des Vorgangs der Grundwasserströmung werden die spezifischen Durchflüsse zum Vektor  $q$  sowie die Durchlässigkeiten entlang der drei Achsen des kartesischen Koordinatensystems in der Matrix  $R$  zusammengefasst.

$$q = \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} \quad \text{und} \quad R = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (3.56)$$

Des Weiteren werden zur Formulierung noch die Interpolationsmatrix  $B$  (siehe Gleichung (3.19)) sowie das Potential  $\Phi$  benötigt. Das Ergebnis ist in Gleichung (3.57) zusammengefasst:

$$q = -R \cdot B \cdot \Phi \quad (3.57)$$

Die spezifischen Durchflüsse  $q$  werden über das Volumen  $V$  zum Durchfluss  $Q$  integriert.

<sup>3</sup> Im Rahmen der Abschnitte 4 bis 6 werden Druckspannungen – der geotechnischen Schreibweise entsprechend – mit einem positiven Vorzeichen dargestellt.

$$Q = -\int B^T \cdot q \, dV \quad (3.58)$$

Die dafür benötigte Matrix  $B^T$  ist die Transponierte der Interpolationsmatrix. Durch Zusammenführen der obigen Gleichungen kann der Durchfluss  $Q$  mit Hilfe der so genannten Fließmatrix  $K_F$  wie folgt angegeben werden:

$$Q = K_F \cdot \Phi \quad \text{mit} \quad K_F = \int B^T \cdot R \cdot B \, dV \quad (3.59)$$

Die Berechnung erfolgt durch Einbeziehung von sämtlichen im Modell definierten Elementen und unter Berücksichtigung der gewählten Randbedingungen (Durchflüsse an den seitlichen und unteren Rändern des Modells sowie an der Ortsbrust).

Der Verlauf der Grundwasseroberfläche ist aufgrund des zur Ortsbrust zuströmenden Wassers nicht im Vorhinein bekannt. Um diesen Verlauf entsprechend bestimmen zu können, sind Iterationen erforderlich. Für jeden Iterationsschritt wird der Durchfluss innerhalb des Modells bestimmt und daraus das vorhandene Ungleichgewicht berechnet. Der Durchfluss wird dabei auf Basis der Grundwasseroberfläche des zuletzt ausgeführten Iterationsschritts ermittelt. Das vorhandene Ungleichgewicht wird korrigiert, indem der Verlauf der Grundwasseroberfläche entsprechend angepasst wird. Es werden so lange Iterationen ausgeführt, bis der vorgegebene, tolerierbare Fehler eingehalten ist.

### 3.6 Konsolidationstheorie

Die mit der Zeit veränderlichen Porenwasserdrücke werden entsprechend der Theorie von BIOT (1956) ermittelt. Daneben werden auch die oben eingeführten Beziehungen der undränierten Berechnungen sowie der Grundwasserströmungen berücksichtigt.

In Anlehnung an Gleichung (3.22) erhält man bei der numerischen Approximation nachfolgende Gleichung (3.60):

$$\int B^T \cdot d\sigma' \, dV = \int N^T \cdot dp \, dV + \int N^T \cdot db \, dS + r_0 \quad (3.60)$$

Der verbleibende Kraftvektor  $r_0$  stellt die Antwort des Systems auf numerische Ungenauigkeiten der letzten Berechnungsschritte dar. Der Vektor führt somit zu einer selbständigen Korrektur dieser Ungenauigkeiten, er definiert sich wie folgt:

$$r_0 = \int N^T \cdot p_0 \, dV + \int N^T \cdot b_0 \, dS - \int B^T \cdot \sigma'_0 \, dV \quad (3.61)$$

Um den Gleichgewichtszustand definieren zu können, werden die totalen Spannungen in einen effektiven Anteil und die Porenwasserdrücke aufgeteilt. Die rechte Seite der Gleichung (3.62) wird durch den inkrementellen Lastvektor  $df_n$  gebildet.

$$K \, dv + L \, d\Delta u_n = df_n \quad (3.62)$$

Die Steifigkeitsmatrix  $K$  wird mit dem Vektor der Knotenverformungen  $dv$  multipliziert, der Differentialoperator  $L$  mit dem Vektor der Porenwasserüberdrücke an den Knoten  $d\Delta u_n$ .

Das verwendete FE-Programm PLAXIS setzt für die Porenwasserdruckverteilung innerhalb eines Elements dieselbe Ansatzfunktion wie für die Verformungen an. Die Beziehung zwischen dem Vektor der Knotenverformungen  $v$  und dem Verformungsfeld  $u$  wurde bereits oben definiert (vgl. (3.15)). Die Beziehung zwischen dem Vektor der diskreten Porenwasserdrücke in den einzelnen Knoten  $\Delta u_n$  und dem Vektor des betrachteten Elements ergibt sich analog dazu.

$$\Delta u = N \cdot \Delta u_n \quad (3.63)$$

Die einzelnen Komponenten der Gleichung (3.62) lassen sich wie folgt bestimmen:

$$K = \int B^T \cdot D \cdot B \, dV \quad (3.64)$$

Die Steifigkeitsmatrix  $K$  leitet sich – wie aus Gleichung (3.27) grundsätzlich bekannt – aus der volumetrischen Integration der Materialmatrix  $D$  (vgl. Gleichung (3.10)) und unter Einbezug der Interpolationsmatrix der Dehnungen ab. Der Differentialoperator bestimmt sich entsprechend Gleichung (3.65):

$$L = \int B^T \cdot m \cdot N \, dV \quad (3.65)$$

Der Vektor  $m$  enthält für die Komponenten der Normalspannung den Wert 1, für jene der Schubspannungen den Wert 0. Dies folgt aus der Eigenschaft des Wassers, wonach bei den hier auftretenden geringen Geschwindigkeiten ausschließlich Normalspannungen und keine Schubspannung auftreten können.

Schließlich ist noch der inkrementelle Lastvektor  $df_n$  zu definieren. Dieser ergibt sich aus der Summe der Volumenkräfte, welche durch das Eigengewicht hervorgerufen und über das Volumen integriert werden, sowie den aufintegrierten Kräften entlang der Ränder des Modells.

$$df_n = \int N^T \cdot dp \, dV + \int N^T \cdot db \, dS \quad (3.66)$$

Neben der Gleichgewichtsbedingung (3.62) wird noch die Kontinuitätsbedingung benötigt, die sich im verwendeten FE-Programm PLAXIS wie folgt darstellt:

$$\nabla^T R \nabla \frac{(-\gamma_w \cdot z - u_{st} - \Delta u)}{\gamma_w} - m^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial (\Delta u)}{\partial t} = 0 \quad (3.67)$$

Als einzig neue Größe wird hier ein Vektor – der so genannte Nabla-Operator  $\nabla$  – eingeführt, dessen Komponenten die partiellen Ableitungen beschreiben. Alle anderen in der Gleichung (3.67) vorhandenen Größen wurden in den obigen Abschnitten bereits eingeführt und erläutert.

Im stationären Zustand ergeben sich keine Änderungen bei den Dehnungen  $\varepsilon$  und den Porenwasserüberdrücken  $\Delta u$ , wodurch sich die Gleichung (3.67) wie folgt vereinfachen lässt:

$$\nabla^T R \nabla \frac{(-\gamma_w \cdot z - u_{st})}{\gamma_w} = 0 \quad (3.68)$$



Die entsprechenden Anteile können nachfolgend unberücksichtigt bleiben. Die restlichen Terme sind demgegenüber in der Kontinuitätsgleichung zu berücksichtigen, siehe Gleichung (3.69).

$$\nabla^T \mathbf{R} \nabla \frac{\Delta \mathbf{u}}{\gamma_w} + \mathbf{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial (\Delta \mathbf{u})}{\partial t} = 0 \quad (3.69)$$

Die einzelnen Terme der Gleichung (3.69) werden durch Umformulierung und unter Anwendung der Gleichungen (3.18) sowie (3.65) in Gleichung (3.70) übergeführt. Auf der rechten Seite der Gleichung steht allein der Vektor  $\mathbf{q}$ , der die vorgegebenen Grundwasserströmungen an den Rändern abbildet.

$$\mathbf{H} \cdot \Delta \mathbf{u}_n + \mathbf{L}^T \frac{d\mathbf{v}}{dt} - \mathbf{S} \frac{d(\Delta \mathbf{u}_n)}{dt} = \mathbf{q} \quad (3.70)$$

Die in Gleichung (3.70) eingeführten Parameter  $\mathbf{H}$  und  $\mathbf{S}$  sind wie folgt definiert:

$$\mathbf{H} = \int (\nabla \mathbf{N})^T \mathbf{R} \nabla \mathbf{N} \frac{1}{\gamma_w} dV \quad (3.71)$$

$$\mathbf{S} = \int \frac{n}{K_w} \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV \quad (3.72)$$

Durch Zusammenführen der Gleichungen (3.62) und (3.70) ergibt sich ein Gleichungssystem, das sich in Matrixschreibweise wie folgt darstellt:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L}^T & -\mathbf{S} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{d\mathbf{v}}{dt} \\ \frac{d(\Delta \mathbf{u}_n)}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -\mathbf{H} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{v} \\ \Delta \mathbf{u}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{d\mathbf{f}_n}{dt} \\ \mathbf{q}_n \end{bmatrix} \quad (3.73)$$

Das Gleichungssystem (3.73) kann durch schrittweise Integration gelöst werden.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L}^T & -\mathbf{S}^* \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{v} \\ \Delta(\Delta \mathbf{u}_n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -\Delta t \cdot \mathbf{H} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{v}_0 \\ \Delta \mathbf{u}_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{f}_n \\ \Delta t \cdot \mathbf{q}_n^* \end{bmatrix} \quad (3.74)$$

Der Vektor  $\mathbf{q}_n^*$  leitet sich dabei aus dem Vektor des Ausgangszustands  $\mathbf{q}_{n0}$  und der Änderung  $\Delta \mathbf{q}_n$  ab.

$$\mathbf{q}_n^* = \mathbf{q}_{n0} + \Delta \mathbf{q}_n \quad (3.75)$$

Die in Gleichung (3.74) verwendeten Inkremente werden durch ein  $\Delta$ -Zeichen dargestellt und sind nicht mit der Porenwasserdruckänderung „ $\Delta u_n$ “ zu verwechseln. Die Indizes 0 geben an, dass es sich um den Ausgangswert zu Beginn des Zeitschritts handelt. Dabei hat die Ausgangsverformung  $\mathbf{v}_0$  keine Auswirkung auf die Lösung des Gleichungssystems, was sich auch durch die Nullen der ersten Matrix auf der rechten Seite der Gleichung zeigt.

Auf der rechten Seite der Gleichung wird das Produkt  $\Delta t \cdot \mathbf{H}$  mit dem Porenwasserdruck  $\Delta u_{n0}$  vom Beginn des Zeitschritts multipliziert. Dies erfordert eine korrigierende Maßnahme auf der linken Seite des Gleichungssystems, definiert durch:

$$\mathbf{S}^* = \Delta t \cdot \mathbf{H} + \mathbf{S} \quad (3.76)$$

Die obigen Ausführungen beziehen sich auf die grundlegenden Zusammenhänge der Konsolidierungstheorie, berücksichtigen aber keine Nichtlinearitäten im Verformungsverhalten des Korngerüsts. Um Probleme der Konsolidierungstheorie unter diesen Aspekten zu lösen, sind Iterationen erforderlich. In diesem Zusammenhang wird die Gleichung (3.62) in inkrementeller Schreibweise formuliert:

$$K \delta v + L \delta \Delta u_n = r_n \quad (3.77)$$

Der Kräftevektor  $r_n$  stellt dabei das globale Residuum dar. In Analogie zu Gleichung (3.61) definiert sich  $r_n$  wie folgt:

$$r_n = \int N^T \cdot p \, dV + \int N^T \cdot b \, dS - \int B^T \cdot \sigma' \, dV \quad (3.78)$$

Für den Spannungsvektor  $\sigma'$  sind zunächst einmal nur die Verhältnisse zu Beginn des Berechnungsschritts bekannt, weshalb im Rahmen der ersten Iteration dieser Spannungsvektor zu Grunde gelegt wird. Des Weiteren gilt für den Vektor der Volumenkräfte  $p$  („body force“):

$$p = p_0 + \Delta p \quad (3.79)$$

und für den Vektor der Randlasten  $b$ :

$$b = b_0 + \Delta b \quad (3.80)$$

Die Genauigkeit der Konsolidationsberechnung nimmt mit geringeren Zeitschritten zu, ab einer gewissen Grenze – dem so genannten kritischen Zeitschritt („critical time step“) – fällt sie jedoch deutlich ab (VERMEER und VERRUIJT (1981)). Für die in Abschnitt 5 vorgestellten Berechnungsergebnisse der untersuchten Tunnelvortriebe kann der kritische Zeitschritt durchaus eine gewisse Relevanz besitzen, da für den zyklischen Vortrieb der Ortsbrust nur verhältnismäßig kurze Zeitabschnitte bei den einzelnen Konsolidationsberechnungen betrachtet werden. Nähere Angaben zum modellierten Abschlagszyklus finden sich im oben genannten Abschnitt.

Für ein eindimensionales Konsolidationsproblem ergibt sich der kritische Zeitschritt für ein beliebiges Element nach empirischen Untersuchungen von BRINKGREVE und BROERE (2004) in folgender Größenordnung:

$$\Delta t_{\text{critical}} = \frac{H^2 \cdot \gamma_w \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{40 \cdot k_z \cdot E \cdot (1 - \nu)} \quad (3.81)$$

Neben dem Elastizitätsmodul  $E$ , der Querdehnzahl  $\nu$  und der Wichte  $\gamma_w$  des Wassers wird der kritische Zeitschritt des eindimensionalen Konsolidationsproblems zudem von der vertikalen Durchlässigkeit  $k_z$  und vom geometrischen Parameter  $H$  bestimmt.

Der Parameter  $H$  definiert die Höhe des betrachteten Elements. Zur Erhöhung der Genauigkeit der Konsolidationsberechnung sollte daher eine möglichst feine Netzeinteilung vorgenommen werden. Andererseits wird mit zunehmender Netzfeinheit die Rechenzeit erhöht, so dass in der Regel nur jene Bereiche verfeinert werden, die sich für das spezifische Problem als relevant erweisen. Für das in Abb. 3.3 dargestellte Modell (welches auch die Grundlage für die numerischen Untersuchungen des Abschnitts 5 bildet) bedeutet dies, dass sich nahe der Tunnelachse – mit einer entsprechend feinen Netzeinteilung und damit geringen Elementhöhe  $H$  – ein geringerer kritischer

Zeitschritt und damit eine höhere Genauigkeit des Berechnungsergebnisses ergibt als beispielsweise am unteren Modellrand mit deutlich größerer Netzeinteilung.

Die höhere Genauigkeit im Bereich des Tunnelquerschnitts ist erforderlich, da hier für die Tunnelvortriebe die größten Änderungen des Porenwasserdrucks zu erwarten sind. Mit zunehmendem Abstand zur Tunnelachse sind die durch den Tunnelvortrieb hervorgerufenen Porenwasserdruckänderungen geringer. Dementsprechend kann in diesen Bereichen auch die Feinheit der Elemente reduziert werden. Für ein eindimensionales Konsolidationsproblem wäre demgegenüber eine möglichst homogene Netzfeinheit über das gesamte Modell sinnvoll.

Für die in Abb. 3.3 dargestellte Netzfeinheit wird nachfolgend der Einfluss der Elementgröße auf die Genauigkeit der numerischen Berechnung aufgezeigt. Der nachfolgend vorgestellten Modellierung des eindimensionalen Konsolidationsproblems sind folgende Randbedingungen zu Grunde gelegt:

- Der Ausgleich der Porenwasserdrücke kann nur über den oberen und unteren Rand erfolgen, die beiden seitlichen Ränder sind geschlossen.
- Der Porenwasserüberdruck zu Beginn der Konsolidationsberechnung wird durch eine vertikale Belastung von  $200 \text{ kN/m}^2$  hervorgerufen. Die Belastung wirkt vollflächig an der Geländeoberfläche.
- Es wurden vier unterschiedliche Durchlässigkeiten untersucht, welche von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  bis  $k = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$  reichen und sich jeweils um den Faktor 10 unterscheiden.
- Der Elastizitätsmodul ist über die gesamte Modelltiefe konstant. Er wurde derart gewählt, dass der daraus abgeleitete Steifemodul mit den Steifigkeitsverhältnissen der numerischen Untersuchungen des Abschnitts 5 zusammenpasst.

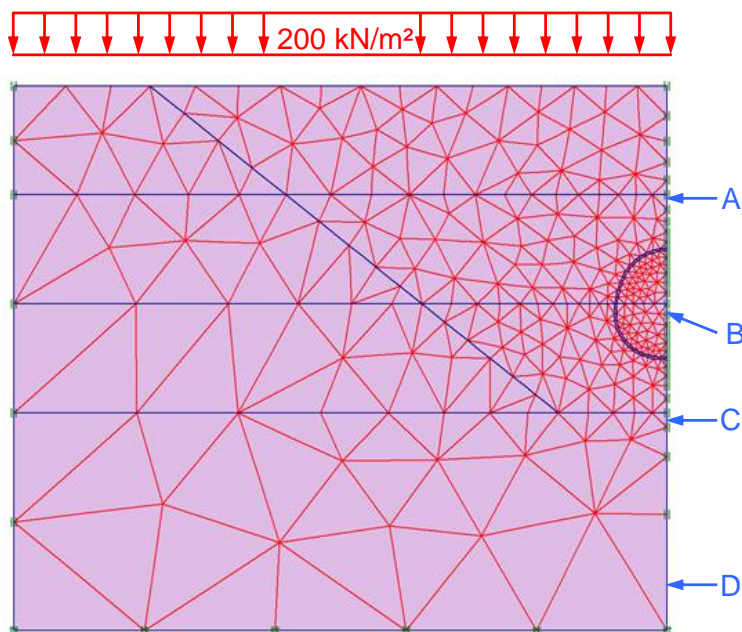


Abb. 3.3: Eindimensionales Konsolidationsproblem mit den Auswertungspunkten A bis D

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in Abb. 3.4 dargestellt.

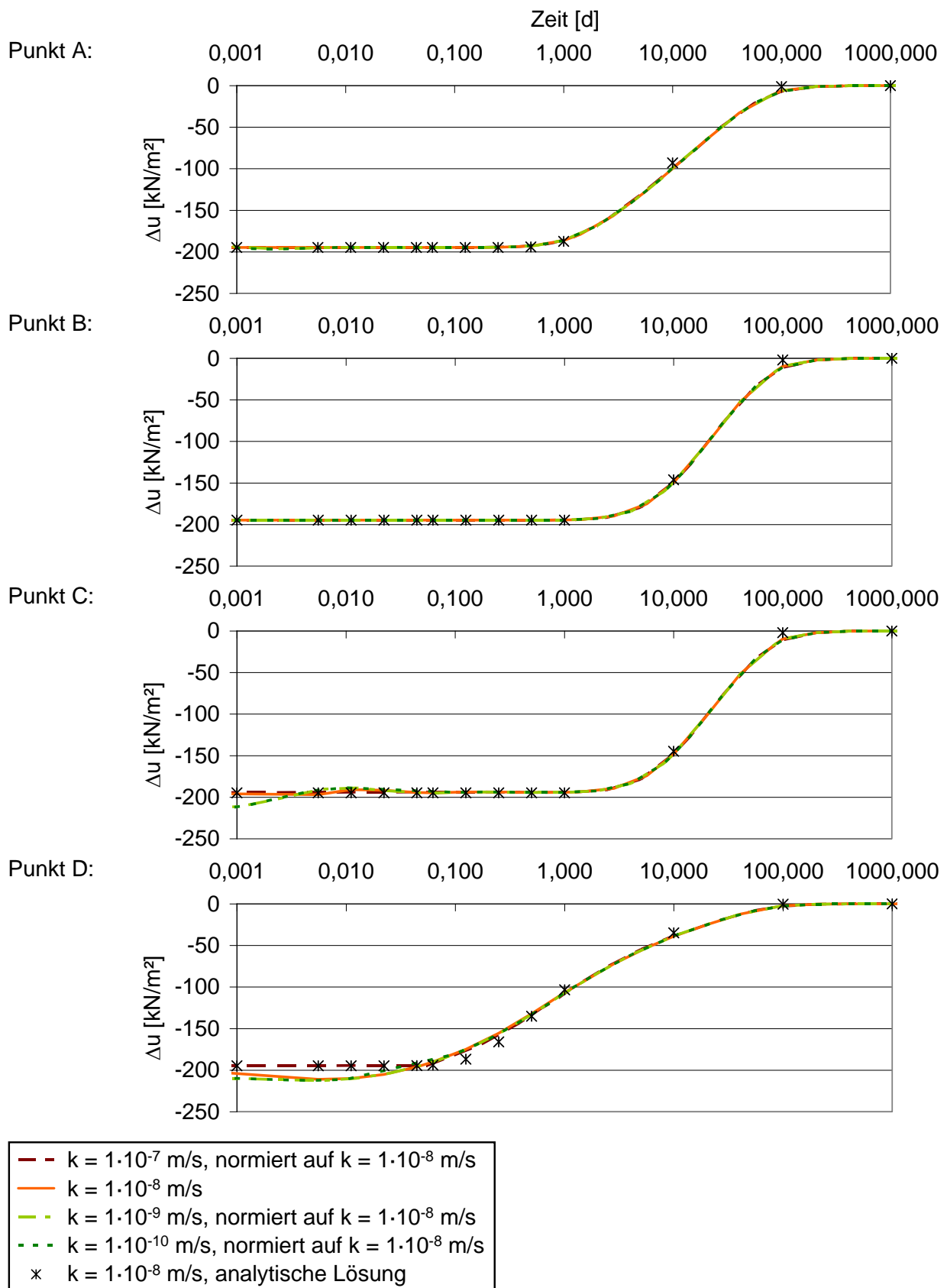


Abb. 3.4: Ergebnisse von eindimensionalen Konsolidationsberechnungen mit dem Netz aus Abb. 3.3 für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Vergleich mit der analytischen Lösung

Da den Berechnungen unterschiedliche Durchlässigkeiten zu Grunde liegen, wurden die Ergebnisse bezüglich der Zeitachse auf die frei gewählte Referenz-Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s normiert. Für eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s bauen sich die Porenwasserdrücke gegenüber der Referenz-Durchlässigkeit 10fach schneller ab, sämtliche Zeitwerte wurden daher mit dem Faktor 10 multipliziert. Für die anderen Durchlässigkeiten wurde die Normierung in analoger Weise vorgenommen. Die Ergebnisse der analytischen Lösung sind durch die schwarzen Kreuze definiert.

Anhand der Gleichung (3.81) lassen sich zwei grundsätzliche Effekte ablesen: Die Genauigkeit der numerischen Konsolidationsberechnung nimmt für geringere Durchlässigkeiten grundsätzlich ab. Sie sinkt ebenfalls mit einer gröberen Netzeinteilung des betrachteten Bereichs. Dies bestätigt sich auch bei Betrachtung der Abb. 3.4.

Am Punkt B sind zwischen den einzelnen Ergebnissen der numerischen Berechnungen (normiert auf die Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s) keine Unterschiede festzustellen. Damit zeigt sich, dass aufgrund der lokalen Netzverfeinerung im Bereich der Tunnelachse eine sehr hohe Genauigkeit vorhanden ist. Auch für den Punkt A ist die Genauigkeit hinsichtlich der Berechnung der Porenwasserdruckänderungen sehr hoch. Diese Aussagen gelten einerseits bei Vergleich der Durchlässigkeiten untereinander, aber auch im Verhältnis zur analytischen Lösung. Für den Punkt C sind demgegenüber geringfügige numerische Ungenauigkeiten für kleine Zeitabschnitte und die beiden geringen Durchlässigkeiten zu erkennen. Beim Punkt D verstärkt sich dieser Effekt durch die nochmals gröbere Netzeinteilung, so dass in diesem Fall augenscheinlich nur noch die Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s mit der analytischen Lösung übereinstimmt.

Insgesamt gesehen stimmen die numerischen Ergebnisse aber gut mit der analytischen Lösung überein, so dass auch für das Konsolidationsproblem des Tunnelvortriebs von einer ausreichend feinen Netzeinteilung des Modells ausgegangen werden kann.

### 3.7 Stoffmodelle

#### 3.7.1 Linear elastisches Stoffmodell zur Beschreibung der Tunnelschale

Die Tunnelschale wird mittels eines linear elastischen Stoffmodells beschrieben, siehe Gleichung (3.82). Die (Änderung der) Spannung verhält sich proportional zur (Änderung der) Dehnung, wobei das Verhältnis über den Elastizitätsmodul  $E$  des Spritzbetons ausgedrückt wird.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.82)$$

Wie beispielsweise an einem einaxialen Druckversuch festgestellt werden kann, führt die axiale Stauchung einer Probe zu einer radialen Ausdehnung. Das Verhältnis aus dieser radialen Dehnung  $\varepsilon_r$  und der Axialdehnung  $\varepsilon_a$  wird durch die Querdehnzahl  $\nu$  beschrieben.

$$\varepsilon_r = -\nu \cdot \varepsilon_a \quad (3.83)$$

Zur Beschreibung des linear elastischen Verhaltens des Spritzbetons reichen somit die beiden Parameter Elastizitätsmodul und Querdehnzahl aus.

Die zeitliche Zunahme der Steifigkeit kann bei dem gewählten Stoffmodell nicht direkt in Ansatz gebracht werden. Die Steifigkeit wurde daher – wie in Abschnitt 5.4.2 beschrieben – stufenweise und in Abhängigkeit vom Spritzbetonalter erhöht.

### 3.7.2 Elastisch-plastisches Stoffmodell mit Verfestigung zur Beschreibung des Baugrunds

#### 3.7.2.1 Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Zur Beschreibung des Bodenverhaltens wird das so genannte Hardening-Soil-Stoffmodell verwendet. Das Stoffmodell geht auf Untersuchungen von VERMEER (1978) zurück und wurde verschiedentlich (u. a. SCHANZ et al. (1999)) weiterentwickelt. Die hauptsächlichen Eigenschaften dieses Stoffmodells werden nachfolgend beschrieben.

In dränierten Triaxialversuchen kann näherungsweise eine hyperbolische Beziehung zwischen der axialen Stauchung<sup>4</sup> und der deviatorischen Spannung beobachtet werden (siehe Abb. 3.5). Der im Stoffmodell entsprechend berücksichtigte Zusammenhang geht auf eine Formulierung von KONDRNER und ZELASKO (1963) zurück, die später von DUNCAN und CHANG (1970) weiterentwickelt wurde. Beim Hardening-Soil-Stoffmodell wird diese hyperbolische Beziehung darüber hinaus mit einer sich aufweitenden deviatorischen Fließfläche zusammengeführt.

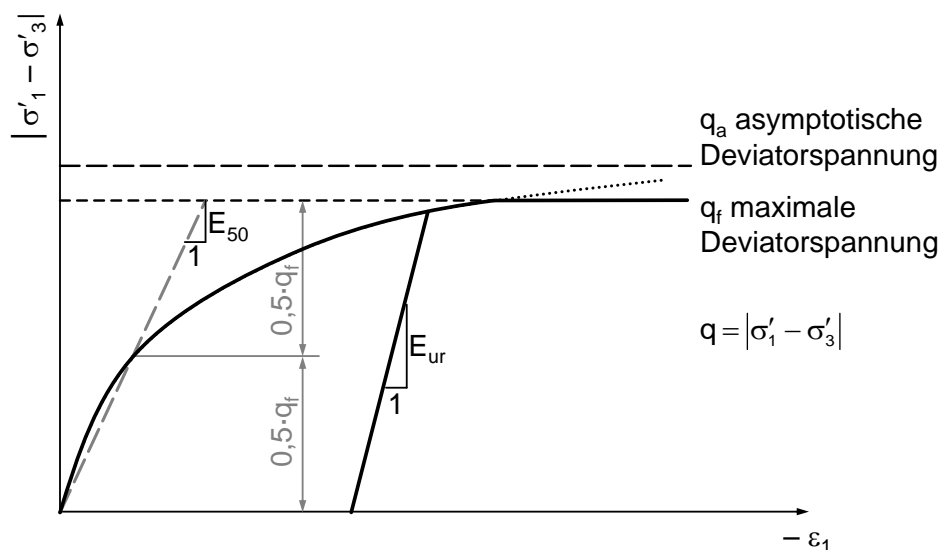


Abb. 3.5: Hyperbolische Beziehung beim dränierten Triaxialversuch

Mit der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Abb. 3.5 lässt sich die axiale Dehnung  $\varepsilon_1$  folgendermaßen beschreiben:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{gültig für: } q < q_f \quad (3.84)$$

Die in Gleichung (3.84) angegebene axiale Dehnung  $\varepsilon_1$  setzt sich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen, siehe Gleichung (3.85).

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \quad (3.85)$$

Das Stoffmodell unterscheidet zwischen Erst-, Ent- und Wiederbelastung, wobei die Steifigkeit des Bodens in Abhängigkeit vom herrschenden Spannungsniveau auf dem von OHDE (1939) vorge-

<sup>4</sup> Ohne Berücksichtigung der Verformungsrichtung wird nachfolgend vereinfacht von Dehnung gesprochen.

schlagenen exponentiellen Zusammenhang basiert. Der Zusammenhang ist in Gleichung (3.86) wiedergegeben.

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cot \varphi' - \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.86)$$

Darin bedeuten:

- $E_{50}$  ... Sekantenmodul bei deviatorischer Belastung und bei der Spannung  $\sigma'_3$  (Referenz:  $E_{50}^{\text{ref}}$ )
- $E_{50}^{\text{ref}}$  ... Referenzmodul bei deviatorischer Belastung und bei der Spannung  $p^{\text{ref}}$
- $c'$  ... Kohäsion des Bodens
- $\varphi'$  ... Reibungswinkel des Bodens
- $\sigma'_3$  ... minimale effektive Hauptspannung (Zug positiv)
- $p^{\text{ref}}$  ... Referenzspannung, bei der  $E^{\text{ref}}$  gilt
- $m$  ... Exponent für die Verfestigung

Die Referenzspannung  $p^{\text{ref}}$  kann vom Betrag her frei gewählt werden, wobei ihre Größe Einfluss auf  $E_{50}^{\text{ref}}$  hat bzw. vice versa. Der Sekantenmodul  $E_{50}^{\text{ref}}$  wird über den in Abb. 3.5 dargestellten Zusammenhang aus einem dränierten Triaxialversuch bestimmt. Entspricht die minimale effektive Hauptspannung  $\sigma'_3$  gerade der Referenzspannung  $p^{\text{ref}}$ , so ergibt sich aus dem oben angegebenen Zusammenhang direkt der Referenzmodul  $E_{50}^{\text{ref}}$ . Mit höherer Spannung  $\sigma'_3$  kommt es zur Verfestigung bzw. Steifigkeitserhöhung des Bodens, die bei dem verwendeten Stoffmodell über den Exponenten  $m$  gesteuert wird. Übliche Werte für  $m$  liegen zwischen 0,4 und 0,8. Je größer der Wert für den Exponent  $m$  ist, desto stärker nimmt der Sekantenmodul bei einer Erhöhung der Spannung  $\sigma'_3$  zu.

Für die deviatorische Ent- und Wiederbelastung (vgl. Abb. 3.5) kann der Tangentenmodul  $E_{\text{ur}}$  analog zu Gleichung (3.86) ermittelt werden, siehe Gleichung (3.87). Der Tangentenmodul  $E_{\text{ur}}$  ist als rein elastischer Parameter definiert. Irreversible Verformungen treten nur bei einer Erstbelastung auf.

$$E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cot \varphi' - \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.87)$$

Die Scherfestigkeit wird durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb definiert, welche die Kohäsion  $c'$  und den Reibungswinkel  $\varphi'$  berücksichtigt. Für kohäsionslose nichtbindige Böden sollte aus numerischen Gründen eine minimale Kohäsion von z. B.  $c' = 0,5 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden. Das Rechenergebnis wird dadurch im Allgemeinen nicht wesentlich beeinflusst.

Die Schergerade stellt die Umhüllende aller möglichen Mohrschen Spannungskreise dar. Die so genannte Bruchgerade verbindet demgegenüber die Scheitelpunkte der Mohrschen Spannungskreise miteinander. Letztere Gerade wird durch den Ordinatenabschnitt  $b'$  und den Neigungswinkel  $\alpha'$  bestimmt, wobei eine Umrechnung in die effektive Kohäsion und den effektiven Reibungswinkel über die in Abb. 3.6 dargestellten Beziehungen möglich ist.

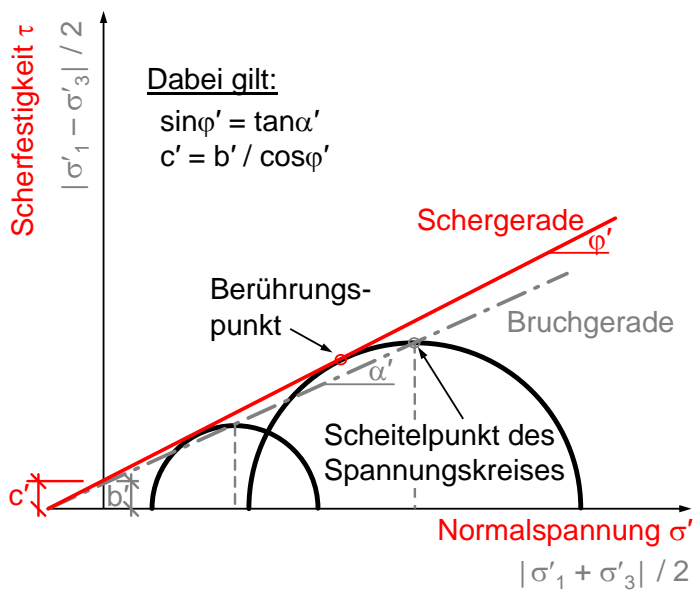


Abb. 3.6: Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb

Für triaxiale Spannungszustände ergeben sich die isotrope Hauptspannung  $p$  und die Deviatorspannung  $q$  wie folgt:

$$p = -\frac{1}{3} \cdot (\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) \quad (3.88)$$

$$q = |\sigma'_1 - \sigma'_3| \quad (3.89)$$

Die asymptotische Deviatorspannung  $q_a$  (vgl. Abb. 3.5) ist mit der maximal möglichen deviatorischen Spannung  $q_f$  über das Verhältnis  $R_f$  verknüpft. Aufgrund von Erfahrungswerten hat sich ein Verhältniswert von  $R_f = 0,9$  als geeignet erwiesen (vgl. MARCHER (2003), WEHNERT (2006)).

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.90)$$

Die maximale deviatorische Spannung  $q_f$  ergibt sich in Abhängigkeit von der Kohäsion, vom Reibungswinkel sowie vom effektiven Zelldruck beim dränierten Triaxialversuch zu:

$$q_f = (c' \cdot \cot \varphi' - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (3.91)$$

### 3.7.2.2 Deviatorische Fließfläche

Bei der deviatorischen Erstbelastung von Böden entstehen bekanntlich plastische Verformungen. Um dieses Verhalten beschreiben zu können, wird im verwendeten Programm PLAXIS ein Ansatz der Plastizitätstheorie mit zwei Fließflächen verwendet und eine davon als deviatorische Fließfläche  $f^s$  eingeführt, deren Parameter derart gewählt werden, dass sie mit der oben genannten KONDNER-Hyperbel zusammen passen. Durch die sich mit einer Belastung verändernde Fließfläche wird im Spannungsraum definiert, wo der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich stattfindet.



$$f^s = f - \gamma^p \quad (3.92)$$

Dabei stellt  $f$  eine Funktion der Spannungen sowie der Steifigkeiten bei deviatorischer Beanspruchung und der Verfestigungsparameter  $\gamma^p$  eine Funktion der plastischen Schubdehnungen dar.

$$f = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} \quad (3.93)$$

$$\gamma^p = -\varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p = -2\varepsilon_1^p + \varepsilon_v^p \approx -2\varepsilon_1^p \quad (3.94)$$

Der hochgestellte Index  $p$  bei Gleichung (3.94) gibt an, dass hier die plastischen Dehnungen adressiert sind. Der jeweilige tiefgestellte Index 1, 2 oder 3 definiert die Richtung der Hauptdehnungen. Die Summe der drei Hauptdehnungen entspricht der Volumendehnung mit ihrem plastischen Anteil  $\varepsilon_v^p$ . Diese ist im Verhältnis zu den plastischen axialen Dehnungen des Triaxialversuchs (1. Hauptdehnung) sehr klein und kann für feste Böden vernachlässigt werden, siehe Gleichung (3.94). Durch Zusammenführen der Gleichungen (3.93) und (3.94) erhält man die Fließfläche  $f^s$  der deviatorischen Beanspruchung.

$$f^s = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (3.95)$$

Für den triaxialen Fall sind die beiden Fließfunktionen  $f_{12}^s$  und  $f_{13}^s$  zu betrachten, die eine Unterscheidung der allgemein formulierten Fließfläche  $f^s$  im dreidimensionalen Spannungsraum ermöglichen. Dabei ist für die Deviatorspannung  $q$  im erstgenannten Fall  $\sigma_1' - \sigma_2'$ , im zweiten Fall  $\sigma_1' - \sigma_3'$  einzusetzen. Für dränierte Triaxialversuche folgt  $f_{12}^s = f_{13}^s$ , da  $\sigma_2' = \sigma_3'$ . Für deviatorische Erstbelastung gilt, dass  $f^s = 0$  sein muss, da der Spannungspfad in diesem Fall auf der Fließfläche liegt und diese aufweitet. Aus Gleichung (3.95) in Verbindung mit Gleichung (3.94) ergibt sich dann:

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \gamma^p = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.96)$$

Wie in Abschnitt 3.7.2.1 beschrieben, entstehen plastische Verformungen nur bei einer Erstbelastung. Diese können mittels obiger Gleichungen ermittelt werden. Elastische Dehnungen entstehen demgegenüber sowohl bei Erst- als auch bei Ent- und Wiederbelastung. Die elastische Dehnung in der 1. Hauptrichtung ergibt sich wie folgt:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.97)$$

Die elastischen Dehnungen in den beiden anderen Hauptrichtungen 2 und 3 ergeben sich aus der Dehnung  $\varepsilon_1^e$  und unter Berücksichtigung der Querdehnzahl für die Ent- und Wiederbelastung  $\nu_{ur}$ .

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \cdot \varepsilon_1^e = \nu_{ur} \cdot \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.98)$$

Die so erhaltene Gleichung ist grundsätzlich bereits aus Abschnitt 3.7.1 (linear elastisches Stoffmodell) bekannt.

Die axiale Dehnung bei einem dränierten Triaxialversuch entspricht der 1. Hauptdehnung. Diese setzt sich aus einem elastischen sowie einem plastischen Dehnungsanteil zusammen (vgl. Gleichung (3.85)). Durch Einsetzen der Gleichungen (3.96) und (3.97) in Gleichung (3.85) erhält man schließlich die eingangs angeführte Gleichung (3.84) der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung.

Zur Berücksichtigung plastischer Dehnungen bei der Verfestigung wird im verwendeten Stoffmodell eine nicht-assozierte Fließregel verwendet. Das plastische Potential (siehe Gleichung (3.99)) entspricht dabei nicht der Fließfläche ( $g^s \neq f^s$ , siehe Abb. 3.7).<sup>5</sup>

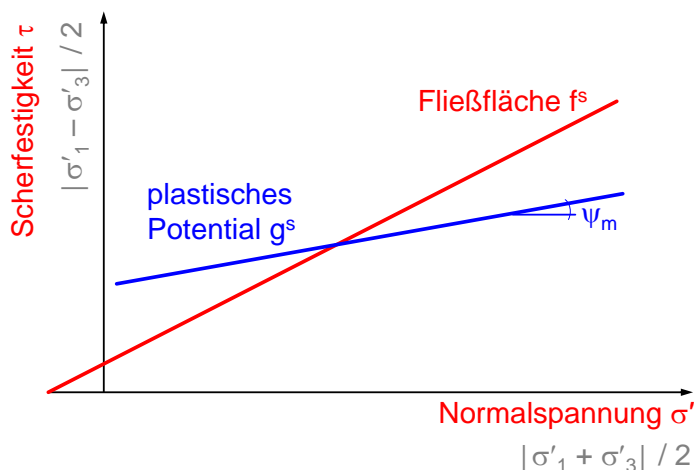


Abb. 3.7: Nicht-assozierte Fließregel

Das plastische Potential hat im verwendeten Stoffmodell folgende Form:

$$g^s = \frac{|\sigma'_1 - \sigma'_3|}{2} - \frac{|\sigma'_1 + \sigma'_3|}{2} \cdot \sin \psi_m \quad (3.99)$$

Für den Sonderfall eines triaxialen Spannungszustands mit  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  entspricht die zweite Form des plastischen Potentials  $g_{12}^s$  dem in Gleichung (3.99) angegebenen plastischen Potential  $g^s$  ( $= g_{13}^s$ ).

Nach SCHANZ et al. (1999) wird über den mobilisierten Dilatanzwinkel  $\psi_m$  die Dehnungsrate der plastischen Volumendehnung mit jener der plastischen Schubverzerrungen in Verbindung gesetzt.

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \cdot \dot{\gamma}^p \quad (3.100)$$

Der mobilisierte Winkel der Dilatanz kann in Anlehnung an ROWE (1962) als Funktion des mobilisierten Reibungswinkels  $\varphi_m$  und des kritischen Reibungswinkels  $\varphi_{cv}$  beschrieben werden.

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cv}} \quad (3.101)$$

<sup>5</sup> Demgegenüber wäre bei einer assoziierten Fließregel das plastische Potential  $g^s$  gleich der Fließfläche  $f^s$ , was mit  $\psi = \varphi'$  gleichzusetzen ist. Da in diesem Fall die volumetrische Dehnung in aller Regel überschätzt wird, wird bei dem hier beschriebenen Stoffmodell eine nicht-assozierte Fließregel verwendet.

Der mobilisierte Reibungswinkel ergibt sich in Abhängigkeit vom Spannungsniveau und von den charakteristischen Scherparametern, die in der Regel aus den Peakwerten der Scherfestigkeit abgeleitet werden, während der kritische Reibungswinkel für große Verzerrungen gilt.

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2 \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \quad (3.102)$$

Der kritische Reibungswinkel  $\varphi_{cv}$  kann damit auch in Abhängigkeit vom Reibungswinkel  $\varphi'$  und vom Dilatanzwinkel  $\psi$  angegeben werden, siehe Gleichung (3.103).

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \psi} \quad (3.103)$$

Die sich aus deviatorischer Belastung ergebende Änderung der Dehnung setzt sich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen. Da die Formulierung von Stoffmodellen in der Regel mit Hilfe von Dehnungs- und Spannungsrate erfolgt, kann die Änderung der Dehnung wie folgt angegeben werden:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ps} = (\mathbf{D}^e)^{-1} \cdot \dot{\sigma}' + \Lambda^s \cdot \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \sigma'} \quad (3.104)$$

Der elastische Anteil der Dehnung bestimmt sich aus der elastischen Materialmatrix  $\mathbf{D}^e$  sowie den effektiven Spannungen und kann daher folgendermaßen umgeformt werden:

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}' &= \mathbf{D}^e \cdot \dot{\varepsilon}^e = \mathbf{D}^e \cdot (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^{ps}) \\ &= \mathbf{D}^e \cdot \left( \dot{\varepsilon} - \Lambda^s \cdot \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \sigma'} \right) \end{aligned} \quad (3.105)$$

Für den plastischen Anteil der Dehnung wurde in Gleichung (3.104) ein plastischer Multiplikator  $\Lambda^s$  eingeführt, der sich anhand der Konsistenzbedingung  $\dot{f}^s = 0$  ermitteln lässt.

$$\dot{f}^s = \left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \dot{\sigma}' + \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \gamma^p} \dot{\gamma}^p = 0 \quad (3.106)$$

Der zweite Term der obigen Gleichung enthält dabei den Verfestigungsparameter. Durch Umformung und unter Berücksichtigung der Gleichung (3.105) kann der plastische Multiplikator nach Gleichung (3.107)<sup>6</sup> bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \dot{f}^s &= \left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \dot{\sigma}' + \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \gamma^p} \dot{\gamma}^p = 0 \\ &= \left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \left( \dot{\varepsilon} - \Lambda^s \cdot \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \sigma'} \right) + \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \gamma^p} \dot{\gamma}^p = 0 \\ &= \left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \dot{\varepsilon} - \Lambda^s \cdot \left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \sigma'} + \frac{\partial \mathbf{g}^s}{\partial \gamma^p} \dot{\gamma}^p = 0 \end{aligned}$$

<sup>6</sup>  $(\partial f^s / \partial \sigma')^T$  stellt die transponierte Form des Vektors  $(\partial f^s / \partial \sigma')$  dar.

$$\rightarrow \Lambda^s = \frac{\left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + \frac{\partial g^s}{\partial \gamma^p} \dot{\gamma}^p}{\left\{ \frac{\partial f^s}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \frac{\partial g^s}{\partial \sigma'}} \quad (3.107)$$

Mit der Bestimmung des plastischen Multiplikators ist der Betrag der plastischen Dehnungen definiert (siehe Abschnitt 3.3).

### 3.7.2.3 Kappen-Fließfläche

Mit der unter Abschnitt 3.7.2.2 beschriebenen deviatorischen Fließfläche  $f^s$  lassen sich nur plastische Dehnungen infolge deviatorischer Belastung beschreiben. Wie beispielsweise aus Ödometerversuchen bekannt ist, führen aber auch kompressive Belastungen zu bleibenden Verformungen. Zur Beschreibung entsprechender plastischer Dehnungen wird eine zweite Fließfläche, die so genannte Kappen-Fließfläche verwendet. Diese wird über die Gleichung (3.108) definiert.

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 \quad (3.108)$$

Die im Programm PLAXIS nur intern verwendete Materialkonstante  $\alpha$  ist ein Parameter zur Beschreibung der Form der Kappe, sie ergibt sich im Wesentlichen aus dem Seitendruckbeiwert  $K_{0,nc}$  für normalkonsolidierte Böden sowie dem Verhältnis zwischen  $E_{50}^{ref}$  und  $E_{oed}^{ref}$ .

Des Weiteren gelten folgende Beziehungen:

$$p' = -(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (3.109)$$

$$\tilde{q} = |\sigma'_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma'_2 - \delta \cdot \sigma'_3|_3 \quad (3.110)$$

$$\text{mit: } \delta = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (3.111)$$

Für den Fall triaxialer Kompression mit  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  vereinfachen sich die Gleichungen (3.109) und (3.110) zu (3.88) und (3.89).

Die Größe und Form der Kappen-Fließfläche wird durch eine Ellipse mit den Halbachsen  $p_p$  (Abszisse) und  $\alpha \cdot p_p$  (Ordinate) beschrieben (siehe Abb. 3.8).

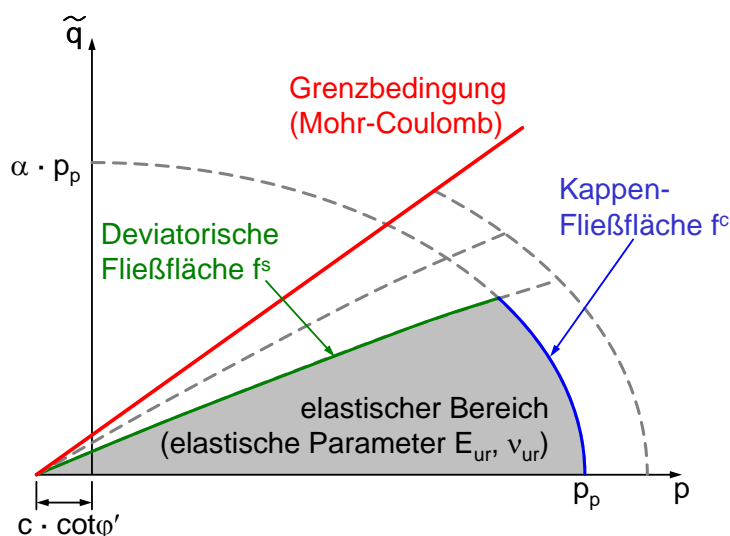


Abb. 3.8: Definition der Kappen-Fließfläche

Die Verfestigungsregel setzt die plastischen volumetrischen Dehnungen mit der Vorbelastungsspannung  $p_p$  in Beziehung, wobei letztere als Verfestigungsparameter verwendet wird.

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \cdot \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (3.112)$$

Bei der Ermittlung der plastischen Dehnung infolge isotroper Belastung geht weiter die nur intern verwendete Materialkonstante  $\beta$  ein, die im Wesentlichen in Abhängigkeit von der Erstbelastungsteifigkeit  $E_{oed}^{ref}$  bei kompressiver Belastung ermittelt wird. Die Referenzspannung  $p^{ref}$  und der Steifexponent  $m$  wurden bereits in Abschnitt 3.7.2.1 erläutert.

Die Materialkonstanten  $\alpha$  und  $\beta$  können vom Anwender nicht direkt vorgegeben werden. Sie werden aufgrund von Beziehungen zu den Kennwerten  $K_{0,nc}$  und  $E_{oed}^{ref}$  programmintern aus diesen abgeleitet.

Der Erstbelastungsmodul bei kompressiver Belastung ist vom Spannungsniveau entsprechend Gleichung (3.113) abhängig.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cot \varphi' - \sigma_1'}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (3.113)$$

Die Gleichung (3.113) entspricht im Wesentlichen den Gleichungen (3.86) und (3.87), lediglich die Abhängigkeit von der Spannungsrichtung ist anders definiert. Die Steifigkeiten für deviatorische Belastungsrichtungen werden auf die Spannung  $\sigma_3'$  bezogen (im Triaxialversuch entspricht dies dem Zelldruck minus dem Porenwasserdruck). Die Steifigkeit für kompressive Belastung wird demgegenüber auf die größte effektive Hauptspannung  $\sigma_1'$  bezogen (im Ödometerversuch entspricht dies der effektiven Vertikalspannung, siehe Abb. 3.9).

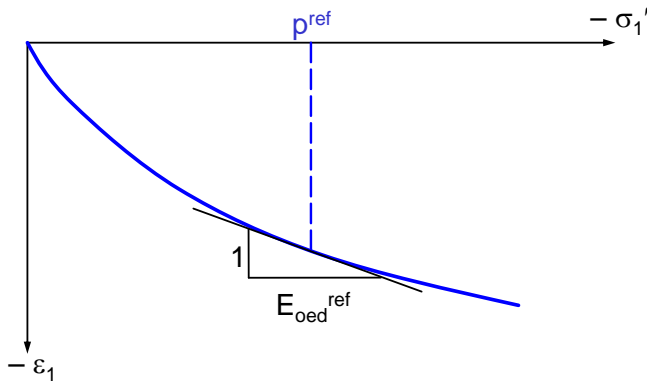


Abb. 3.9: Spannungsabhängige, kompressive Steifigkeit

Zur Beschreibung der plastischen Dehnungsraten bei isotroper Belastung wird eine assoziierte Fließregel verwendet. Das plastische Potential entspricht in diesem Fall der Fließfläche ( $g^c = f^c$ ).

Die plastische Dehnungsänderung ergibt sich entsprechend Gleichung (3.114).

$$\dot{\varepsilon}^{pc} = \Lambda^c \cdot \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \quad (3.114)$$

Der plastische Multiplikator kann in Analogie zur deviatorischen Fließfläche aus der Konsistenzbedingung  $\dot{f}^c = 0$  abgeleitet werden.

$$\dot{f}^c = \left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \dot{\sigma}' + \frac{\partial f^c}{\partial \varepsilon_v^{pc}} \dot{\varepsilon}_v^{pc} = 0 \quad (3.115)$$

Aus der Konsistenzbedingung bestimmt sich der plastische Multiplikator (Betrag der plastischen Dehnungen) nach Gleichung (3.116)<sup>7</sup> zu:

$$\begin{aligned} \dot{f}^c &= \left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \dot{\sigma}' + \frac{\partial f^c}{\partial \varepsilon_v^{pc}} \dot{\varepsilon}_v^{pc} = 0 \\ &= \left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \left( \dot{\varepsilon} - \Lambda^c \cdot \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right) + \frac{\partial f^c}{\partial \varepsilon_v^{pc}} \dot{\varepsilon}_v^{pc} = 0 \\ &= \left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \dot{\varepsilon} - \Lambda^c \cdot \left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} + \frac{\partial f^c}{\partial \varepsilon_v^{pc}} \dot{\varepsilon}_v^{pc} = 0 \\ \rightarrow \Lambda^c &= \frac{\left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \dot{\varepsilon} + \frac{\partial f^c}{\partial \varepsilon_v^{pc}} \dot{\varepsilon}_v^{pc}}{\left\{ \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \right\}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'}} \end{aligned} \quad (3.116)$$

<sup>7</sup>  $(\partial f^c / \partial \sigma')^T$  stellt die transponierte Form des Vektors  $(\partial f^c / \partial \sigma')$  dar.

Das Hardening-Soil-Stoffmodell ist damit in der Lage, elastische und plastische Dehnungen des Korngerüstes – sowohl unter deviatorischer als auch kompressiver Belastung – zu beschreiben. Unter Berücksichtigung der Grundwasserströmung und der Konsolidationstheorie ist damit das notwendige Handwerkzeug vorhanden, um Spannungs- und Porenwasserdruckänderungen für Tunnelvortriebe in gering durchlässigen Böden sauber abzubilden.

## 4 Laborversuche

### 4.1 Allgemeines

#### 4.1.1 Ziel des Laborprogramms

Zur Untersuchung von teildrÄnierten ZustÄnden bei Tunnelvortrieben in gering durchlÄssigem Baugrund enthÄlt Abschnitt 5 umfangreiche numerische Berechnungen.

Das dabei in Ansatz gebrachte Modell zum Materialverhalten muss die Wechselwirkungen zwischen Spannungen, Verformungen und PorenwasserdrÄcken abbilden, wobei sich die ZustÄnde und Randbedingungen mit der Zeit verÄndern. HierfÄr werden geeignete Ergebnisse von Laboruntersuchungen numerisch abgebildet und beurteilt. Folgende Arten von Laboruntersuchungen kommen grundsÄtzlich in Betracht:

- KleinmaÄstabliche Untersuchung des Tunnelvortriebs: Bei kohÄsiven BÄden – wie bei der hier dargestellten Problemstellung der Fall – ist eine kleinmaÄstabliche Abbildung des Tunnelvortriebs ohne zentrifugale KrÄfte aufgrund von MaÄstabeffekten nicht zielfÄhrend. DarÄber hinaus sind aber auch Versuche, die in einer Zentrifuge durchgefÄhrt werden kÄnnten, aufgrund der Interaktion von Tunnelvortrieb und GrundwasserstrÄmung nicht sinnvoll durchfÄhrbar.
- Elementversuche, welche die fÄr die Fragestellung relevanten Eigenschaften des Stoffmodells abbilden kÄnnen. Dazu zÄhlen beispielsweise Triaxialversuche. Anhand entsprechender Versuche kann die Eignung des verwendeten Stoffmodells fÄr eine spezifische Fragestellung untersucht werden.

FÄr die Untersuchung des Materialverhaltens wurden ausschlieÄlich Elementversuche an zylindrischen Proben herangezogen. Im Wesentlichen wurden so genannte teildrÄnierte Triaxialversuche numerisch modelliert und den Laborergebnissen vergleichend gegenÄbergestellt. Die zur numerischen Modellierung erforderlichen Parameter des Stoffmodells wurden einerseits aus den teildrÄnierten Triaxialversuchen (siehe Abschnitt 4.4), zum anderen durch Auswertung weiterer Versuche am selben Probenmaterial (siehe Anhang) abgeleitet. Anhand der numerisch modellierten Laborversuche kann nur die Eignung des Stoffmodells, nicht aber die Abbildung der Tunnelvortriebe selbst ÄberprÄft werden. Die ÄberprÄfung des vollstÄndigen Modells (Geometrie, Abbildung des Tunnelvortriebs) wird separat, durch Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Messergebnissen von Tunnelvortrieben, vorgenommen (siehe Abschnitt 6).

#### 4.1.2 Modellvorstellung fÄr die Festlegung des Laborprogramms

Zur Festlegung der Randbedingungen fÄr die Laboruntersuchungen werden die SpannungsverhÄltnisse an einem Bodenelement betrachtet, das sich in einiger Entfernung – gekennzeichnet durch den Abstand  $y$  – vor der Ortsbrust befindet (siehe Abb. 4.1). Durch den Vortrieb nÄhert sich die Ortsbrust dem Bodenelement an, die Entfernung  $y$  verringert sich.



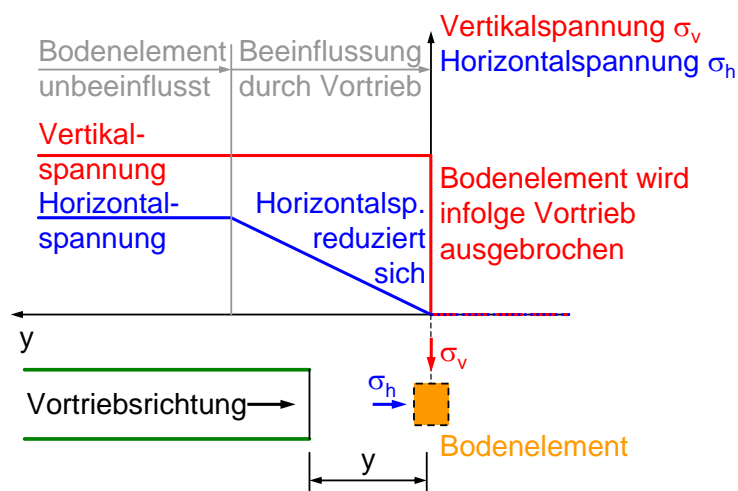


Abb. 4.1: Spannungsverlauf in Abhängigkeit vom Vortriebsstand

Solange die Ortsbrust noch einen großen Abstand zum Bodenelement aufweist, werden an diesem die Spannungen  $\sigma_v$  und  $\sigma_h$  wirksam sein, wie sie sich aus dem Erdruchdruck ableiten lassen. Dieser Zustand, bei welchem das Bodenelement noch unbeeinflusst vom Tunnelvortrieb ist, entspricht dem Primärspannungszustand PSZ des Gebirges. Für die Vertikalspannung  $\sigma_v$  wird im Rahmen dieser Modellvorstellung vereinfachend angenommen, dass sie bis zum Ausbruch des Bodenelements konstant ist. Mit fortschreitendem Tunnelvortrieb wird die Ortsbrust näher an das Bodenelement heranrücken, womit sich die stützende Horizontalspannung  $\sigma_h$  bis auf 0 reduziert (Tunnelvortrieb unter atmosphärischen Bedingungen). In Abb. 4.1 wurde hierfür ein linearer Verlauf angenommen. Sobald der Tunnel so weit vorgetrieben wurde, dass der Inhalt des Bodenelements ausgebrochen ist, müssen sowohl die Vertikalspannung  $\sigma_v$  als auch die stützende Horizontalspannung  $\sigma_h$  verschwinden ( $\sigma_v = 0$ ,  $\sigma_h = 0$ ).

Sofern der Tunnel unterhalb des Grundwasserspiegels aufgefahren wird, ändern sich für die undrännierten Verhältnisse mit dem Tunnelvortrieb auch die Porenwasserdrücke (siehe Abb. 4.2a). Dabei wird aus Gründen der Übersichtlichkeit für das betrachtete Bodenelement in vereinfachter Weise  $u_{st} = 0$  unterstellt. Durch die Entspannung an der Ortsbrust und die damit einhergehenden Verformungen werden für den undrännierten Zustand die Porenwasserdrücke vor der Ortsbrust reduziert ( $\Delta u < 0$ ). Die effektiven Spannungen ergeben sich dann aus der Differenz zwischen den totalen Spannungen und den Porenwasserdrücken. Sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung sind die effektiven Spannungen damit höher als die totalen Spannungen. Dagegen ergibt sich für drännierte Verhältnisse keine Änderung der Porenwasserdrücke, die effektiven Spannungen weichen nicht von den totalen Spannungen ab.

In Abb. 4.2b sind die effektiven und totalen Spannungskreise wie auch die -pfade dargestellt. Der Ausgangszustand wird durch den Primärspannungszustand PSZ gebildet, dargestellt für den Fall, dass  $\sigma'_v > \sigma'_h$  ist. Ausgehend vom Primärspannungszustand ergibt sich für die drännierten Verhältnisse ein effektiver Spannungspfad, der jenem des totalen Spannungspfads entspricht. Die vollkommen undrännierten Verhältnisse werden unter den oben beschriebenen, vereinfachenden Annahmen durch den in Abb. 4.2b dargestellten effektiven Spannungspfad abgebildet. Die horizontale Differenz zwischen den beiden Spannungspfaden entspricht gerade dem Porenwasserdruck  $\Delta u$ .

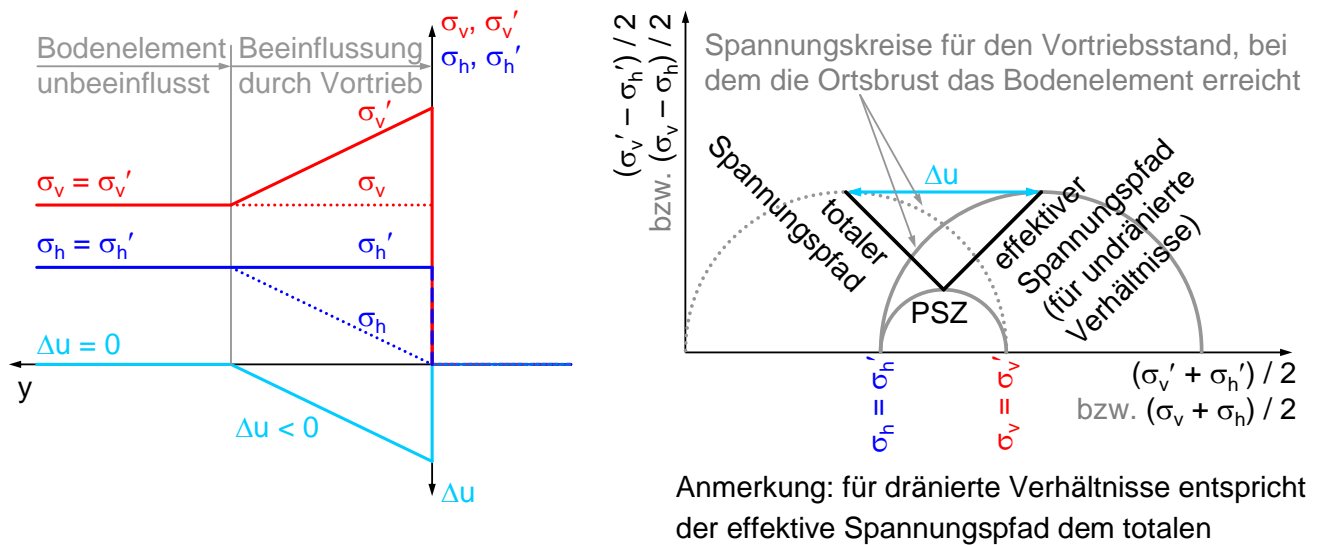


Abb. 4.2a und b: Einfluss der Porenwasserdruckänderung auf den Spannungspfad

Grundsätzlich wird durch die Grundwasserströmung in Richtung des Tunnelhohlraums die Standsicherheit der Ortsbrust reduziert. In Abb. 4.2b ist ein weiterer, ganz wesentlicher Einfluss dargestellt. Wie bereits beschrieben, ergeben sich näherungsweise vollkommen dränierete Verhältnisse, sofern die Durchlässigkeit des Bodens im Verhältnis zur Vortriebsgeschwindigkeit sehr hoch ist. Damit wird ein beliebiges Bodenteilchen vor der Ortsbrust eine Spannungsänderung erfahren, welche mit dem in Abb. 4.2b dargestellten, totalen Spannungspfad beschrieben werden kann. Bei einer geringeren Durchlässigkeit des Bodens wird der Spannungspfad durch die Reduktion der Porenwasserdrücke in positiver Weise beeinflusst, für sehr geringe Durchlässigkeiten deckt sich dieser schlussendlich mit dem effektiven Spannungspfad. Die beiden dargestellten Spannungspfade spannen daher die gesamte Bandbreite zwischen den beiden Extrembedingungen „vollkommen dränieret“ und „vollkommen undränieret“ auf. Ergänzt man die Abb. 4.2b durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb, so wird deutlich, dass der dränierete Spannungspfad deutlich kritischer ist als der undränierete Spannungspfad, da dieser bei gleicher Differenzspannung  $\sigma_v' - \sigma_h'$  die Grenzbedingung eher erreicht und damit dann kein stabiles Gleichgewicht mehr erzielt werden kann (siehe Abb. 4.3).

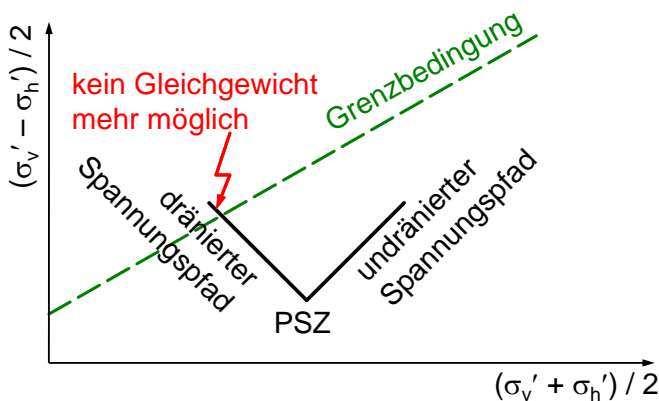


Abb. 4.3: Auswirkung des relevanten effektiven Spannungspfads auf die Standsicherheit der Tunnelortsbrust

Dieser Modellvorstellung entsprechend, führt eine geringere Durchlässigkeit bei undraineden oder teildraineden Verhältnissen zu einem günstigeren Spannungspfad, da dieser sich – bei ansonsten gleichen Verhältnissen – weiter von der Grenzbedingung entfernt befindet. Das für die numerischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 5) verwendete Stoffmodell muss dieses Verhalten abbilden können. Das in Abschnitt 3.7.2 beschriebene, elastisch-plastische Stoffmodell mit Verfestigung ist hierzu grundsätzlich geeignet. Zur Validierung des Stoffmodells wurden so genannte teildrainede Triaxialversuche durchgeführt und anschließend mittels der Methode der Finiten Elemente gegenge-rechnet.

## 4.2 Allgemeines zum Versuchsboden

Beim Versuchsboden handelt es sich um feinkörniges tertiäres Material, das tektonisch der ungefalteten Oberen Süßwassermolasse zuzuordnen ist. Die feinkörnigen Schichten der Oberen Süßwassermolasse sind teilweise verfestigt und können – wie auch hier der Fall – Konkretionen im Kornfraktionsbereich von Kies aufweisen. Im Labor wurde das Material im Zwangsmischer bei etwas Wasserzugabe zerkleinert und homogenisiert. Größere Brocken (Konkretionen, Kornfraktion Fein- bis Mittelkies), welche sich im Zwangsmischer nicht zerkleinern ließen, wurden entfernt. An jeweils zwei Proben wurde eine Korngrößenverteilung durchgeführt und die Plastizitätszahl bestimmt. Demnach handelt es sich beim Versuchsboden um einen schwach feinsandigen Ton mittlerer Plastizität. Die Ergebnisse der klassifizierenden Laborversuche sind im Anhang 1 dargestellt.

Die in Abschnitt 4.4 beschriebenen teildraineden Triaxialversuche dienen der Validierung des verwendeten Stoffmodells. Hierzu sind Probekörper mit möglichst homogenen Eigenschaften sowie reproduzierbaren Wassergehalten und Trockendichten herzustellen. Zur Festlegung geeigneter Größen wurde an zwei weiteren Proben jeweils ein Proctor-Versuch nach DIN 18127 durchgeführt. Bei der Probenherstellung für die nachfolgend beschriebenen Versuche wurde ein Einbauwassergehalt gewählt, der etwas oberhalb des Proctorwassergehalts liegt („nasse Seite“). Die Soll-Trockendichte wurde aus der Proctorkurve abgeleitet. Die Ergebnisse der Proctorversuche sind zusammen mit dem Soll-Wassergehalt und der Soll-Trockendichte im Anhang 1 dargestellt.

## 4.3 Herstellung der Probekörper für die teildraineden Triaxialversuche

Inwiefern die Probekörper sich aber tatsächlich homogen verhalten, hängt neben dem verwendeten Versuchsboden auch von der Art der Probenherstellung ab. In Vorversuchen wurde untersucht, wie zylindrische Proben in geeigneter Weise hergestellt werden können. Zum einen wurde Probenmaterial im Proctortopf (nach DIN 18127) wie auch mit dem Harvard-Compaction-Apparatus (WILSON (1970)) verdichtet, zum anderen erfolgte eine „quasi-statische“ Zusammendrückung in einer Zylinder-Stempel-Konstruktion. Bei der zuletzt genannten Methode war die Homogenität über die Probenhöhe deutlich besser als bei den beiden erstgenannten Verfahren. Entsprechende Erfahrungen mit der „statischen“ Verdichtung von Probenmaterial wurden bereits von FILLIBECK (1999) beschrieben. Die Proben für die teildraineden Triaxialversuche wurden daher mittels der quasi-statischen Zusammendrückung hergestellt. Dabei wird eine definierte Menge des Probenmaterials (abhängig vom Volumen des Zylinders sowie der Soll-Trockendichte und dem Soll-Wassergehalt) in eine Zylinderkonstruktion eingefüllt und durch Aufbringung einer Vertikalspannung zusammengedrückt.

Die Zylinderkonstruktion besteht aus zwei Stempeln, zwei Aufsteckzylindern, einem Probenzylinder sowie zwei halbkreisförmigen Abstandhaltern.

Die untere Stempelform wird auf die untere Hälfte der Presse gestellt, anschließend wird der erste Aufsteckzylinder über den Stempel geführt, wobei die Abstandhalter so zwischen den beiden Elementen angebracht werden, dass der Stempel zunächst nicht vollkommen in den Aufsteckzylinder eindringen kann (siehe Abb. 4.4a). Der Probenzylinder sowie der zweite, oben anschließende Aufsteckzylinder werden auf die bereits bestehende Unterkonstruktion aufgebracht. Anschließend wird die vorbereitete Probenmenge in die ineinander gesteckten Zylinder eingefüllt (siehe Abb. 4.4b). Der zweite Stempel wird schließlich in den oberen Aufsteckzylinder eingeführt. Durch das lockere Befüllen des Probenmaterials dringt der obere Stempel zunächst nicht vollständig in den oberen Aufsteckzylinder ein (siehe Abb. 4.4c).

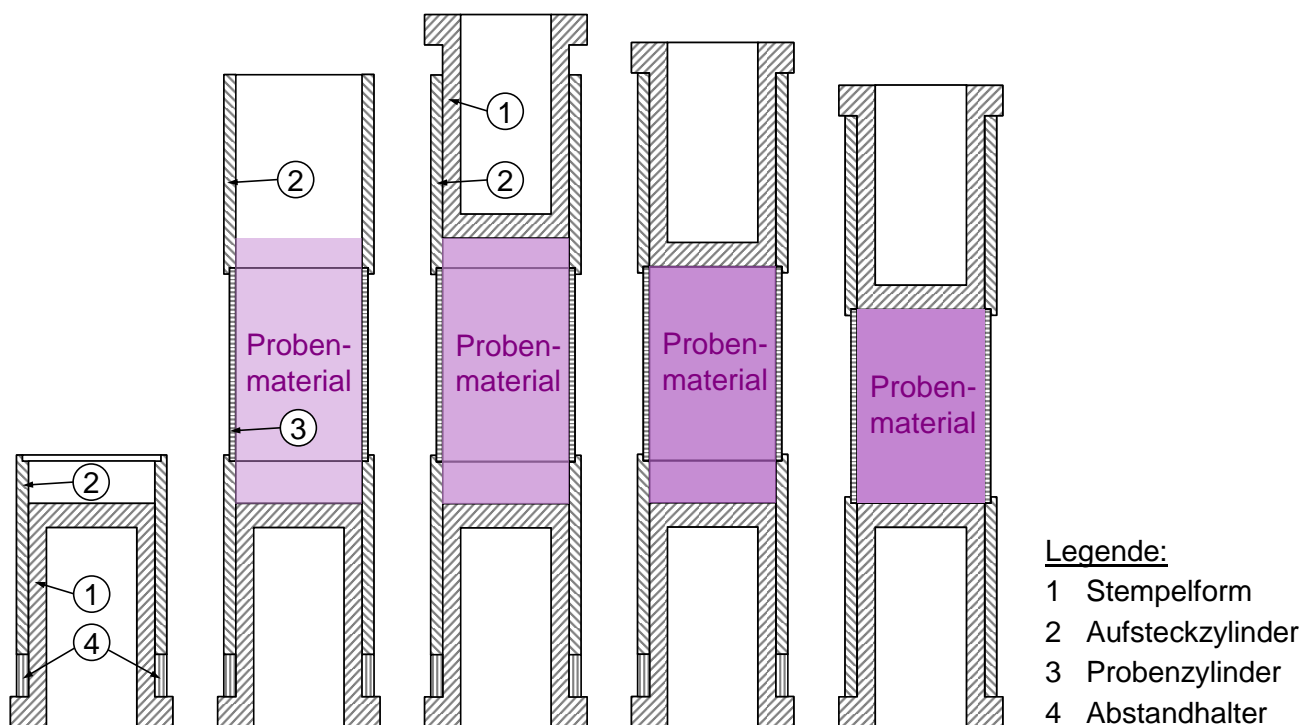


Abb. 4.4a bis e: Probenherstellung, Darstellung im Schnitt

Zur Verdichtung des Probenmaterials wird der obere Stempel kontinuierlich und vollständig in den zweiten Aufsteckzylinder eingedrückt, so dass in diesem Zustand keine weitere Zusammenpressung des Bodens mehr möglich ist (siehe Abb. 4.4d). Anschließend werden die Abstandhalter entfernt und die gesamte Zylinderkonstruktion vollständig zusammengedrückt (siehe Abb. 4.4e). In diesem Zustand wurden die Proben 18 h bis 24 h belassen. Das verdichtete Probenmaterial weist danach die Abmessungen des Probenzylinders auf (Durchmesser 100 mm, Höhe 150 mm). Nach dem Ausdrücken der Probe aus dem Probenzylinder entspannt sich die Probe leicht. Die Trockendichte der Probe ist nach der Entspannung daher geringfügig kleiner als die vorgegebene Soll-Trockendichte.

Durch das quasi-statische Zusammenpressen des Probenmaterials konnten vergleichsweise homogene Proben hergestellt werden, die über die Probenhöhe eine nur geringfügig abweichende Dichte aufweisen (vgl. Anhang 3, Tab. A.3 – Vergleich der Trockendichten). Wie sich ebenfalls ge-

zeigt hat, weichen die Trockendichten der Prüfkörper auch untereinander nur in begrenztem Umfang voneinander ab.

#### 4.4 Teildranierte Triaxialversuche

##### 4.4.1 Allgemeines

Bei konsolidierten, dranierten bzw. undranierten Triaxialversuchen (CD- bzw. CU-Versuchen) wird beim Abschervorgang entweder eine Änderung des Volumens oder eine Änderung der Porenwasserdrücke zugelassen. Der jeweils andere Parameter wird nach Abschluss des Sättigungs- und Konsolidationsvorgangs konstant gehalten. Dagegen kann bei einem gesättigten, teildranierten Triaxialversuch (CTD-Versuch) das ausgepresste Volumen unter definierten Randbedingungen geändert werden, wodurch sich entsprechende Porenwasserdrücke in der untersuchten Probe entwickeln. Im Gegensatz zu den vollkommen draniert bzw. undraniert ausgeführten Versuchen wird dabei eine gleichzeitige Änderung des Volumens und auch der Porenwasserdrücke zugelassen. In Hinblick auf die im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Fragestellung eignen sich teildranierte Triaxialversuche daher besonders gut zur Validierung des Stoffmodells. Derartige Versuchsreihen sind komplex und aufwändig in der Steuerung und Durchführung. Aus der Literatur sind vereinzelt Untersuchungen bekannt, beispielsweise von SIVATHAYALAN und LOGESWARAN (2007) an sandigen Böden.

##### 4.4.2 Versuchssteuerung

Für die teildranierten Triaxialversuche wurden zwei unterschiedliche Versuchssteuerungen verwendet. Während es sich bei der ersten Versuchsserie um Kompressionsversuche handelt, werden bei der anderen Versuchsserie Extensionsversuche durchgeführt. Beiden Versuchsserien ist gemeinsam, dass im ersten Schritt Referenzversuche unter vollkommen dranierten Randbedingungen durchgeführt werden. Für die teildranierten Triaxialversuche werden daraus Volumenänderungskriterien abgeleitet, wodurch sich bei der Versuchsdurchführung eine entsprechende Porenwasserdruckänderung einstellt. Die Abschergeschwindigkeit für die teildranierten Triaxialversuche wurde in Anlehnung an die vollkommen dranierten Randbedingungen festgelegt. Das Zusammenspiel von Volumen- und Porenwasserdruckänderung kann schlussendlich für die Beurteilung des verwendeten Stoffmodells herangezogen werden.

Bei der Versuchsserie 1 wird der Zeldruck konstant gehalten, der Abschervorgang erfolgt weggesteuert in axialer Richtung. Die Versuchsserie 1 besteht aus einem vollkommen dranierten, einem vollkommen undranierten sowie mehreren teildranierten Triaxialversuchen. Der CD-Triaxialversuch wird am offenen System durchgeführt, wobei die Änderung des Volumens  $\varepsilon_{V,d}$  gemessen und für die Steuerung der teildranierten Triaxialversuche (CTD-Versuche) verwendet wird. Das Versuchsprinzip des CD-Versuchs ist in Abb. 4.5 dargestellt.

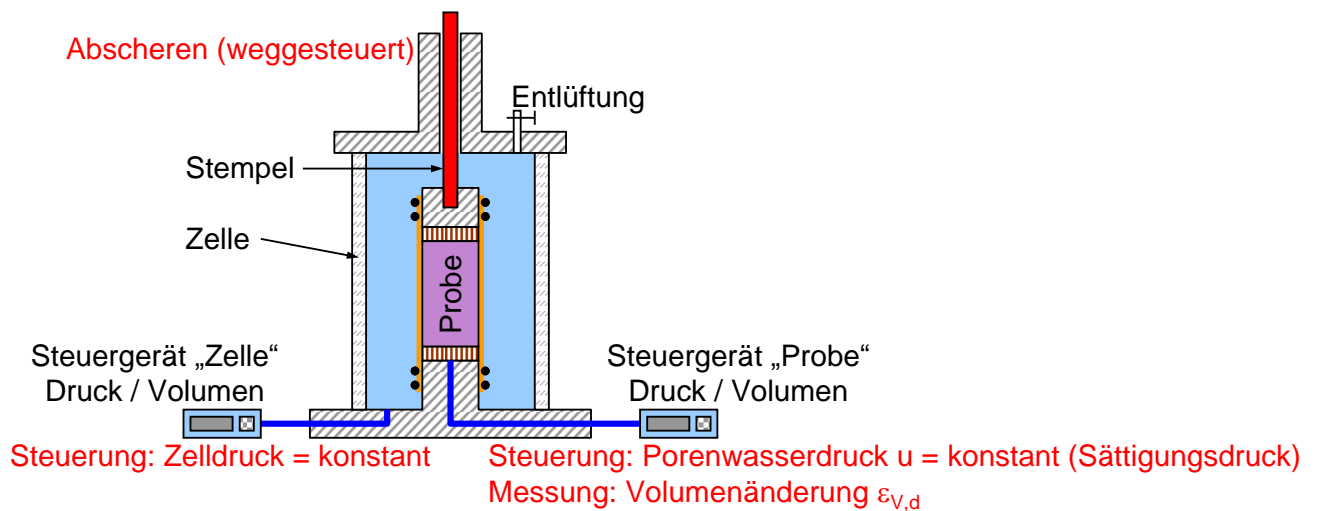


Abb. 4.5: Steuerung des CD-Triaxialversuchs als Referenzversuch der Versuchsserie 1

Die teildränierten Versuche werden ebenfalls weggesteuert am offenen System abgeschert, wobei für jede axiale Dehnung eine definierte Volumenänderung  $\lambda \cdot \varepsilon_{V,d}$  vorgegeben wird (Versuchsprinzip siehe Abb. 4.6).

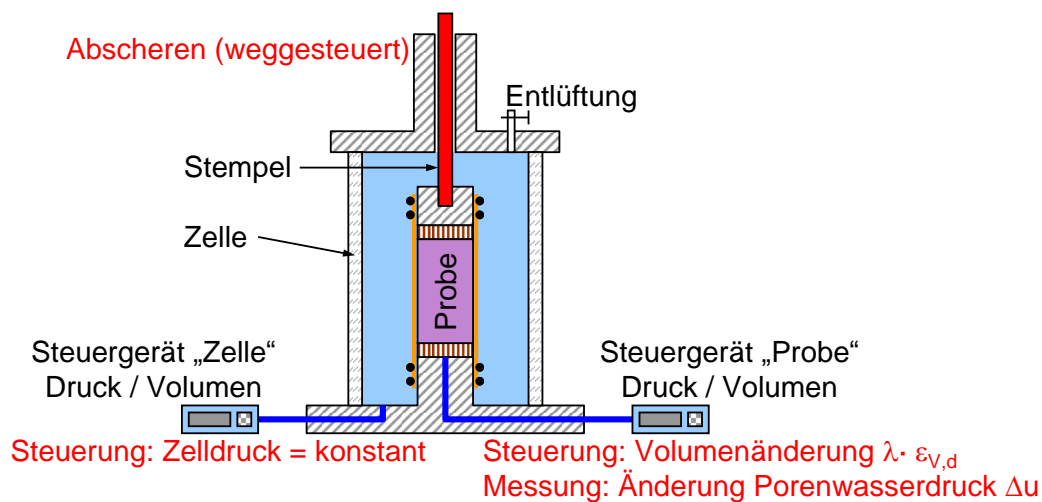


Abb. 4.6: Steuerung der CTD-Triaxialversuche

Die Volumenänderung  $\lambda \cdot \varepsilon_{V,d}$  wird in Anlehnung an SIVATHAYALAN und LOGESWARAN (2007) mit dem Anteil  $\lambda$  der gemessenen Volumenänderung  $\Delta\varepsilon_{V,d}$  des CD-Triaxialversuchs (= Referenzversuch) definiert (siehe Abb. 4.7).

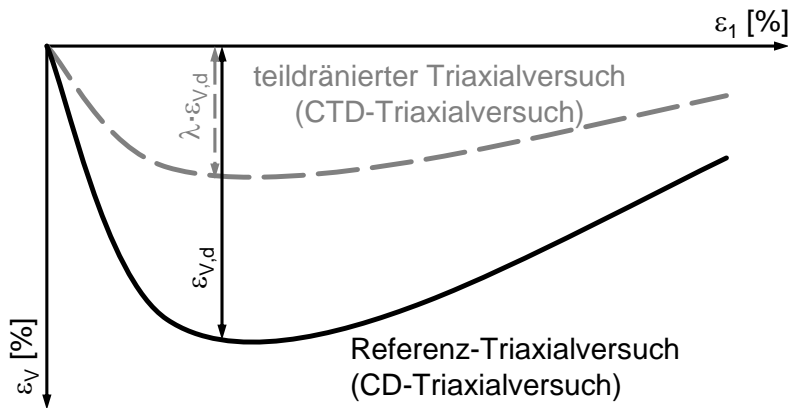


Abb. 4.7: Bestimmung der Volumenänderung für die CTD-Triaxialversuche

Im Gegensatz zum vollkommen dränierter Versuch wird die Volumenänderung bei den teildränierter Versuchen gezielt gesteuert. Dadurch ergibt sich eine Änderung der Porenwasserdrücke  $\Delta u$ , welche ein wesentliches Ergebnis der teildränierter Versuche darstellen.

Der vollkommen undränierter Triaxialversuch wird am geschlossenen System – und damit unabhängig vom vollkommen dränierter Triaxialversuch – durchgeführt. Die teildränierter Versuche spannen damit den Bereich zwischen den beiden extremen Randbedingungen, vollkommen dränierter sowie vollkommen undränierter, auf.

Gegenüber der oben beschriebenen Versuchsserie 1 werden bei der Versuchsserie 2 die totalen Spannungen in axialer Richtung konstant gehalten. Die Versuche der zweiten Serie werden nachfolgend als CDL- (dränierter), CUL- (undränierter) und CTDL-Triaxialversuche (teildränierter) bezeichnet, das L steht dabei für die laterale Spannungsänderung. Der Abschervorgang wird durch eine Reduktion des Zelldrucks hervorgerufen.

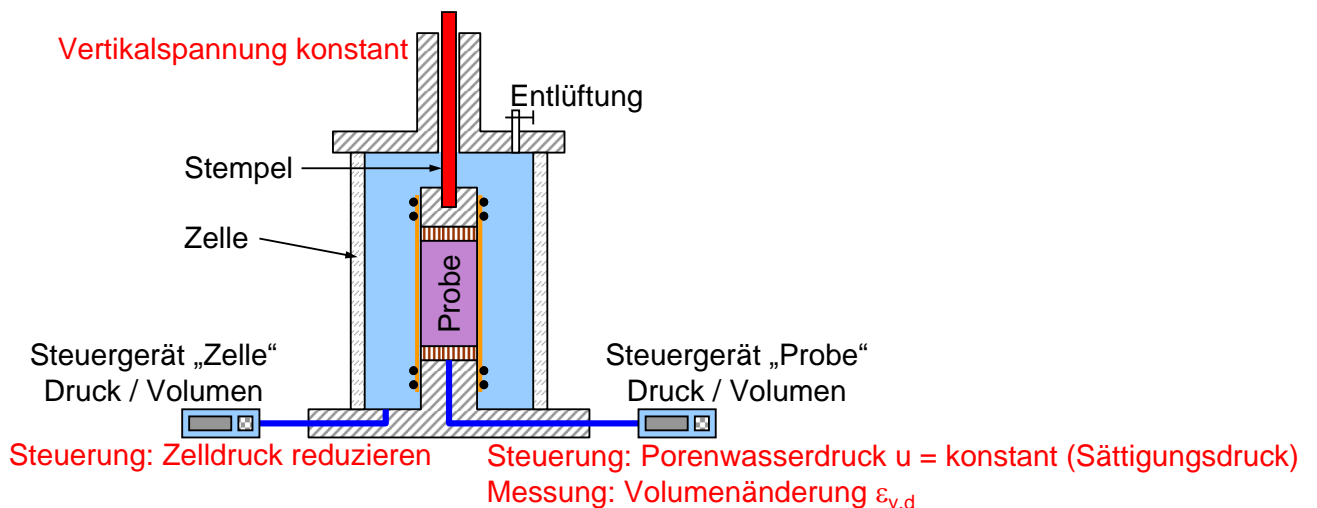


Abb. 4.8: Steuerung des CDL-Triaxialversuchs als Referenzversuche der Versuchsserie 2

Für den teildränierter Triaxialversuch (CTDL-Triaxialversuch) wird die Volumenänderung  $\lambda \cdot \epsilon_{v,d}$  wiederum als Prozentbetrag  $\lambda$  der gemessenen Volumenänderung  $\epsilon_{v,d}$  des dränierter Referenz-Triaxialversuchs (CDL-Triaxialversuch) definiert. Da bei dieser Versuchsserie der Abschervorgang nicht weggesteuert erfolgt, sondern über eine Reduktion des Zelldrucks hervorgerufen wird, muss

die vorgegebene Volumenänderung in diesem Fall auf die Änderung des Seitendrucks  $\sigma_3$  bezogen werden.

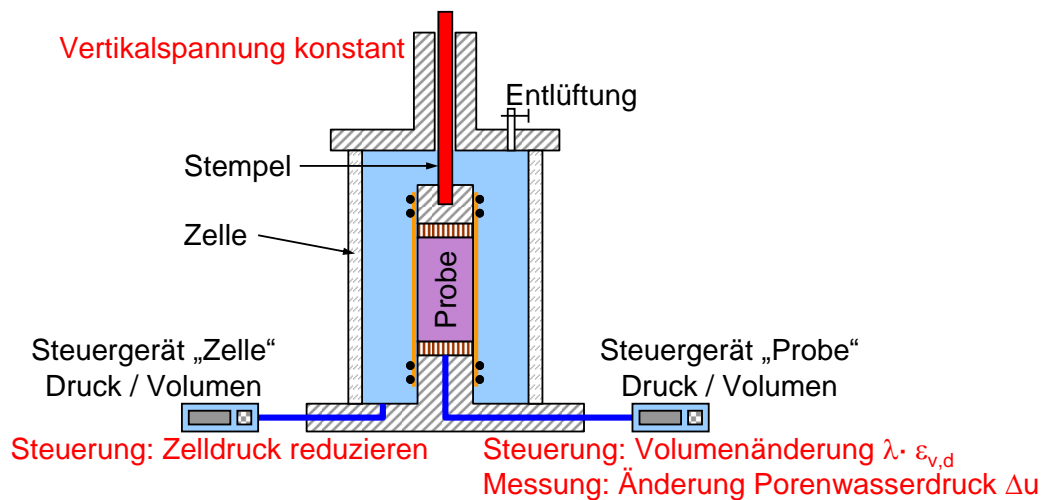


Abb. 4.9: Steuerung des CTDL-Triaxialversuchs

Entsprechend der in Abschnitt 4.1.2 beschriebenen Modellvorstellung, bildet die Versuchsserie 2 die tatsächlichen Verhältnisse vor der Ortsbrust vermutlich besser ab, als dies durch die Versuchsserie 1 möglich ist. Die Probenhöhe verringert sich allerdings durch die Reduktion des Zeldrucks. Damit die Vertikalspannung konstant gehalten werden kann, muss der Stempelweg kontinuierlich angepasst werden. Dadurch ergibt sich hierbei ein noch komplexerer Steuerungsablauf, als es bei der Versuchsserie 1 bereits der Fall ist.

Um das zu verwendende Stoffmodell hinsichtlich der relevanten Eigenschaften zu überprüfen, wurde daher insbesondere die Versuchsserie 1 labortechnisch wie auch numerisch untersucht. Dabei kann der vorteilhafte Umstand ausgenutzt werden, dass beim dränen Referenzversuch der Seitendruck  $\sigma'_3$  – der über die Gleichung (3.86) die deviatorische Steifigkeit  $E_{50}$  beeinflusst – eine konstante Größe ist, so dass gegenüber der Versuchsserie 2 ein Parameter weniger bei der Auswertung der numerischen Berechnungen zu berücksichtigen ist. Damit lassen sich auch die Interaktionen zwischen Volumen- und Porenwasserdruckänderung bei deviatorischer Spannungsänderung deutlicher darstellen.

#### 4.4.3 Versuchsprogramm und -auswertung

Für jedes der nachfolgend dargestellten Versuchsergebnisse wurde ein eigener Probekörper hergestellt. Die erzielten Trockendichten und die Abmessungen der einzelnen Proben sind im Anhang 2 angegeben. Diese weisen allgemein eine gute Übereinstimmung auf, was wesentlich für die vergleichende Auswertung der teildränen Versuche ist.

In Abb. 4.10 ist für die Versuchsserie 1 die auf die axiale Stauchung der Probe bezogene Volumenänderung in Abhängigkeit vom Drainagezustand angegeben. Die rote Kurve stellt das Ergebnis des vollkommen dränen Versuchs dar, welche als Referenz für die teildränen Versuche verwendet wurde. Bei den teildränen Triaxialversuchen wurde das ausgepresste Volumen in Relation zum vollkommen dränen Triaxialversuch mittels des Parameters  $\lambda$  definiert und gesteuert (vgl. Abb. 4.7).



Die Bezeichnungen in der Legende geben den Grad der Dränage an:

- CD ... vollkommen dränert (Grad der Dränage = 100 %)
- CTD $\mathbf{xx}$  ... teildränert, der Wert  $\mathbf{xx}$  gibt den Dränagegrad an (75 %, 50 % bzw. 25 %)
- CU ... vollkommen undränert (Grad der Dränage = 0 %)

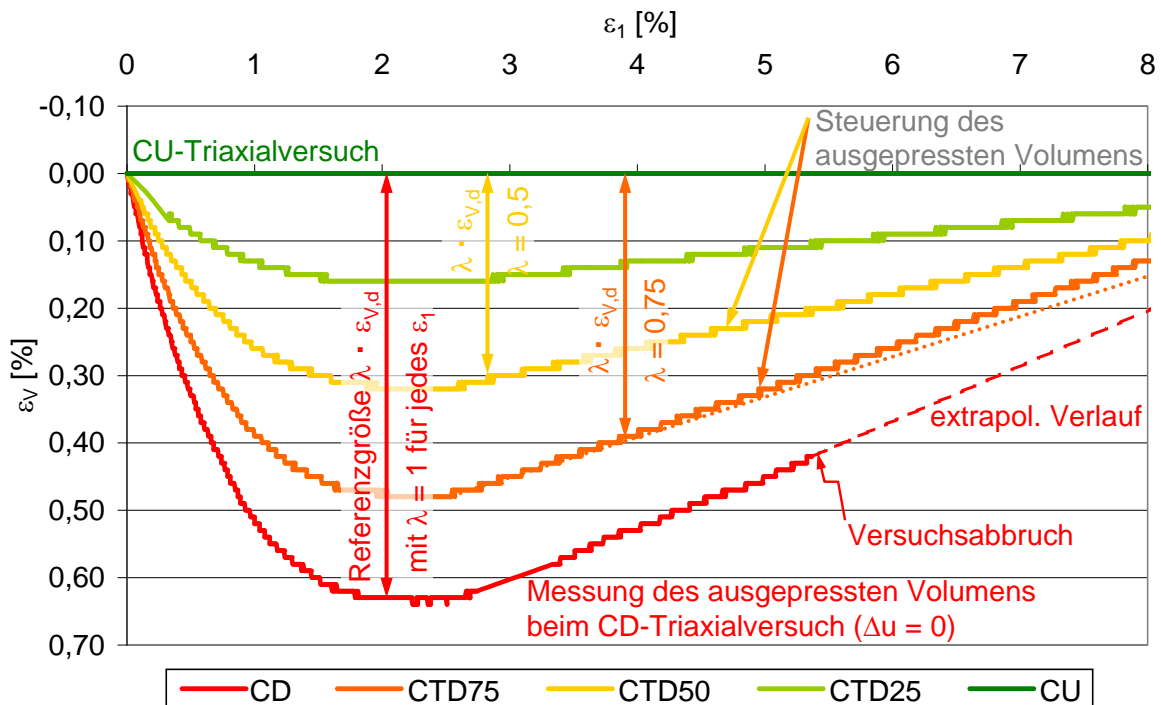


Abb. 4.10: Volumenänderung in Abhängigkeit vom Dränagezustand

Die Steuerung des ausgepressten Porenwasservolumens unterliegt einer gewissen – für die Auswertung als auch Interpretation allerdings nicht relevanten – Genauigkeit, was sich in den oben dargestellten Kurven durch einen treppenförmigen Verlauf widerspiegelt. Lediglich bei der Durchführung des Versuchs CTD75 weicht die vorgegebene Volumenänderung (durchgezogene Linie) etwas von der eigentlichen Soll-Steuerung (punktierter Linie) ab. Demnach wird die Volumenzunahme im dilatanten Bereich des Versuchs etwas überschätzt. Diese Abweichung wird sich bei der Auswertung der Porenwasserdruckänderung bemerkbar machen.

Die korrespondierenden, gemessenen Porenwasserdruckänderungen für den vollkommen dränerten, vollkommen undränerten sowie für die teildränerten Triaxialversuche sind in Abb. 4.11 dargestellt. Beim vollkommen dränerten Triaxialversuch ist erwartungsgemäß keine Änderung des Porenwasserdrucks festzustellen. Unter undränerten Randbedingungen ergeben sich die höchsten Porenwasserdruckänderungen, dies entspricht ebenfalls der Erwartung. Zwischen diesen beiden extremen Randbedingungen liegen die teildränerten Triaxialversuche, wobei der Porenwasserdruck mit abnehmendem Grad der Dränage (kleinere  $\lambda$ -Werte) zunimmt. Trotz hoher Komplexität bei der Versuchsteuerung zeigt ein Vergleich, dass die Ergebnisse insgesamt plausibel sind.

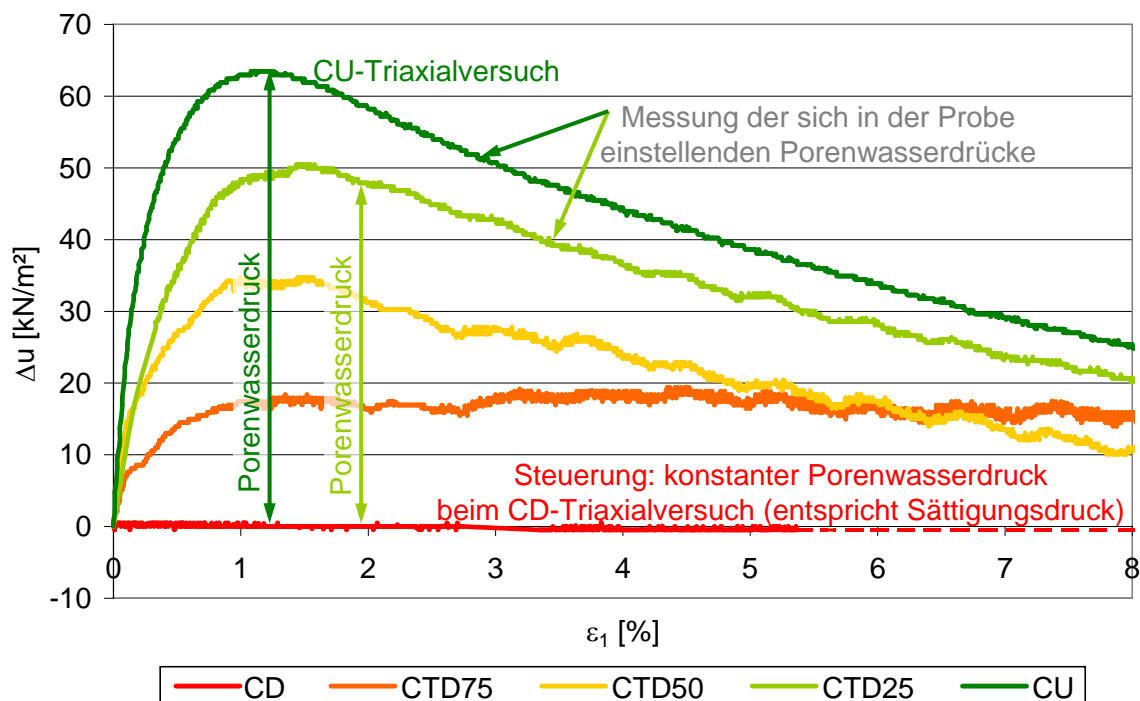


Abb. 4.11: Änderung der Porenwasserdrücke in Abhängigkeit vom Drainagezustand

Beim Versuch CTD75 nehmen die Porenwasserdrücke bei einer axialen Stauchung  $\epsilon_1$  von mehr als ca. 2 % etwas weniger stark ab, als dies aufgrund einer Extrapolation aus den Versuchsergebnissen CU, CTD25 und CTD50 zu erwarten wäre. Die Begründung liegt in der oben beschriebenen Überschätzung der vorgegebenen Volumenänderung des dilatanten Bereichs.

Hinsichtlich der Darstellung des Spannungsniveaus muss zwischen einem totalen und einem effektiven Zustand differenziert werden. Deren Differenz ergibt sich aus dem Porenwasserdruck  $\Delta u$ , welcher sich für die dargestellten Versuche – entsprechend Abb. 4.11 – in Abhängigkeit vom Drainagezustand ergibt. In Abb. 4.12 sind die Spannungspfade für die unterschiedlichen Drainagezustände dargestellt.

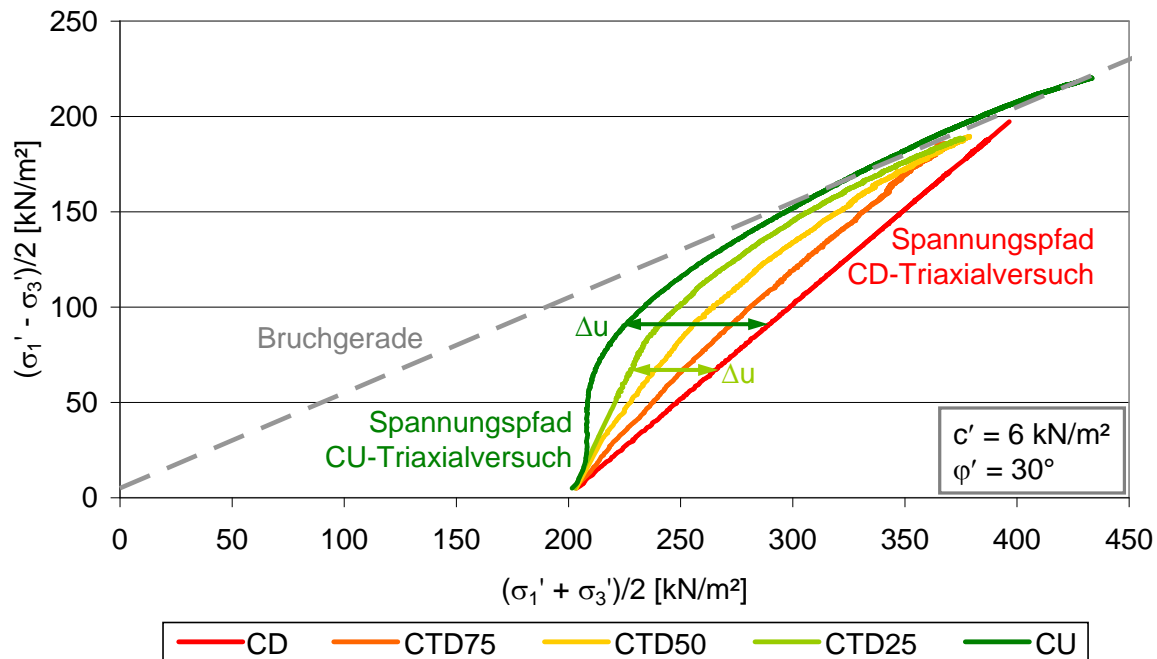


Abb. 4.12: Spannungspfade der Versuchsserie 1 in Abhängigkeit vom Drainagezustand

Die Spannungspfade für die teildrained Triaxialversuche ordnen sich in Abhängigkeit vom Drainagezustand zwischen dem dränierten und dem undrained Versuch ein. Mit abnehmendem Drainagegrad wandert der entsprechende Spannungspfad nach links, in Richtung des undrained Triaxialversuchs. Die in Abb. 4.12 (und auch in Abb. 4.13) dargestellte Bruchgerade wurde unter Berücksichtigung sämtlicher Spannungspfade der Versuchsserien 1 und 2 festgelegt.

Auch im Rahmen der 2. Versuchsserie wurde für jeden Versuch ein eigener Versuchskörper hergestellt. Deren Trockendichten und Abmessungen sind ebenfalls im Anhang 2 angegeben. Es wurden drei Drainagegrade definiert, welche analog zur Versuchsserie 1 wie folgt bezeichnet wurden:

- CDL ... vollkommen dräniert (Grad der Dränage = 100 %)
- CTDL50 ... teildrained mit einem Drainagegrad von 50 %
- CUL ... vollkommen undrained (Grad der Dränage = 0 %)

Die drei im Labor ermittelten Spannungspfade der 2. Versuchsserie sind in Abb. 4.13 dargestellt. Wie oben bereits beschrieben, dient der CDL-Triaxialversuch als Ausgangsbasis für den teildrained Versuch CTDL50. Der vollkommen dränierte Versuch CDL zieht keine Änderung der Porenwasserdrücke nach sich, der totale und der effektive Spannungspfad entsprechen sich daher. Der Verlauf des dränierten Triaxialversuchs weist den erwarteten Verlauf auf (vgl. hierzu Abb. 4.2). Der dränierte Triaxialversuch erreicht – bedingt durch die Reduktion des Zelldrucks und im Vergleich zu den beiden anderen Versuchen CTDL50 und CUL – auf kurzem Wege die Bruchgerade. Nach ihrem Erreichen ist eine weitere Reduktion des Zelldrucks nicht mehr möglich.

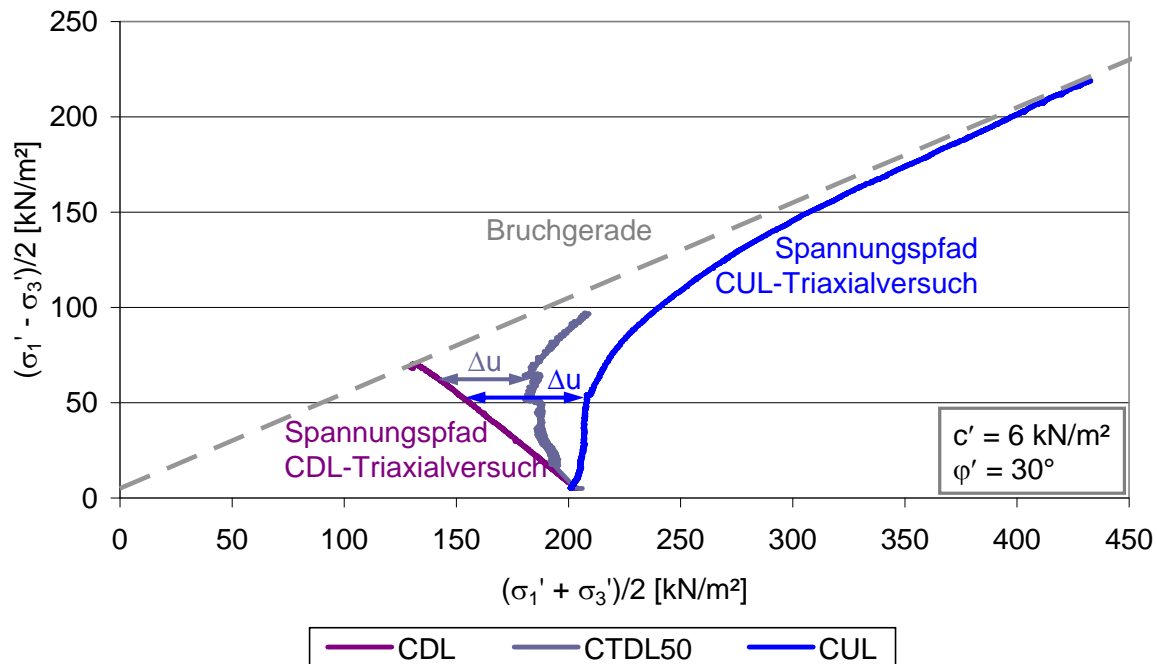


Abb. 4.13: Spannungspfade der Versuchsserie 2 in Abhängigkeit vom Dränagezustand

Gegenüber dem vollkommen dränierten Triaxialversuch wird bei einer teildränierten Versuchssteuerung eine Porenwasserdruckänderung hervorgerufen. Die vorgegebene Entlastung der Probe führt zu einer Reduktion der Porenwasserdrücke, der effektive Spannungspfad des teildränierten Triaxialversuchs liegt damit im Wesentlichen rechts vom totalen Spannungspfad (vgl. CDL-Spannungspfad). Da der vollkommen dränierte Triaxialversuch auf kurzem Wege die Bruchgerade erreicht, fehlen ab der entsprechenden Deviatorspannung die für die Steuerung des teildränierten Triaxialversuchs erforderlichen Eingangsgrößen. Diese lassen sich in gewissen Grenzen noch extrapolieren, der teildränierte Triaxialversuch kann aber nicht bis zum Erreichen der Bruchgerade ausgeführt werden. Dennoch erhält man anhand des teildränierten Spannungspfads einen wertvollen Eindruck hinsichtlich des Einflusses des Dränagegrads.

Der undränierte Triaxialversuch CUL wurde am geschlossenen System und damit unabhängig vom dränierten Triaxialversuch CDL durchgeführt. Daraus folgt, dass der im Labor ermittelte Spannungspfad bis zum Erreichen der Bruchgerade abgebildet werden kann. Wie aus der Abb. 4.13 zu erkennen ist, liegt der Spannungspfad des teildränierten Triaxialversuchs erwartungsgemäß zwischen jenen des CDL- und des CUL-Triaxialversuchs.

Die vom Zelldruck bzw. von der deviatorischen Spannung abhängigen Porenwasserdrücke und Volumenänderungen werden weiter unten, in Abschnitt 4.5, dargestellt.

## 4.5 Numerische Abbildung der teildränierten Triaxialversuche

### 4.5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die oben beschriebenen teildränierten Triaxialversuche numerisch abgebildet und die Ergebnisse den Laboruntersuchungen gegenübergestellt. Das für die numerische Modellierung verwendete Geometriemodell wird nachfolgend ebenso erläutert wie die Berech-

nungsphasen, die sich direkt aus den Versuchssteuerungen ableiten. Die zur Berechnung erforderlichen Bodenkennwerte werden anhand der ausgeführten Laboruntersuchungen festgelegt. Als Fazit dieses Abschnitts wird anhand der vergleichenden Gegenüberstellung von Labor- und Berechnungsergebnissen die Eignung des Hardening-Soil-Stoffmodells für die Untersuchung von Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden diskutiert.

#### 4.5.2 Geometriemodell

Die numerische Modellierung der teildrained Triaxialversuche erfolgte mit demselben FE-Programm und Stoffmodell, welches auch für die Berechnung der Tunnelvortriebe verwendet wurde. Im Rahmen der Laboruntersuchungen wurden zylindrische Probekörper verwendet. Für das numerische Modell wurden demgegenüber prismatische<sup>8</sup> Versuchskörper mit einer Querschnittsfläche von 50 mm mal 50 mm (Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften) und einer Höhe von 150 mm abgebildet (siehe Abb. 4.14).

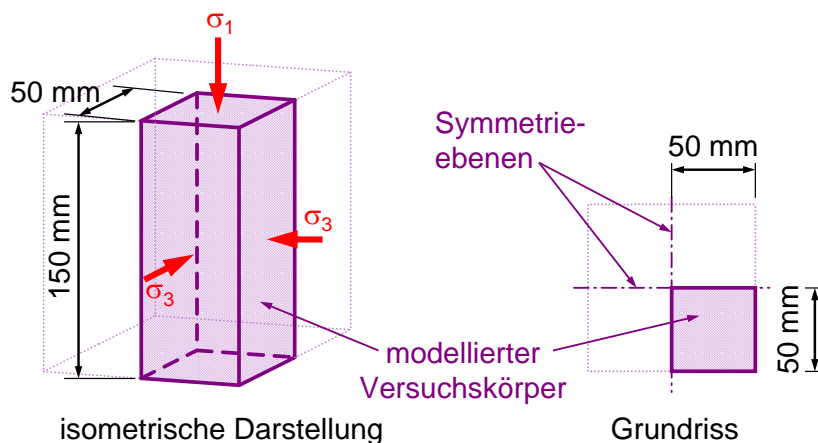


Abb. 4.14: Modellierter Versuchskörper mit Angabe der Einwirkungsgrößen

Auf den Versuchskörper wirkt die Spannung  $\sigma_1$  in vertikaler und die Spannung  $\sigma_3 (= \sigma_2)$  in horizontaler Richtung. Da die beiden Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  (bzw.  $\sigma_2'$  und  $\sigma_3'$ ) stets den gleichen Betrag aufweisen, hat die Abbildung eines prismatischen anstelle von einem zylindrischen Versuchskörper keinen relevanten Einfluss auf die vergleichende Gegenüberstellung der Labor- und Berechnungsergebnisse. Bei Elementversuchen sind auch die Abmessungen der modellierten Versuchskörper ohne Relevanz, sie werden im Rahmen dieser Arbeit lediglich aus Gründen der Darstellung entsprechend den Probekörperabmessungen der Laboruntersuchungen festgelegt.

Im Gegensatz zu den numerisch modellierten Tunnelvortrieben (siehe Abschnitt 5) ist die Anzahl der Elemente hierbei nicht von maßgeblicher Bedeutung. Im Rahmen der numerisch abgebildeten Laboruntersuchungen sollte nämlich in jedem Element derselbe Spannungszustand vorherrschen – damit ist es unerheblich, wie viele Elemente verwendet werden. Der Vollständigkeit halber sei angemerkt, dass das numerische Modell (unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften) aus 460 Elementen besteht.

<sup>8</sup> Beim verwendeten FE-Programm PLAXIS 3D TUNNEL wird zunächst ein ebenes Modell abgebildet, welches anschließend durch Extrusion (senkrecht zu dieser Modellebene) auf ein dreidimensionales Modell erweitert wird. Dadurch ergeben sich prismatische Versuchskörper.

Die Unterseite des numerisch abgebildeten Versuchskörpers ist in vertikaler Richtung festgehalten. Senkrecht zu den beiden in Abb. 4.14 dargestellten Symmetrieebenen sind ebenfalls keine Verformungen möglich. Alle anderen Freiheitsgrade sind zugelassen. Der Versuchskörper kann sich also insbesondere zusammenstauchen und seitlich ausdehnen.

### 4.5.3 Berechnungsphasen

Hinsichtlich der Abbildung der Berechnungsphasen muss zwischen den beiden teildraineden Versuchssteuerungen CTD und CTDL (siehe Abschnitt 4.4.2) unterschieden werden. Beiden Versuchssteuerungen ist gemeinsam, dass die Proben zunächst mit einem annähernd isotropen Spannungszustand beaufschlagt werden, wodurch Einflüsse infolge der Probenherstellung überprägt werden. Gleichzeitig wird innerhalb des Probekörpers der so genannte Sättigungsdruck aufgebracht. Demgegenüber unterscheiden sich die Abschervorgänge der beiden Versuchssteuerungen deutlich voneinander. Die Steuerungsparameter für die Abschervorgänge (axiale Stauchung bzw. Reduktion des Zelldrucks) wurden direkt aus den Laboruntersuchungen übernommen.

Die Berechnungsphasen des CDL-Triaxialversuchs (Versuchsserie 1) gliedern sich wie folgt:

- Aufbringen der totalen Spannungen ( $\sigma_1 = 710 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$ ) sowie Ansatz des Sättigungsdrucks innerhalb des Probekörpers ( $b_p = 500 \text{ kN/m}^2$ ).
- Der Abschervorgang wird durch Erhöhen der axialen Stauchung bis max. 8 % der Probenhöhe erzielt. Dabei wird der im Probekörper vorhandene Porenwasserüberdruck als Funktion der Stauchung vorgegeben. Auf die Gründe zur Verwendung der Porenwasserüberdrücke als Funktion der Stauchung anstelle der im Labor vorgegebenen Volumendehnungen wird weiter unten eingegangen.

Die Berechnungsphasen des CTDL-Triaxialversuchs (Versuchsserie 2) gliedern sich wie folgt:

- Aufbringen der totalen Spannungen ( $\sigma_1 = 910 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma_3 = 900 \text{ kN/m}^2$ ) sowie Ansatz des Sättigungsdrucks innerhalb des Probekörpers ( $b_p = 700 \text{ kN/m}^2$ ).
- Der Abschervorgang wird durch Reduktion des Zelldrucks  $\sigma_3$  hervorgerufen. Dabei wird der im Probekörper vorhandene Porenwasserüber- bzw. -unterdruck als Funktion des Zelldrucks vorgegeben. Auch in diesem Fall wurden Porenwasserdrücke anstelle von Volumenänderungen vorgegeben (zur Begründung siehe weiter unten).

In beiden Fällen herrscht vor dem Abschervorgang derselbe effektive Spannungszustand vor. Beim CTDL-Triaxialversuch wird innerhalb des Probekörpers allerdings ein etwas höherer Sättigungsdruck vorgegeben. Im Rahmen der Laboruntersuchungen war dies erforderlich, um eine Sättigung der Probe auch dann zu gewährleisten, wenn es durch den Abschervorgang zur Ausbildung einer markanten Porenwasserdruckänderung (Reduktion des Porenwasserdrucks um ca.  $200 \text{ kN/m}^2$ ) kommen sollte.

Bei den im Labor ausgeführten teildraineden Triaxialversuchen wurde während des Abschervorgangs die Änderung der volumetrischen Dehnung gesteuert. Demgegenüber werden bei der numerischen Modellierung die Porenwasserdrücke in Abhängigkeit von der Stauchung bzw. dem Zelldruck vorgegeben. Für die Interpretation der Berechnungsergebnisse ist die Wahl des Steuerungsparameters – volumetrische Dehnung oder Porenwasserdruck – nur von geringer Bedeutung. Der Betrag des jeweils anderen Parameters hängt – neben dem vorgegebenen Zelldruck bzw. der axialen Stauchung – direkt vom Steuerungsparameter ab. Dementsprechend ist es für die numerische

Modellierung weitgehend unerheblich, welcher der beiden oben genannten Parameter gesteuert und welcher gemessen bzw. berechnet werden soll.

Im Zuge der Laboruntersuchungen hat sich die Vorgabe einer volumetrischen Dehnung als vorteilhaft erwiesen. Im Gegensatz dazu weist die Steuerung über den Porenwasserdruck bei der numerischen Modellierung mit dem Programm PLAXIS deutliche Vorteile auf, da hier ein Porenwasserdruck definiert vorgegeben werden kann. Die Vorgabe einer volumetrischen Dehnung müsste demgegenüber durch iteratives Versuchen herbeigeführt werden. Dies ist zum einen sehr aufwändig, zum anderen aber auch deutlich ungenauer als die direkte Vorgabe des Porenwasserdrucks.

#### 4.5.4 Bodenkennwerte

Die für die numerischen Untersuchungen erforderlichen Bodenkennwerte werden aus den oben angeführten sowie weiteren, im Anhang 3 dargestellten, Laboruntersuchungen abgeleitet. Der Erstbelastungsmodul  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  ergibt sich direkt aus den Ödometerversuchen (siehe Anhang 3). Die deviatorischen Steifigkeitsgrößen  $E_{50}^{\text{ref}}$  und  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  wie auch der Steifeexponent  $m$  sind den Ergebnissen der dränen Triaxialversuchen entnommen (siehe Anhang 3). Bei den nach DIN 18137, Teil 2 ausgeführten Triaxialversuchen wurden hinsichtlich der Kohäsion etwas höhere Werte ermittelt als bei den teildränen Triaxialversuchen. Die Differenz ist auf unterschiedliche Probestabmessungen und etwas höhere Trockendichten zurückzuführen. Da das Hauptaugenmerk bei den numerischen Untersuchungen insbesondere auf dem Materialverhalten der Proben unter teildränen Verhältnissen liegt, wird jene Kohäsion in Ansatz gebracht, die bei den teildränen Triaxialversuchen ermittelt wurde.

Der Dilatanzwinkel der Proben wurde aus dem ansteigenden Ast des CD-Triaxialversuchs (siehe Abb. 4.10) zu  $\psi = 3^\circ$  bestimmt. Die Querdehnzahl wurde mit  $\nu_{\text{ur}} = 0,2$  angesetzt.

Die Eingangsgrößen der numerischen Untersuchung ergeben sich wie folgt:

Parametersatz für das Stoffmodell Hardening Soil	Einheit	Tertiärer Ton
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20 / 10
Kohäsion $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	6
Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	30
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	3
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	15
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	15
Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	30
Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung $\nu_{\text{ur}}$	[-]	0,2
Referenzspannung $p^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	100
Steifeexponent $m$	[-]	0,6
Durchlässigkeit $k$	[m/s]	$1 \cdot 10^{-8}$

Tab. 4.1: Bodenkennwerte für die FE-Berechnungen

#### 4.5.5 Vergleich der Berechnungen mit den Ergebnissen der Laboruntersuchungen

Für die vergleichende Gegenüberstellung der numerisch ermittelten Berechnungsergebnisse der Versuchsserie 1 mit den Ergebnissen der Laboruntersuchungen werden drei der fünf durchgeführten Triaxialversuche herangezogen. Dabei handelt es sich zum einen um den vollkommen dränierten (CD) wie auch den vollkommen undrännierten Triaxialversuch (CU). Zum anderen wird jener teildrännierte Triaxialversuch betrachtet, bei dem die Änderung der volumetrischen Dehnung zu 50 % des vollkommen dränierten Triaxialversuchs angesetzt wurde (CTD50). Die Auswertung der beiden weiteren teildrännierten Triaxialversuche würde keine darüber hinaus gehenden Erkenntnisse bringen.

Wie in Abschnitt 4.5.3 ausgeführt, erfolgt die Steuerung der nachfolgend dargestellten Berechnungen über die Vorgabe der Porenwasserdruckänderung  $\Delta u$  (als Funktion der axialen Stauchung  $\varepsilon_1$ ). Die Funktion der Porenwasserdruckänderungen wurde dazu allerdings geglättet (siehe Abb. 4.15). Der für die numerischen Berechnungen des Abschnitts 5 relevante Bereich der axialen Stauchung kann in einer Größenordnung bis ca.  $\varepsilon_1 = 2\%$  angenommen werden (nähere Erläuterungen hierzu finden sich weiter unten).

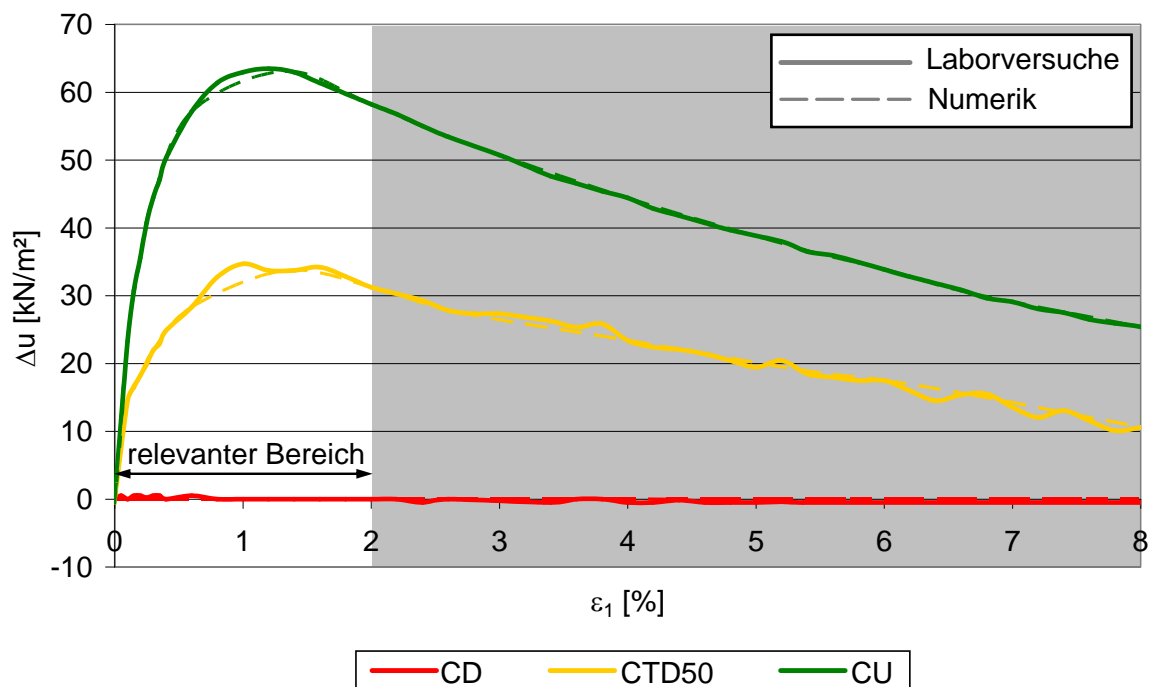


Abb. 4.15: Vorgabe der Porenwasserdruckänderungen bei der numerischen Abbildung der Versuchsserie 1

Dadurch, dass die Porenwasserdrücke bei der numerischen Abbildung der Laborversuche vorgegeben werden, lassen sich die dazu korrespondierenden volumetrischen Dehnungen mit den Ergebnissen der Laborversuche vergleichen (siehe Abb. 4.16).



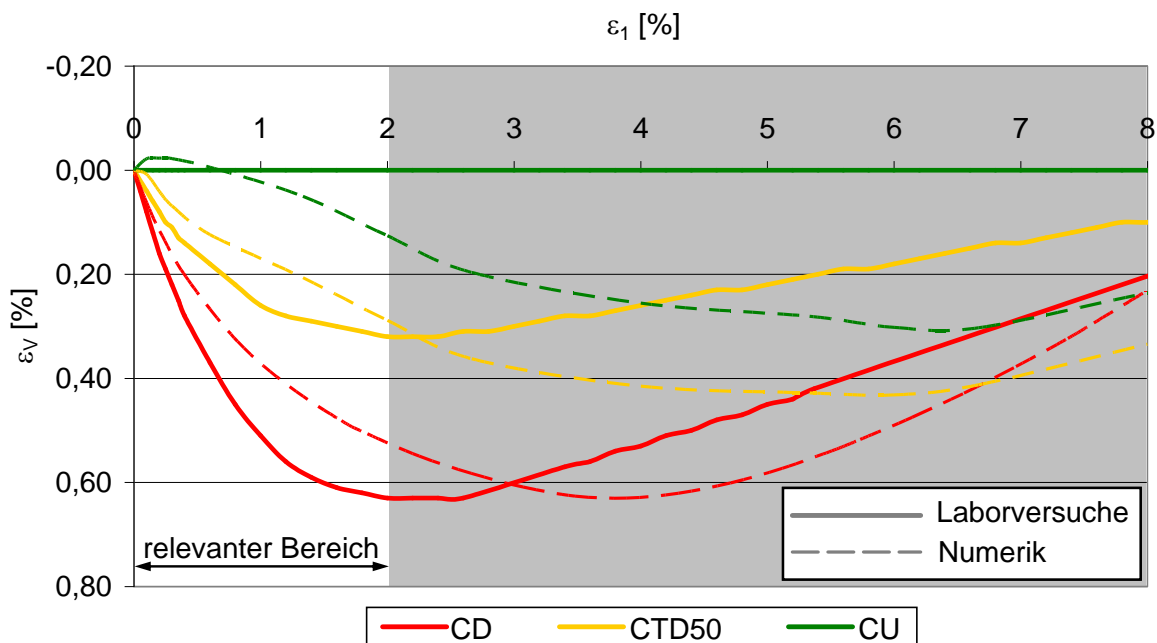


Abb. 4.16: Vergleich der Volumenänderungen bei der Versuchsserie 1

Wie zu erwarten ist, führt ein geringerer Porenwasserdruck ( $CD < CTD < CU$ ) über einen bedeutenden Bereich der Stauchung zu einer größeren volumetrischen Dehnung ( $CD > CTD > CU$ ). Für den dränen Triaxialversuch (CD) stimmen Berechnungs- und Laborergebnis verhältnismäßig gut überein, lediglich die Steigungen der Kurvenverläufe weichen etwas voneinander ab. Für den teildränen (CTD50) wie auch für den vollkommen undränen Triaxialversuch (CU) passen die Berechnungsergebnisse zumindest über den relevanten Stauchungsbereich von 2 % gut zusammen. Mit zunehmender Stauchung der Probekörper weichen die Ergebnisse der Berechnungen dann immer weiter von den Laborergebnissen ab<sup>9</sup>.

Wie in Abschnitt 5.7 (Auswertung der Ergebnisse der Tunnelberechnungen) noch gezeigt wird, weisen die im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Tunnelvortriebe nur verhältnismäßig geringe Setzungen und damit auch Dehnungen / Stauchungen auf, so dass insbesondere der vordere Stauchungsbereich (bis ca. 2 %) interessant erscheint. In eben diesem Bereich besteht eine relativ gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus Numerik und Laborversuchen.

Neben der Änderung der volumetrischen Dehnungen sind insbesondere die Spannungspfade von Interesse, da diese die Standsicherheit der Tunnelortsbrust maßgeblich beeinflussen. In Abb. 4.17 sind die berechneten Spannungspfade jenen der Laboruntersuchungen gegenübergestellt.

<sup>9</sup> Durch das Anpassen der Stoffparameter (so genanntes curve fitting) wäre es ohne weiteres möglich, einzelne Ergebnisse der numerischen Berechnungen besser an die Laborversuche anzugleichen. Dann weichen jedoch andere Berechnungsergebnisse umso stärker von den vorhandenen Laborergebnissen ab.

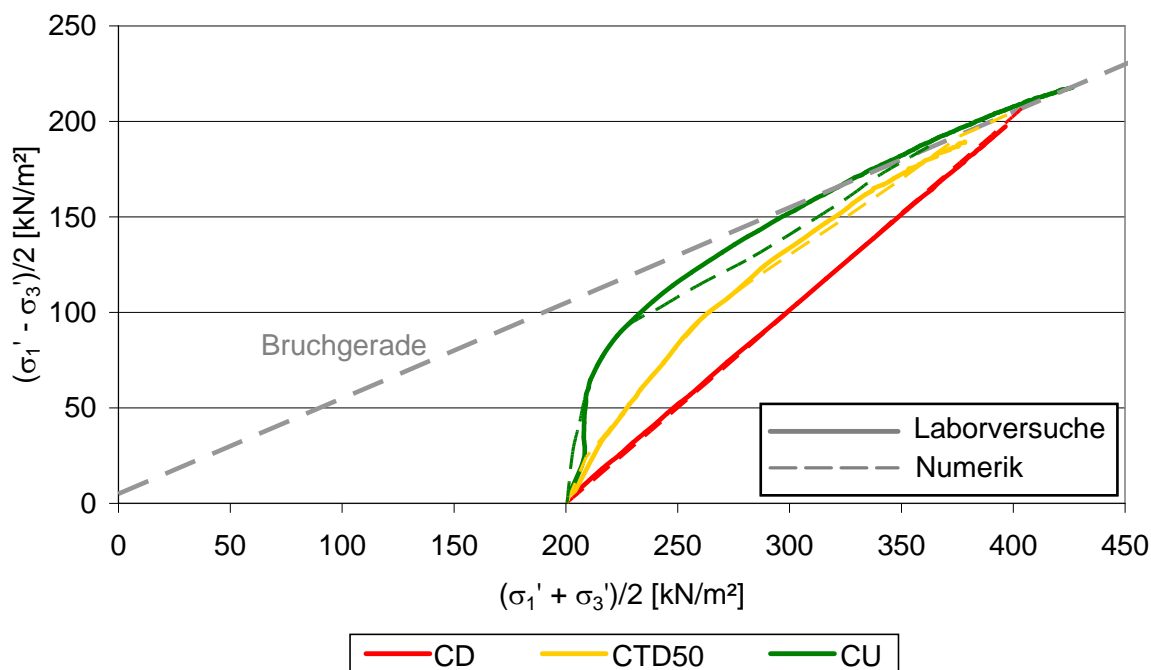


Abb. 4.17: Vergleich der Spannungspfade der Versuchsserie 1

Bei einem vollkommen dränierten Triaxialversuch werden keine Porenwasserdrücke aufgebaut. Hier ist der Vergleich der volumetrischen Dehnungen zwischen Versuch und Berechnung ein Indiz für die Qualität des Stoffmodells. Die Qualität der Berechnung – und damit auch des Stoffmodells sowie der verwendeten Parameter – erkennt man beim Vergleich zwischen Labor- und Berechnungsergebnissen der effektiven Spannungspfade des teildränierten und auch des vollkommen undränierten Zustands. In beiden Fällen sind die Übereinstimmungen sehr gut (vgl. Abb. 4.17). Es ist zwar so, dass die Porenwasserdrücke direkt für die Steuerung der numerischen Berechnung herangezogen wurden, allerdings wird durch die axiale Stauchung der Probe unabhängig von den vorgegebenen Porenwasserdrücken eine deviatorische Spannung erzeugt. Die Kombination aus vorgegebener Porenwasserdruckänderung und – durch die Stauchung hervorgerufene – Spannungsänderung führt schlussendlich zu dieser guten Übereinstimmung der Spannungspfade. Während der erstgenannte Faktor gezielt gesteuert wird, ergibt sich die Änderung der deviatorischen Spannung direkt aus dem Stoffmodell und den zugrunde gelegten Parametern. Unter Berücksichtigung des Vergleichs der volumetrischen Dehnungen (vgl. Abb. 4.16) zeigt sich damit, dass das verwendete Stoffmodell die Zusammenhänge zwischen Spannungs-, Porenwasserdruck- und Volumenänderung gut abzubilden vermag.

Bei der numerischen Abbildung der Versuchsserie 2 wird ebenfalls der Porenwasserdruck vorgegeben, diesmal in Abhängigkeit vom Zelldruck. In Abb. 4.18 ist die Porenwasserdruckänderung in Bezug auf die deviatorische Spannungsänderung dargestellt.

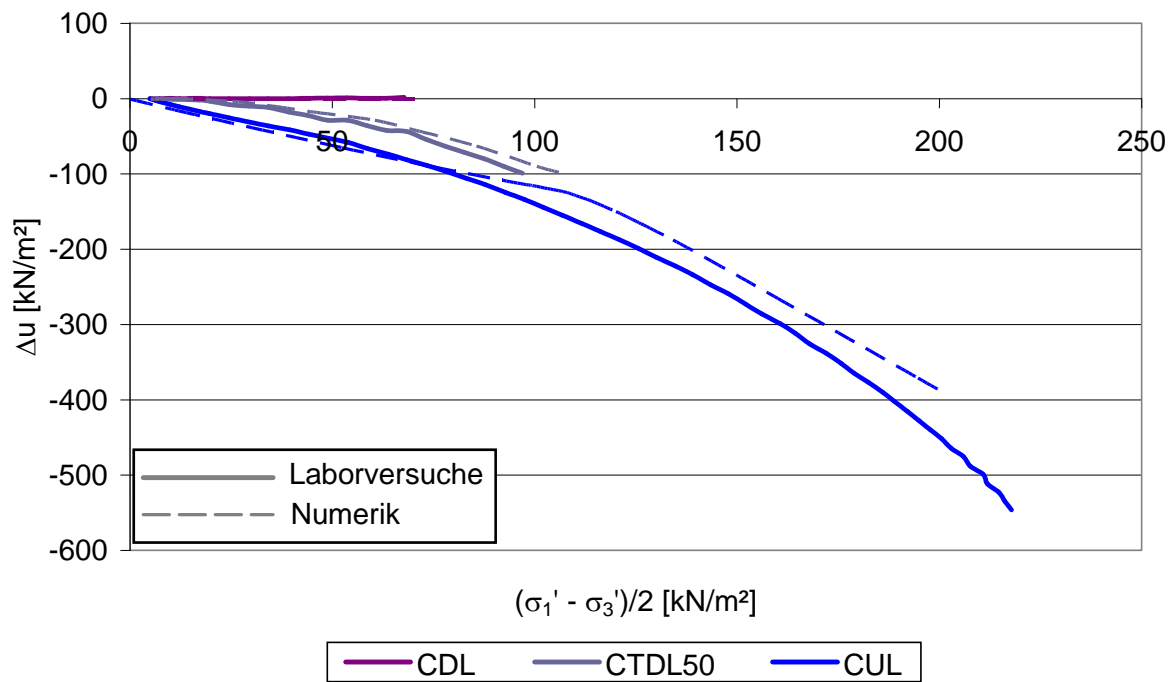


Abb. 4.18: Vorgabe der Porenwasserdruckänderungen bei der numerischen Abbildung der Versuchsserie 2

Der Blick auf die Spannungspfade (siehe Abb. 4.19) liefert bei der Versuchsserie 2 keine Erkenntnisse, da die Spannungspfade durch die Reduktion des Zelldrucks (bzw. durch die damit verbundene deviatorische Spannungsänderung) und die Vorgabe des Porenwasserdrucks eindeutig definiert werden.

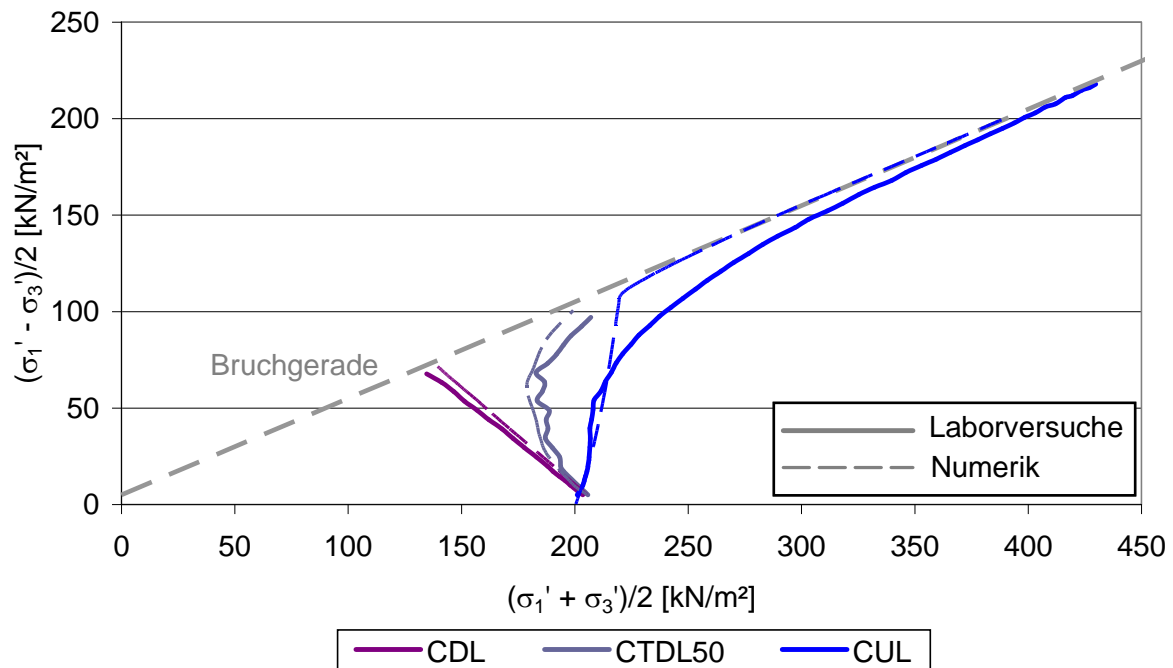


Abb. 4.19: Vergleich der Spannungspfade der Versuchsserie 2

Die Eignung des Stoffmodells kann bei der Versuchsserie 2 damit nur anhand der volumetrischen Dehnungen beurteilt werden.

Ähnlich wie bei der Versuchsserie 1 zeigt sich auch hier, dass die berechneten volumetrischen Dehnungen mit den im Labor gemessenen Werten zunächst einmal gut übereinstimmen und erst mit zunehmender Deviatorspannung voneinander abweichen (siehe Abb. 4.20).

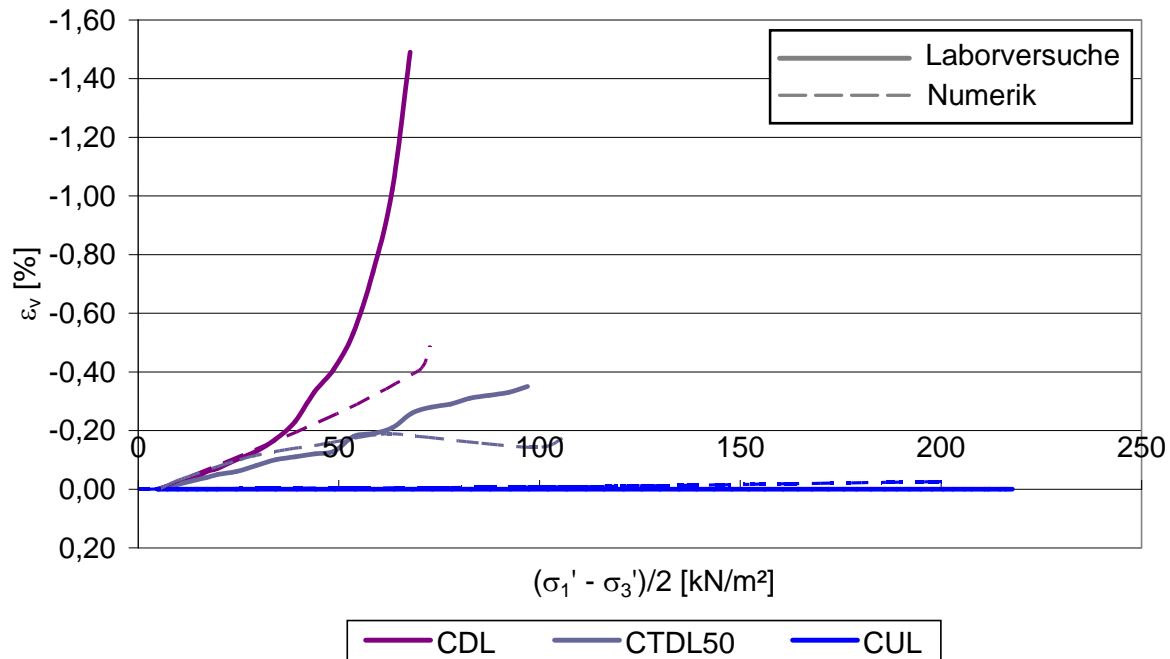


Abb. 4.20: Vergleich der Volumenänderungen bei der Versuchsserie 2

Beim teildrnierten Triaxialversuch (CTDL50) herrscht dabei über etwa zwei Drittel des Spannungspfads eine sehr gute Übereinstimmung vor. Erst im letzten Drittel des Spannungspfads ist eine deutliche Abweichung zwischen Berechnungs- und Laborergebnissen feststellbar. Beim vollkommen drnierten Triaxialversuch (CDL) nimmt die Abweichung hinsichtlich der volumetrischen Dehnung zwischen dem Laborversuch und der numerischen Modellierung in der zweiten Hälfte des Spannungspfads kontinuierlich zu.

Während bei der Versuchsserie 1 ein gleich bleibender Zelldruck vorhanden ist und damit mit einem konstanten Erstbelastungsmodul  $E_{50}$  gerechnet werden kann (vgl. Gleichung (3.86)), wird bei der Versuchsserie 2 der Zelldruck reduziert, was eine kontinuierliche Anpassung des Erstbelastungsmoduls über den Steifeexponenten  $m$  hervorruft. Die oben beschriebene zunehmende Abweichung bezüglich der Dehnung ist wahrscheinlich auf die Festlegung des Steifeexponenten zurückzuführen. Eine Anpassung des Steifeexponenten wäre möglich (entsprechend dem oben bereits angesprochenen curve fitting), wird an dieser Stelle aber nicht weiter verfolgt. Vielmehr wird der Einfluss des Steifeexponenten im Rahmen des Abschnitts 5 näher untersucht.

Als Fazit bleibt festzuhalten, dass die volumetrischen Dehnungen über einen großen Teil der aufgebrachten Deviatorspannung gut übereinstimmen, womit eine gute Eignung des Stoffmodells grundsätzlich belegt ist.

#### **4.5.6 Erkenntnisse aus der numerischen Modellierung der Laborversuche**

Mit den oben dargestellten teildrÄnierten Triaxialversuchen wird das zeitabhÄngige Verhalten einer Probe bei unterschiedlichen Last-Verformungsbeanspruchungen untersucht und damit die Möglichkeit geschaffen, das Stoffmodell in Hinblick auf teildrÄnierte ZustÄnde zu validieren. Durch die numerische Modellierung dieser teildrÄnierten Triaxialversuche kann sowohl die Eignung des verwendeten FE-Programms als auch des Stoffmodells für die im nachfolgenden Abschnitt 5 untersuchten Tunnelvortriebe berprft werden. Nachdem insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen den Laborversuchen und den Berechnungen festgestellt werden kann, bestÄtigt sich damit diese grundsÄtzliche Eignung. Lediglich nahe dem Grenzzustand bzw. bei großen Dehnungen (die im Rahmen dieser Arbeit allerdings von untergeordneter Bedeutung sind) ergeben sich gewisse EinschrÄnkungen. Die für das Stoffmodell bentigten Kennwerte lassen sich gut aus Standard-Laborversuchen bzw. aus fundierten, örtlichen Erfahrungen ableiten.

## 5 Numerische Untersuchungen zu Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden

### 5.1 Allgemeines

Im Rahmen dieser Arbeit werden Tunnelvortriebe in grundwasserführenden Lockergesteinen untersucht, bei denen die Standsicherheit von zeitlichen Effekten abhängig ist. Die Bandbreite möglicher Bodenkennwerte ist dabei naturgemäß sehr groß, so dass der Untersuchungsumfang sinnvoll beschränkt wurde. Hierbei ist die Durchlässigkeit des Untergrunds im Vergleich zur Vortriebsgeschwindigkeit der Leitparameter und es werden charakteristische Situationen behandelt. In sinnvollem Zusammenhang damit werden Bandbreiten für weitere wesentliche Bodenkennwerte – namentlich Kohäsion und Reibungswinkel – festgelegt. Bei dem zugrunde gelegten Stoffmodell für den Baugrund sind darüber hinaus weitere Bodenkennwerte erforderlich. Diese werden auf der Grundlage eigener Erfahrung festgelegt. Darüber hinaus wird vorgestellt, wie die zeitliche Steifigkeitsentwicklung der Tunnelschale berücksichtigt werden kann und wie zugehörige Kennwerte festgelegt wurden.

Die nachfolgend dargestellten Berechnungsergebnisse hängen darüber hinaus maßgeblich von den geometrischen Randbedingungen ab. Hinsichtlich der Geometrie wird zum einen vorgestellt, welcher Tunnelquerschnitt untersucht wird, wie er in der Tunnelbaupraxis üblicherweise vorgetrieben wird und wie die entsprechende Abbildung im numerischen Modell erfolgt. Darüber hinaus werden Angaben zu den Abmessungen des Modells und dessen Diskretisierung gemacht.

Den einführenden Teil der numerischen Untersuchungen abschließend, wird auf die Ermittlung des Primärspannungszustands wie auch auf die Berechnung der Standsicherheit eingegangen.

### 5.2 Festlegung des Untersuchungsumfangs

Die Festlegung, ob ein Tunnelvortrieb unter dränierten, undränierten oder teildränierten Verhältnissen berechnet werden sollte, ergibt sich in Abhängigkeit von der Vortriebsgeschwindigkeit und den angetroffenen Baugrundverhältnissen. Für U-Bahn-Streckentunnel in Spritzbetonbauweise (mit einem Durchmesser von ca. 7 m) sind Vortriebsgeschwindigkeiten zwischen etwa 2 m/d und 5 m/d baubetrieblich realistisch. Für die hier dargestellten numerischen Berechnungen wurde eine mittlere Vortriebsgeschwindigkeit von 4 m/d gewählt. In kiesigen und sandigen Böden ist aufgrund der dort vorhandenen hohen Durchlässigkeit des Untergrunds dabei der Ansatz dräniert Verhältnisse plausibel. Demgegenüber können in sehr gering durchlässigen tonigen Böden für oben genannte Vortriebsgeschwindigkeiten undränierte Verhältnisse plausibel angesetzt werden. In Tonen ist allerdings auch ein Übergang zu dränierten Verhältnissen möglich, sofern die Vortriebsgeschwindigkeit gegenüber dem oben genannten Wert deutlich geringer ist oder die Durchlässigkeit des Tons aufgrund der Heterogenität des Baugrunds (z. B. Wechsellagerungen mit schluffigen und sandigen Schichten) erhöht ist. In der Praxis sind daher häufig Fälle anzutreffen, die zwischen dränierten und undränierten Verhältnissen einzuordnen sind. Die Untersuchung von Tunnelvortrieben unter diesen so genannten teildränierten Verhältnissen sowie die sinnvolle Abgrenzung von den beiden Grenzfällen dräniert und undräniert ist Gegenstand dieses Abschnitts.

Eine quantifizierte Abgrenzung für einen baupraktisch zutreffenden Ansatz dräniertem Verhältnis lässt sich entsprechend ANAGNOSTOU (1995) ziehen. Dabei wurde von ANAGNOSTOU anhand einer Parameterstudie abgeleitet, dass in Böden mit einer Durchlässigkeit  $k$  von größer als etwa  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s bzw.  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s dränierte Verhältnisse vorliegen, wenn die Vortriebsgeschwindigkeit  $v$  unter  $0,1$  m/h bzw.  $1$  m/h (=  $2,4$  m/d bis  $24$  m/d) liegt.

In nachfolgender Abb. 5.1 wurde das oben angegebene Verhältnis mittels Extrapolation auf einen Bereich mit kleinerer Durchlässigkeit erweitert. Der Bereich, für welchen in Anlehnung an ANAGNOSTOU hinreichend zutreffend dränierte Verhältnisse angesetzt werden können, ist rot schraffiert. Andererseits gilt zu beachten, dass im nicht schraffierten Bereich nicht zwangsläufig undrätigte Verhältnisse vorliegen.

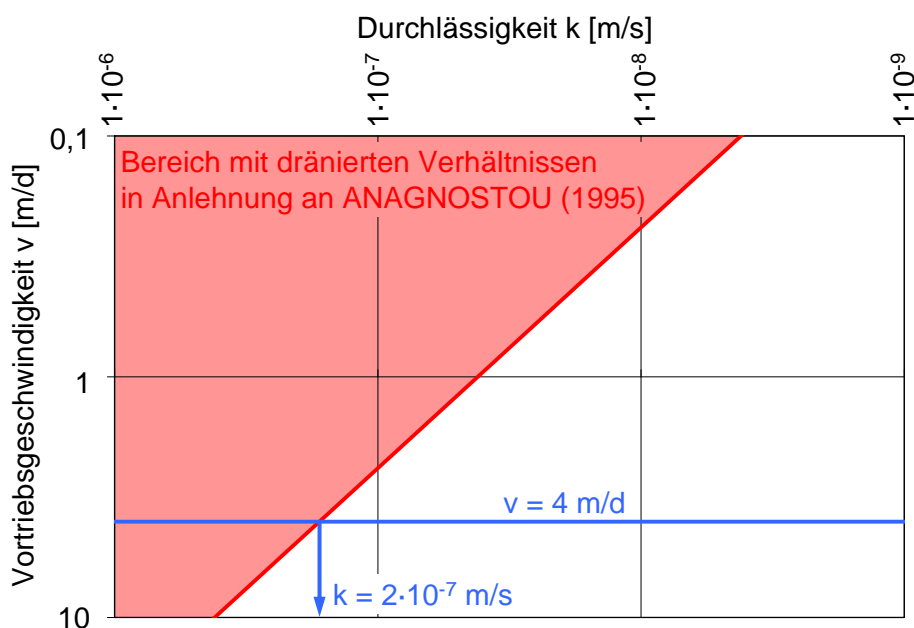


Abb. 5.1: Bereich für sinnvollen Ansatz dräniertem Verhältnisse bei Tunnelvortrieben

Aus Abb. 5.1 kann geschlossen werden, dass für Tunnelvortriebe in grundwasserführenden Lockergesteinen bei einer Vortriebsgeschwindigkeit von  $4$  m/d und einer Durchlässigkeit  $\geq 2 \cdot 10^{-7}$  m/s dränierte Verhältnisse überwiegen. In entsprechenden Fällen sind zusätzliche Maßnahmen (z. B. Drucklufthaltung, vgl. ARZ et al. (1994)) sinnvoll.

Für geringere Durchlässigkeiten ergibt sich das Erfordernis von ergänzenden, die Standsicherheit erhöhenden Maßnahmen im Wesentlichen anhand der Scherfestigkeit des Baugrunds, der Lage des Grundwasserspiegels und unter Berücksichtigung verschiedener geometrischer Eingangsgrößen. Als standsicherheitserhöhende Maßnahme ist beispielsweise die Verkürzung der ungestützten Abschlagslänge oder die Sicherung der Ortsbrust mit Spritzbeton oder Ankern zu nennen.

Anhand der von ANAGNOSTOU vorgestellten Erkenntnisse lässt sich für die nachfolgenden Untersuchungen vorab eine ungefähre Grenze festlegen, oberhalb derer von näherungsweise dräniertem Verhältnissen auszugehen ist und der Zustrom von Grundwasser zur Ortsbrust nicht mehr ohne weiteres beherrschbar ist (Erfordernis einer Druckluftstützung). Entsprechende Tunnelvortriebe werden im Rahmen der einleitend beschriebenen Problemstellung nicht weiter untersucht.

Bei gleicher Vortriebsgeschwindigkeit können mit zunehmend kleinerer Durchlässigkeit die Verhältnisse immer besser durch einen vollkommen undrännierten Zustand beschrieben werden. Wenn näherungsweise von vollkommen undrännierten Verhältnissen ausgegangen werden kann, ist eine weitergehende Untersuchung einer noch kleineren Durchlässigkeit nicht erforderlich. Die Ergebnisse werden sich in diesen Fällen nur noch geringfügig unterscheiden. Die Grenze zu den undrännierten Verhältnissen wird im Rahmen dieser Arbeit durch Variation der Durchlässigkeit ermittelt.

Bei Untergrundverhältnissen mit einer Durchlässigkeit kleiner  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s handelt es sich in der Regel um feinkörnige Böden. Zur Festlegung des Untersuchungsumfangs der numerischen Modellierung werden die anderen zu variierenden Bodenparameter, insbesondere die Kohäsion und der Reibungswinkel, passend zur Durchlässigkeit gewählt. Die Festlegung der Scherfestigkeitsparameter erfolgt für tonige Böden und in Anlehnung an die EAU (2004), in welcher für bestimmte Boden- und Konsistenzen Bandbreiten angegeben sind.

Bodengruppe nach DIN 18196	Konsistenz	Durchlässigkeit $k$ [m/s]	Scherparameter	
			$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
TL	weich	$1 \cdot 10^{-7} - 2 \cdot 10^{-9}$	0	25,0 - 30,0
	steif		5 - 10	
	halbfest		10 - 15	
TM	weich	$5 \cdot 10^{-8} - 1 \cdot 10^{-10}$	5 - 10	22,5 - 27,5
	steif		10 - 15	
	halbfest		15 - 20	
TA	weich	$1 \cdot 10^{-9} - 1 \cdot 10^{-11}$	5 - 15	20,0 - 25,0
	steif		10 - 20	
	halbfest		15 - 25	

Tab. 5.1: Untersuchungsumfang, abgeleitet aus charakteristischen Bodenkennwerte nach EAU (2004)

Die in Tab. 5.1 angegebenen Bandbreiten bilden die Grundlage für den Untersuchungsumfang, wobei insbesondere die Bandbreite für die Kohäsion aufgrund der eigenen Erfahrung angepasst wurde. Minimale Werte für die Kohäsion wurden zu 10 kN/m<sup>2</sup> angesetzt, der maximale Wert wurde zu 50 kN/m<sup>2</sup> angenommen.

## 5.3 Modellierung

### 5.3.1 Grundlagen für die Modellierung

Der numerisch modellierte Tunnelquerschnitt orientiert sich an Querschnitten, wie sie zum Beispiel im Münchener U-Bahnbau häufig für eingleisige Streckenvortriebe verwendet werden (HOCHMUTH et al. (1987)). Der mittlere Außendurchmesser des Tunnels beträgt  $D = 6,8$  m. Die Spritzbetonvortriebe werden zweischalig ausgeführt. Die für diese Arbeit wichtige äußere Schale ist beispielhaft in Abb. 5.2 dargestellt, sie weist eine Dicke von 0,15 m auf. Sie wird in statischer Hinsicht nur für den Bauzustand berücksichtigt. Zur Abtragung der Lasten aus Wasser- und Erddruck im Endzustand wird im Nachlauf zum eigentlichen Tunnelvortrieb eine zusätzliche Innenschale hergestellt. Für die Berechnung der Ortsbruststandsicherheit und der sich an der Ortsbrust einstel-



lenden Verformungen ist die Innenschale nicht relevant, da sie erst mit einigem Abstand hinter der Tunnelortsbrust hergestellt werden kann. Auch hinsichtlich der Ermittlung von Oberflächensetzungen muss sie nicht berücksichtigt werden, da die Steifigkeit der Tunnelschale einige Meter hinter der Ortsbrust bereits so hoch ist, dass an dieser Stelle kaum mehr nennenswerte Verformungen entstehen.

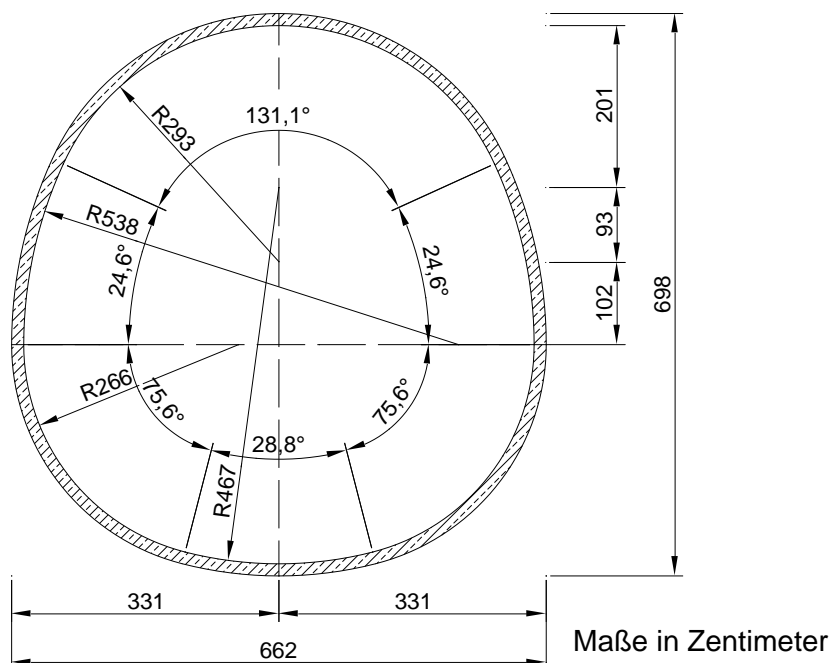


Abb. 5.2: Tunnelquerschnitt für numerische Untersuchungen in Anlehnung an SCHIKORA und FINK (1982)

In bindigen Böden des Münchener Tertiärs werden Vortriebe für eingleisige Streckenvortriebe überwiegend mit Baggern aufgeföhren (so genannte Spritzbetonvortriebe mit kurz vorausseilender Kalotte, siehe Abb. 5.3, aus HOCHMUTH et al.). Die Arbeitsschritte für einen Abschlagszyklus werden dabei wie folgt unterteilt:

1. Zunächst werden zwei Abschläge in der Kalotte vorgetrieben, wobei die Abschlagslänge jeweils ca. 1 m beträgt.
2. Nach jedem Abschlag wird in der Kalotte ein Ausbaubogen eingestellt und der Ausbruch mittels Spritzbeton gesichert. Gegebenenfalls wird zusätzlich auch die Ortsbrust mittels Spritzbeton oder Ankern gesichert.
3. Die Strosse und Sohle werden nachgezogen, wobei deren Abschlagslänge in etwa dem Zweifachen der Abschlagslänge der Kalotte entspricht.
4. Im letzten Schritt wird die Strosse und Sohle ebenfalls mittels Spritzbeton gesichert.

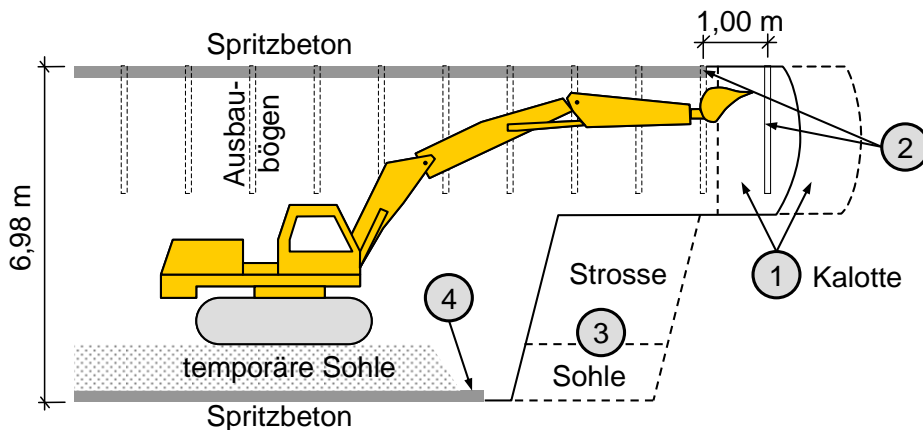


Abb. 5.3: Spritzbetonvortriebe mit kurz vorauseilender Kalotte

Für das im nachfolgenden Abschnitt 5.3.2 dargestellte numerische Modell werden die Abmessungen des Tunnelquerschnitts entsprechend Abb. 5.2 direkt übernommen. Hinsichtlich des in Abb. 5.3 dargestellten Ablaufs werden ein paar Vereinfachungen vorgenommen, deren Einfluss auf die Ergebnisse aber als gering angenommen werden kann:

- Die Ausbaubögen werden nicht modelliert.
- Die Strosse und die Sohle werden in einem Berechnungsschritt gemeinsam vorgetrieben.
- Eine temporäre Sohle, wie sie in Abb. 5.3 dargestellt ist, wird nicht modelliert.
- Der Stützkern, welcher durch die Strosse und Sohle gebildet wird (Punkt 3 in Abb. 5.3), ist nicht mit dem Vortrieb geneigt, sondern steht senkrecht an.
- Darüber hinaus wird auch keine Sicherung der Ortsbrust mittels Spritzbeton oder Anker berücksichtigt.

### 5.3.2 Geometriemodell

Zur Ermittlung der von der Gebirgsdurchlässigkeit und damit auch von der Vortriebsgeschwindigkeit abhängigen Standsicherheit der Tunnelortsbrust sowie den damit verbundenen Verformungen und Setzungen wurden dreidimensionale Finite-Element-Berechnungen unter Berücksichtigung der Zeit durchgeführt. Für die Berechnungen werden ausschließlich 15-knotige prismatische Volumenelemente mit einer 6-Punkt-Gauß-Integrationsregel verwendet.

Die Tunnelschalen können als Kontinuumsselemente und alternativ auch als Strukturelemente (Platten) abgebildet werden. Letztere werden im Querschnitt des geometrischen Modells lediglich durch eine Linie dargestellt. Strukturelemente werden in der Regel für dünnere Strukturen verwendet, deren Dicke im Verhältnis zur Länge bzw. Breite klein ist. Ihre Dicke wird beim verwendeten FE-Programm so gewählt, dass die Dehn- und Biegesteifigkeit adäquat erfasst wird. Bei der Modellierung eines Spritzbetonvortriebs mit kurz vorauseilender Kalotte empfiehlt sich aufgrund der Spannungsverteilung in der Tunnelschalen-Aufstandsfläche der Kalotte allerdings eine Modellierung mittels Volumenelementen, um unrealistische Spannungsspitzen zu vermeiden.

Sowohl die Größe des Modells als auch die Anzahl der im Modell verwendeten Elemente können einen maßgeblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse aufweisen. Andererseits haben beide Größen aber auch einen maßgeblichen Einfluss auf die Dauer von numerischen Berechnungen. Der Anwender numerischer Programme sollte daher bestrebt sein, eine möglichst optimale Abstimmung zwischen hinreichend genauen Berechnungsergebnissen einerseits und noch vertretba-

ren Berechnungszeiten andererseits zu erreichen. Zum Einfluss der Modellgröße wie auch der Netzfeinheit auf die in Abschnitt 5.7 dargestellten Berechnungsergebnisse wurden vorab des eigentlichen Untersuchungsumfanges Berechnungen durchgeführt und ausgewertet. Die Berechnungen der Voruntersuchung wurden sämtlich unter Ansatz dräniertes Bedingungen durchgeführt, da in diesem Fall mit den größten Verformungen zu rechnen ist. Der Grundwasserspiegel wurde an der Unterseite des Modells angesetzt, da dieser für die Wahl der Netzfeinheit nur von untergeordneter Bedeutung ist. Die wesentlichen Erkenntnisse der Voruntersuchung werden nachfolgend vorgestellt:

- **Modellgröße:** Hinweise zur Wahl der Größe eines Berechnungsausschnitts im ebenen Zustand finden sich u. a. in MEISSNER (1996). Darin wird empfohlen, die seitlichen Ränder des Modells in einem Abstand von  $4 \cdot D - 5 \cdot D$ , ausgehend von der Tunnelachse, festzulegen. Zum unteren Modellrand sollte ein Abstand zur der Tunnelachse von  $2 \cdot D - 3 \cdot D$  gewählt werden. Die Angaben zur Tiefe des Modells stimmen mit eigenen Erfahrungen gut überein, so dass diesbezüglich keine weiteren Untersuchungen durchgeführt wurden. Demgegenüber wurde bei den vorab durchgeführten Berechnungen festgestellt, dass die errechnete Ausbreitung der Setzungsmulden die von MEISSNER vorgeschlagene Abmessung zum Teil in relevanter Weise überschreitet und so eine entsprechende Anpassung erfordert. Als ausreichend im Zuge der Voruntersuchungen wurde angesehen, wenn an den seitlichen Rändern Setzungen von weniger als 0,5 mm ermittelt wurden. Die derart bestimmten Abmessungen quer zur Tunnelachse stimmen recht gut mit den Angaben von MÖLLER (2006) überein. In gleicher Weise wurden die Abmessungen in Längsrichtung bestimmt. Nach Vortrieb von insgesamt 16 Abschlagszyklen wurden numerisch bedingte Setzungsdifferenzen am hinteren Modellrand in der Größenordnung von 0,5 mm als tolerierbar angesehen. Damit ist die abgebildete Modelllänge um einiges kleiner als beispielsweise bei den von FRANZIUS und POTTS (2005) durchgeführten Setzungsberechnungen (vgl. Abschnitt 2.2). Die Vortriebslänge selbst wurde im Zuge der nachfolgend dargestellten Berechnungsergebnisse überprüft (siehe Abschnitt 5.7.2.3).
- **Netzfeinheit quer zur Tunnelachse:** Ausgehend von einem Modell mit einer relativ geringen Anzahl an Elementen quer zur Tunnelachse wurde dieses in mehreren Schritten verfeinert. Dabei muss zwischen globaler und lokaler Netzfeinheit unterschieden werden. Die globale Netzfeinheit definiert die Anzahl der Elemente, bezogen auf die Gesamtbreite und -tiefe des Modells. Die Elemente werden vom Programm dabei nach Möglichkeit weitgehend gleichmäßig verteilt. Demgegenüber definiert die lokale Netzfeinheit, wie viele Elemente in einem bestimmten Bereich und bezogen auf die globale Netzfeinheit generiert werden sollen. Eine hohe Netzfeinheit ist insbesondere im Bereich des Tunnelquerschnitts erforderlich. Mit zunehmendem Abstand zum Tunnel kann die Netzfeinheit verringert werden. Lediglich an der Geländeoberfläche sollte sie – unabhängig von der Tiefenlage des Tunnels – nicht zu grob gewählt werden, da die Auswertung der Setzungsmulde ansonsten zu ungenau wird. Die Voruntersuchung ergab, dass eine mittlere globale Netzfeinheit (vgl. beispielsweise auch Abb. 5.4) ausreicht, sofern die tunneldnahen Bereiche lokal entsprechend verfeinert sind. Eine darüber hinausgehende Erhöhung der globalen Netzfeinheit führt zu keiner wesentlichen Änderung der Oberflächensetzungen oder der Verformungen an der Ortsbrust, zudem wird bei einer entsprechend höheren globalen Netzfeinheit die Elementanzahl und damit die Rechenzeit in erheblichem Umfang erhöht.
- **Netzfeinheit in Längsrichtung:** Das räumliche Modell wird durch Extrusion des ebenen Modells erreicht. Die Abstände zwischen den einzelnen Ebenen des Modells definieren die Netzfeinheit in Längsrichtung. Diese sollte möglichst unter Berücksichtigung der Netzfeinheit des

ebenen Modells gewählt werden. Günstige Elementabmessungen liegen vor, wenn die Elemente eine gedrungene Form aufweisen (MEISSNER (1991)). Bedingt durch die lokal unterschiedliche Netzfeinheit im ebenen Modell lässt sich dies nur bedingt für das gesamte räumliche Modell erreichen. Entlang des modellierten Vortriebs – mit der Länge eines Abschlagzyklus von 2 m – stellte sich ein Abstand von 1 m zwischen zwei Ebenen als ausreichend heraus. Dies deckt sich ebenfalls mit den Ergebnissen von MÖLLER (2006), welcher im Rahmen seiner Untersuchungen festgestellt hat, dass die Netzfeinheit in Tunnellängsrichtung etwa der halben Abschlagslänge entsprechen sollte.

Die Ergebnisse der Voruntersuchungen fanden Eingang in die nachfolgend verwendeten Berechnungsmodelle. Die Knoten am seitlichen Rand des FE-Modells sind in horizontaler Richtung als unverschieblich und in vertikaler Richtung als verschieblich definiert. Die Knoten des unteren Modellrands wurden sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung als unverschieblich angenommen. Die Tunnelschale wurde mittels Volumenelementen modelliert. Für die globale Netzfeinheit wurde bei sämtlichen Modellen eine mittlere Elementanzahl gewählt, dies entspricht üblicherweise ca. 100 dreiecksförmigen Elementen im Querschnitt. Entlang der Tunnelschale sowie im setzungsrelevanten Bereich wurde das Modell gegenüber der globalen Netzfeinheit feiner diskretisiert, was zu einer deutlichen Erhöhung der Elementanzahl führt. Im untersten wie auch im äußersten linken Modellbereich ergeben sich keine relevanten Spannungs- und Dehnungsänderungen. Das Netz wurde an den entsprechenden Rändern – gegenüber der globalen Definition – daher etwas gröber diskretisiert. Die Faktoren der lokalen Netzfeinheit (Werte zwischen 0,2 und 2) sind in Abb. 5.4 dargestellt.

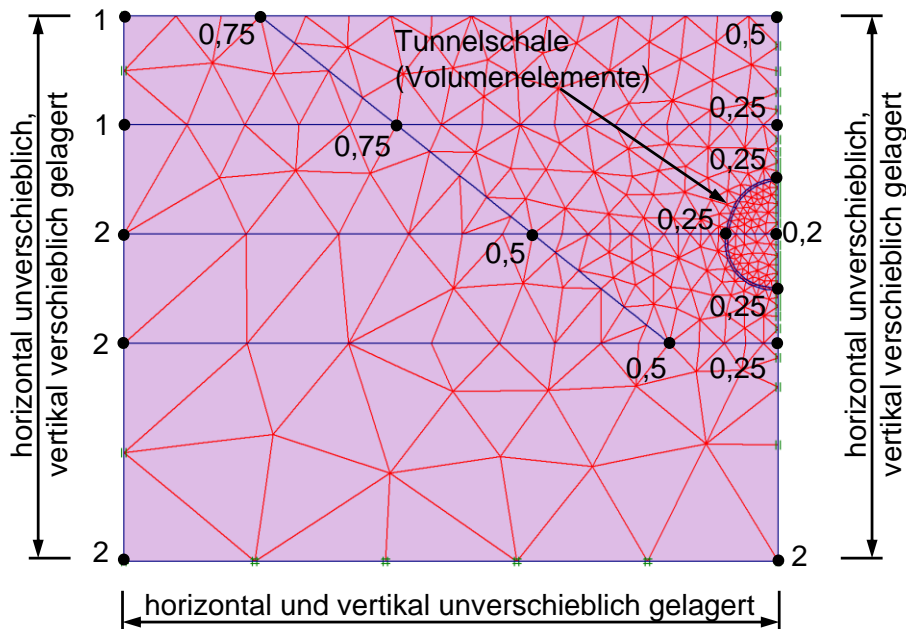


Abb. 5.4: Netzfeinheit quer zur Vortriebsrichtung, mit Angaben zur lokalen Netzfeinheit und zu den Lagerbedingungen

Für das in Abb. 5.4 dargestellte Modell ergeben sich damit im Querschnitt 567 Elemente. In analoger Weise wurden auch die Modelle für größere Überdeckungshöhen erstellt. Es ergeben sich 507 Elemente bei  $z/D = 3$  und 518 Elemente bei  $z/D = 4$  im Querschnitt.

Die räumlichen Modelle werden aus den Querschnittsmodellen durch Extrusion längs der Vortriebsrichtung erzeugt. Ein Modell (hier für  $z/D = 2$ ) mit den entsprechenden Abmessungen ist in Abb. 5.5 dargestellt.

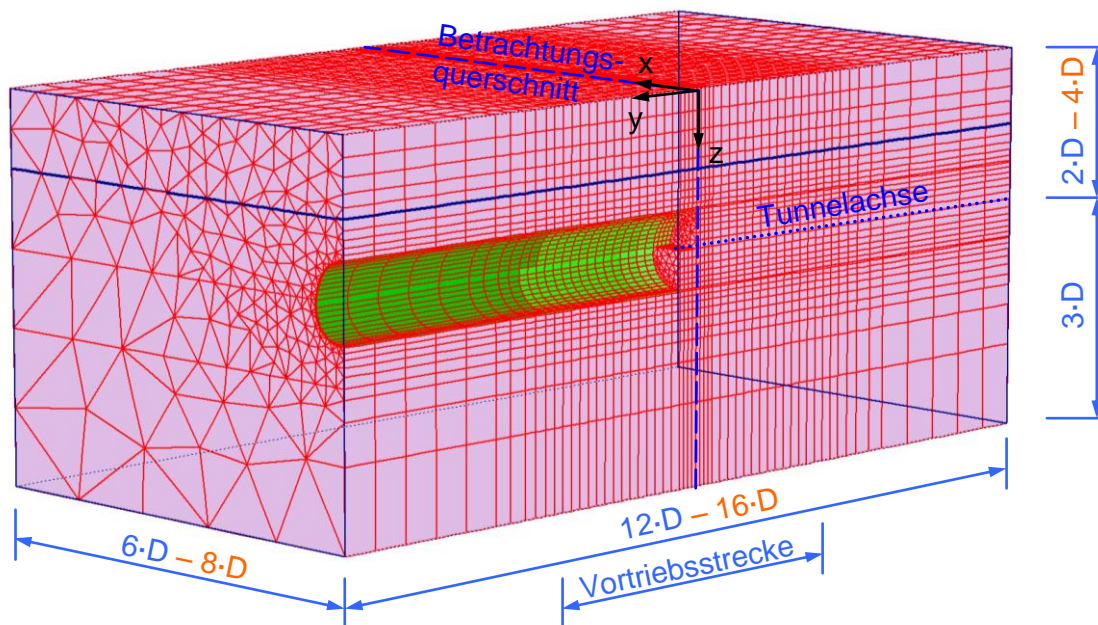


Abb. 5.5: Geometriemodell für  $z/D = 2$  mit entsprechenden Abmessungen in blauer Schriftfarbe

Sämtliche geometrischen Abmessungen sind dabei als ein Vielfaches des Tunneldurchmessers  $D$  ausgedrückt. Die in blau dargestellten Abmessungen beziehen sich auf ein Verhältnis von  $z/D = 2$ . Für größere Tiefenlagen  $z$  der Tunnelachse wurde das Modell in allen drei räumlichen Dimensionen angepasst. Die sich infolge der größten Tiefenlage des Tunnels  $z/D = 4$  ergebenden Abmessungen sind in Orange angegeben.

Der Betrachtungsquerschnitt (BQS), an dessen Stationierung die Standsicherheitsberechnungen durchgeführt wurden, ist in Längsrichtung in der Mitte des Modells angeordnet. Dadurch wird erreicht, dass die Berechnungsergebnisse möglichst unabhängig von Netzrandeinflüssen ermittelt werden.

Entlang der abgebildeten Vortriebsstrecke wurde die Netzfeinheit unter Berücksichtigung der angesetzten Abschlaglänge sowie der Erkenntnisse der Voruntersuchungen zu 1 m gewählt. Dieser Bereich erstreckt sich über eine Länge von insgesamt 32 m. Im Bereich des Betrachtungsquerschnitts wurde das FE-Netz in Vortriebsrichtung des Tunnels aufgrund der durchzuführenden Standsicherheitsberechnungen verfeinert. Die hierfür angesetzte Länge beträgt 4 m, die Abstände zwischen zwei Ebenen sind auf 0,5 m verringert. Demgegenüber sind die an dem vorderen und hinteren Modellrand liegenden Bereiche gröber diskretisiert. In diesen Bereichen wird der Tunnelvortrieb nicht im Detail modelliert (näheres hierzu siehe Abschnitt 5.3.3).

Die Tab. 5.2 gibt eine Übersicht über die geometrischen Abmessungen des Modells für die untersuchten Tiefenlage-Durchmesser-Verhältnisse  $z/D$ .

Abmessung des Modells	Tiefenlage-Durchmesser-Verhältnis		
	$z/D = 2$	$z/D = 3$	$z/D = 4$
Gesamtbreite [ $x \cdot D$ ]	6	7	8
Gesamttiefe [ $x \cdot D$ ]	5	6	7
Gesamtlänge [ $x \cdot D$ ]	12	14	16
Anzahl Elemente [-]	32.886	31.434	34.188
Anzahl Knoten [-]	88.834	85.458	92.439
Anzahl Spannungspunkte [-]	197.316	188.604	205.128

Tab. 5.2: Abmessungen und Kennwerte der Berechnungsmodelle

Neben der Tiefenlage des Tunnels wurde auch der Grundwasserstand variiert sowie eine Schichtung des Untergrunds berücksichtigt. Der initiale Grundwasserspiegel wurde einerseits mit der Geländeoberfläche gleichgesetzt, zum anderen wurden auch Grundwasserspiegel berücksichtigt, welche sich bei  $z_w = 1 \cdot D$  bzw.  $z_w = 2 \cdot D$  unterhalb der Geländeoberfläche befinden (zu den Bezeichnungen siehe Abb. 2.1). Hinsichtlich der Schichtung des Untergrunds wurde eine oberflächennahe Kiesschicht mit einer Mächtigkeit von  $z_G = 1 \cdot D$  bzw.  $z_G = 2 \cdot D$  berücksichtigt.

Durch den Tunnelvortrieb wird sich eine Grundwasserströmung zur Ortsbrust hin einstellen. Dabei ist zu erwarten, dass die Ortsbrust in horizontaler Ebene im Wesentlichen von vorne und von der Seite (linker Modellrand) angeströmt wird. Der seitliche sowie der hintere Modellrand wurden für eine Grundwasserströmung offen gehalten, so dass über diese Ränder Wasser nachfließen kann. Die Grundwasserdruckhöhe an diesen Rändern bleibt dabei auf jener des Ausgangszustands. Vom vorderen Modellrand aus ist keine relevante Grundwasserströmung in Richtung der Tunnelortsbrust zu erwarten. Bei der Definition der Randbedingungen wurde eine Grundwasserströmung über diesen Rand daher von vornherein ausgeschlossen. Über die Symmetrieachse des Modells ist überhaupt keine Grundwasserströmung möglich. Hier wurde dementsprechend ebenfalls ein geschlossener Rand eingeführt.

Die Ortsbrust entspricht einer freien Oberfläche, an deren Grenze ein Übergang zwischen Luft und Wasser vorliegt. In der Realität wird sich vor der Ortsbrust ein Bereich ausbilden, in welchem ungesättigte Verhältnisse vorherrschen. Die Beschreibung dieses Problems wird ANAGNOSTOU (2002) zufolge allerdings in den meisten Fällen vernachlässigt – so auch hier.

### 5.3.3 Modellierung des Vortriebs

Die Tunnelvortriebe werden als atmosphärische Vortriebe mit kurz vorauseilender Kalotte mittels der step-by-step Methode simuliert. Dabei wird zunächst die Kalotte um zwei aufeinander folgende Abschlüge vorgetrieben und die Tunnelwandung nach jedem Abschlag jeweils sofort mit Spritzbeton gesichert (siehe Abb. 5.6, Vortrieb / Ausbau Kalotte → Indizes a und b). Es folgt der Strossenvortrieb mit einer Länge entsprechend den beiden Kalottenvortrieben und anschließender Spritzbetonsicherung (siehe Abb. 5.6, Vortrieb / Ausbau Strosse → Index c). Ein Abschlagszyklus wird aus zwei Abschlügen der Kalotte und einem Abschlag der Strosse sowie den jeweiligen Sicherungen mit Spritzbeton gebildet. Es wird davon ausgegangen, dass beide Kalottenvortriebe sowie der Vortrieb der Strosse gleich viel Zeit in Anspruch nehmen. Der Vortrieb der Kalotte und der Strosse wird

durch das Deaktivieren der Volumenelemente abgebildet. Gleichzeitig wird der Porenwasserdruck in den deaktivierten Elementen zu Null gesetzt.

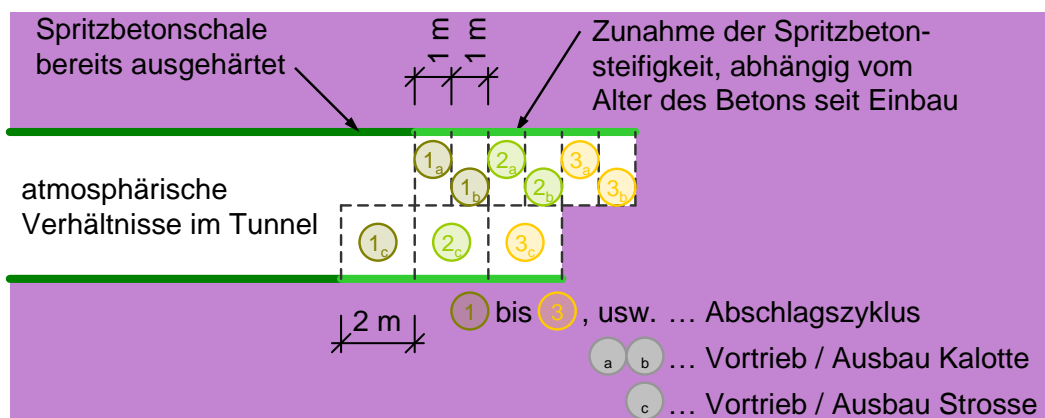


Abb. 5.6: Abschlagszyklus

Durch das Deaktivieren der Volumenelemente wird zunächst einmal ein vollkommen undränierter Zustand hervorgerufen. Anschließend folgt eine Konsolidationsphase, in der die vorab errechneten Porenwasserdrücke ausgeglichen werden. Die Vortriebsgeschwindigkeit beim Tunnelvortrieb wird über die Dauer der Konsolidationsphasen gesteuert. Die Konsolidationsberechnung erfolgt auf Grundlage der durch Verformungen bestimmten Porenwasserdruckverteilung (siehe weiter unten, analog zu Abb. 5.29) sowie der vorab durchgeführten Berechnung der Grundwasserströmung des unverformten Zustands (siehe weiter unten, analog zu Abb. 5.28).

Entsprechend dem oben beschriebenen Vorgehen werden insgesamt 16 Vortriebszyklen mit einer Auffahrlänge von insgesamt 32 m modelliert. Durch die vorgenannte Größe des Modells und die Art der Modellierung ist neben einer möglichst genauen Bestimmung der Verformungsgrößen auch gewährleistet, dass im Betrachtungsquerschnitt nach 8 Vortriebszyklen, mit einem Abstand zwischen 40,8 m und 54,4 m (entspricht  $6 \cdot D$  bei  $z/D = 2$  bzw.  $8 \cdot D$  bei  $z/D = 4$ ) zum vorderen und hinteren Modellrand, die Randbedingungen keinen relevanten Einfluss auf die Berechnung der Standsicherheit besitzen.

Der erste Abschlagszyklus beginnt nicht am vorderen Modellrand, sondern einige Meter dahinter (siehe Abb. 5.5). Dementsprechend sind Randbedingungen für diesen Ausgangszustand zu definieren, von welchem aus mit der Modellierung des Tunnelvortriebs begonnen wird. Im Wesentlichen gibt es hinsichtlich der Wahl des Ausgangszustandes drei Möglichkeiten. Dabei orientieren sich die ersten beiden an den Untersuchungen von VERMEER et al. (2002a) (siehe Abschnitt 2.2).

**Möglichkeit 1:** Zwischen dem vorderen Modellrand und jener Ebene, ab welcher der Tunnelvortrieb modelliert wird, werden in der initialen Berechnungsphase (= Ausgangszustand) die Tunnelschale aktiviert und gleichzeitig die Volumenelemente des Bodens innerhalb der Tunnelschale deaktiviert. Es kommt nur zu geringen Spannungsumlagerungen und Verformungen, da keine wesentliche Entspannung des Bodens entlang der Tunnelkontur hervorgerufen wird. Mit fortschreitendem Tunnelvortrieb werden die maximalen Setzungen an der Geländeoberfläche größer, bis schlussendlich ein steady-state erreicht ist. Die maßgeblichen Setzungen an der Geländeoberfläche werden durch Konvergenz „von oben“ erreicht (siehe Abb. 5.7). Die einzelnen Längssetzungskurven sind den Abschlagszyklen farblich zugeordnet.

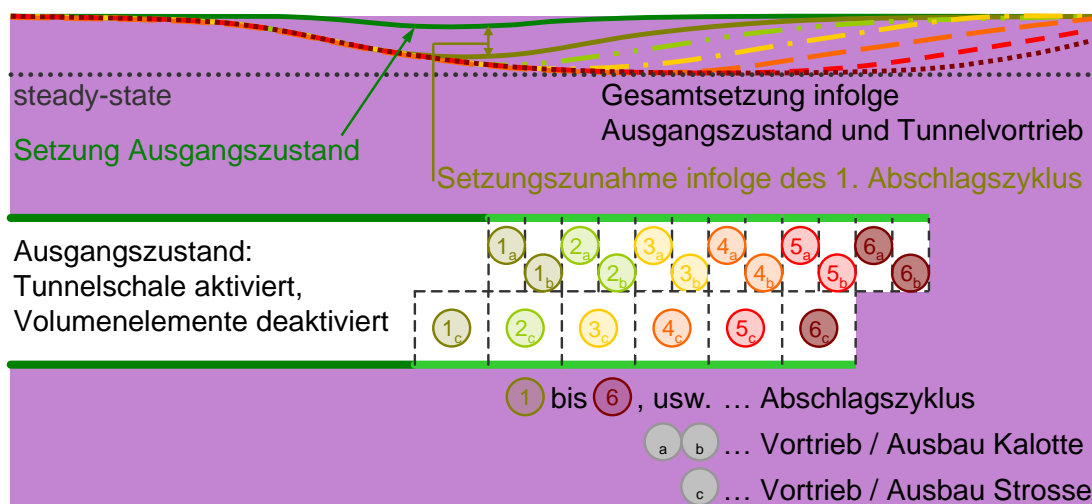


Abb. 5.7: Modellierung des Ausgangszustands – Möglichkeit 1

**Möglichkeit 2:** Alternativ zur oben genannten 1. Möglichkeit können im Bereich zwischen dem vorderen Modellrand und jener Ebene, ab welcher der Tunnelvortrieb modelliert wird, sämtliche Volumenelemente innerhalb des Tunnelquerschnitts deaktiviert werden. Die Aktivierung der Tunnelchale erfolgt erst in der daran anschließenden Berechnungsphase. Diese Vorgehensweise erzeugt während der initialen Berechnungsphase einen Hohlraum im Gebirge, bei dem sich kein Längsgewölbe auf einer bereits bestehenden Tunnelchale abstützen kann. Der Bereich zwischen dem vorderen Modellrand und dem oben genannten Start-Querschnitt des Tunnelvortriebs sollte nur eine verhältnismäßig kurze Länge aufweisen. Ansonsten können die sehr ausgeprägten Spannungsumlagerungen zu einem Versagenszustand führen. Dieses Verfahren ergibt oberhalb des Ausgangszustands größere Verformungen als dies durch den daran anschließenden Tunnelvortrieb der Fall ist. Die Setzungen im Zustand des steady-state werden dementsprechend durch Konvergenz „von unten“ erreicht (siehe Abb. 5.8).

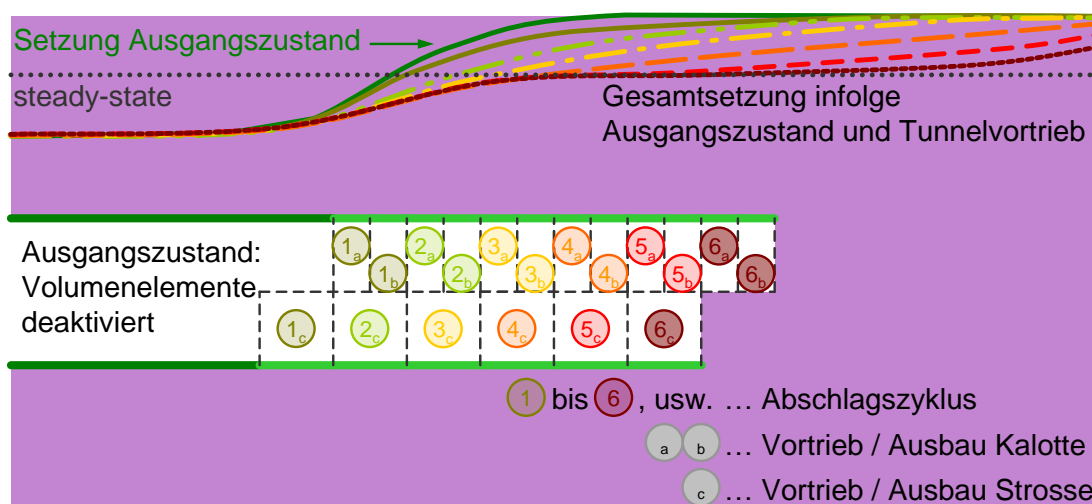


Abb. 5.8: Modellierung des Ausgangszustands – Möglichkeit 2

**Möglichkeit 3:** Die dritte Möglichkeit baut auf der erstgenannten Möglichkeit auf, es wird hierfür allerdings eine weitere Berechnungsphase vorangestellt. In dieser wird ein Volumenverlust in sämtlichen Volumenelementen des Bodens erzeugt, welche sich innerhalb des Tunnelquerschnitts sowie



zwischen dem vorderen Modellrand und dem Start-Querschnitt des Tunnelvortriebs befinden. In der daran anschließenden Berechnungsphase wird zum einen die Tunnelschale aktiviert, zum anderen werden die Volumenelemente des Bodens innerhalb der Tunnelschale deaktiviert. Der Betrag des angesetzten Volumenverlusts kann dabei durch vorab durchgeführte Berechnungen abgeschätzt werden. Diese Vorgehensweise ermöglicht, dass mit wenigen simulierten Abschlagszyklen der steady-state tatsächlich erreicht wird. Im Idealfall entsprechen die Setzungen am vorderen Modellrand bereits weitgehend den Setzungen im steady-state (siehe Abb. 5.9). Im Regelfall wird zur Erreichung des steady-state aber eine gewisse Anzahl an simulierten Abschlagszyklen erforderlich sein.

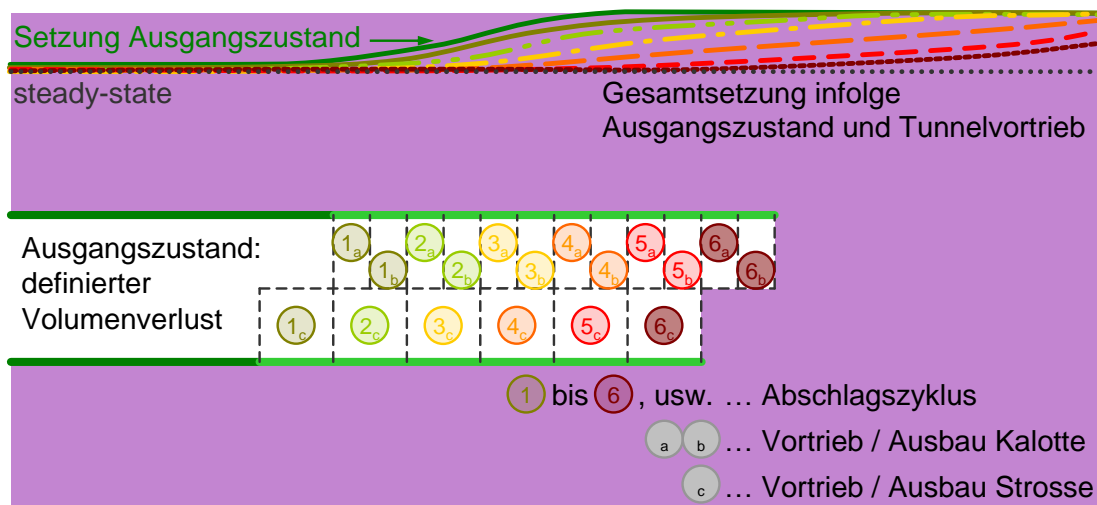


Abb. 5.9: Modellierung des Ausgangszustands – Möglichkeit 3

Für die nachfolgend dargestellten Berechnungen wurde ausschließlich die Möglichkeit 3 angewendet. Ein mit ausreichender Genauigkeit bestimmter steady-state wird im Rahmen dieser Arbeit dadurch definiert, dass sich über eine Vortriebslänge von mindestens 5 Abschlagszyklen (= 10 m Vortrieb), die Setzungen  $s_z$  gegenüber der errechneten Maximalsetzung  $s_{z,max}$  zum einen um weniger als 5 % unterscheiden (siehe Abb. 5.10) und zum anderen die absoluten Setzungsdifferenzen weniger als 1 mm (siehe Abb. 5.11) betragen. Die Setzung im steady-state entspricht der maximalen Setzung  $s_{z,max}$ .

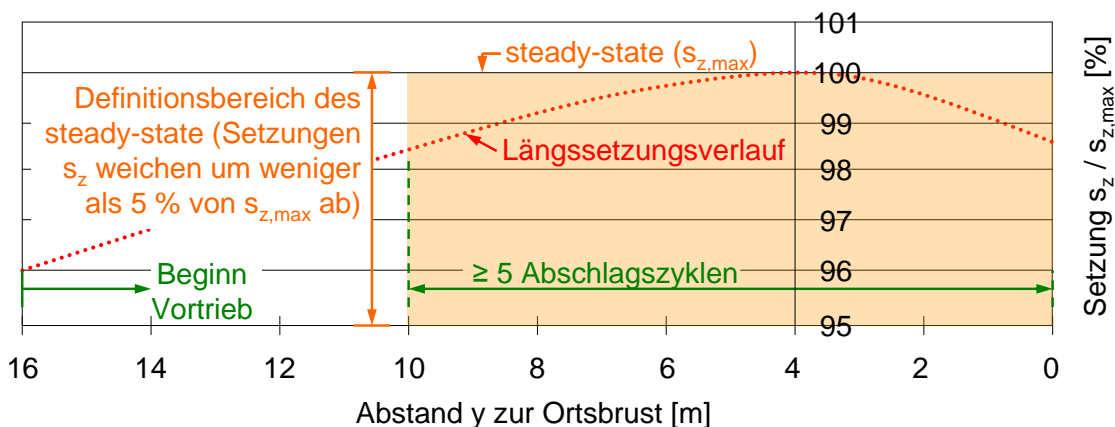


Abb. 5.10: Definition des steady-state über einen relativen Setzungsvergleich

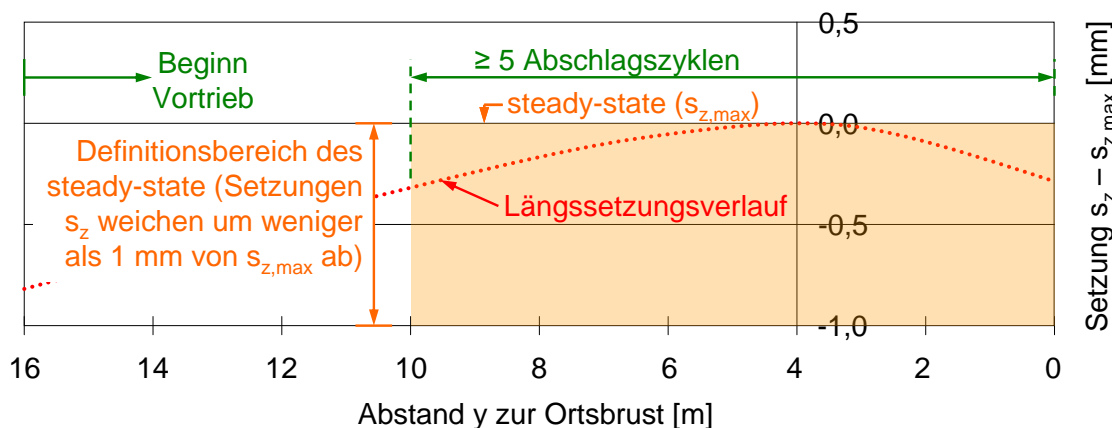


Abb. 5.11: Definition des steady-state über einen absoluten Setzungsvergleich

### 5.4 Material- und Bodenkennwerte

#### 5.4.1 Bodenkennwerte

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde das in Abschnitt 3.7.2 erläuterte elastisch-plastische Stoffmodell mit Verfestigung zur Beschreibung des Bodenverhaltens gewählt. Die verwendeten Referenz-Kennwerte (siehe Tab. 5.3) resultieren aus vorliegenden Erfahrungen am Zentrum Geotechnik der TU München und verstehen sich als mittlere Bodenkennwerte der genannten Bodenarten.

Parametersatz für das Stoffmodell Hardening Soil	Einheit	Quartäre Kiese	Tertiäre Tone
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23 / 14	21 / 11
Durchlässigkeit $k_v / k_h$	[m/s]	– (dräniert)	$1 \cdot 10^{-8} / 1 \cdot 10^{-8}$
Kohäsion $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>1)</sup>	25
Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	37,5	25
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0	0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	120	60
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	120	60
Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	240	120
Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung $\nu_{ur}$	[-]	0,2	0,2
Referenzspannung $p^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	100	100
Steifeexponent $m$	[-]	0,4	0,4

<sup>1)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tab. 5.3: Referenz-Bodenkennwerte für die FE-Berechnungen

Die Durchlässigkeit sowie die Scherparameter des Tons werden dabei entsprechend den in Abschnitt 5.2 gemachten Angaben variiert. Andere Kennwerte – wie beispielsweise der Dilatanzwinkel oder die Steifigkeitsgrößen – werden vom Betrag her ebenfalls variiert. Hierauf wird in den nachfolgenden Abschnitten noch im Detail eingegangen.

Durch Verformungen ändern sich der Porenraum und damit auch die Durchlässigkeit des Untergrunds. Im Rahmen dieser Arbeit wird eine Änderung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom vorhandenen Porenraum dennoch nicht berücksichtigt. Eine Vernachlässigung dieses Effekts wird von ANAGNOSTOU (2002) in Anbetracht der Schwierigkeiten zur Ermittlung der Daten und der im städtischen Tunnelbau nur geringen zulässigen Verformungen als sinnvolle Vereinfachung angesehen.

Die Vortriebsgeschwindigkeit wird nicht variiert, da eine Erhöhung der Durchlässigkeit die Berechnungsergebnisse in gleicher Weise beeinflusst wie eine entsprechende Reduktion der Vortriebsgeschwindigkeit und umgekehrt. Dies ergibt sich aus dem Stand der Technik (siehe Abschnitt 2), bei dem die Durchlässigkeit und die Vortriebsgeschwindigkeit in Relation zueinander gestellt werden und daraus ein dimensionsloser Parameter gebildet wird. Ein entsprechender Beleg, dass dies auch für die hier dargestellte Untersuchung gilt, wird in Abschnitt 5.7.2.6 erbracht.

Die quartären Kiese weisen im Verhältnis zu den bindigen Lockergesteinen eine wesentlich höhere Durchlässigkeit auf. In diesen Schichten werden keine relevanten Porenwasserdrücke aufgebaut, ihr Verhalten kann daher aus baupraktischer Sicht als vollkommen dräniert angenommen werden und so wird es auch bei den numerischen Berechnungen angesetzt. Auf die Angabe einer Durchlässigkeit kann dabei verzichtet werden (siehe Tab. 5.3).

Bei Ansatz von Kohäsion können bei dem verwendeten Stoffmodell Zugspannungen im Boden aufgenommen werden. Zur Bestimmung der Zugfestigkeit von kohäsiven Böden wurden von SCHICK (2005) Spaltzugversuche durchgeführt, numerisch simuliert und ausgewertet. Die Zugfestigkeit von feinkörnigen Böden wird demnach wesentlich durch den Wassergehalt, aber auch von Verdichtung der Proben sowie der Plastizität bestimmt. Daneben sind bei Laborversuchen entsprechend den Untersuchungen von SCHICK noch weitere Einflüsse vorhanden, welche durch die Aufbereitung und Probenbehandlung stammen. Die Summe dieser Faktoren zeigt die ausgeprägte Sensitivität der Zugfestigkeit. Verzerrungen, die zu Zugspannungen führen können, werden insbesondere an der Ortsbrust berechnet. Neben der oben beschriebenen Sensitivität können kohäsive Böden derartige Spannungen in der Realität nur in begrenztem Umfang aufnehmen. Dadurch besteht die Gefahr, dass die Standsicherheit der Ortsbrust überschätzt wird. Um dies zu verhindern, werden auf der sicheren Seite liegend keine Zugspannungen zugelassen. Im verwendeten Programm wird dies realisiert, indem die Zugspannungen ab einem bestimmten Niveau – hier bei einer Spannung von  $0 \text{ kN/m}^2$  – abgeschnitten werden (so genannte „tension cut-off“-Funktion).

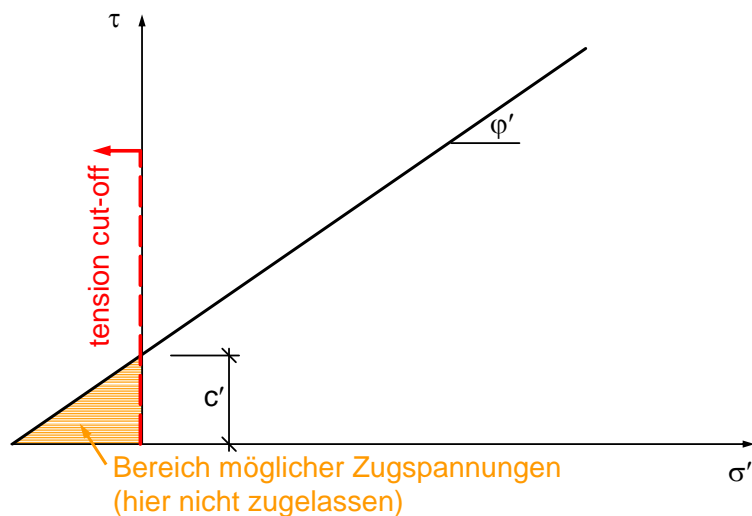


Abb. 5.12: Anwendung der „tension cut-off“-Funktion

Neben der Zugfestigkeit müssen auch Annahmen zum maximal möglichen Porenwasserunterdruck (so genannter „cavitation cut-off“) getroffen werden. Gleichungen oder Darstellungen, aus denen für verschiedene Bodenarten die maximal möglichen Porenwasserunterdrücke abgeleitet werden können, finden sich z. B. in SCHICK (2000). Demnach können in tonigen Böden Porenwasserunterdrücke von deutlich über 100 kN/m<sup>2</sup> erreicht werden. Aufgrund der in der Regel vorhandenen Heterogenität des Baugrunds wird auf der sicheren Seite liegend ein maximaler Porenwasserunterdruck von 100 kN/m<sup>2</sup> angesetzt.

#### 5.4.2 Materialkennwerte

Um geeignete Randbedingungen für die Auswertung der numerischen Untersuchungen zu schaffen, sind mehrere Abschlagszyklen zu modellieren. Im Bereich der Ortsbrust bildet sich in Vortriebsrichtung ein Gewölbe im Baugrund aus, welches sich auf der Tunnelschale abstützen kann. Die Tragfähigkeit dieses Gewölbes hängt unter anderem von der Steifigkeit des Spritzbetons ab. Direkt hinter der Ortsbrust ist die Steifigkeit noch sehr gering. Sie nimmt jedoch mit zunehmendem Alter des Spritzbetons – und damit der Entfernung zur Ortsbrust – zu.

Daneben wirkt sich die Steifigkeit der Tunnelschale auch auf die Verformungen aus, die hinter der Ortsbrust entstehen. Diese wiederum nehmen Einfluss auf die Setzungen an der Geländeoberfläche. Auch wenn SHIN und POTTS (2002) in ihrer Arbeit nur einen geringen Einfluss der zeitabhängigen Steifigkeitsentwicklung der Tunnelschale festgestellt haben, so wird hier aus Gründen der Vollständigkeit bezüglich der von der Zeit abhängigen Faktoren eine möglichst realitätsnahe Abbildung der Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons angestrebt.

Der Spritzbeton wird mit dem in Abschnitt 3.7.1 beschriebenen, linear elastischen Stoffmodell abgebildet. Zur Beschreibung der zeitlichen Steifigkeitsentwicklung des Spritzbetons  $E(t)$  wird auf das CEB-FIP (1990) Modell zurückgegriffen, welches auch von MESCHKE et al. (1996) für die Berechnung von Spritzbetontunneln angewendet wurde.

$$E(t) = E^{(28)} \cdot \beta_E(t) \quad (5.1)$$

$$\beta_E = \left( a_E + \frac{b_E}{t} \right)^{-0,5} \quad \text{gültig für: } t \leq 672 \text{ h (= 28 d)} \quad (5.2a)$$

$$\beta_E = 1,0 \quad \text{gültig für: } t > 672 \text{ h} \quad (5.2b)$$

Dabei steht  $E^{(28)}$  für die Spritzbetonfestigkeit nach 28 Tagen. In Anlehnung an MESSCHKE et al. wird für  $E^{(28)}$  ein Wert von  $28.000 \text{ MN/m}^2$  angesetzt. Der Faktor  $\beta_E$  beschreibt die zeitabhängige Entwicklung des Elastizitätsmoduls mittels der Parameter  $a_E = 0,85$  und  $b_E = 100,8$ . Der dargestellte Ansatz berücksichtigt allerdings nicht die Spritzbetonsteifigkeit zu sehr frühen Zeitpunkten. Hierauf wird auch nicht näher eingegangen, da der Elastizitätsmodul des Spritzbetons bei dem verwendeten Stoffmodell nur zu diskreten Zeitpunkten definiert werden kann und damit ein stufenweiser Anstieg abgebildet wird (siehe Abb. 5.13).

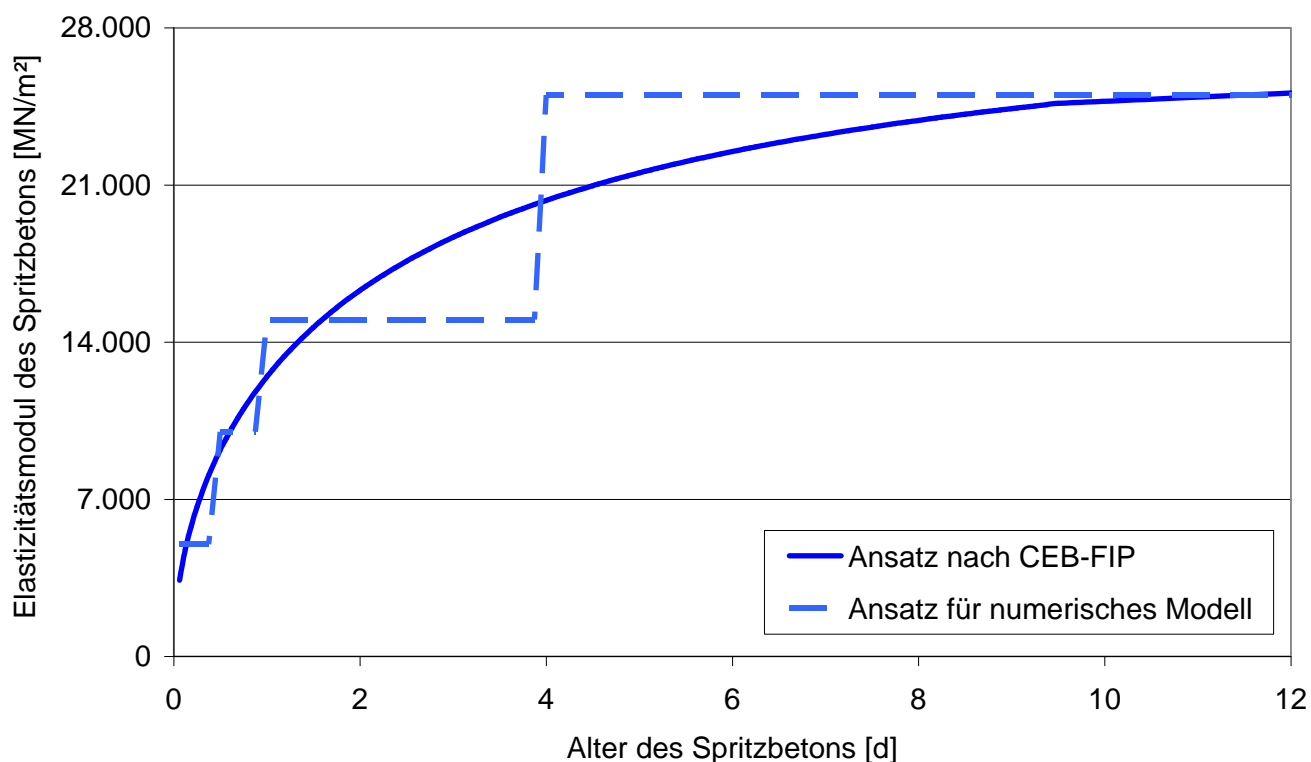


Abb. 5.13: Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls des Spritzbetons

In den Berechnungsphasen, in denen die Tunnelchale eingefügt (= aktiviert) wird, wird den entsprechenden Volumenelementen ein Elastizitätsmodul von  $5.000 \text{ MN/m}^2$  zugeordnet. In den weiteren Berechnungsphasen wird dieser Elastizitätsmodul stufenweise und in Abhängigkeit von der Zeit – bezogen auf das Betonalter ab Aktivierung des entsprechenden Volumenelements – erhöht. Die angesetzten Materialkennwerte für die Tunnelchale können Tab. 5.4 entnommen werden.

Materialkennwert	Einheit	Tunnelschale
Elastizitätsmodul E	[MN/m <sup>2</sup> ]	5.000 (t < 0,5 d)
		10.000 (t ≥ 0,5 d)
		15.000 (t ≥ 1,0 d)
		25.000 (t ≥ 4,0 d)
Querdehnzahl ν	[-]	0,20
Wichte γ	[kN/m <sup>3</sup> ]	25

Tab. 5.4: Materialkennwerte für Tunnelschale

### 5.5 Ermittlung des Primärspannungszustands

Die Ermittlung des Primärspannungszustands wurde anhand der so genannten  $K_0$ -Prozedur vorgenommen. Dabei werden die effektiven Vertikalspannungen des Bodens derart bestimmt, dass sie sich im Gleichgewicht mit dem Eigengewicht des Bodens befinden. Die horizontalen Spannungen leiten sich aus den Vertikalspannungen ab, wobei das Verhältnis durch den Seitendruckbeiwert  $K_0$  definiert ist (siehe Gleichung (5.3)).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5.3)$$

Zu beachten gilt, dass das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte bei einem mittels  $K_0$ -Prozedur berechneten Primärspannungszustand nur für horizontal verlaufende Schichtgrenzen erfüllt ist. Bei der hier durchgeführten Untersuchung ist dies der Fall. Es wird darauf verzichtet, alternative Möglichkeiten zur Bestimmung des Primärspannungszustands zu beschreiben.

Aufgrund ihrer spezifischen Entstehungsgeschichte können einzelne Bodenschichten überkonsolidierte Verhältnisse aufweisen. So folgen beispielsweise in der Münchener Geologie unterhalb der quartären Kiese die Schichten des Tertiärs. Die quartären Kiese sind normalkonsolidiert, damit kann der Seitendruckbeiwert entsprechend dem Ansatz von JAKY (1948) zu  $K_{0,nc} = 1 - \sin\varphi' = 0,39$  bestimmt werden (Anmerkung:  $\varphi' = 37,5^\circ$ , entsprechend Tab. 5.3).

Die tertiären Tone (und Schluffe) liegen aufgrund ihrer Entstehungsgeschichte demgegenüber überkonsolidiert vor. Die Berücksichtigung überkonsolidierter Verhältnisse im Primärspannungszustand ist auf verschiedene Weisen möglich:

- Eingabe eines Überkonsolidierungsgrades OCR (overconsolidation ratio): Der Überkonsolidierungsgrad gibt für jeweils eine bestimmte Tiefenlage das Verhältnis zwischen der größten ehemals vorhandenen effektiven vertikalen Vorbelastungsspannung und der derzeitigen effektiven Vertikalspannung an. Im Allgemeinen muss dieses Spannungsverhältnis mit zunehmender Tiefe abnehmen (siehe beispielsweise PELZ et al. (2009)), d. h. der Überkonsolidierungsgrad OCR verringert sich mit zunehmender Tiefe. Das wird im verwendeten FE-Programm leider nicht zutreffend umgesetzt und die Eingabe eines OCR-Wertes führt zu einem über die Schichtmächtigkeit konstanten Verhältnis zwischen ehemaliger und aktueller Vertikalspannung.
- Eingabe einer Vorbelastung POP (pre-overburden pressure): Die Vorbelastung POP ist als Differenz zwischen der größten ehemaligen und der aktuellen effektiven Vertikalbelastung definiert.

Die Differenz ist über die Schichtmächtigkeit gesehen konstant. Damit nehmen das Verhältnis der oben genannten Spannungen wie auch der Grad der Überkonsolidierung mit zunehmender Tiefe ab.

- Eingabe eines  $K_0$ -Wertes abweichend von JAKY: Bei dieser Variante wird für den Primärspannungszustand anstelle des nach JAKY bestimmten Seitendruckbeiwerts ein davon abweichender Wert angegeben.

Die beiden erstgenannten Möglichkeiten führen dazu, dass der durch das Bodeneigengewicht definierte Spannungszustand innerhalb der Fließflächen  $f^c$  und  $f^s$  (siehe Abb. 3.8) liegt. Damit verhalten sich überkonsolidierte Bodenschichten nach dem Aufbringen des Bodeneigengewichts zunächst elastisch. Wie in PELZ et al. beschrieben, deckt sich dies jedoch nicht mit den Erfahrungen, die für überkonsolidierte tertiäre Böden vorliegen.

Demgegenüber befinden sich Primärspannungszustände, welche nach der dritten Möglichkeit (Eingabe eines  $K_0$ -Wertes) bestimmt werden, im Schnittpunkt der beiden Fließflächen  $f^c$  und  $f^s$ . Eine Zunahme der Belastung führt in diesem Fall neben elastischen gleichzeitig auch zu plastischen Verformungsanteilen, weswegen für die nachfolgend dargestellten Untersuchungen ausschließlich die direkte Eingabe eines Seitendruckbeiwerts  $K_0$  zur Bestimmung des überkonsolidierten Primärspannungszustands verwendet wird. Der Eingabewert entspricht dem Seitendruckbeiwert  $K_{0,oc}$  für überkonsolidierte Verhältnisse.

Dem Grad der Überkonsolidierung kann bei Berechnungen im Tunnelbau eine gewisse Bedeutung zukommen. Von MÖLLER (2006) sowie NG und LEE (2005) wurde ein verhältnismäßig geringer Einfluss des Seitendruckbeiwerts bei  $K_0 \leq 1$  auf die Ergebnisse von Setzungsberechnungen festgestellt (siehe Abschnitt 2.2), so dass der Seitendruckbeiwert für normalkonsolidierte Verhältnisse als Regelfall der hier dargestellten Untersuchungen festgelegt wird. Ähnliches gilt auch für die Untersuchungen von VERMEER und RUSE (2001), welche hinsichtlich der Ortsbruststandsicherheit keinen relevanten Einfluss des Seitendruckbeiwerts ermitteln konnten (siehe Abschnitt 2.3). Der Seitendruckbeiwert für normalkonsolidierte Verhältnisse wird entsprechend dem Ansatz von JAKY (1948) mit  $K_{0,nc} = 1 - \sin\varphi'$  bestimmt. In Ergänzung dazu wurden Berechnungen unter Berücksichtigung einer Überkonsolidierung der tertiären Tone und Schluffe durchgeführt.

Für nicht verfestigte, überkonsolidierte tertiäre Tone wurde in Anlehnung an die Ergebnisse von PELZ et al. (2009) ein – auf der hohen Seite liegender – Seitendruckbeiwert von  $K_{0,oc} = 0,8$  angesetzt.

Für verfestigte Tone wären demgegenüber sogar Seitendruckbeiwerte möglich, welche unterhalb des normalkonsolidierten Ansatzes nach JAKY liegen. Geringere Seitendruckbeiwerte als solche, welche entsprechend dem Ansatz von JAKY bestimmt werden, finden im Rahmen der numerischen Berechnungen allerdings keine Berücksichtigung.

## 5.6 Berechnung der Standsicherheit

Die Berechnung einer Versagenslast ist für Tunnelvortriebe nicht sinnvoll bzw. gar nicht möglich, da in der Regel keine relevanten äußeren Lasten vorhanden sind. Zur Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit wird häufig die so genannte  $\varphi$ -c-Reduktion verwendet. Außerdem wird eine weitere Möglichkeit, im Rahmen dieser Arbeit als  $\chi$ -Reduktion bezeichnet, nachfolgend vorgestellt.

### 5.6.1 $\varphi$ -c-Reduktion

Das Verfahren der  $\varphi$ -c-Reduktion wurde von ZIENKIEWICZ et al. (1975) erstmalig beschrieben und von BRINGREVE und BAKKER (1991) durch Einführung der Bogenlängenmethode (siehe Abschnitt 3.3) weiterentwickelt.

Ausgehend von den charakteristischen Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$  des Bodens, werden diese im Zuge der Standsicherheitsberechnung schrittweise reduziert. Die dadurch anzupassende Grenzbedingung wird durch Drehung um den Ausgangspunkt abgeflacht. Bei Spannungszuständen, die die Grenzbedingung beim letzten Berechnungsschritt erfüllen, müssen die Spannungen mit zunehmender Reduktion der Scherparameter immer weiter umgelagert werden (siehe Abb. 5.14).

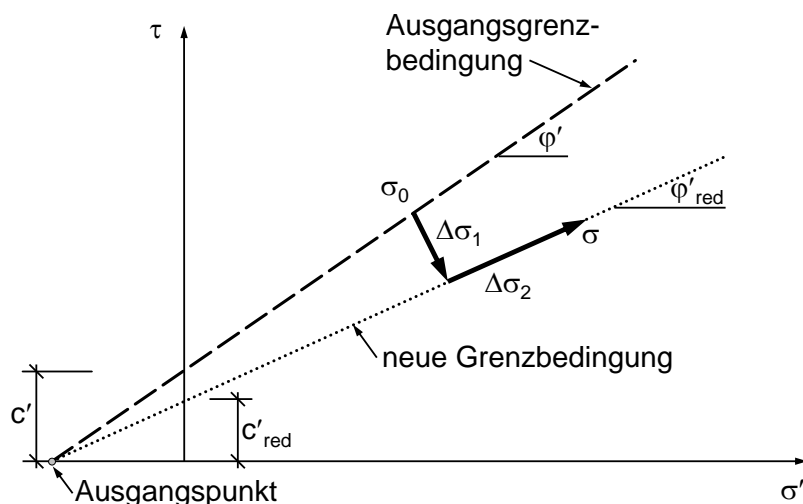


Abb. 5.14: Spannungsumlagerungen infolge der Reduktion der effektiven Scherparameter

Dabei entspricht  $\sigma_0$  einem Spannungszustand, welcher auf der Ausgangsgrenzbedingung liegt. Der Spannungszustand, der durch die Reduktion der Scherparameter hervorgerufen wird, liegt am Punkt  $\sigma$ , auf der neuen Grenzbedingung. Die Spannungsänderung  $\Delta\sigma_1$  entspricht dem kürzesten Abstand zwischen den beiden Grenzbedingungen, bezogen auf die Ausgangsspannung  $\sigma_0$ . Die Spannungsänderung  $\Delta\sigma_2$  (vgl. auch Gleichung (3.23)) verläuft entlang der neuen Grenzbedingung. Diese Anpassung wird erforderlich, um für den neuen Spannungszustand das Gleichgewicht wieder herzustellen.

Ab einem bestimmten Verhältnis zwischen den charakteristischen Scherparametern ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) und den reduzierten Größen ( $c'_{red}$ ,  $\varphi'_{red}$ ) sind keine weiteren Spannungsumlagerungen mehr möglich. Die Verformungen nehmen bei gleichbleibender Last kontinuierlich zu. Dieses Verhältnis definiert die Standsicherheit  $\eta$  der Tunnelortsbrust:

$$\eta = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan\varphi'}{c'_{red} + \sigma' \cdot \tan\varphi'_{red}} \tag{5.4}$$

Der oben definierte Zustand – bei dem keine weitere Spannungsumlagerung mehr möglich ist – wird über eine indirekte Verformungskontrolle (die so genannte Bogenlängenmethode) angenähert.



Sofern die Modellierung des Tunnelvortriebs über die in Abschnitt 5.3.3 angegebene Vortriebsstrecke gelingt, muss eine rechnerische Standsicherheit von größer – oder zumindest gleich – 1,0 vorliegen. Bei der Auswertung der Standsicherheit gilt in dieser Arbeit, dass die Ergebnisse mit einer Genauigkeit von 0,025 auf- oder abgerundet werden. Verhältnisse, bei denen der Tunnelvortrieb nicht über die vorgegebene Vortriebsstrecke modelliert werden kann, lassen sich nur bedingt auswerten. Fest steht, dass in diesen Fällen die numerisch ermittelte Standsicherheit unter 1,0 liegt. Es lassen sich aber keine Verformungsgrößen (Setzungen an der Geländeoberfläche, Volume loss,...) ermitteln, weswegen der Aussagegehalt hierbei nur gering ist.

Die Scherfestigkeit wird reduziert, bis sich auch nach Spannungsumlagerungen kein Gleichgewichtszustand mehr finden lässt. Entsprechend Gleichung (5.4) hängt die Standsicherheit im Bruchzustand nicht nur von den charakteristischen Scherparametern, sondern auch vom effektiven Spannungsniveau ab. Für ein hohes effektives Spannungsniveau kommt dem Reibungswinkel eine höhere Bedeutung zu als der Kohäsion. Bei niedrigen Spannungsniveaus verhält es sich genau umgekehrt.

Die vorab einer Standsicherheitsberechnung ermittelten effektiven Spannungen ergeben sich aus einem Wechselspiel aus Verformungen, Änderung der Porenwasserdrücke und dem Vortrieb der Tunnelortsbrust. Im Zuge der Reduktion der Scherparameter kann programmtechnisch festgelegt werden, ob eine Änderung der Porenwasserdrücke zugelassen wird (Berechnung unter Ansatz undrännierter Verhältnisse), oder ob dies ausgeschlossen werden soll (Berechnung unter Ansatz drännierter Verhältnisse). Die Reduktion der Scherparameter führt zu Verformungen, was – bei Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz undrännierter Verhältnisse – zu Änderungen bei den Porenwasserdrücken führt. Dadurch werden auch die effektiven Spannungen beeinflusst. Gegebenenfalls können daher nahe an der Grenzbedingung liegende, effektive Spannungsverhältnisse durch Änderung der Porenwasserdrücke ständig auf ein weniger kritisches Verhältnis ausgeglichen werden. Dies würde aber sehr kurze zu betrachtende Zeiträume bzw. sehr niedrige Durchlässigkeiten voraussetzen. Da hiervon aber nicht in jedem Fall ausgegangen werden kann, wurde für die nachfolgend dargestellten Untersuchungen die Änderung der Porenwasserdrücke unterbunden. Die berechneten Standsicherheiten liegen bei dieser Variante damit grundsätzlich auf der sicheren Seite.

Wie oben bereits ausgeführt wurde, hängt die Ortsbruststandsicherheit zum einen von den charakteristischen Scherparametern und andererseits vom effektiven Spannungsniveau an der Ortsbrust ab. Die effektiven Spannungen werden durch verschiedene Randbedingungen bestimmt. Neben dem – beispielhaft genannten – Tunneldurchmesser zählen hierzu insbesondere die Durchlässigkeit des Bodens und auch die charakteristischen Scherparameter. Es ist daher zu überprüfen, ob mit den nach der  $\varphi$ -c-Reduktion ermittelten Scherparametern überhaupt noch ein Gleichgewichtszustand erreicht werden kann, das heißt ein Tunnelvortrieb über die gesamte zu untersuchende Vortriebsstrecke abgebildet werden kann. Andererseits besteht auch die Möglichkeit, dass bei der Modellierung eines Tunnelvortriebs, bei dem reduzierte Scherparameter entsprechend dem Ergebnis der  $\varphi$ -c-Reduktion angesetzt werden, noch eine Standsicherheit  $\eta > 1$  ermittelt wird. Eine derart durchgeführte Überprüfung der Berechnungsergebnisse kann daher sowohl nach oben (sichere Seite) als auch nach unten (unsichere Seite) vom Ergebnis der  $\varphi$ -c-Reduktion abweichen. Zur Untersuchung dieser Fragestellung wird im nachfolgenden Abschnitt 5.6.2 eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit beschrieben.

### 5.6.2 $\chi$ -Reduktion

Die Vorgehensweise bei der  $\chi$ -Reduktion baut auf der in Abschnitt 5.6.1 beschriebenen  $\varphi$ - $c$ -Reduktion auf. Es werden sowohl die Kohäsion als auch der Reibungswinkel mittels desselben Faktors  $\chi$  reduziert (siehe Gleichung (5.5a) und (5.5b)), wobei für  $\chi$  Werte  $\geq 0$  in Ansatz gebracht werden.

$$c'_{\text{red}} = \frac{c'}{1 + \chi} \tag{5.5a}$$

$$\tan \varphi'_{\text{red}} = \frac{\tan \varphi'}{1 + \chi} \tag{5.5b}$$

Für den Sonderfall  $\chi = 0$  entsprechen die reduzierten Scherparameter gerade den charakteristischen Kennwerten.

Der wesentliche Unterschied zur  $\varphi$ - $c$ -Reduktion besteht darin, dass die charakteristischen Scherparameter nicht erst am Ende eines Rechenganges für die Berechnung der Standsicherheit reduziert werden. Vielmehr werden die Scherparameter bereits zur Bestimmung des Primärspannungszustands reduziert und der gesamte Tunnelvortrieb anschließend mit den reduzierten Parametern modelliert. Sofern sich der Tunnelvortrieb über die gesamte abzubildende Vortriebsstrecke berechnen lässt, wird der Faktor  $\chi$  erhöht und die vollständige Berechnung mit diesen neuen, reduzierten Scherparametern wiederholt. Der größte Wert für den Faktor  $\chi$ , bei dem sich für jede Berechnungsphase des Tunnelvortriebs noch ein Gleichgewichtszustand ermitteln lässt, definiert die Standsicherheit  $\eta_\chi$ . Dabei gilt folgender Zusammenhang:

$$\eta_\chi = 1 + \chi \tag{5.6}$$

Für höhere  $\chi$ -Werte ist davon auszugehen, dass auch die Verformungsgrößen zunehmen (siehe Abb. 5.15 am Beispiel des Volume loss  $V_L$ ). Die numerisch ermittelten Verformungsgrößen können gegebenenfalls als Indiz dafür verwendet werden, wie sehr die Standsicherheit der Ortsbrust bereits ausgenutzt ist.

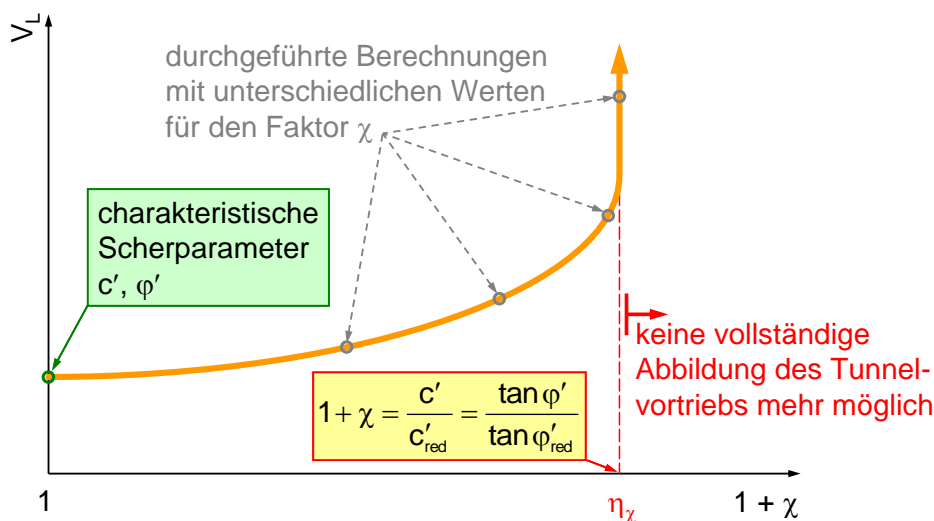


Abb. 5.15: Variation des Faktors  $\chi$  zur Ermittlung der Standsicherheit  $\eta_\chi$

Die Anpassung des Reibungswinkels über den Faktor  $\chi$  (siehe Gleichung (5.5b)) führt auch zu einer Korrektur des Seitendruckbeiwerts nach JAKY für den normalkonsolidierten Zustand. Um gleiche Ausgangsvoraussetzungen für die Tunnelvortriebe zu schaffen, wird bei der Ermittlung des Primärspannungszustands ein Seitendruckbeiwert  $K_0$  vorgegeben, der dem Seitendruckbeiwert  $K_{0,nc}$  für normalkonsolidierte Böden bei nicht vermindertem Reibungswinkel, das heißt bei  $\chi = 0$ , entspricht. Die Primärspannungszustände ergeben sich demnach unabhängig vom Wert  $\chi$ . Die Änderung der Scherfestigkeit wird erst im Rahmen von Spannungsumlagerungen infolge der Tunnelvortriebe berücksichtigt.

Durch Einführung des Faktors  $\chi$  und der damit verbundenen Definition der Standsicherheit wird versucht, die in Abschnitt 5.6.1 beschriebenen Unzulänglichkeiten bei der  $\varphi$ -c-Reduktion zu quantifizieren. Allerdings muss für jeden Wert  $\chi$  eine eigene und vollständige Berechnung des Tunnelvortriebs durchgeführt werden. Bei einer Rechenzeit von mehreren Tagen je Tunnelvortrieb ist diese Möglichkeit zur Bestimmung der Ortsbruststandsicherheit zur Zeit jedoch noch nicht für die praktische Anwendung einsetzbar.

## 5.7 Auswertung der Berechnungsergebnisse

### 5.7.1 Vorgehen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dargestellt. In erster Linie wird dabei der Einfluss der in Abschnitt 5.2 angeführten Bodenkennwerte (im Wesentlichen die Durchlässigkeit sowie die Scherfestigkeit des Untergrunds) auf die errechneten Verformungen und Standsicherheiten untersucht. Daneben wird auch der Einfluss der Tiefenlage des Tunnelvortriebs, der Lage des Grundwasserspiegels und – zumindest teilweise – einer oberflächennah vorhandenen Kiesschicht analysiert. Darauf aufbauend werden Beziehungen zwischen der Ortsbruststandsicherheit und den relevanten Verformungsgrößen – zum einen die Verformungen an der Ortsbrust und zum anderen der Volume loss an der Geländeoberfläche – abgeleitet und deren Bedeutung für die tunnelbautechnische Praxis dargestellt.

Dass die Standsicherheit der Tunnelortsbrust grundsätzlich eng mit den Verformungsgrößen verknüpft ist, ist beispielsweise aus LUNARDI (2000) bekannt. Von besonderem Interesse ist hier, ob sich ein entsprechender Zusammenhang auch unter Berücksichtigung zeitlicher Effekte abbilden lässt.

### 5.7.2 Einfluss der Durchlässigkeit

#### 5.7.2.1 Allgemeines

Wie eingangs qualitativ beschrieben, übt die Durchlässigkeit einen erheblichen Einfluss sowohl auf die Verformungen als auch auf die Standsicherheit aus. In diesem Abschnitt wird dieser Zusammenhang anhand der numerischen Untersuchungen auch in quantitativer Hinsicht dargelegt. Dazu werden zum einen die Verformungen im Bereich der Ortsbrust bzw. des Tunnelquerschnitts und zum anderen die Setzungen an der Geländeoberfläche berechnet und anschließend den numerisch ermittelten Ortsbruststandsicherheiten gegenübergestellt. Ein wesentliches Ziel dieses Abschnitts ist es, die Durchlässigkeitsbereiche zu identifizieren, bei welchen zutreffend vereinfacht mit undrännierten bzw. mit drännierten Verhältnissen gerechnet werden kann. Die hierfür überhaupt als

relevant angesehene Bandbreite der Durchlässigkeit wurde bereits in Abschnitt 5.2 diskutiert. Die Entwicklung der Verformungsgrößen und auch die Standsicherheit sind aufgrund der zeitlichen Effekte maßgeblich von den Porenwasserdruckänderungen abhängig. Neben der Darstellung der relevanten Verformungsgrößen und der Ortsbruststandsicherheit wird daher auch im Detail auf die Entstehung der Porenwasserdrücke eingegangen.

Beim im Modell verwendeten Boden handelt es sich um einen homogenen Ton. Die Tiefenlage der Tunnelachse entspricht dem 2-fachen des Tunneldurchmessers ( $z/D = 2$ ), der Grundwasserspiegel steht bei  $z_w/D = 1$  unter der Geländeoberfläche an.

### 5.7.2.2 Verformungen im Bereich des Tunnelquerschnitts

#### Horizontalverformungen längs der Tunnelachse:

In Abb. 5.16 sind die längs der Tunnelachse berechneten Horizontalverformungen des Betrachtungsquerschnitts (BQS) nach Vollendung des 8. Abschlagszyklus in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit dargestellt.

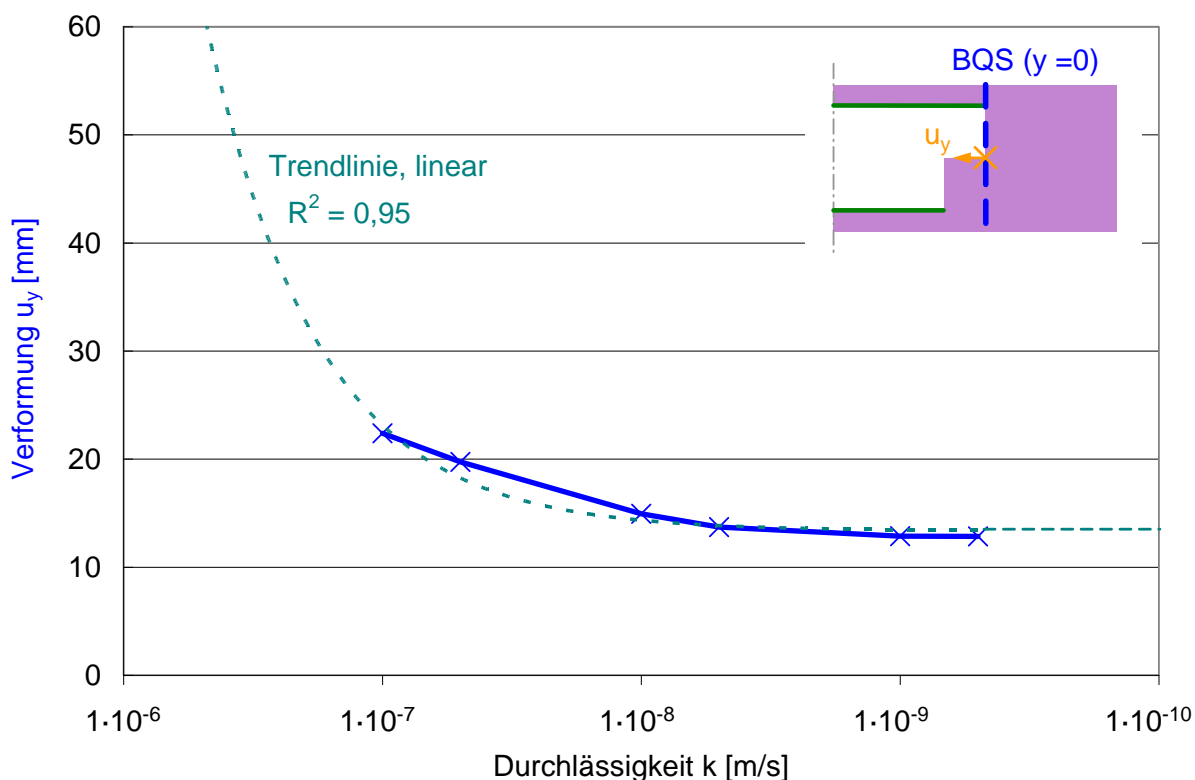


Abb. 5.16: Horizontalverformungen an der Ortsbrust des BQS, auf Höhe der Tunnelachse

Wie aus Abb. 5.16 ersichtlich, besteht zwischen der untersuchten Bandbreite der Durchlässigkeit  $k$  und den berechneten Horizontalverformungen  $u_y$  ein Zusammenhang, der mittels einer linearen Trendlinie gut angenähert werden kann. Für die lineare Trendlinie ergibt sich das Bestimmtheitsmaß zu  $R^2 = 0,95$ .

Aus der linearen Trendlinie können für eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s die Horizontalverformungen an der Ortsbrust in einer Größenordnung von deutlich über einem Dezimeter abgeschätzt werden. Anhand einer numerischen Berechnung lassen sich diese Verformungen aber aufgrund des Ungleichgewichts zwischen abtreibenden und rückhaltenden Kräften nicht mehr verifizieren. Ver-

formungen dieser Größenordnung würden in der Tunnelbaupraxis auf ein erhebliches Abfallen der Ortsbruststandsicherheit hinweisen. Allerdings wird man bereits aus der Erfahrung heraus keinen atmosphärischen Tunnelvortrieb im Grundwasser und einer Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s durchführen (vgl. ARZ et al. (1994)). Die Berechnungsergebnisse stimmen diesbezüglich mit den praktischen Erfahrungen überein.

Mit geringerer Durchlässigkeit nehmen die Verformungen an der Ortsbrust zwar ab, für eine Durchlässigkeit  $k \leq 1 \cdot 10^{-9}$  m/s jedoch in einem offensichtlich sehr geringen Umfang. In diesem Fall ist von näherungsweise undrännierten Verhältnissen auszugehen. Auch im vollkommen undrännierten Zustand wird durch den Tunnelvortrieb stets eine Entspannung an der Ortsbrust hervorgerufen, was zu Spannungsumlagerungen und damit zwangsläufig zu Verformungen führt. Die dabei ermittelten Verformungen sind nicht mehr auf den Einfluss der Durchlässigkeit, sondern allein auf die Scherfestigkeit des Bodens bei gegebenen geometrischen Randbedingungen, beispielsweise den Tunneldurchmesser und die Tiefenlage, zurückzuführen.

In Abb. 5.17 sind die Horizontalverformungen im Boden vor der Ortsbrust längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Abstand  $y$  zur Ortsbrust dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen nur für drei Durchlässigkeiten dargestellt. Diese Durchlässigkeiten unterscheiden sich jeweils um eine 10er-Potenz voneinander.

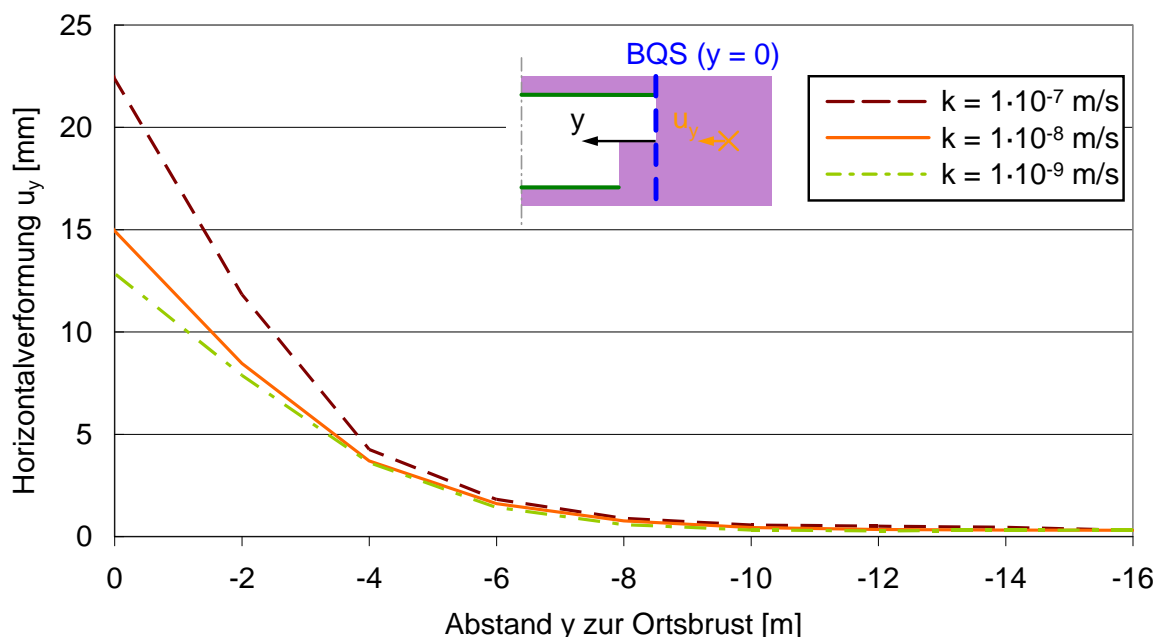


Abb. 5.17: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse

Anhand der Abb. 5.17 ist zu erkennen, dass ein Großteil der Horizontalverformungen in einem Bereich bis  $y \approx -4$  m vor der Ortsbrust entsteht. Dabei führt eine höhere Durchlässigkeit zu größeren Horizontalverformungen längs der Tunnelachse. Der Bereich der größten Verformungszunahmen kann durch eine Halbkugel angenähert werden, deren Radius der Hälfte des mittleren Tunneldurchmessers entspricht. Mit darüber hinausgehendem Abstand zur Ortsbrust nehmen die Verformungen gegen Null hin ab. Die absoluten Unterschiede in Bezug auf die Durchlässigkeit sind dabei nur noch sehr gering.

**Vertikalverformungen längs der Firste und Sohle:**

Im Gegensatz zu den oben dargestellten Horizontalverformungen werden die senkrecht zur Vortriebsrichtung entstehenden Verformungen im Bereich des Tunnelquerschnitts den nachfolgend berechneten Ortsbruststandsicherheiten nicht gegenübergestellt. In der Praxis ist eine Auswertung der zuletzt genannten Verformungsgrößen – aufgrund der Sicherung der Tunnelwandung mit Spritzbeton – kaum möglich, weswegen auch eine Gegenüberstellung mit der Ortsbruststandsicherheit nicht sinnvoll erscheint.<sup>10</sup>

Die senkrecht zur Vortriebsrichtung entstehenden Verformungsgrößen im Bereich des Tunnelquerschnitts beeinflussen allerdings die an der Geländeoberfläche auftretenden Setzungen, weswegen auf einige bemerkenswerte Zusammenhänge zwischen Durchlässigkeit des Untergrunds und Verformungen der Tunnelkontur eingegangen wird. Ähnlich den Horizontalverformungen an der Tunnelortsbrust verformen sich auch Punkte entlang der Tunnelkontur vor Einbau der Tunnelschale in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit. Beispielhaft sind in Abb. 5.18 die Vertikalverformungen längs der Firste und der Sohle nach dem 8. Abschlagszyklus (dabei erreicht die Kalotte den Betrachtungsquerschnitt) in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit und des Abstands y zur Ortsbrust dargestellt.

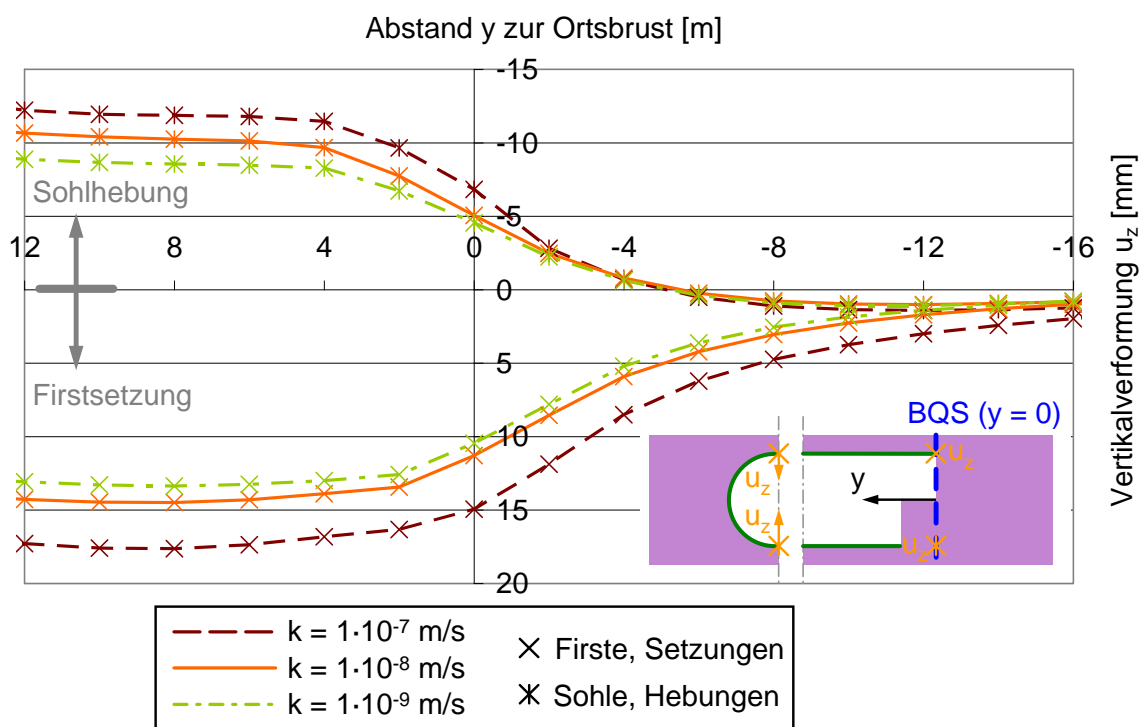


Abb. 5.18: Vertikalverformungen längs der Firste und Sohle

Längs der Sohle kommt es durch den Tunnelvortrieb im Wesentlichen zu Hebungen, längs der Firste zu Setzungen. Dabei eilen die Firstsetzungen den Sohlhebungen etwas weiter voraus. Etwa die Hälfte der Setzungen an der Firste entsteht in einem Bereich, der sich mehr als ca. 4 m vor der Ortsbrust befindet. In geringem Abstand hinter der Ortsbrust – und damit in etwa gleichzeitig mit dem Einbau der Tunnelschale in der Kalotte – sind die Maximalsetzungen zum größten Teil erreicht.

<sup>10</sup> Auf die Messung von Horizontalverformungen wird in Abschnitt 7 näher eingegangen.

Die Sohle beginnt sich demgegenüber erst kurz vor der Ortsbrust (in etwa ab  $y \approx -4$  m) in relevantem Umfang zu heben. Die Sohlhebungen nehmen hinter der Ortsbrust im Vergleich zu den Setzungen in der Firste etwas stärker zu. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Strosse der Kalotte um 2 m nachfolgt und es dadurch zu einem verzögerten Sohlschluss kommt. Die Verformungen der Sohle werden bis zur Fertigstellung des Sohlschlusses bei  $y = 2$  m durch den Stützkern behindert.

Die Tatsache, dass auch nach erfolgtem Sohlschluss die Hebungen im Sohlbereich noch zunehmen, lässt sich mit der geringen Steifigkeit der Tunnelchale im frisch eingebauten Zustand erklären. Berechnungen mit einer nach Einbau konstanten Steifigkeit der Tunnelchale von  $E = 25.000 \text{ MN/m}^2$  haben gezeigt, dass die Hebungen an der Sohle nach erfolgtem Sohlschluss in keinem nennenswerten Umfang mehr zunehmen (vgl. HÖFLE und FILLIBECK (2007)).

Nachfolgend wird der Zustand direkt vor Herstellung des Sohlschlusses etwas detaillierter betrachtet. Wie aus Abb. 5.18 zu erkennen war, nehmen mit größerer Durchlässigkeit die Hebungen im Sohlbereich zu. Der Einfluss der Durchlässigkeit (bzw. der Vortriebsgeschwindigkeit) auf die Verformungen des Stützkerns ergibt sich aus dem Vergleich der Abb. 5.19 mit der Abb. 5.20.

In Abb. 5.19 sind die totalen Verformungen (ohne Angabe der Richtung) im Bereich des Stützkerns für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  dargestellt.

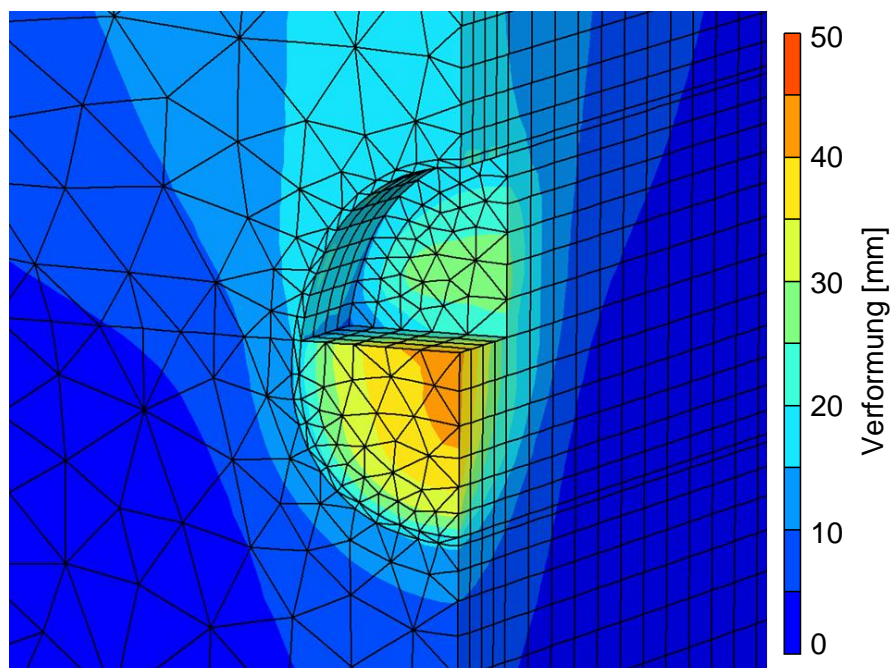


Abb. 5.19: Verformungen im Bereich des Stützkerns für  $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Unter den oben beschriebenen Randbedingungen lässt sich für jede Berechnungsphase dieses Tunnelvortriebs ein Gleichgewichtszustand ermitteln. Es ist daher grundsätzlich von einem Tunnelvortrieb unter stabilen Verhältnissen auszugehen.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden Elemente, die sich in Vortriebsrichtung hinter dem Stützkern befinden, nicht dargestellt. Anhand der farblichen Darstellung ist zu erkennen, dass die Verformungen im Wesentlichen im Bereich des Stützkerns bzw. im Nahbereich der Ortsbrust entstehen. Längs der Tunnelachse nehmen die Verformungen mit zunehmender Entfernung zur Ortsbrust ab. Dieses Ergebnis ist bereits aus Abb. 5.17 bekannt. Nach oben hin breiten sich die Verformungen ebenfalls aus. In Abhängigkeit von diversen geometrischen wie auch bodenmechani-

schen Kenngrößen – welche in den nachfolgenden Abschnitten noch im Detail diskutiert werden – zeichnen sich die zuletzt genannten Verformungen an der Geländeoberfläche durch die dort entstehende Setzungsmulde ab.

Unter der Annahme, dass eine höhere Durchlässigkeit mit einer entsprechend reduzierten Vortriebsgeschwindigkeit gleichgesetzt werden kann (siehe hierzu auch Abschnitt 5.7.2.6), wurde die Vortriebsgeschwindigkeit nach 8 Abschlagszyklen von  $v = 4$  m/d auf  $v = 0,4$  m/d reduziert. Vereinfacht ausgedrückt entspricht dies einer lokalen Erhöhung der Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s auf  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s im Bereich des Betrachtungsquerschnitts. Eine vollständige Modellierung des Tunnelvortriebs ist für eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s nicht möglich, da sich in diesem Fall nicht mehr für jede Berechnungsphase ein Gleichgewichtszustand bestimmen lässt. Für diese Randbedingungen wäre ein stabiler Tunnelvortrieb nicht mehr möglich.

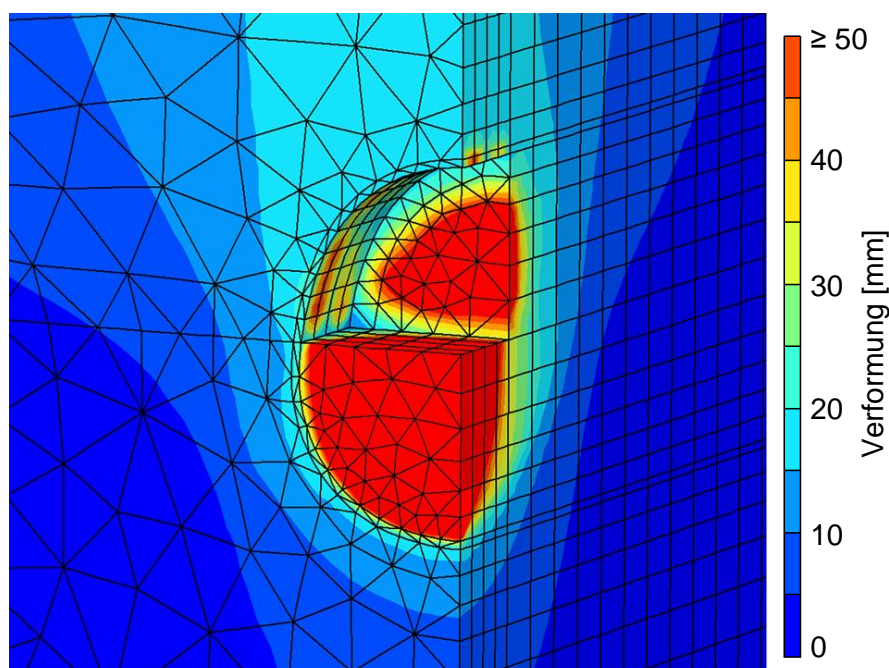


Abb. 5.20: Verformungen im Bereich des Stützkerns für  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s

Bei höherer Durchlässigkeit strömt mehr Wasser zur Ortsbrust, was sich in deutlich größeren Verformungen des Stützkerns widerspiegelt (siehe Abb. 5.20, rot hinterlegte Elemente). Insgesamt ist festzustellen, dass die Verformungen bei höherer Durchlässigkeit zunehmen und die Stabilität des Vortriebs tendenziell abnimmt. Bezüglich der detaillierten Beschreibung des Einflusses der Durchlässigkeit auf die Ortsbruststandsicherheit wird an dieser Stelle auf Abschnitt 5.7.2.4 verwiesen. Darüber hinaus ist als Fazit zur Vermeidung großer Verformungen zu ziehen, dass einem möglichst frühzeitigen Sohlschluss eine wesentliche Bedeutung zukommt.

### 5.7.2.3 Setzungen an der Geländeoberfläche

#### Längssetzungsmulde:

Oben wurde gezeigt, dass die Verformungen an der Ortsbrust maßgeblich von der Durchlässigkeit des Gebirges (und damit auch von der Vortriebsgeschwindigkeit) abhängen. Wie einführend bereits beschrieben, beeinflussen die im Bereich der Ortsbrust auftretenden Verformungen wiederum die Setzungen an der Geländeoberfläche. Es ist daher einfach nachzuvollziehen, dass die Durchlässigkeit des Gebirges einen wesentlichen Einfluss auf die Setzungen an der Geländeoberfläche hat. Zur ihrer Bestimmung muss das Modell ausreichend groß gewählt werden, so dass eine Beeinflus-



sung durch die Modellränder weitgehend ausgeschlossen werden kann. Für die step-by-step-Modellierung des Tunnelvortriebs kann die an der Geländeoberfläche errechnete Setzungsmulde infolge eines einzelnen Abschlagszyklus ausgewertet werden. In Abb. 5.21 ist diese Auswertung für den 9. Abschlagszyklus dargestellt. Für diesen Abschlagszyklus weist die Ortsbrust den größten Abstand zum vorderen und hinteren Modellrand auf.

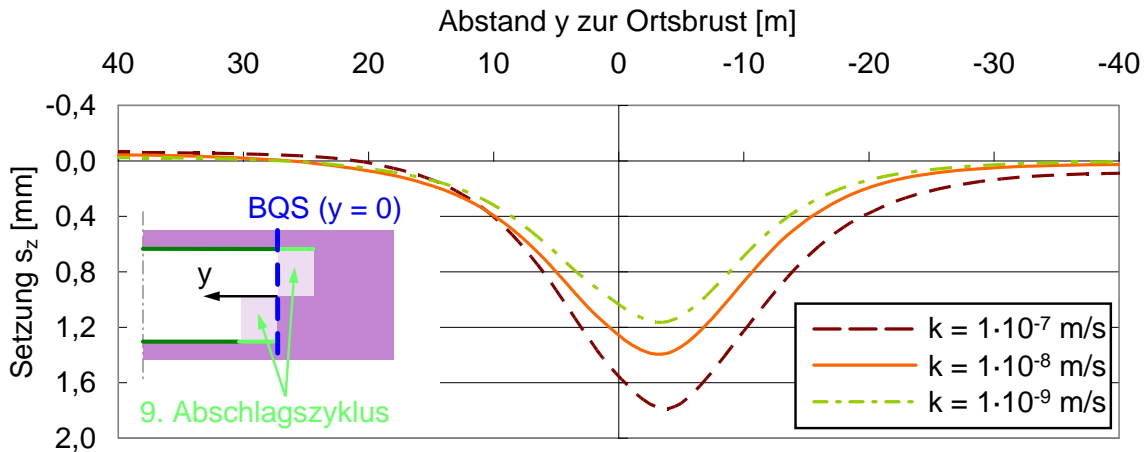


Abb. 5.21: Längssetzungsmulde infolge des 9. Abschlagszyklus

Anhand Abb. 5.21 ist zu erkennen, dass die Differenz zwischen den einzelnen Längssetzungsmulden hinter der Ortsbrust deutlich geringer ist als im Bereich vor der Ortsbrust. Die Maximalsetzungen treten für die drei dargestellten Fälle nicht direkt oberhalb der Ortsbrust auf, sondern jeweils einige Meter vor der Ortsbrust. Dies kann auf den horizontalen Verformungsanteil  $u_y$  an der Ortsbrust in Richtung des Tunnelhohlraums zurückgeführt werden. In qualitativer Hinsicht deckt sich dies auch mit den Ergebnissen von NG und LEE (2005), welche ebenfalls festgestellt hatten, dass die Setzungen zu einem überwiegenden Teil vor der Ortsbrust entstehen.

Entsprechend der in Abschnitt 5.3.3 beschriebenen Möglichkeit zur Auswertung des steady-state zeigt sich, dass beide Bedingungen für die nachfolgend dargestellten Ergebnisse ausreichend gut erfüllt sind (siehe Abb. 5.22 und Abb. 5.23).

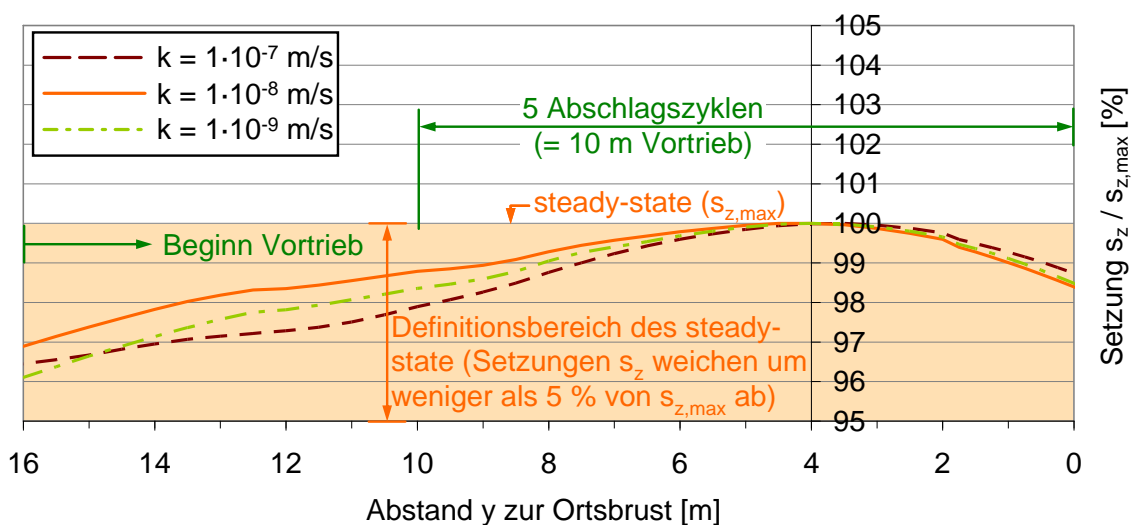


Abb. 5.22: Relative Änderung beim Setzungsverlauf nach 16 Abschlagszyklen

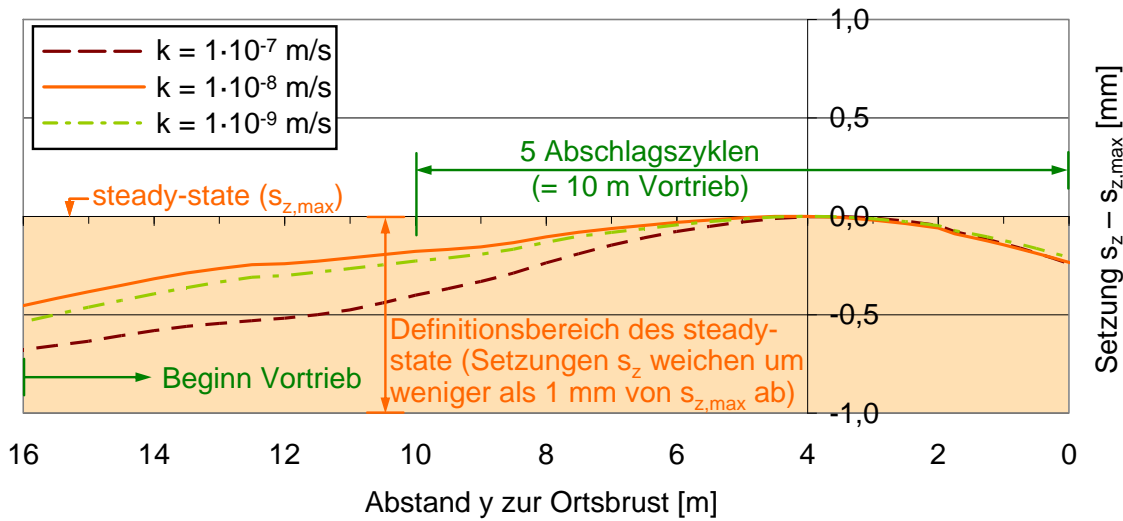


Abb. 5.23: Absolute Änderung beim Setzungsverlauf nach 16 Abschlagszyklen

Auch für die anderen berechneten, hier nicht dargestellten Durchlässigkeiten sind die Bedingungen in gleicher Weise erfüllt. Die sich aus den 16 Abschlagszyklen ergebenden Längssetzungsmulden für drei untersuchte Durchlässigkeiten sind in Abb. 5.24 dargestellt.

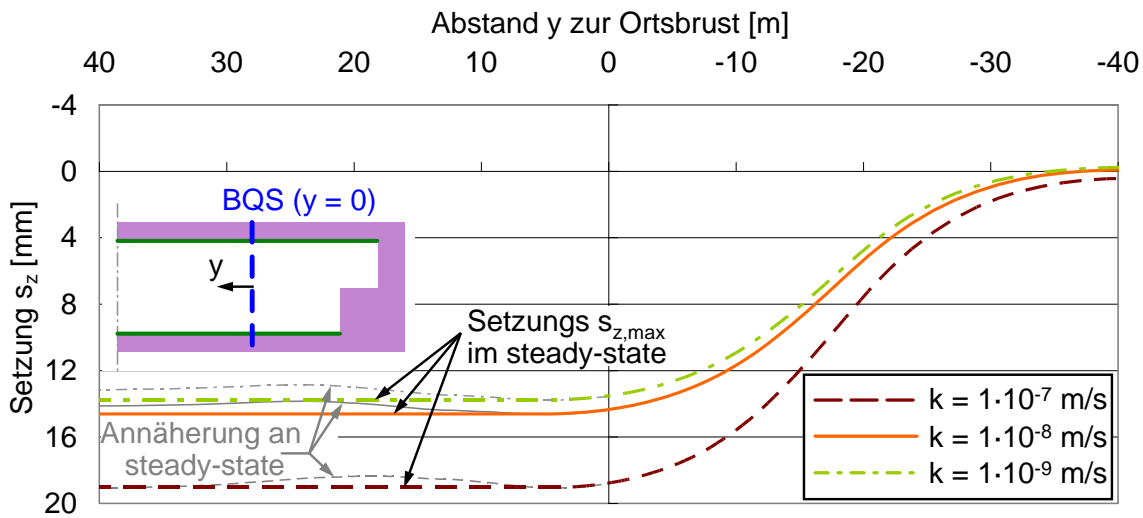


Abb. 5.24: Längssetzungsmulde nach 16 Abschlagszyklen

Im vorderen Modellbereich muss sich der Längssetzungsverlauf, wie auch aus Abb. 5.22 und Abb. 5.23 ersichtlich, erst dem steady-state annähern. In Abb. 5.24 ist diese Annäherung durch die grau dargestellten Längssetzungsverläufe wiedergegeben. Für die nachfolgenden Auswertungen ist die Annäherung an den steady-state nicht weiter von Interesse. Stattdessen wird ausgehend vom vorderen Modellrand, bis etwa zum Betrachtungsquerschnitt BQS, ausschließlich die Setzung  $s_{z,max}$  des steady-state angesetzt. In Abb. 5.24 ist diese Vereinfachung durch die dunkelrote, orange und gelbgrüne Längssetzungsmulde wiedergegeben. Die bei der Annäherung an den steady-state vorhandenen Abweichungen zur Setzung  $s_{z,max}$  sind zu gering, um einen feststellbaren Einfluss auf die Interpretation der Ergebnisse zu haben. Die Messgenauigkeit bei der geodätischen Vermessung von Setzungsmulden liegt in derselben Größenordnung wie die absoluten Abweichungen infolge

der oben dargestellten Annäherung. Die oben beschriebene Vereinfachung kann demnach ohne relevante Verschlechterung der Auswertegenauigkeit vorgenommen werden.

**Quersetzungsmulde:**

Die durch den Tunnelvortrieb entstehenden Setzungen weisen quer zur Vortriebsrichtung einen Verlauf auf, der in der Literatur häufig durch eine Normalverteilung nach Gauß angenähert wird (SCHMIDT (1969), PECK (1969)). Die verwendeten Parameter zur Beschreibung der Quersetzungsmulde wurden in Abschnitt 2.1 erläutert.

Die Symmetrieachse des Setzungsverlaufs befindet sich direkt oberhalb der Tunnelachse, an diesem Punkt treten demnach auch die maximalen Setzungen  $s_{z,max}$  auf. Für die drei oben verwendeten Durchlässigkeiten sind die Setzungsverläufe im Endzustand in nachfolgender Abb. 5.25 dargestellt.

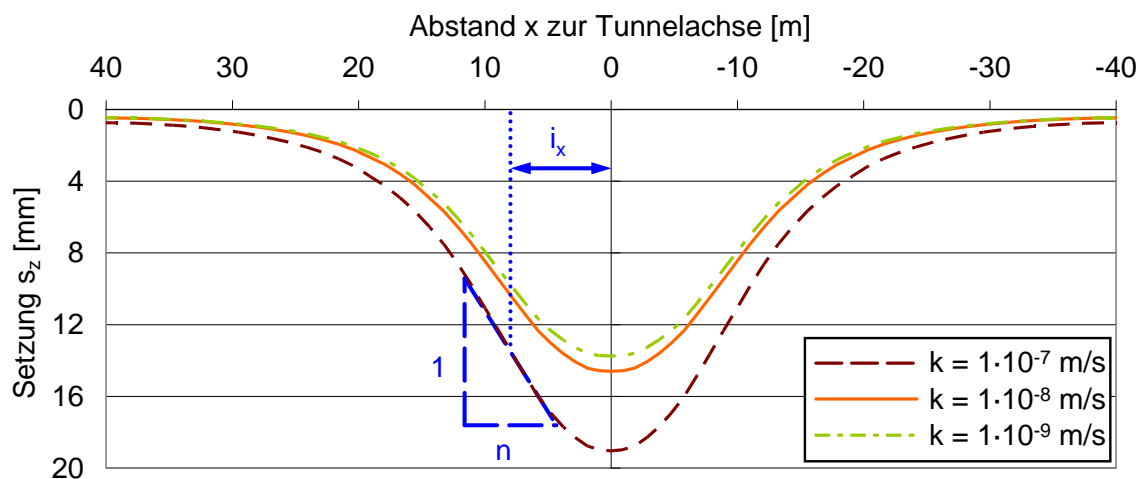


Abb. 5.25: Quersetzungsmulden im Endzustand

Eine hohe Durchlässigkeit führt zu größeren Verformungen im Bereich des Tunnelhohlraums und damit erwartungsgemäß zu größeren Oberflächensetzungen im Endzustand. Der Abb. 2.2 entsprechend, müssen die maximalen Setzungen quer zur Tunnelachse mit den nahe des Betrachtungsquerschnitts BQS errechneten, maximalen Setzungen längs des Tunnelvortriebs übereinstimmen.

Die Setzungen nehmen zu den beiden seitlichen Modellrändern hin ab, wobei anhand der Kurvenverläufe deutlich wird, dass die Modellabmessungen zur Auswertung der Oberflächensetzungen ausreichend groß gewählt wurden.

Bestimmung des Volume loss

Der zur Bestimmung des Volume loss  $V_L$  erforderliche Volumenverlust  $\Delta V$  an der Geländeoberfläche<sup>11</sup> wird anhand der Abb. 5.25 durch Integration des Flächeninhalts der Quersetzungsmulde bis zu den beiden seitlichen Modellrändern hin bestimmt (Definitionen siehe Abb. 2.3). Die Volumenverluste  $\Delta V$  sowie die auf das theoretisch erforderliche Ausbruchsvolumen  $V_A$  bezogenen Volumenverluste  $V_L (= \Delta V / V_A)$  sind in nachfolgender Tab. 5.5 angegeben.

<sup>11</sup> Der Volume loss  $V_L$  wie auch der Volumenverlust  $\Delta V$  sind immer auf die Geländeoberfläche bezogen. Im Bereich des Tunnelquerschnitts wird im Rahmen dieser Arbeit kein Volumenverlust ermittelt und ausgewertet.

Durchlässigkeit	Volumenverlust	Volume loss
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	$\Delta V = 0,51$ m <sup>3</sup> /m	$V_L = 1,41$ %
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s	$\Delta V = 0,39$ m <sup>3</sup> /m	$V_L = 1,06$ %
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s	$\Delta V = 0,36$ m <sup>3</sup> /m	$V_L = 1,00$ %

Tab. 5.5: Volumenverlust und Volume loss in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit

Zwischen einer Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s nimmt der Volumenverlust  $\Delta V$  und damit auch der Volume loss  $V_L$  deutlich ab. Für eine Durchlässigkeit  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s sind dann offensichtlich nur noch geringe Unterschiede vorhanden. Dies lässt sich durch die näherungsweise undrännierten Verhältnisse bei sehr geringen Durchlässigkeiten erklären. In diesen Fällen führt auch die Betrachtung einer noch geringeren Durchlässigkeit zu keinen kleineren Verformungen mehr, wodurch sich auch der Volume loss nicht mehr nennenswert ändert.

#### Ermittlung der Wendepunktabstände

Die Breite der Setzungsmulde wird durch den Wendepunktabstand  $i_x$  – also den Ort der größten Tangentenneigung – definiert. Die berechneten Wendepunktabstände  $i_x$  sind in nachfolgender Tab. 5.6 angegeben.

Durchlässigkeit	Wendepunktabstand
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	$i_x = 8,4$ m
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s	$i_x = 8,4$ m
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s	$i_x = 9,4$ m

Tab. 5.6: Wendepunktabstände in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit

Die Wendepunktabstände quer zur Tunnelachse sind vom Betrag her ähnlich, wobei die Berechnung für die geringste Durchlässigkeit einen etwas höheren Wendepunktabstand ergibt. Dabei ist zu beachten, dass die Auswertung nur an diskreten Punkten (= Knoten) erfolgen kann und dementsprechend mit einer gewissen Ungenauigkeit behaftet ist. Die diskreten Punkte weisen an der Oberfläche des Modells einen durchschnittlichen Abstand untereinander von etwas mehr als 1 m auf. Die Genauigkeit zur Ermittlung des Wendepunkts liegt demnach in etwa derselben Größenordnung. Als Fazit bleibt festzuhalten, dass die Durchlässigkeit – auf die hier angesetzten Randbedingungen bezogen – keinen eindeutig erkennbaren Einfluss auf den Wendepunktabstand hat.

#### Auswertung der Tangentenneigung

Am Wendepunkt weist die Tangentenneigung den größten Wert auf. Allgemein bekannt ist, dass Setzungen zu Schäden an Bauwerken führen können. Ein wesentliches Kriterium ist dabei oft der Betrag der Tangentenneigung. Mit größerer Maximalsetzung  $s_{z,max}$  und kleinerem Wendepunktabstand  $i_x$  wird die Setzungsmulde steiler. Die Tangentenneigung  $1/n$  wird dadurch größer und dementsprechend auch kritischer hinsichtlich von Setzungsschäden.

In Abb. 5.26 sind die Tangentenneigungen  $1/n$  für die in Abb. 5.25 abgebildeten Quersetzungsmulden dargestellt. In der Tunnelbaupraxis wird oftmals und pauschal eine Tangentenneigung von

größer 1/500 als kritisch für Setzungsschäden angesehen. In nachfolgender Abb. 5.26 ist diese Grenze durch die horizontal verlaufende rote Gerade dargestellt.

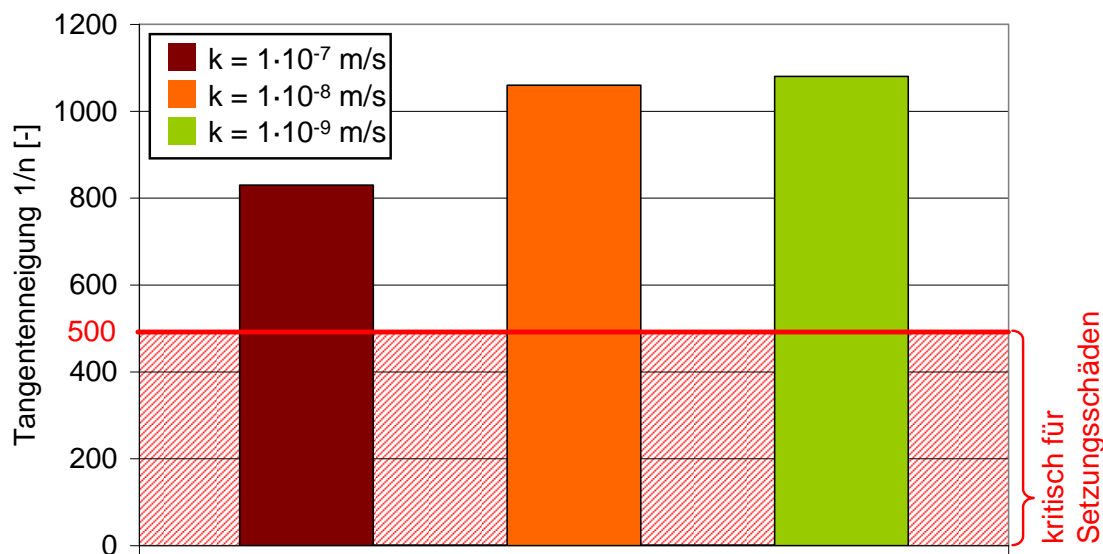


Abb. 5.26: Tangentenneigung in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass eine höhere Durchlässigkeit eine steilere Setzungsmulde und somit auch eine kritischere Tangentenneigung hervorruft. Dabei unterscheiden sich die numerisch ermittelten Tangentenneigungen der Durchlässigkeiten  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s nur geringfügig voneinander. Für die größte, hier untersuchte Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s steigt die Tangentenneigung allerdings deutlich an. Dies lässt sich bereits aus den maximalen Setzungen ablesen (vgl. hierzu Abb. 5.25).

Allgemein bleibt festzuhalten, dass eine höhere Durchlässigkeit zu größeren Maximalsetzungen führt, was – gleiche Wendepunktabstände  $i_x$  vorausgesetzt – die Tangentenneigung erhöht. Bezogen auf die in der Literatur oftmals als kritisch angesehene Tangentenneigung von größer 1/500, ist die hier untersuchte Durchlässigkeitsbandbreite unter den eingangs erwähnten Randbedingungen (Tiefenlage, Grundwasserspiegel, Bodenkennwerte,...) aber als unkritisch zu beurteilen.

#### 5.7.2.4 Standsicherheit der Ortsbrust

Im Bereich vor der Ortsbrust kann sich ausgehend von der bereits eingebauten Spritzbetonschale ein tragfähiges Gewölbe in Längsrichtung des Tunnels einstellen. Innerhalb dieses Gewölbes werden die abtreibenden Kräfte einerseits durch die vorhandene Scherfestigkeit des Bodens aufgenommen. Außerdem kann ein Teil der abtreibenden Kräfte durch eine entsprechende Reduktion der Porenwasserdrücke aufgenommen werden. Sofern eine Kompensierung dieses Anteils der abtreibenden Kräfte durch eine Porenwasserdruckveränderung nicht mehr möglich ist, tritt ein Versagen der Ortsbrust auf. Die Porenwasserdruckänderungen haben dementsprechend einen maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung. Einleitend werden daher die Entwicklung der Porenwasserdrücke wie auch die durch den Tunnelvortrieb bedingte Grundwasserströmung vor der Ortsbrust dargestellt und ihre Bedeutung erläutert.

In Abb. 5.27 ist die durch den Tunnelvortrieb hervorgerufene Porenwasserdruckänderung auf Höhe der Tunnelachse dargestellt. Die Änderung der Porenwasserdrücke  $\Delta u$  ist dabei dem Abstand  $y$  der

Ortsbrust zum Betrachtungsquerschnitt gegenübergestellt. Für die Darstellung wurden die drei in Abb. 5.17 bereits verwendeten Durchlässigkeiten ausgewählt. Nahe der Ortsbrust reduzieren sich die stationären Porenwasserdrücke um die Änderungen  $\Delta u$ , wobei in keinem der drei dargestellten Fälle ein Porenwasserunterdruck entsteht (im Primärspannungszustand herrscht auf Höhe der Tunnelachse ein Porenwasserdruck von  $68 \text{ kN/m}^2$ ). Eine Änderung der Porenwasserdrücke ist unabhängig vom Grad der Dränage nur so weit zulässig, wie sie den maximal zulässigen Porenwasserunterdruck von  $100 \text{ kN/m}^2$  nicht überschreitet („cavitation cut-off“, siehe Abschnitt 5.4.1). Nachdem die Ortsbrust den Betrachtungsquerschnitt vollständig passiert hat, fallen die Porenwasserdrücke auf Null ab (dieser Bereich ist in Abb. 5.27 nicht dargestellt).

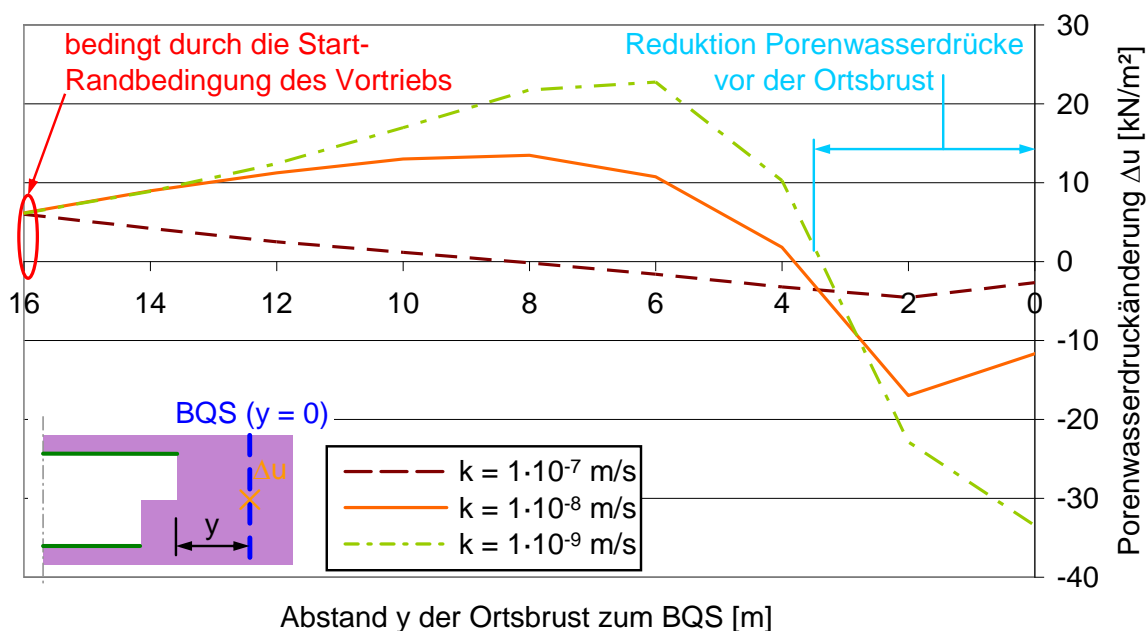


Abb. 5.27: Porenwasserdruckänderung auf Höhe der Tunnelachse des Betrachtungsquerschnitts BQS, in Abhängigkeit vom Abstand der Ortsbrust und der Durchlässigkeit

Eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  führt erwartungsgemäß zu keiner nennenswerten Änderung der Porenwasserdrücke, da entsprechend Abb. 5.1 von einem dränierten Zustand ausgegangen werden kann. Demgegenüber werden die Porenwasserdrücke bei einer Durchlässigkeit von beispielsweise  $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  in wesentlich größerem Umfang verändert. Wie oben bereits beschrieben wurde, ist hierbei näherungsweise von undränierten Verhältnissen auszugehen. In geringem Abstand vor der Ortsbrust ( $y < 4 \text{ m}$ ) nehmen die Porenwasserdrücke für kleine Durchlässigkeiten signifikant ab, da Wasser weniger schnell zur Ortsbrust nachfließen kann, um die dort vorhandene – durch die Entspannung der Ortsbrust hervorgerufene – Porenwasserdruckänderung auszugleichen. Der Bereich, in welchem die Porenwasserdruckänderung ein negatives Vorzeichen aufweist, kann näherungsweise durch den mittleren Radius des Tunnelquerschnitts beschrieben werden. In der räumlichen Darstellung entspricht dies in etwa einer Halbkugel, deren Grundfläche sich direkt an der Ortsbrust befindet.

Demgegenüber treten mit größerem Abstand zur Ortsbrust sogar positive Porenwasserdruckänderungen auf, was der allgemeinen Erwartungshaltung widersprechen könnte. Dieses Phänomen kann allerdings auf die Wirkung des von der Ortsbrust ausgehenden Druckgewölbes zurückgeführt

werden. Die Gewölbewirkung führt lokal zu zusätzlichen Druckspannungen im Gebirge, was die Porenwasserdrücke – wie aus Abb. 5.27 ersichtlich – erhöht.

Als Fazit aus den obigen Ergebnissen bleibt festzuhalten, dass eine geringere Durchlässigkeit die Porenwasserdrücke an der Ortsbrust in größerem Umfang reduziert und damit grundsätzlich eine höhere stabilisierende Wirkung hervorruft. Dies spiegelt sich auch in den geringeren Horizontalverformungen direkt an der Ortsbrust wider (vgl. Abb. 5.16). Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen werden weiter unten in diesem Abschnitt vorgestellt.

Neben der Aufnahme von abtreibenden Kräften hat die Reduktion der Porenwasserdrücke vor der Ortsbrust eine weitere, ebenfalls ganz wesentliche Wirkung auf die Ortsbruststandsicherheit – nämlich die Beeinflussung der abtreibenden Kräfte an sich. Dieser Effekt wird im Folgenden anhand eines Strömungsnetzes näher erläutert. Betrachtet wird ein Tunnelvortrieb im homogenen Untergrund unter atmosphärischen Bedingungen. Vor dem Auffahren des Tunnels weisen alle Grundwasserteilchen, unabhängig von ihrer spezifischen Lage, dasselbe Potential auf.

Potential = Energiehöhe + Druckhöhe + Geschwindigkeitshöhe

$$\Phi = h_z + h_p + h_v = -z - \frac{\sigma_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2 \cdot g} \tag{5.7}$$

Dabei kann die Geschwindigkeitshöhe aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Lockergesteins vernachlässigt werden (siehe auch Abschnitt 3.5). Durch den Tunnelvortrieb entsteht eine Potentialdifferenz, welche eine zur Ortsbrust gerichtete Strömung erzeugt. In nachfolgender Abb. 5.28 ist ein mögliches, stark vereinfachtes Potential- und Stromliniennetz dargestellt, welches aus der numerischen Berechnung eines Tunnelvortriebs abgeleitet wurde und hinsichtlich einiger Randbedingungen Vereinfachungen aufweist. So wurde auf die skizzenhafte Einbeziehung einer kurz voraus-eilender Kalotte sowie des Grundwassersunks aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet.

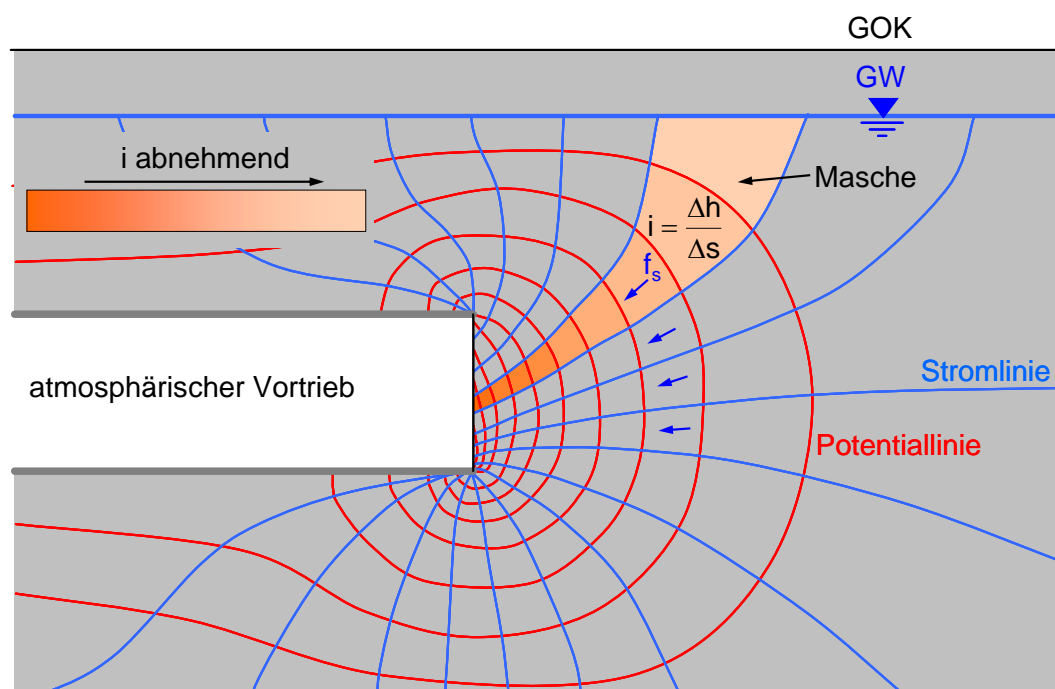


Abb. 5.28: Potential- und Stromliniennetz im Bereich vor der Ortsbrust

Das in Abb. 5.28 dargestellte Potentialliniennetz ergibt sich unabhängig von der Durchlässigkeit des Untergrunds. Das hydraulische Gefälle  $i$  nimmt zur Ortsbrust hin zu, da sich die Potentiallinien in diesem Bereich verdichten.

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s} \tag{5.8}$$

Dabei stellt  $\Delta h$  die Potentialdifferenz und  $\Delta s$  den Fließweg eines Wasserteilchens innerhalb einer einzelnen Masche dar.

Durch die zum Tunnel gerichtete Strömung entstehen in Abhängigkeit von der Potentialdifferenz, bzw. dem in Abb. 5.28 schematisch dargestellten hydraulischen Gefälle  $i$ , in allen Maschen Strömungskräfte  $f_s$ .

$$f_s = i \cdot \gamma_w \quad \text{mit} \quad \gamma_w \dots \text{Wichte des Wassers} \tag{5.9}$$

Diese Strömungskräfte reduzieren als abtreibende Kräfte die Standsicherheit der Ortsbrust. Die absolute Strömungskraft  $S$  ergibt sich dabei aus der Summe der einzelnen Strömungskräfte  $f_s$ , multipliziert mit dem spezifischen Volumen der Masche.

In gering durchlässigen Böden führt die Entspannung der Ortsbrust und das daraus resultierende Verformungsbild zu einer Reduktion der Porenwasserdrücke im Bereich vor der Ortsbrust. Wie aus Abb. 5.29 anhand der verdichteten Potentiallinien einige Meter vor der Ortsbrust zu erkennen ist, treten die maximalen Strömungskräfte  $f_s$  hierbei nicht direkt vor der Ortsbrust auf, sondern sind um einige Meter weit in das Gebirge verschoben. Das bedeutet, dass die destabilisierende Wirkung der Strömungskräfte durch die Verformungen an der Ortsbrust nicht verschwindet, sondern lediglich über einen bestimmten Zeitraum hinweg in einen etwas weniger kritischen Bereich verschoben wird.

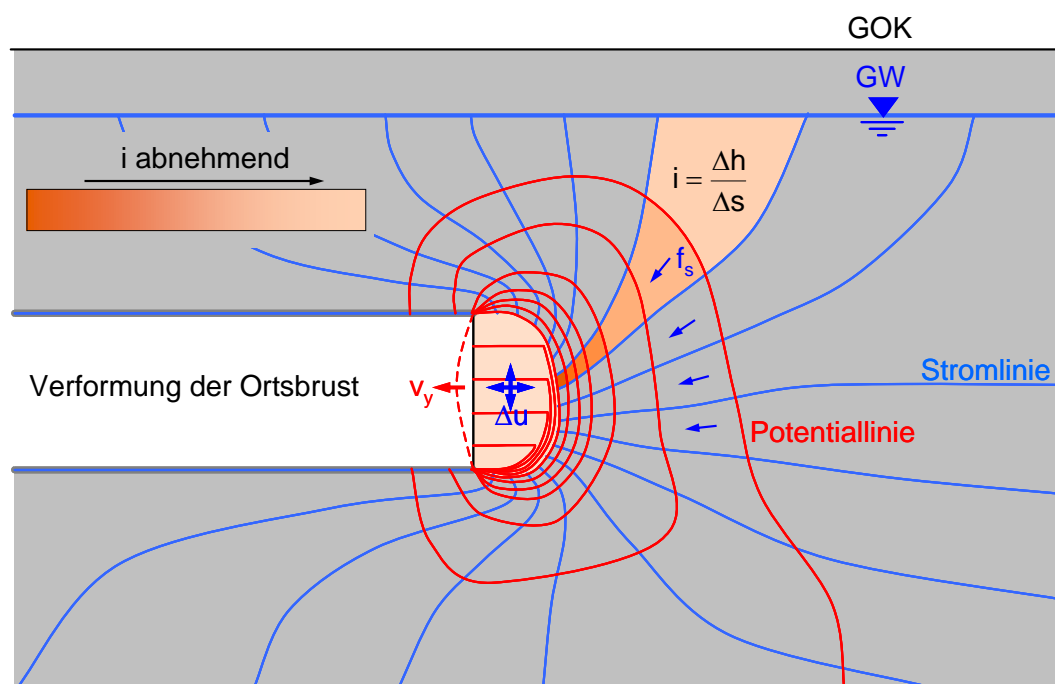


Abb. 5.29: Abbau der Strömungskräfte durch Verformung der Ortsbrust



Aufgrund der geringen Durchlässigkeit strömt nur sehr wenig Wasser in Richtung des Tunnelhohlraums nach. Die reduzierten Porenwasserdrücke im Bereich vor der Ortsbrust bleiben damit einige Zeit lang bestehen. Dadurch nimmt auch die Summe der relevanten Strömungskräfte  $f_s$  direkt vor der Ortsbrust über einen entsprechenden Zeitraum hinweg ab. Gegenüber dem unverformten Zustand erhöht sich damit auch die Ortsbruststandsicherheit. Langfristig gesehen führt auch ein geringer Wasserzufluss je Zeiteinheit zu immer größeren Verformungen und damit, in Abhängigkeit von der Duktilität des Bodens, früher oder später zu einem Verlust der Stabilität. Dieses Verhalten kann als Übergang von undrainierten Verhältnissen hin zu vollständig drainierten Verhältnissen verstanden werden. Da der Tunnelvortrieb jedoch voranschreitet, ist die Ortsbruststandsicherheit in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen Gebirgsdurchlässigkeit und Vortriebsgeschwindigkeit gegenüber dem langfristigen Zustand erhöht.

In Abb. 5.30 ist die Standsicherheit der Tunnelortsbrust in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit dargestellt, wobei der Einfluss des Grundwassers – entsprechend den obigen Erläuterungen – deutlich in Erscheinung tritt.

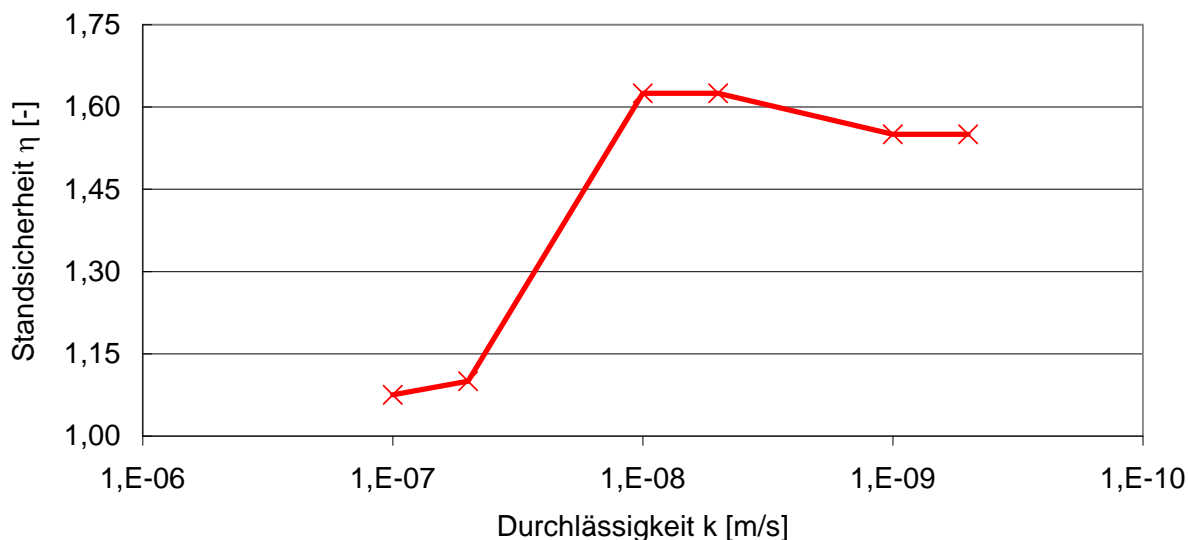


Abb. 5.30: Standsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit

Für eine Durchlässigkeit von  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s kann die Standsicherheit  $\eta$  als näherungsweise konstant und unabhängig von  $k$  angesehen werden. Die Standsicherheit schwankt unter den gegebenen Randbedingungen nur in geringem Umfang um einen Betrag von  $\eta = 1,6$ . Für eine Durchlässigkeit von  $k > 1 \cdot 10^{-8}$  m/s nimmt die Standsicherheit deutlich ab und liegt für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s nur noch geringfügig über 1,0. Aufgrund des verhältnismäßig stark nachströmenden Wassers können in diesen Fällen die abtreibenden Kräfte nicht in nennenswertem Umfang durch eine Porenwasserdruckänderung kompensiert werden. Die Gefahr des Versagens der Tunnelortsbrust ist hierbei entsprechend hoch. Beim zuletzt genannten Ergebnis wäre bei der praktischen Anwendung besondere Vorsicht geboten. Die durchgeführten Berechnungen gehen von idealen Verhältnissen – wie zum Beispiel eine konstante Vortriebsgeschwindigkeit und in sich homogene Bodenschichten – aus. Dies wird in der Realität allerdings nur sehr selten der Fall sein. Übliche Schwankungen bei der Vortriebsgeschwindigkeit oder auch in den gering durchlässigen Tonen eingeschlossene Sandlinsen könnten dazu führen, dass die Standsicherheit so weit reduziert wird, dass ein Versagen eintritt.

Das scheinbar geringfügige Abfallen der Standsicherheit bei einer Durchlässigkeit von  $k < 5 \cdot 10^{-9}$  m/s ist wahrscheinlich auf die numerische Genauigkeit unter den gegebenen Randbedingungen zurückzuführen. Wie in Abschnitt 3.6 gezeigt, hängt der so genannte kritische Zeitschritt – und damit die Genauigkeit der berechneten Porenwasserdrücke – im Wesentlichen von der Durchlässigkeit des Bodens ab. Bei konstanter Vortriebsgeschwindigkeit nimmt die Genauigkeit des numerischen Ergebnisses mit geringerer Durchlässigkeit ab.

Für den undränierten Zustand kann die Standsicherheit in Anlehnung an die Erkenntnisse von BROMS und BENNERMARK (siehe Abschnitt 2.3) überprüft werden. Bei den hier dargestellten Berechnungen steht keine Belastung  $q$  an der Geländeoberfläche an und es ist auch kein Stützdruck  $p_a$  vorhanden. Dadurch vereinfacht sich die Gleichung (2.9) wie folgt:

$$N_c \cdot c_u = \gamma \cdot z \quad (5.10)$$

Zur Bestimmung der Standsicherheit  $\eta$  kann die Gleichung (5.10) folgendermaßen umformuliert werden:

$$N_c \cdot \frac{c_u}{\eta} = \gamma \cdot z \rightarrow \eta = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z} \quad (5.11)$$

Für eine Überdeckungshöhe  $H = 1,5 \cdot D$  (folgt aus  $z/D = 2$ ) und eine relative Abschlagslänge  $d/D = 0,15$  (mit  $d = 1$  m, entspricht der ungestützten Abschlagslänge der Kalotte) kann die Stabilitätszahl  $N_c \approx 7$  ermittelt werden (siehe Abb. 2.20, nach KIMURA und MAIR (1981)).

Die undränierete Scherfestigkeit  $c_u$  kann entsprechend Gleichung (5.12) bestimmt werden:

$$c_u = c' \cdot \cos \varphi' + \sin \varphi' \cdot \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) = 25 \cdot \cos 25 + \sin 25 \cdot \frac{1}{2} \cdot (180 + 70) = 75 \text{ kN/m}^2 \quad (5.12)$$

Die effektiven Scherparameter sind dabei aus Tab. 5.3 bekannt. Demgegenüber ergeben sich die effektiven Spannungen in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen und vom Tunnelvortrieb. Hierzu werden aus der Modellierung des Tunnelvortriebs mittlere Werte für  $\sigma'_1$  und  $\sigma'_3$  innerhalb eines definierten Bereichs bestimmt. Dieser wird durch die oben beschriebene Halbkugel definiert, deren Grundfläche sich direkt an der Ortsbrust befindet.

Die in Anlehnung an BROMS und BENNERMARK ermittelte Standsicherheit für die undränierten Verhältnisse ergibt sich damit zu:

$$\eta = \frac{7 \cdot 75}{21 \cdot 13,6} = 1,8 \quad (5.13)$$

Unter Berücksichtigung einer gewissen Ungenauigkeit bei der Ermittlung der effektiven Spannungen, liefert dieses Ergebnis eine insgesamt gute Übereinstimmung mit der numerisch ermittelten Standsicherheit  $\eta = 1,6$ .

#### **Plastische Zone im Bereich der Ortsbrust:**

Die Standsicherheit der Ortsbrust kann über das Verhältnis zwischen der Scherfestigkeit des Bodens und des vorhandenen Spannungszustands beschrieben werden. Wird die maximal mögliche Scherfestigkeit – definiert über die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb – eines Bodenteilchens erreicht, so spricht man hierbei von einem Plastifizieren. Die Größe der plastischen Zone vor der

Ortsbrust ermöglicht demnach Rückschlüsse bezüglich des Ausnutzungsgrads der Scherfestigkeit und damit auch der Standsicherheit. In nachfolgender Abb. 5.31 sind die plastischen Zonen vor der Ortsbrust für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  wie auch für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  dargestellt. Ausgewertet wurde dabei jene Vortriebsphase, die der Berechnung der Ortsbruststandsicherheit vorangeht. Die Ortsbrust steht in diesem Fall direkt am Betrachtungsquerschnitt BQS an.

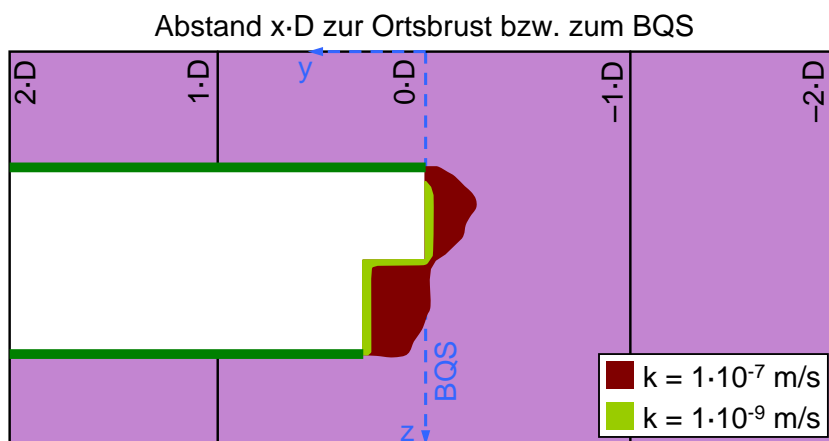


Abb. 5.31: Plastische Zonen vor der Ortsbrust

Mit höherer Durchlässigkeit nimmt die Standsicherheit der Ortsbrust ab (siehe Abb. 5.30). Gleichzeitig kann festgestellt werden, dass sich die Zone vor der Ortsbrust, in welcher der Boden plastifiziert, vergrößert. Wie oben beschrieben, strömt in diesem Fall mehr Wasser der Ortsbrust zu, wodurch die reduzierten Porenwasserdrücke schneller ausgeglichen werden. Nahe der Ortsbrust resultieren daraus so lange effektive Spannungsumlagerungen, bis es zum Plastifizieren des Bodens kommt. Nachdem sich der Boden in einem bestimmten Bereich plastisch verhält, können keine darüber hinausgehenden Spannungen mehr aufgebracht werden. In dieser Zone ist die Standsicherheit lokal vollständig ausgenutzt. Dadurch müssen die geometrisch nächstgelegenen Bereiche für die Spannungsumlagerung mit herangezogen werden. Je höher die Durchlässigkeit des Bodens, desto schneller läuft dieser Vorgang ab und umso größere plastische Zonen ergeben sich. Infolgedessen nimmt die gesamte Ortsbruststandsicherheit – wie oben gezeigt – ab.

### 5.7.2.5 Zusammenhänge zwischen Standsicherheit und Verformungen

In den obigen Abschnitten wurde dargelegt, dass sowohl die Standsicherheit, aber auch die Verformungen an der Ortsbrust maßgeblich von der Durchlässigkeit abhängen. Es erscheint daher nahe liegend, dass auch zwischen der Standsicherheit und den Verformungsgrößen ein gut korrelierender Zusammenhang besteht.

Nachfolgend werden allerdings nicht die längs der Tunnelachse, aus den ersten acht Abschlagszyklen kumulierten, Horizontalverformungen  $u_y$  am Betrachtungsquerschnitt BQS ausgewertet, sondern nur die Verformungsanteile  $du_y$  aus einem einzigen Abschlagszyklus. Für diese Auswertung wird der 9. Abschlagszyklus verwendet, bei dem der Tunnelvortrieb bis 2 m hinter den Betrachtungsquerschnitt vorgetrieben wird. Am Ort der Auswertung ergeben sich dabei die größten Verformungen  $du_y$  infolge eines einzigen Abschlagszyklus. Diese Art der Auswertung folgt aus der oben gewonnenen Erkenntnis, dass der Großteil der Horizontalverformungen nahe der Ortsbrust entsteht. Zudem wird in Abschnitt 7 ein noch recht neuartiges Messprinzip vorgestellt, bei dem le-

diglich die Verformungen eines Abschlagszyklus aufgezeichnet und ausgewertet werden. Damit wird auch ein direkter Vergleich der hier dargestellten Berechnungsergebnisse mit zukünftigen Messungen von Tunnelvortrieben ermöglicht.

Für eine Durchlässigkeit von  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s ist die Standsicherheit in etwa konstant bei  $\eta \approx 1,6$ . Gleichzeitig treten an der Ortsbrust auch nur geringe Verformungen  $du_y$  von kleiner ca. 8 mm auf. Für eine über  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s hinausgehende Durchlässigkeit des Bodens nehmen die Verformungen infolge eines einzelnen Abschlagzyklus in nennenswertem Umfang zu, während analog hierzu die Standsicherheit der Tunnelortsbrust deutlich abnimmt (siehe Abb. 5.32).

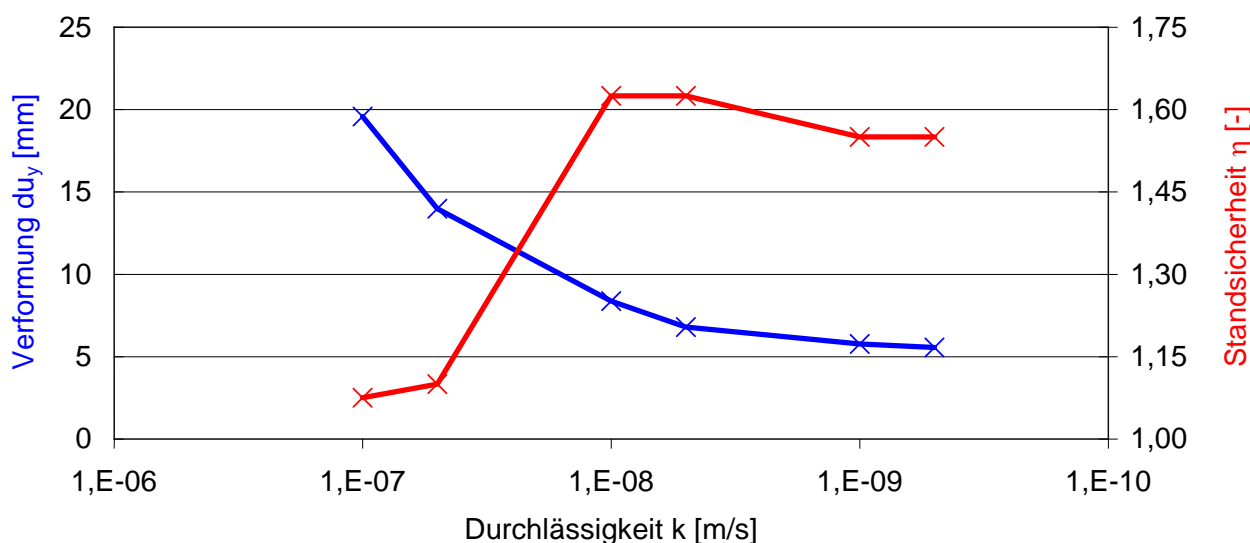


Abb. 5.32: Standsicherheit und Verformung an der Ortsbrust infolge eines Abschlagszyklus

In gleicher Weise lässt sich auch die Standsicherheit dem an der Geländeoberfläche ermittelten Volume loss gegenüberstellen (siehe Abb. 5.33). Die Ergebnisse sind grundsätzlich mit jenen aus Abb. 5.32 vergleichbar, wobei die Tendenzen hinsichtlich des Volume loss  $V_L$  etwas weniger stark ausgeprägt sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass ein nennenswerter Anteil der Horizontalverformungen  $u_y$  bzw.  $du_y$  in einem Gewölbe nahe der Ortsbrust entsteht (vgl. Abb. 5.17). Durch den fortschreitenden Tunnelvortrieb werden diese Horizontalverformungen aber eben nur zum Teil bis zur Geländeoberfläche hin übertragen.

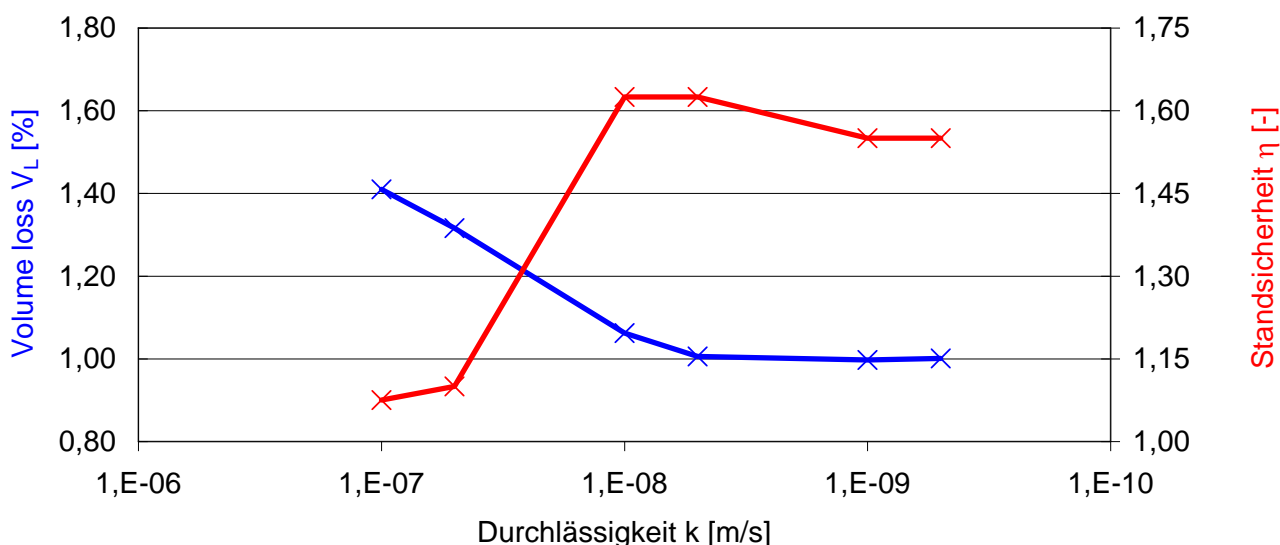


Abb. 5.33: Standsicherheit und Volume loss

Eine erste Einordnung dieser Ergebnisse ist durch einen Vergleich mit den Erkenntnissen von SHIN und POTTS (2002) möglich (vgl. Abschnitt 2.2).

Zur Bestimmung des Zeitfaktors  $T_v$  muss zunächst der Steifemodul  $E_{oed}$  für die kompressive Belastung ermittelt werden. Auf Höhe der Tunnelachse herrscht im Primärspannungszustand eine effektive Vertikalspannung  $\sigma_1' = 217,6 \text{ kN/m}^2$  vor. Durch Einsetzen der effektiven Vertikalspannung in Gleichung (3.113) ergibt sich der Erstbelastungsmodul  $E_{oed}$  auf Höhe der Tunnelachse zu:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cot \varphi' - \sigma_1'}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m = 60.000 \cdot \left( \frac{25 \cdot \cot 25 + 217,6}{25 \cdot \cot 25 + 100} \right)^{0,4} \approx 75.000 \text{ kN/m}^2 \quad (5.14)$$

Bei dem abgebildeten Tunnelvortrieb handelt es sich um einen zyklischen Vortrieb, die Zeit  $t$  wird dementsprechend mit der Dauer eines Abschlagszyklus von  $t = 0,5 \text{ d} (= 43.200 \text{ s})$  angesetzt. Der Dränweg  $z_D$  wird mit der Tiefe der Tunnelachse unterhalb des Grundwasserspiegels ( $= 6,8 \text{ m}$ ) veranschlagt. Der Zeitfaktor  $T_v$  ergibt sich, nach Einsetzen der bekannten Größen in Gleichung (5.15), in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit  $k$  als einziger Variablen.

$$T_v = \frac{t \cdot c_v}{z_D^2} = \frac{43.200 \cdot 7.500 \cdot k}{6,8^2} \approx 7 \cdot 10^6 \cdot k \quad \text{mit} \quad c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} = \frac{k \cdot 75.000}{10} = 7.500 \cdot k \quad (5.15)$$

Für  $T_v < 0,01$  ergibt sich den Untersuchungen von SHIN und POTTS zufolge näherungsweise ein konstanter Volume loss. Die Bedingungen während des Tunnelvortriebs können in diesen Fällen als undräniert bezeichnet werden. Entsprechend den nach Gleichung (5.15) ermittelten Verhältnissen, trifft dies für eine Durchlässigkeit von  $k < 1,4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  zu. Die in Anlehnung an SHIN und POTTS ermittelte Durchlässigkeit stimmt damit gut mit den Ergebnissen der Abb. 5.32 und Abb. 5.33 überein. Geringfügige Abweichungen lassen sich auf unterschiedliche Rahmenbedingungen bei den Untersuchungen von SHIN und POTTS sowie den hier dargestellten Berechnungen zurückführen. Darüber hinaus ist zu beachten, dass den oben angeführten Berechnungen (siehe Gleichung (5.14) und Gleichung (5.15)) einige Vereinfachungen zugrunde liegen. Beispielhaft sei hier der Ansatz eines konstanten Steifemoduls während des Tunnelvortriebs genannt.

Eine obere Grenze des Volume loss, wie sie von SHIN und POTTS für dränierte Verhältnisse angegeben wurde, kann im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen nicht so anschaulich abgeleitet werden, da bei einer entsprechend großen Durchlässigkeit keine hinreichend hohe Stabilität mehr gegeben ist. Unter Berücksichtigung der oben beschriebenen Eingangsgrößen, wäre die Grenze zu den dränierten Bedingungen hin in etwa für eine Durchlässigkeit von  $1,4 \cdot 10^{-7}$  m/s zu erwarten. Dies deckt sich sehr gut mit den Angaben, die in Abschnitt 5.2 aus den Erkenntnissen von ANAGNOSTOU (1995) abgeleitet wurden. Für die zuletzt genannte Literaturangabe würden bei einer konstanten Vortriebsgeschwindigkeit von  $v = 4$  m/d und einer Durchlässigkeit von ca.  $1,7 \cdot 10^{-7}$  m/s dränierte Verhältnisse vorliegen.

Diese Grenze, hin zu den dränierten Bedingungen, lässt sich im Rahmen dieser Arbeit aus den oben genannten Gründen nicht direkt bestätigen. Allerdings ist in Abb. 5.32 und Abb. 5.33 ein näherungsweise S-förmiger Kurvenverlauf der Standsicherheit zu erkennen. Für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s lässt sich der Tunnelvortrieb numerisch noch abbilden. Die Standsicherheit  $\eta$  ist dabei etwas größer als 1. Für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s ist die Simulation des Tunnelvortriebs unter den gegebenen Randbedingungen nicht mehr möglich. Die Standsicherheit ist in diesem Fall kleiner als 1. Gleichzeitig muss davon ausgegangen werden, dass im Bereich zwischen  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s die Verformungen an der Ortsbrust in erheblichem Umfang zunehmen (vgl. Abb. 5.16). Die von SHIN und POTTS sowie von ANAGNOSTOU angegebenen Verhältnisse spiegeln sich somit in den oben dargestellten Diagrammen der Abb. 5.32 und Abb. 5.33 wider.

Als Zwischenfazit bleibt festzuhalten, dass die aus der Literatur bekannten Grenzen zu den undrännierten bzw. dränierten Bedingungen hin mit den hier vorgestellten numerischen Untersuchungen gut übereinstimmen.

#### 5.7.2.6 Verhältnis zwischen Durchlässigkeit und Vortriebsgeschwindigkeit

Oben wurde bereits angesprochen, dass eine Erhöhung der Vortriebsgeschwindigkeit mit einer entsprechenden Reduktion der Durchlässigkeit gleichgesetzt wird. Bei einem konstanten Verhältnis zwischen Vortriebsgeschwindigkeit und Durchlässigkeit müssten demnach auch die Verformungsgrößen und die Standsicherheit den gleichen Betrag aufweisen. Dies wird anhand des nachfolgend angeführten Vergleichs belegt. Hierbei wird für die oben genannten Randbedingungen zum einen eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s herangezogen. Dieser wird eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s gegenübergestellt, bei der allerdings die Vortriebsgeschwindigkeit um den Faktor 100 verringert ist. Die Vortriebsgeschwindigkeit  $v$  beträgt in letzterem Fall 0,04 m/d. Das Verhältnis  $v/k$  ist damit für beide Fälle gleich groß.

Einige relevante Berechnungsergebnisse sind in Tab. 5.7 vergleichend gegenübergestellt.

Ergebnis	$k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ $v = 4 \text{ m/d}$	$k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ $v = 0,04 \text{ m/d}$
$du_y \text{ [mm]}$	19,6	19,6
$s_{z,\max} \text{ [mm]}$	19,0	18,7
$i \text{ [m]}$	8,4	8,4
$n \text{ [-]}$	830	840
$V_L \text{ [%]}$	1,41	1,38
$\eta \text{ [-]}$	1,08	1,10

Tab. 5.7: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse bei konstantem Verhältnis zwischen Durchlässigkeit und Vortriebsgeschwindigkeit

Es ergeben sich lediglich geringfügige Abweichungen, welche auf die Genauigkeit bei der Modellierung und der Auswertung zurückgeführt werden können. Damit bestätigt sich bei Vergleich der Berechnungsergebnisse die Annahme, dass eine Verringerung der Durchlässigkeit einer entsprechenden Erhöhung der Vortriebsgeschwindigkeit entspricht.

### 5.7.2.7 Unterschiedliche Durchlässigkeiten in horizontaler und vertikaler Richtung

Aufgrund ihrer Sedimentationsgeschichte weisen horizontal geschichtete, feinkörnige Böden in horizontaler Richtung häufig eine deutlich größere Durchlässigkeit auf als in der vertikalen. Bei den bisher dargestellten Berechnungen wurde von einer isotropen Durchlässigkeit ausgegangen. Der Einfluss einer richtungsabhängigen (d. h. anisotropen) Durchlässigkeit wird nachfolgend anhand eines weiteren Berechnungsbeispiels aufgezeigt. Die anderen Randbedingungen entsprechen den oben gemachten Ausführungen. In vertikaler Richtung wird die Durchlässigkeit mit  $k_v = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  angesetzt, in horizontaler beträgt sie  $k_h = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  (in horizontaler Richtung ist die Durchlässigkeit um den Faktor 100 größer als in vertikaler).

In Abb. 5.34 sind die Horizontalverformungen an der Ortsbrust für anisotrope bzw. isotrope Durchlässigkeitsverhältnisse vergleichend gegenübergestellt.

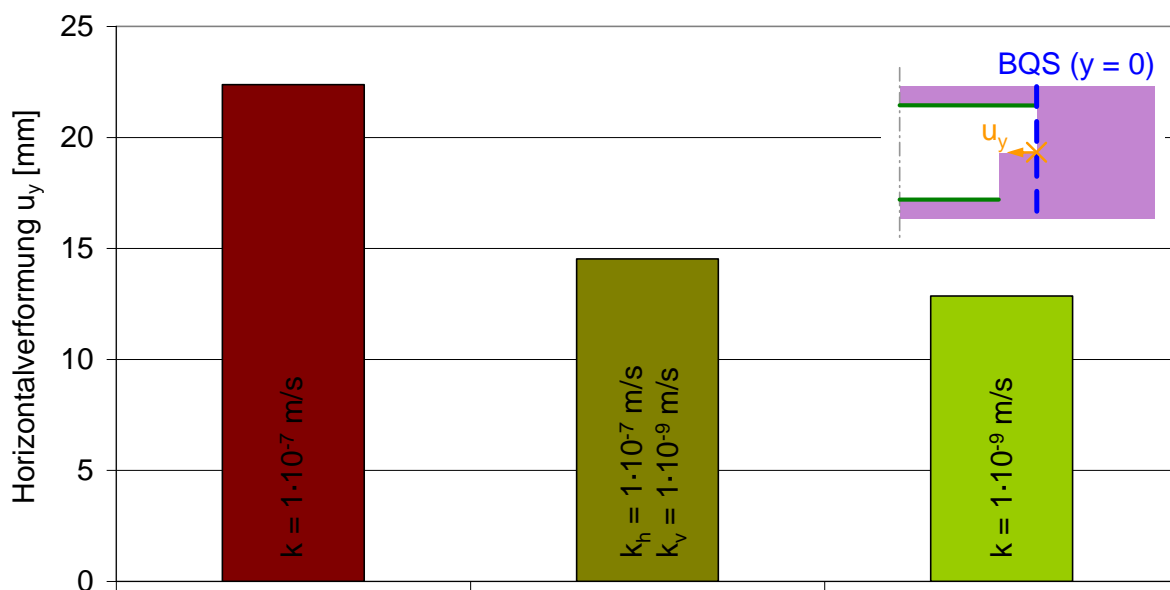


Abb. 5.34: Horizontalverformungen an der Ortsbrust des Betrachtungsquerschnitts

Das Ergebnis zeigt, dass sich bei der Berechnung mit der anisotropen Durchlässigkeit der vertikale Durchlässigkeitsanteil dominierend für die Horizontalverformungen auswirkt. Dieses Ergebnis mag auf den ersten Blick verwundern, da zunächst einmal davon auszugehen wäre, dass die Horizontalverformungen maßgeblich durch die Durchlässigkeit in horizontaler Richtung bestimmt werden. Allerdings ist zu beachten, dass ein Vortrieb mit einer kurz vorseilenden Kalotte simuliert wird. Der vorhandene Stützkern wirkt in diesem Fall den zum Tunnelhohlraum gerichteten Verformungen entgegen. Wie in Abb. 5.19 bereits dargestellt wurde, führt eine isotrope Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  zu großen Verformungen innerhalb des Stützkerns (das aus Abb. 5.19 bekannte Ergebnis ist in Abb. 5.35a nochmals dargestellt). Im Vergleich dazu führt die Berücksichtigung der anisotropen Durchlässigkeit – aufgrund der relativ geringen Durchlässigkeit in vertikaler Richtung – zu geringeren Gesamtverformungen des Stützkerns (siehe Abb. 5.35b).

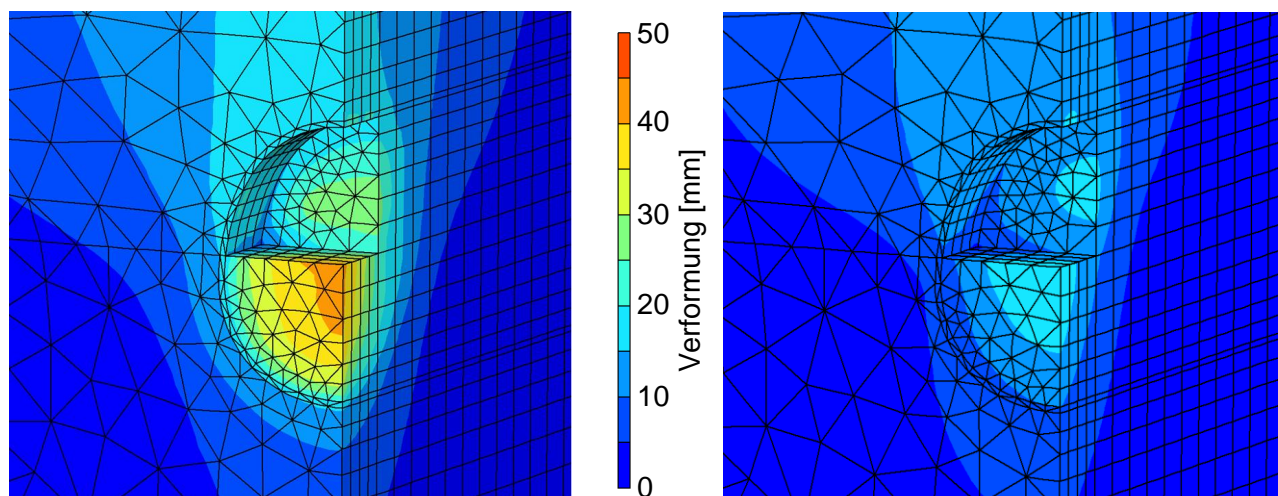


Abb. 5.35a und b: Verformungen im Bereich des Stützkerns für isotrope wie auch anisotrope Durchlässigkeitsverhältnisse

Daraus folgt eine größere rückhaltende Wirkung des Stützkerns, was auch die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in positiver Weise beeinflusst.



In Hinblick auf die Oberflächensetzungen zeigt sich das zu erwartende Ergebnis. Die für die anisotrope Durchlässigkeit berechnete Setzungsmulde liegt zwischen jenen Ergebnissen für isotrope Durchlässigkeitsverhältnisse von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s. Auch in diesem Fall überwiegt bei der richtungsabhängigen Durchlässigkeit der Einfluss der vertikalen Durchlässigkeitskomponente (siehe Abb. 5.36).

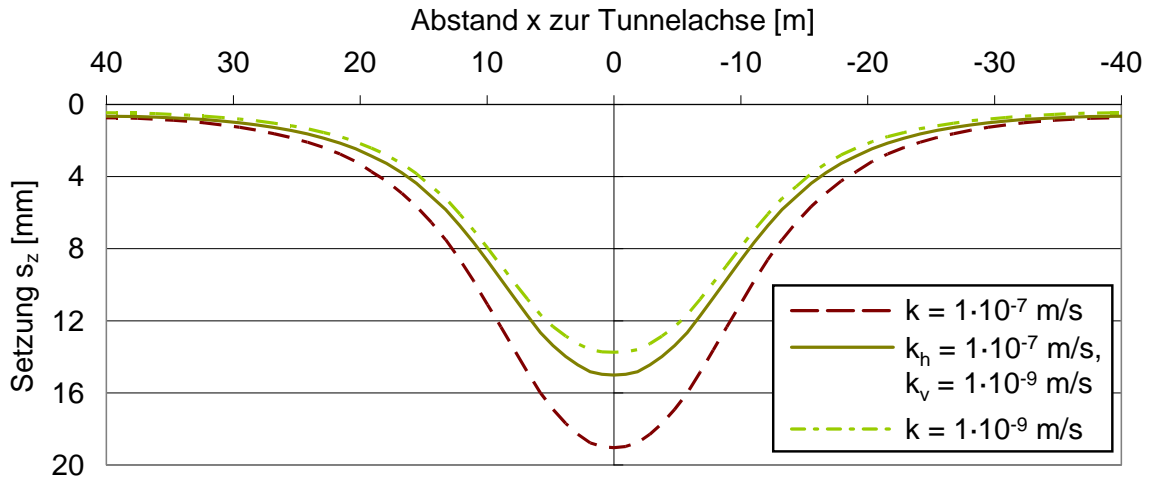


Abb. 5.36: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit von anisotropen bzw. isotropen Durchlässigkeitsverhältnissen

Eine geringere vertikale Durchlässigkeit führt – wie oben erläutert – zu reduzierten Verformungen des Stützkerns und damit zu einer Erhöhung der rückhaltenden Wirkung. Die Standsicherheit wird davon ebenfalls in positiver Weise beeinflusst. Die Berücksichtigung einer von der Richtung abhängigen Durchlässigkeit führt auch bei der Auswertung der Ortsbruststandsicherheit zu einem Ergebnis, welches sich zwischen den beiden Durchlässigkeiten  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s einordnen lässt (siehe Abb. 5.37). Der dargestellte Volume loss  $V_L$  bringt keine neuen Erkenntnisse, er leitet sich direkt aus der Quersetzungsmulde ab.

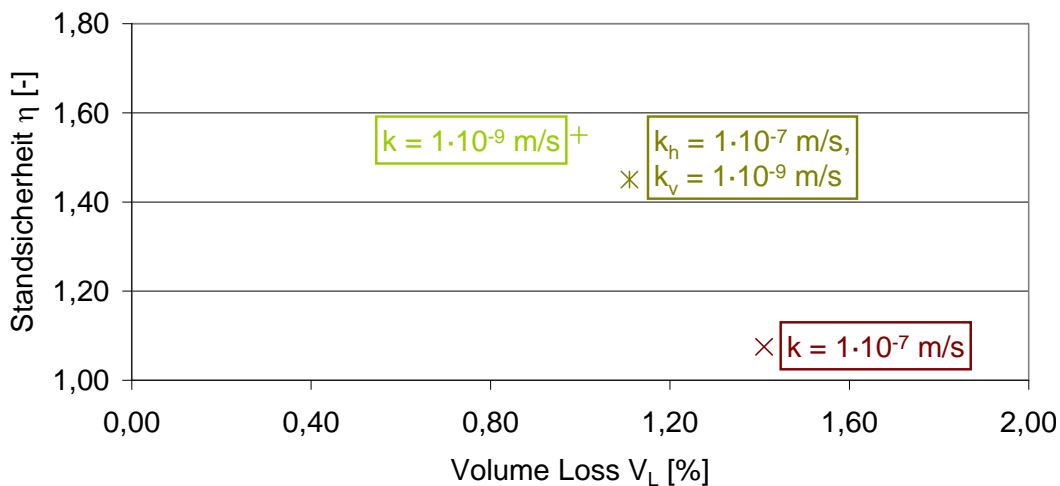


Abb. 5.37: Einfluss der richtungsabhängigen Durchlässigkeit auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss

Es zeigt sich, dass die Anisotropie der Durchlässigkeit einen feststellbaren Einfluss auf die Verformungen wie auch auf die Standsicherheit hat. In dem hier dargestellten Fall hat die vertikale Komponente der Durchlässigkeit augenscheinlich einen größeren Einfluss als die horizontale. Qualitativ vergleichbare Ergebnisse ergaben sich auch bei zwei weiteren Berechnungen (siehe Anhang 4), wobei in diesen Fällen von einem höheren Grundwasserspiegel und in einem Fall auch von einem anderen Verhältnis zwischen horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit ausgegangen wurde. Die oben gemachte Aussage darf aber nicht ohne weiteres auf andere Randbedingungen (Tiefenlage der Tunnelachse, Scherparameter,...) übertragen werden, da hierfür die Datenbasis zu gering ist. Insbesondere sollte die oben gemachte Aussage nicht auf Verhältnisse übertragen werden, bei denen die horizontale Komponente der Durchlässigkeit außerhalb der hier angesetzten Bandbreite liegt (d. h. Fälle, bei denen  $k_h > 1 \cdot 10^{-7}$  m/s ist). Relevant ist dies vor allem für eingelagerte Sandschichten mit mehreren Dezimetern Mächtigkeit, wobei entsprechende Untergrundverhältnisse im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht werden. Nachfolgend sind jedoch einige allgemeine Hinweise hierzu angegeben. Bei atmosphärischen Tunnelvortrieben sind beim Antreffen solcher Sandschichten zwei Zustände zu unterscheiden:

- Wird die grundwasserführende Sandschicht bereits vor dem Anschneiden mit dem Tunnelquerschnitt und bis nach dem vollständigen Passieren des Tunnelvortriebs entwässert, so ist die Durchlässigkeit des Sandes nur von untergeordneter Bedeutung. Der Einfluss der Sandschicht wird in diesem Fall wesentlich durch deren Scherfestigkeit bestimmt. Zur Abschätzung der Verformungsgrößen und der Ortsbruststandsicherheit könnte hierzu die Scherfestigkeit – entsprechend dem Verhältnis der Mächtigkeiten der Ton- und der Sandschicht – gemittelt werden. Dabei muss die Sandschicht allerdings gewisse kohäsive Eigenschaften aufweisen, damit der Sand nicht bereits aufgrund des vorhandenen Bodeneigengewichts ausfließt.
- Wird die grundwasserführende Sandschicht vor dem Anschneiden mit dem Tunnelquerschnitt nicht entwässert, so wird durch die zur Ortsbrust gerichtete Grundwasserströmung Sand in den Tunnelhohlraum hineingespült. In diesem Fall ist die Standsicherheit der Tunnelortsbrust lokal nicht mehr gegeben. Parallel dazu wird der Volumenverlust stark ansteigen.

Allgemein liegt bei horizontal geschichteten, feinkörnigen Untergrundverhältnissen die Vermutung nahe, dass sich die Ergebnisse für einen Tunnelvortrieb unter anisotropen Durchlässigkeitsverhältnissen (mit  $k_{h,anisotrop} \neq k_{v,anisotrop}$ ) stets zwischen den entsprechenden Ergebnissen für isotrope Durchlässigkeitsverhältnisse (mit  $k_v = k_h = k_{h,anisotrop}$  bzw.  $k_v = k_h = k_{v,anisotrop}$ ) einordnen lassen. Die zuletzt gemachte Aussage gilt dabei sowohl für die Verformungsgrößen als auch für die Standsicherheit. Sollen für Tunnelvortriebe unter anisotropen Durchlässigkeitsverhältnissen die Verformungen wie auch die Standsicherheit abgeschätzt werden, so kann für horizontal geschichtete Baugrundsituationen auf der sicheren Seite liegend die horizontale Komponente der Durchlässigkeit (= betragsmäßig größere Durchlässigkeitskomponente) als Eingangsgröße verwendet werden.

### 5.7.3 Einfluss der Scherfestigkeit und des Dilatanzwinkels

#### 5.7.3.1 Allgemeines

Die Scherfestigkeit des Bodens hat einen entscheidenden Einfluss auf die Verformungen wie auch auf die Standsicherheit der Tunnelortsbrust (vgl. Abschnitt 2). Im Rahmen dieses Abschnitts wird dargelegt, welche Bedeutung der Scherfestigkeit unter Berücksichtigung zeitlicher Effekte zukommt. Von MAYER et al. (2003) ist darüber hinaus bekannt, dass der Dilatanzwinkel – zumindest

unter dränierten Bedingungen – einen signifikanten Einfluss auf die Standsicherheit der Ortsbrust haben kann. Der Dilatanzwinkel  $\psi$  wird deshalb zusammen mit den Scherparametern Kohäsion  $c'$  und Reibungswinkel  $\varphi'$  betrachtet.

### 5.7.3.2 Verformungen im Bereich des Tunnelquerschnitts

#### Horizontalverformungen längs der Tunnelachse:

In Abb. 5.38 sind die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s und unterschiedliche Kohäsionswerte angegeben. Im Übrigen wurden die Bodenkennwerte aus Tab. 5.3 verwendet. Die Tiefenlage der Tunnelachse entspricht analog zu den Ausführungen des Abschnitts 5.7.2 dem 2-fachen des Tunneldurchmessers und der Grundwasserspiegel steht wiederum bei  $z_w/D = 1$  unter der Geländeoberfläche an.

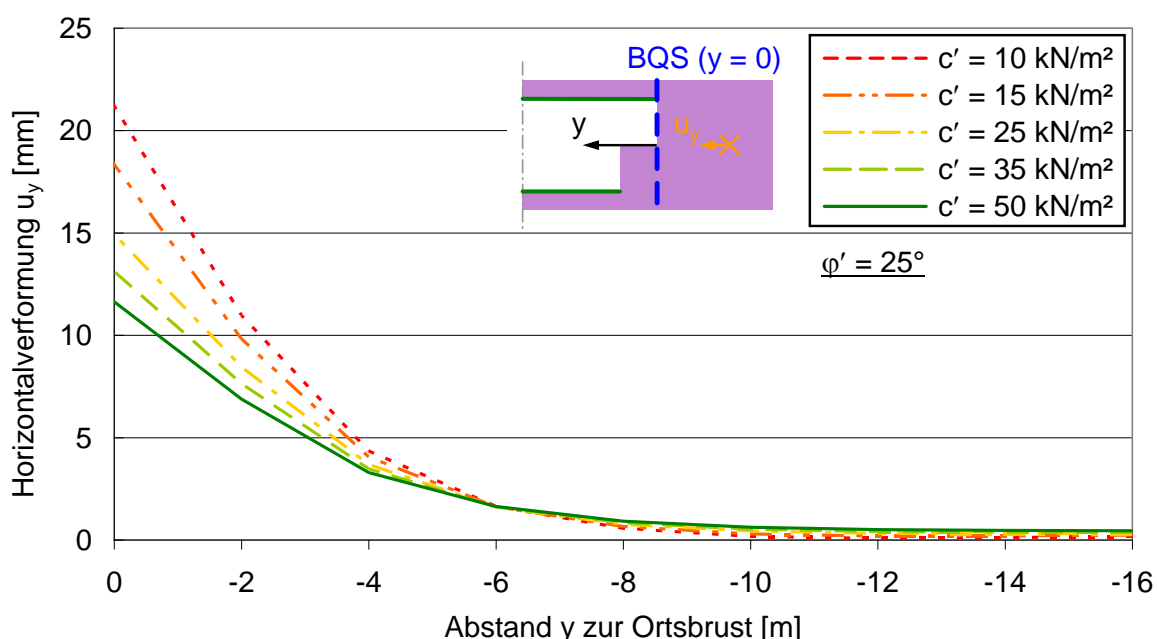


Abb. 5.38: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit von der Kohäsion

Aufgrund der größeren mobilisierbaren Stützwirkung führen höhere Kohäsionswerte zu geringen Horizontalverformungen an der Ortsbrust. Weiterhin ist zu erkennen, dass – wie bei der Betrachtung unterschiedlicher Durchlässigkeiten – der maßgebliche Anteil (mehr als ca. 75 %) der Horizontalverformungen  $u_y$  aus einem Bereich bis  $y \approx -4$  m vor der Ortsbrust resultiert. Zudem sind mit größerer Entfernung zur Ortsbrust praktisch keine Unterschiede mehr zwischen den einzelnen Ergebnissen zu erkennen (siehe Abb. 5.38). Dies deutet darauf hin, dass auch in diesem Fall die Verformungen maßgeblich durch die Verhältnisse innerhalb des von der Ortsbrust ausgehenden Gewölbes bestimmt werden (siehe Abb. 5.39).

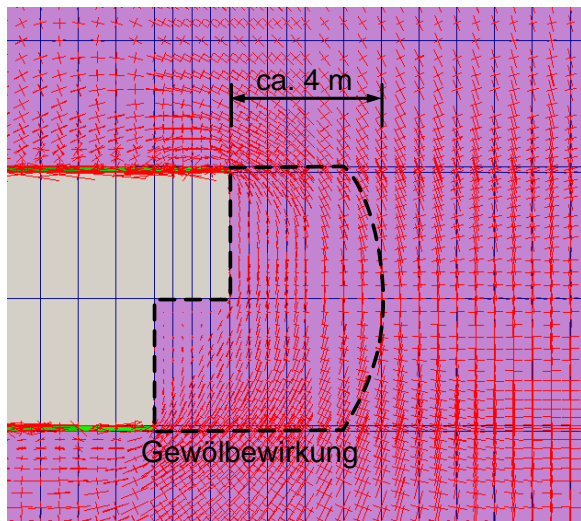


Abb. 5.39: Spannungstrajektorien im Bereich der Ortsbrust, die eine Gewölbewirkung erkennen lassen

Die Variation des Reibungswinkels zeigt ebenfalls einen deutlichen Einfluss auf die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse (siehe Abb. 5.40).

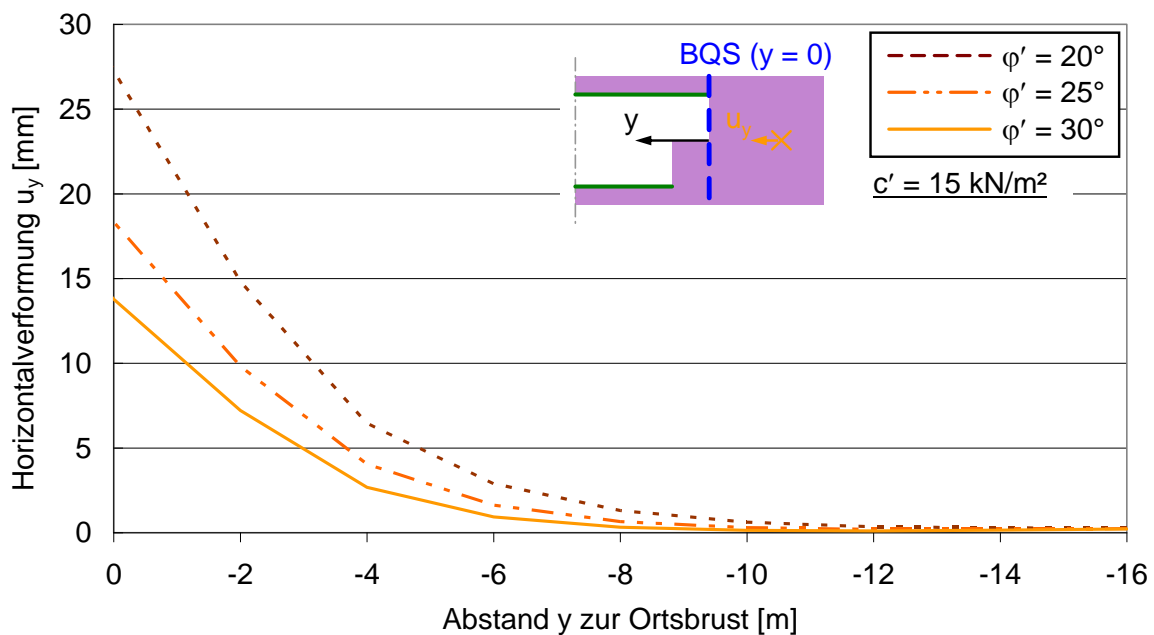


Abb. 5.40: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Reibungswinkel

Mit steigendem Reibungswinkel reduzieren sich die Ortsbrustverformungen. Während bei den oben dargestellten Ergebnissen der Kohäsion allerdings keine nennenswerten Unterschiede mehr in einem Abstand von mehr als ca. 4 m vor der Ortsbrust festgestellt werden konnten, führt eine Variation des Reibungswinkels auch in weiter entfernt liegenden Bereichen zu deutlich erkennbaren Unterschieden. Dies ist auf den Ansatz des Ruhedruckbeiwertes nach JAKY zurückzuführen, bei dem sich ein geringerer Reibungswinkel in höheren Horizontalspannungen im Primärspannungszustand widerspiegelt. Die vortriebsbedingte Entspannung an der Tunnelortsbrust führt demnach zu einer größeren Spannungsdifferenz in der horizontalen Ebene und damit auch zu größeren Verformungen längs der Tunnelachse.

Dilatantes Verhalten kann die Standsicherheit der Ortsbrust unter Umständen erhöhen und damit auch Verformungen beeinflussen. Der Einfluss des Dilatanzwinkels wurde daher für drei unterschiedliche Durchlässigkeiten untersucht. Ansonsten entsprechen die Bodenkennwerte jenen der Tab. 5.3. In Abb. 5.41 sind die Ergebnisse zum einen für einen Dilatanzwinkel  $\psi = 0^\circ$  (durchgezogene Linien), zum anderen für einen Dilatanzwinkel  $\psi = 10^\circ$  (gestrichelte Linien) dargestellt.

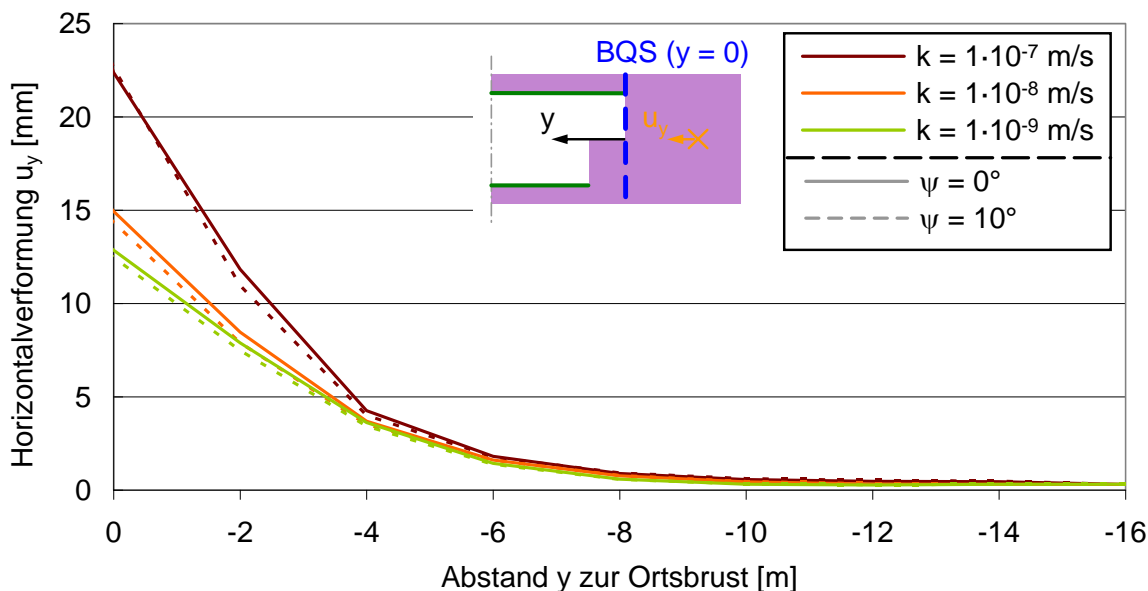


Abb. 5.41: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel

Unabhängig von der betrachteten Durchlässigkeit ergeben sich keine relevanten Unterschiede zwischen dem Boden mit dilatantem Verhalten und jenem ohne Einfluss des Dilatanzwinkels.

### 5.7.3.3 Setzungen an der Geländeoberfläche

#### Quersetzungsmulde:

Der in Abschnitt 5.7.2 (Einfluss der Durchlässigkeit) beschriebene Zusammenhang zwischen Verformungen an der Ortsbrust und den Setzungen an der Geländeoberfläche ist auch bei **Variation der Scherfestigkeit** vorhanden.

Höhere Kohäsionswerte führen erwartungsgemäß zu flacheren Quersetzungsmulden im Endzustand (siehe Abb. 5.42), wobei der Einfluss der Kohäsion bei niedrigeren Werten (wegen der Nähe zum Grenzzustand) etwas stärker ausgeprägt ist.

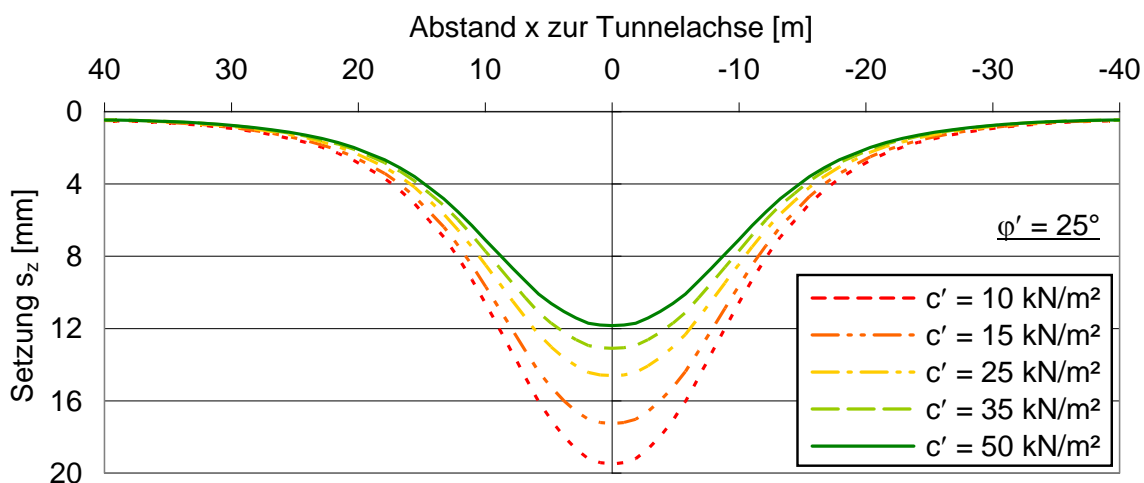


Abb. 5.42: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit von der Kohäsion

In vergleichbarer Weise führt auch ein höherer Reibungswinkel zu geringeren Setzungen im Endzustand (siehe Abb. 5.43). Die dargestellten Quersetzungsmulden wurden für eine Kohäsion  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$  und drei unterschiedliche Reibungswinkel bestimmt.

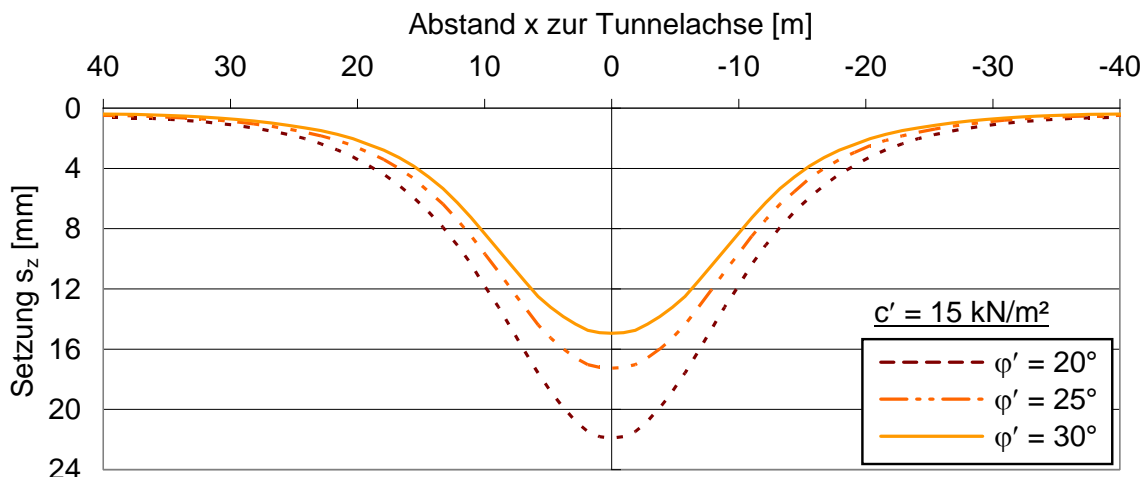


Abb. 5.43: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit vom Reibungswinkel

Ein Vergleich der Maximalsetzungen  $s_{z,max}$  für  $\varphi' = 20^\circ$  und  $\varphi' = 30^\circ$  zeigt, dass erstgenannter Reibungswinkel zu ca. 45 % höheren Setzungen oberhalb der Tunnelachse führt. Der Einfluss des Reibungswinkels ist allerdings auch davon abhängig, welche Kohäsion und Durchlässigkeit der Berechnung zugrunde gelegt ist. Für Böden mit einer sehr geringen Durchlässigkeit wird sich die Maximalsetzung  $s_{z,max}$  bei Erhöhung des Reibungswinkels – von beispielsweise  $\varphi' = 25^\circ$  auf  $\varphi' = 30^\circ$  – weniger stark reduzieren, als für einen Boden mit hoher Durchlässigkeit. Entsprechende Ergebnisse liegen vor, werden hier aber nicht einzeln dargestellt. Zu begründen ist dies durch die Standsicherheit  $\eta$  der Tunnelortsbrust, wobei diese von den oben genannten Parametern abhängig ist (siehe Abschnitt 5.7.3.4).

Bestimmung des Volume loss

Eine geringe Scherfestigkeit des Bodens führt zu höheren Setzungen an der Geländeoberfläche. Oben wurde bereits ausgeführt, dass dies direkt auf die höheren Verformungen an der Ortsbrust

zurückgeführt werden kann. Der für verschiedene Werte der Kohäsion sowie des Reibungswinkels berechnete Volume loss  $V_L$  ist in nachfolgender Tab. 5.8 angegeben.

Kohäsion	Reibungswinkel		
	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = 25^\circ$	$\varphi' = 30^\circ$
$c' = 10 \text{ kN/m}^2$	-	$V_L = 1,35 \%$	-
$c' = 15 \text{ kN/m}^2$	$V_L = 1,52 \%$	$V_L = 1,22 \%$	$V_L = 1,04 \%$
$c' = 25 \text{ kN/m}^2$	-	$V_L = 1,06 \%$	-
$c' = 35 \text{ kN/m}^2$	-	$V_L = 0,97 \%$	-
$c' = 50 \text{ kN/m}^2$	-	$V_L = 0,89 \%$	-

Tab. 5.8: Volume loss in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit

Wie aus der Abb. 5.42 zu erkennen ist, führt eine höhere Kohäsion zu geringeren Setzungen an der Geländeoberfläche und damit gekoppelt auch zu einem kleineren Volume loss. Für eine Kohäsion von  $10 \text{ kN/m}^2$  erhöht sich – im Vergleich zur größten hier angesetzten Kohäsion in Höhe von  $50 \text{ kN/m}^2$  – der Volume loss um ca. 50 %. Demgegenüber weichen die entsprechenden Maximalsetzungen oberhalb der Tunnelfirste mit ca. 65 % etwas mehr voneinander ab. Dies bedeutet, dass die Setzungsmulde für höhere Kohäsionswerte tendenziell etwas breiter wird. Ähnliche Ergebnisse ergeben sich auch beim Vergleich von anderen Kohäsionswerten untereinander, wobei die Unterschiede umso größer sind, je weiter die beiden jeweils betrachteten Kohäsionswerte auseinander liegen.

Analog dazu führen höhere Reibungswinkel auch zu einer Verringerung des Volume loss. Bei Vergleich der Maximalsetzungen und der Volumenverluste ergeben sich hierbei allerdings vernachlässigbare Unterschiede. Daraus wäre abzuleiten, dass die Breite der Setzungsmulde – definiert durch den Wendepunktabstand  $i_x$  – für die betrachtete Bandbreite der Reibungswinkel eine nahezu konstante Größe sein muss.

#### Ermittlung der Wendepunktabstände

Die aus obigen Abb. 5.42 und Abb. 5.43 errechneten Wendepunktabstände  $i_x$  sind in der nachfolgenden Tab. 5.9 angegeben.

Kohäsion	Reibungswinkel		
	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = 25^\circ$	$\varphi' = 30^\circ$
$c' = 10 \text{ kN/m}^2$	-	$i_x = 8,4 \text{ m}$	-
$c' = 15 \text{ kN/m}^2$	$i_x = 7,9 \text{ m}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$
$c' = 25 \text{ kN/m}^2$	-	$i_x = 8,4 \text{ m}$	-
$c' = 35 \text{ kN/m}^2$	-	$i_x = 8,4 \text{ m}$	-
$c' = 50 \text{ kN/m}^2$	-	$i_x = 10,5 \text{ m}$	-

Tab. 5.9: Wendepunktabstände in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit

Der Einfluss der Scherfestigkeit auf die zwischen den diskreten Knoten des FE-Modells ermittelten Wendepunktabstände ist verhältnismäßig gering. Wie oben bereits ausgeführt wurde, müsste eine

höhere Kohäsion tendenziell zu einer Erhöhung des Wendepunktabstands  $i_x$  führen. Beim Reibungswinkel konnte durch Vergleich von Maximalsetzungen und Volume loss kein relevanter Einfluss auf den Wendepunktabstand festgestellt werden. Letzterer Zusammenhang deckt sich mit den Ergebnissen der Tab. 5.9. Hinsichtlich der Kohäsion bildet sich der oben erläuterte, tendenzielle Einfluss allerdings nur zum Teil in den Ergebnissen der Tab. 5.9 ab. Dies ist auf zweierlei Gründe zurückzuführen:

- Die Genauigkeit der berechneten Wendepunktabstände hängt von der Anzahl der diskreten Knoten an der Geländeoberfläche ab. Die Festlegung der Knotenanzahl erfolgt durch Abwägung zwischen den Aspekten der Genauigkeit und jenen einer noch vertretbaren Rechenzeit.
- Auch der Vergleich von Maximalsetzungen  $s_{z,max}$  und Volume loss  $V_L$  birgt eine gewisse Ungenauigkeit in sich, da die Quersetzungsmulden an den beiden seitlichen Rändern nicht exakt gegen Null hin auslaufen.

Insgesamt gesehen sind die Ergebnisse plausibel, wobei eine abschließende Wertung der oben gewonnenen Erkenntnisse in Abschnitt 6 erfolgt. Dabei werden die Berechnungsergebnisse den Auswertungen von Messergebnissen gegenübergestellt.

Auswertung der Tangentenneigung

In Tab. 5.10 sind die Tangentenneigungen  $1/n$  der oben abgebildeten Quersetzungsmulden für die verschiedenen Scherfestigkeiten zusammenfassend dargestellt.

Kohäsion	Reibungswinkel		
	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = 25^\circ$	$\varphi' = 30^\circ$
$c' = 10 \text{ kN/m}^2$	-	$1/n = 760$	-
$c' = 15 \text{ kN/m}^2$	$1/n = 710$	$1/n = 870$	$1/n = 990$
$c' = 25 \text{ kN/m}^2$	-	$1/n = 1060$	-
$c' = 35 \text{ kN/m}^2$	-	$1/n = 1200$	-
$c' = 50 \text{ kN/m}^2$	-	$1/n = 1350$	-

Tab. 5.10: Tangentenneigungen in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit

In Relation zu einer – oftmals als kritisch angesehenen – Tangentenneigung von  $1/500$  sind die hier dargestellten Ergebnisse allesamt als unkritisch einzustufen. Anhand der ausgewerteten Berechnungen ist deutlich zu erkennen, dass die gewählte Bandbreite der Kohäsion einen wesentlich größeren Einfluss auf die Tangentenneigung  $1/n$  hat als jene des Reibungswinkels. Allerdings lässt sich diese Aussage nicht uneingeschränkt auf sämtliche hier untersuchten Randbedingungen übertragen. So nimmt z. B. der Einfluss der Kohäsion mit zunehmender Tiefenlage und damit höherem Spannungsniveau ab.

Wie oben dargestellt, hat die **Variation des Dilatanzwinkels** keinen relevanten Einfluss auf die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse. Bezogen auf die Endsetzungen an der Geländeoberfläche ist ein Einfluss zwar erkennbar, aber insgesamt gesehen, und insbesondere in Relation zu anderen Einflussgrößen wie der Durchlässigkeit  $k$  oder den Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$ , nur von untergeordneter Bedeutung (siehe Abb. 5.44).



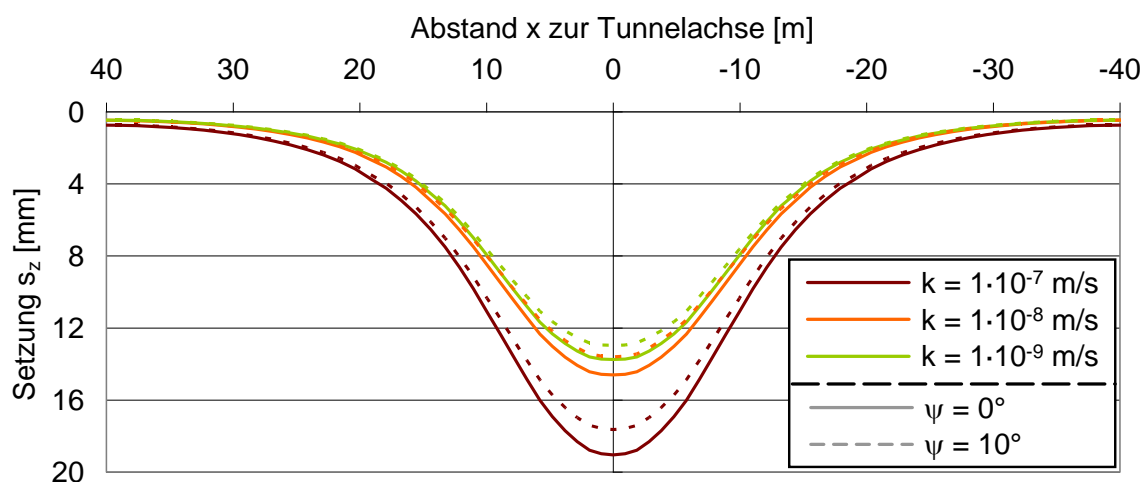


Abb. 5.44: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel

Bestimmung des Volume loss

Ein Dilatanzwinkel von  $\psi = 10^\circ$  führt gegenüber einem Boden ohne dilatantem Verhalten nur zu einer verhältnismäßig geringen Reduktion der Maximalsetzungen. Erwartungsgemäß ergeben sich damit auch nur geringfügige Unterschiede beim Volume loss (siehe Tab. 5.11). Grundsätzlich lässt sich aber festhalten, dass mit einem höheren Dilatanzwinkel ein etwas geringerer Volume loss verbunden ist.

Durchlässigkeit	Dilatanzwinkel	
	$\psi = 0^\circ$	$\psi = 10^\circ$
$k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$V_L = 1,41 \%$	$V_L = 1,32 \%$
$k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$	$V_L = 1,06 \%$	$V_L = 1,00 \%$
$k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	$V_L = 1,00 \%$	$V_L = 0,95 \%$

Tab. 5.11: Volume loss in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel

Auch hinsichtlich der Auswertung des Wendepunktabstands ergibt sich kein relevanter Einfluss des Dilatanzwinkels (siehe Tab. 5.12).

Durchlässigkeit	Dilatanzwinkel	
	$\psi = 0^\circ$	$\psi = 10^\circ$
$k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$
$k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$
$k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$	$i_x = 9,4 \text{ m}$	$i_x = 9,4 \text{ m}$

Tab. 5.12: Wendepunktabstände in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel

Auswertung der Tangentenneigung

Die in Abb. 5.44 dargestellten Quersetzungsmulden zeigen, dass eine Erhöhung des Dilatanzwinkels von  $\psi = 0^\circ$  auf  $\psi = 10^\circ$  eine geringfügige Reduktion der Setzungen bewirkt. Dementsprechend ist zu erwarten, dass die Tangentenneigungen  $1/n$  bei dilatantem Verhalten des Bodens geringfügig

größer und damit unkritischer sind. Die Zusammenfassung der Ergebnisse in Tab. 5.13 spiegelt diese Erwartung wider.

Durchlässigkeit	Dilatanzwinkel	
	$\psi = 0^\circ$	$\psi = 10^\circ$
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	1/n = 830	1/n = 890
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s	1/n = 1060	1/n = 1150
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s	1/n = 1080	1/n = 1160

Tab. 5.13: Tangentenneigungen in Abhängigkeit vom Dilatanzwinkel

### 5.7.3.4 Standsicherheit der Ortsbrust

Die Ortsbruststandsicherheit wird in der Literatur (vgl. z. B. MAYER et al. (2003) oder RUSE (2004)) häufig anhand der so genannten  $\phi$ -c-Reduktion (vgl. Abschnitt 5.6.1) bestimmt. Allein daraus lässt sich schon die Bedeutung der Scherparameter für die nachfolgenden Auswertungen erkennen.

In Abb. 5.45 ist der Einfluss der Kohäsion auf die Ortsbruststandsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit dargestellt. Dabei ist ein konstanter Reibungswinkel  $\phi' = 25^\circ$  zu Grunde gelegt.

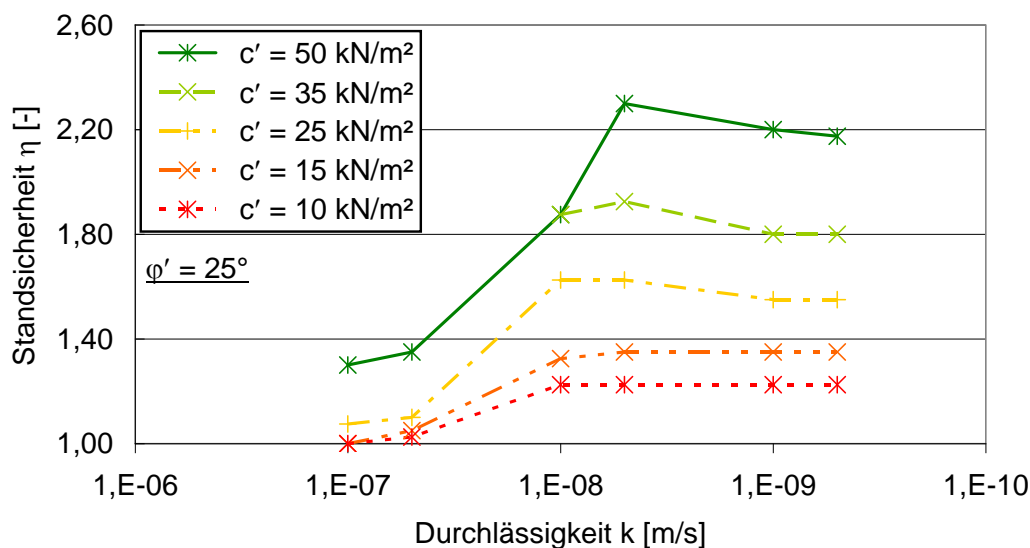


Abb. 5.45: Einfluss der Kohäsion auf die Ortsbruststandsicherheit

Erwartungsgemäß führt eine höhere Kohäsion über den gesamten betrachteten Durchlässigkeitsbereich zu einer Erhöhung der Standsicherheit. Dabei nimmt die Standsicherheit unter den gegebenen Randbedingungen für Durchlässigkeiten größer etwa  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s deutlich ab. Diese Aussage gilt unabhängig vom Betrag der Kohäsion. Des Weiteren ist aus Abb. 5.45 ersichtlich, dass für Böden mit einer Kohäsion  $c' \leq 15$  kN/m<sup>2</sup> die Ortsbruststandsicherheit ab einer Durchlässigkeit von etwa  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s kritisch wird. Auf das zum Teil rechnerisch ermittelte scheinbare Abfallen der Standsicherheit bei einer Durchlässigkeit von  $k < 5 \cdot 10^{-9}$  m/s wurde bereits in Abschnitt 5.7.2.4 eingegangen („kritischer Zeitschritt“).

In analoger Weise lässt sich auch der Einfluss des Reibungswinkels im Zusammenhang mit der Durchlässigkeit darstellen. Die restlichen Eingangsgrößen werden dabei nicht variiert. Um den Einfluss des Reibungswinkels möglichst gut bestimmen zu können, wurde eine konstante Kohäsion in Höhe von lediglich  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$  angesetzt (siehe Abb. 5.46).

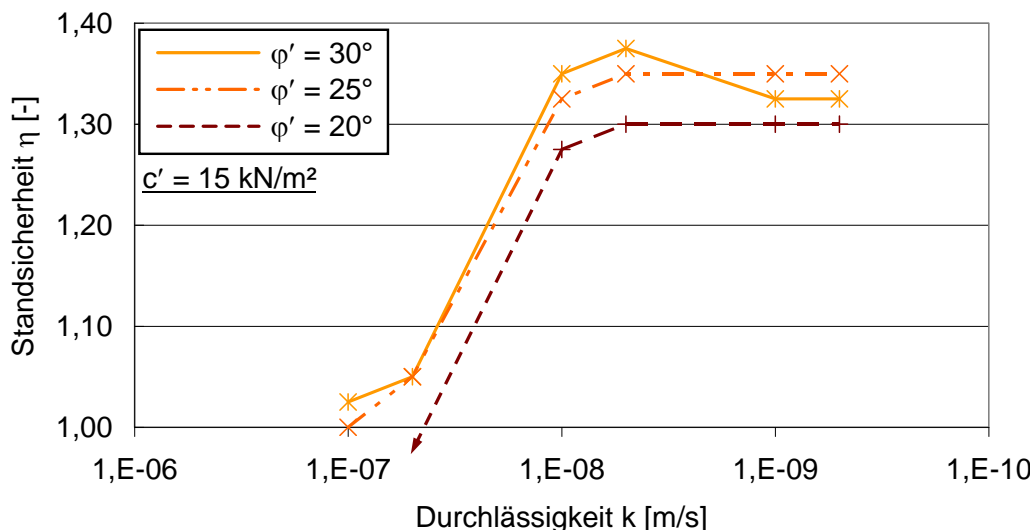


Abb. 5.46: Einfluss des Reibungswinkels auf die Ortsbruststandsicherheit

Ein höherer Reibungswinkel führt über den betrachteten Durchlässigkeitsbereich tendenziell zu einer Erhöhung der Standsicherheit. Im Verhältnis zum Einfluss der Kohäsion ist der Reibungswinkel insgesamt gesehen aber von geringerer Bedeutung. Der geringfügige Abfall der Standsicherheit bei einem Reibungswinkel von  $\phi' = 30^\circ$  und einer Durchlässigkeit von  $k < 5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  ist wahrscheinlich auch auf die oben diskutierten numerischen Ungenauigkeiten zurückzuführen.

In Abb. 5.47 ist der Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Ortsbruststandsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit dargestellt.

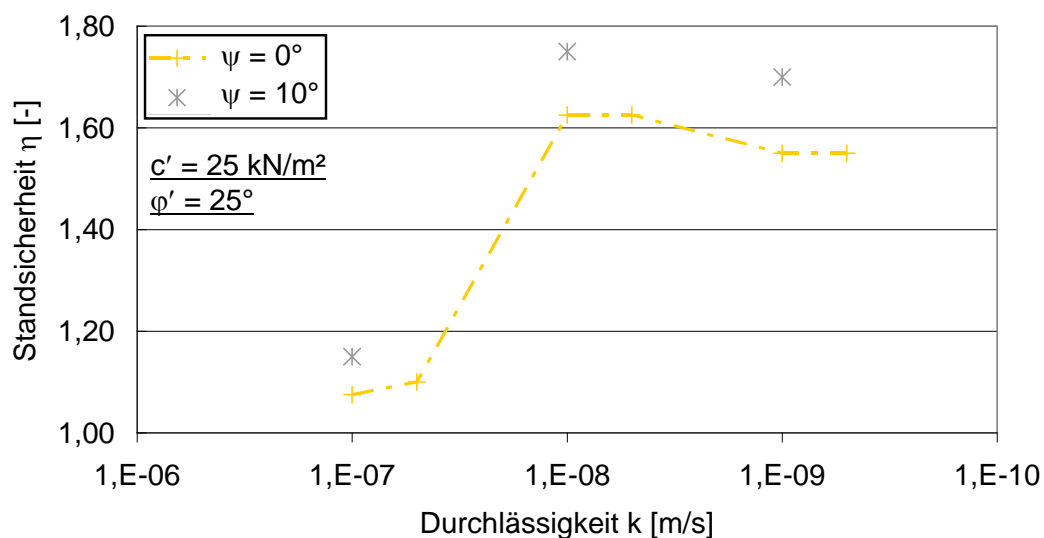


Abb. 5.47: Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Ortsbruststandsicherheit

Ein Dilatanzwinkel in Höhe von  $\psi = 10^\circ$  führt im betrachteten Durchlässigkeitsbereich und im Vergleich zu einem dilatanzlosen Boden zu einer erkennbaren Erhöhung der Standsicherheit.

### 5.7.3.5 Beziehung zwischen Standsicherheit und Verformungen

Für die Einflüsse der Scherfestigkeit und des Dilatanzwinkels ist der numerisch ermittelte Zusammenhang zwischen der Ortsbruststandsicherheit und dem Volume loss in Abb. 5.48 dargestellt. Die jeweilige Durchlässigkeit ist dabei nicht mehr explizit angegeben, es wird ausschließlich nach dem Betrag der Scherfestigkeit bzw. des Dilatanzwinkels differenziert.

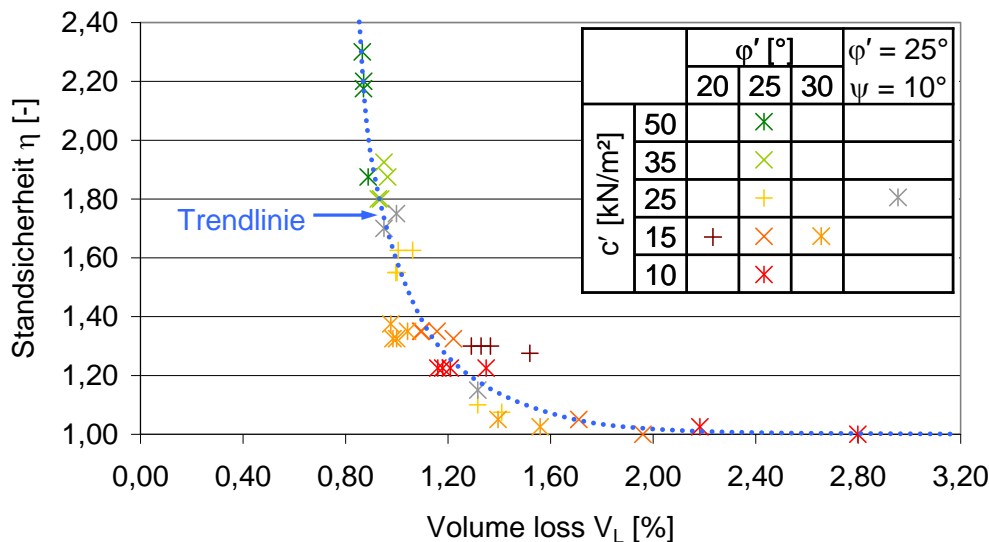


Abb. 5.48: Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss

Werden die Ergebnisse Standsicherheit und Volume loss einander gegenübergestellt, lässt sich ein gut erkennbarer Trend (gekennzeichnet durch die blau punktierte Linie) ableiten, der in erster Linie durch den Einfluss der Scherfestigkeit bestimmt wird. Der Einfluss des Dilatanzwinkels ist im Vergleich dazu nur von untergeordneter Bedeutung.

Auf die Darstellung des Zusammenhangs zwischen Ortsbrustverformungen und -standsicherheit wird an dieser Stelle noch verzichtet und anstelle dessen auf Abschnitt 5.7.8 verwiesen.

### 5.7.4 Einfluss der Steifigkeit

#### 5.7.4.1 Allgemeines

FILLIBECK und VOGT (2010) beschreiben anhand von numerischen Berechnungen, dass die Baugrundsteifigkeit sowohl für bindige als auch für nichtbindige Böden ein näherungsweise umgekehrt proportionales Verhältnis zum Volume loss aufweist. Bei gering durchlässigen Böden ist in Analogie dazu ebenfalls ein gewisser Einfluss zu erwarten. Dieser Einfluss wird nachfolgend für eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s näher untersucht. Diese Durchlässigkeit charakterisiert nach den in Abschnitt 5.7.2 dargestellten Erkenntnissen eine Situation zwischen denjenigen, die vereinfacht und hinreichend genau als vollständig dränierte und undräßierte Verhältnisse beschrieben werden können. Für die nachfolgend ausgewerteten Berechnungsergebnisse wurde der Grundwasserspiegel bei 1·D unterhalb der Geländeoberfläche angesetzt. Die Tunnelachse befindet sich in einer Tiefe von 2·D.

Hinsichtlich der numerischen Untersuchung zum Einfluss der Steifigkeit bietet es sich an, die Referenzmoduln zu erhöhen bzw. zu verringern. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchung werden zur vergleichenden Gegenüberstellung alle drei Referenzmoduln (kompressive und deviatori-

sche Erstbelastung sowie Ent- und Wiederbelastung, vgl. Tab. 5.3) für ein konkretes Beispiel gleichermaßen um 50 % reduziert (nachfolgend mit  $0,5 \cdot E^{ref}$  bezeichnet) bzw. um den Faktor 2 erhöht (nachfolgend mit  $2 \cdot E^{ref}$  bezeichnet). Im Primärspannungszustand sind damit sämtliche Steifigkeitsgrößen, unabhängig von der Tiefe, um 50 % geringer bzw. um 100 % höher als für den standardmäßig verwendeten Parametersatz (nachfolgend mit  $E^{ref}$  bezeichnet, Referenz-Bodenkennwerte entsprechend Tab. 5.3).

### 5.7.4.2 Verformungen im Bereich des Tunnelquerschnitts

#### Horizontalverformungen längs der Tunnelachse:

Für Untergrundverhältnisse mit einer um 50 % reduzierten kompressiven wie auch deviatorischen Referenzsteifigkeit ergeben sich gegenüber dem standardmäßig verwendeten Parametersatz um ca. 85 % höhere Horizontalverformungen. Demgegenüber reduzieren sich für die um den Faktor 2 erhöhten Steifigkeiten die Horizontalverformungen um ca. 45 % (siehe Abb. 5.49). Zwischen den angesetzten Steifigkeiten und den sich daraus ergebenden Verformungen besteht damit näherungsweise ein umgekehrt proportionales Verhältnis.

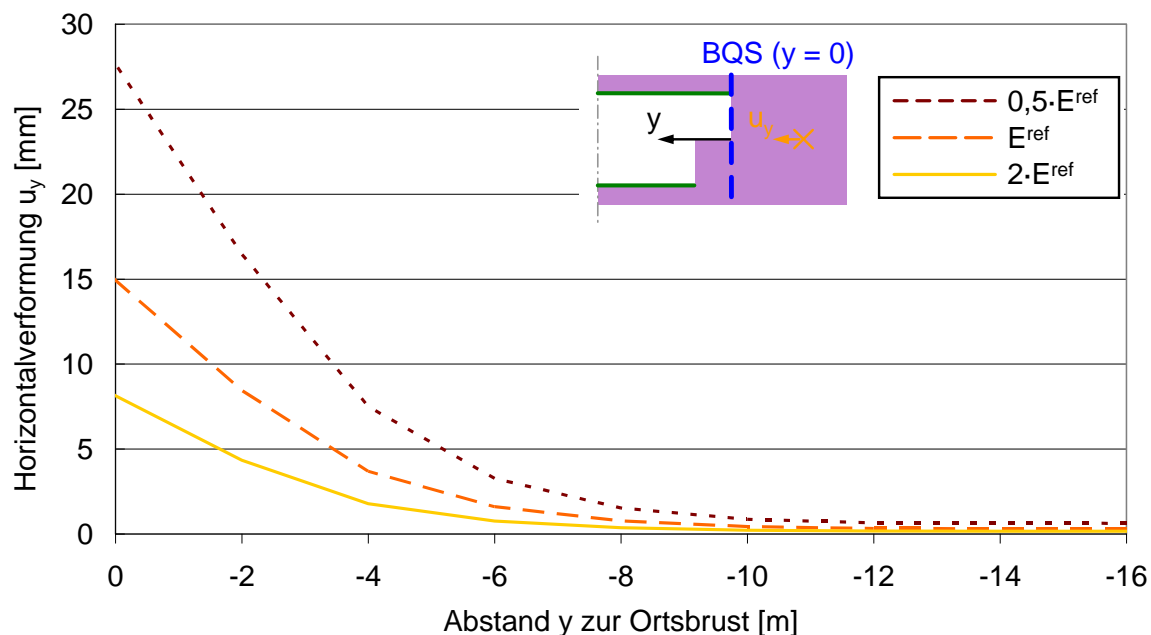


Abb. 5.49: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit von der Referenzsteifigkeit

### 5.7.4.3 Setzungen an der Geländeoberfläche

#### Quersetzungsmulde:

Da sich die Beträge der Referenzsteifigkeiten beinahe umgekehrt proportional auf die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse auswirken, ist ein ähnlicher Einfluss dieser Bodenkennwerte auch bezüglich der Setzungen an der Geländeoberfläche zu erwarten.

Die Berechnung mit reduzierter Referenzsteifigkeit führt zu etwa 75 % größeren Setzungen an der Geländeoberfläche. Bei der um den Faktor 2 erhöhten Referenzsteifigkeit reduziert sich die Maximalsetzung um ca. 35 % (siehe Abb. 5.50). Das Verhältnis der Maximalsetzungen ist damit ein wenig kleiner als das Verhältnis der Referenzsteifigkeiten.

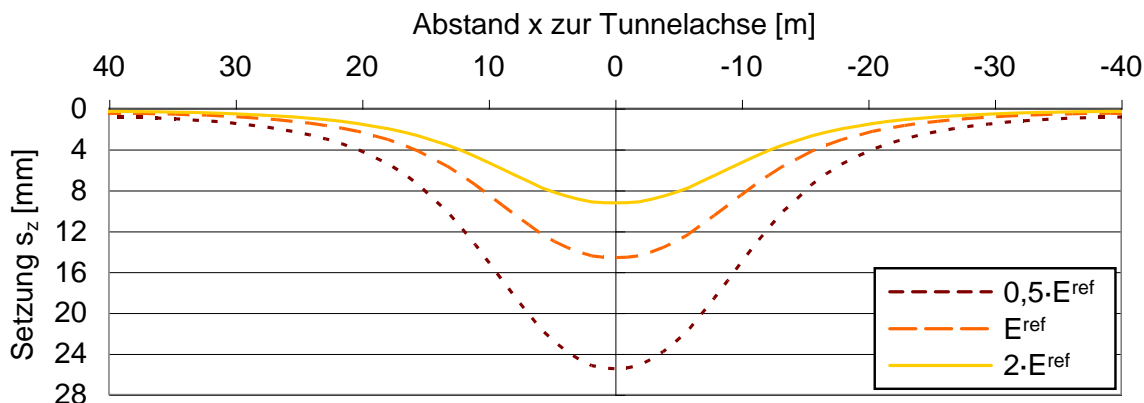


Abb. 5.50: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit von der Referenzsteifigkeit

Die Auswertung obiger Setzungsmulden in Bezug auf die Wendepunktabstände  $i_x$  zeigt, dass die Unterschiede zwischen den einzelnen Wendepunktabständen in der Größenordnung der hier erreichbaren Auswertegenauigkeit liegen. Bei den Horizontalverformungen wie auch bei den Oberflächensetzungen war zu erkennen, dass zwischen der Größe der Untergrundsteifigkeit und den Verformungen ein näherungsweise lineares Verhältnis besteht. Ähnliches gilt auch für den Volume loss, wie aus Tab. 5.14 ersichtlich ist. Da sich die Wendepunktabstände nur geringfügig unterscheiden und die Ergebnisse des Volume loss in etwa linear zur Steifigkeit verhalten, muss für die Tangentenneigung gelten, dass eine geringe Steifigkeit zu einer steileren und damit kritischeren Setzungsmulde führt. Die Ergebnisse sind in Tab. 5.14 zusammengefasst.

Referenzsteifigkeit	ausgewertete Kenngrößen		
	Wendepunkt- abstand	Volume loss	Tangenten- neigung
$0,5 \cdot E^{ref}$	$i_x = 9,4 \text{ m}$	$V_L = 1,88 \%$	$1/n = 610$
$E^{ref}$	$i_x = 8,4 \text{ m}$	$V_L = 1,06 \%$	$1/n = 1060$
$2 \cdot E^{ref}$	$i_x = 7,3 \text{ m}$	$V_L = 0,68 \%$	$1/n = 1680$

Tab. 5.14: Auswertung der Quersetzungsmulde in Abhängigkeit von der Steifigkeit

#### 5.7.4.4 Beziehung zwischen Standsicherheit und Verformungen

Neben den Verformungsgrößen könnte die Steifigkeit auch einen Einfluss auf die Standsicherheit der Ortsbrust haben. Hierzu werden die berechneten Standsicherheiten den in Tab. 5.14 dargestellten Werten des Volume loss gegenübergestellt (siehe Abb. 5.51).

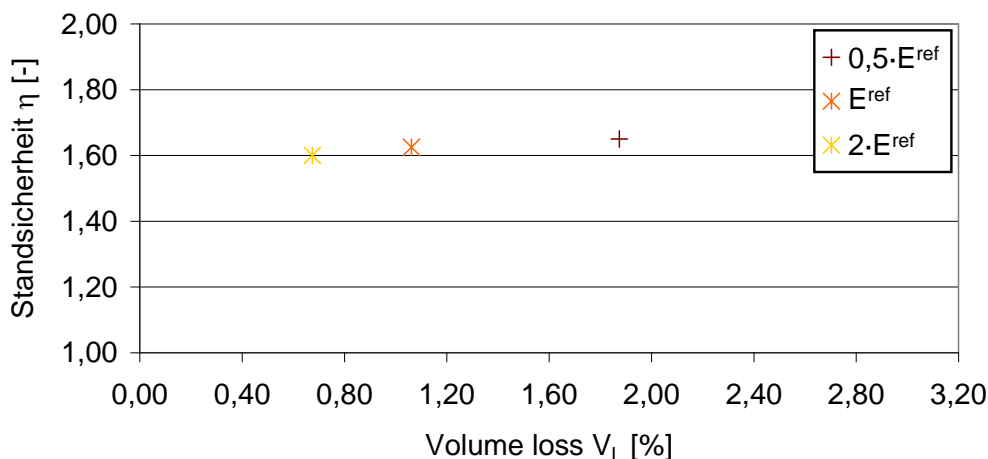


Abb. 5.51: Einfluss der Steifigkeit auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss

Während die Verformungsgrößen in etwa linear von der Steifigkeit abhängen, stellt sich die Standsicherheit im Wesentlichen unabhängig davon dar.

Zunächst einmal könnte dieses Ergebnis verwundern, da bei den bisher dargestellten Ergebnissen ein Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss dahingehend festgestellt wurde, dass der Volume loss  $V_L$  zunimmt, wenn die Standsicherheit  $\eta$  abnimmt.

Dass bezüglich der Steifigkeit ein entsprechender Trend nicht existieren muss, lässt sich im Rahmen einer vereinfachten Modellvorstellung sowie der in Abschnitt 3 dargestellten Gleichungen erklären. Ein Tunnelvortrieb wird stets zu Verformungen an der Ortsbrust führen. Die Verformungen wie auch die volumetrischen Dehnungen sind dabei umso größer, je geringer die Steifigkeit des vorhandenen Bodens ist (vgl. auch Abb. 5.49). Die totale Spannungsänderung ergibt sich entsprechend der Gleichungen (3.42) bis (3.44) aus der Steifigkeit des Bodens sowie den volumetrischen Dehnungen. Da sich die Steifigkeit des Bodens und die volumetrischen Dehnungen gegenläufig verhalten, kann die totale Spannungsänderung im Rahmen dieser vereinfachten Modellvorstellung als weitgehend unabhängig vom Betrag der Untergrundsteifigkeit angesehen werden. Dies führt schlussendlich dazu, dass die Steifigkeit keinen relevanten Einfluss auf die Ortsbruststandsicherheit aufweist.

Die aus dieser einfachen Modellvorstellung gewonnene Erkenntnis stimmt mit den aus der Literatur bekannten Angaben überein (siehe Abschnitt 2.3). Die Standsicherheit hängt demnach wesentlich von geometrischen Kenngrößen und der Scherfestigkeit des Untergrunds, nicht jedoch von der Steifigkeit des Bodens ab. Mit dem oben dargestellten Berechnungsbeispiel zeigt sich, dass dieser Zusammenhang auch auf teildrainede Untergrundverhältnisse zu übertragen ist.

#### 5.7.4.5 Einfluss des Steifeexponenten

Beim Stoffmodell Hardening Soil wird die Baugrundsteifigkeit, den Gleichungen (3.86), (3.87) und (3.113) entsprechend, neben dem Spannungsniveau und der jeweiligen Referenzsteifigkeit auch ganz wesentlich durch den Steifeexponenten  $m$  beeinflusst. Für den nachfolgend ausgeführten Vergleich wird eine ergänzende Berechnung mit einem Exponenten  $m = 0,6$  den obigen Ergebnissen mit den Referenz-Bodenkennwerten nach Tab. 5.3 gegenübergestellt (mit  $m = 0,4$ ). Der

Grundwasserspiegel steht bei 1·D unterhalb der Geländeoberfläche an. Die Tunnelachse befindet sich in einer Tiefe von 2·D.

Im Primärspannungszustand ergeben sich die von der Tiefe (= Spannungsniveau) und vom Steife-exponenten abhängigen Steifigkeiten entsprechend Abb. 5.52.

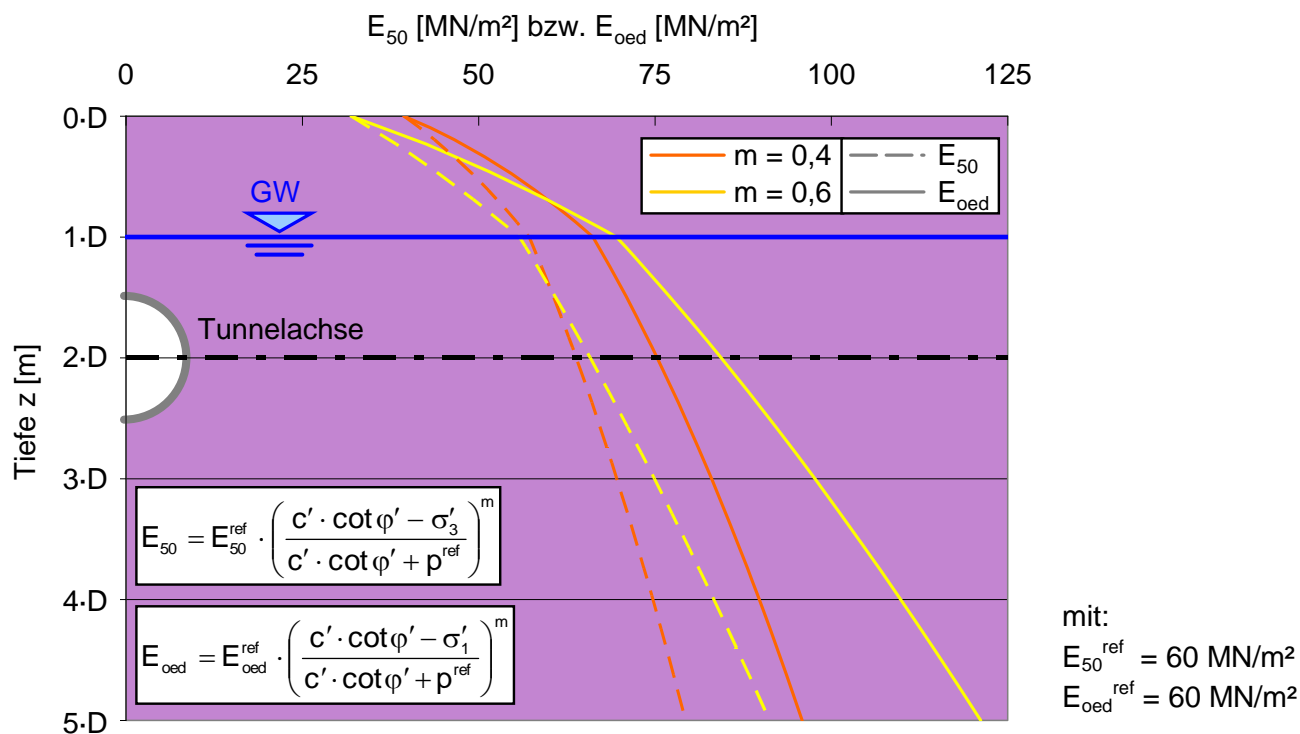


Abb. 5.52: Baugrundsteifigkeit in Abhängigkeit von der Tiefenlage und vom Steifeexponenten

In jenem Tiefenbereich, in dem die Spannung  $\sigma_3' < p^{ref}$  ist, ist die deviatorische Steifigkeit  $E_{50}$  im Primärspannungszustand für  $m = 0,4$  größer als für  $m = 0,6$ . Bei einer über  $p^{ref}$  liegenden Spannung  $\sigma_3'$  weist die Steifigkeit für  $m = 0,6$  einen höheren Wert auf als für  $m = 0,4$ . Der Steifigkeitsunterschied wird mit zunehmender Tiefe größer. Hinsichtlich der kompressiven Steifigkeit  $E_{oed}$  verhält es sich ganz analog. Der einzige Unterschied besteht darin, dass nicht die kleinste effektive Hauptspannung  $\sigma_3'$ , sondern die größte effektive Hauptspannung  $\sigma_1'$  für die Bestimmung der Steifigkeit maßgeblich ist. Damit verschiebt sich auch der Schnittpunkt der Steifigkeitsfunktionen in der Abb. 5.52 nach oben.

Für eine vergleichende Gegenüberstellung der Verformungsergebnisse erscheinen insbesondere die Steifigkeiten zwischen der Geländeoberfläche und der Tunnelachse als relevant. Beim Vergleich der beiden Berechnungen zeigt sich, dass die – über die als relevant angenommene Tiefe – gemittelten Werte der deviatorischen wie auch kompressiven Steifigkeit des Primärspannungszustands eine ähnliche Größenordnung besitzen. Dementsprechend ergeben sich hinsichtlich der Verformungsgrößen auch nur geringe Unterschiede (siehe Tab. 5.15). Die Ortsbruststandsicherheit hängt, wie zuletzt beschrieben, ohnehin nicht wesentlich von der Steifigkeit des Untergrunds ab.



Kenngröße	Steifeexponent m	
	0,4	0,6
Horizontalverformung $du_y$	8,4 mm	8,4 mm
Maximalsetzung $s_{z,max}$	14,6 mm	14,2 mm
Volume loss $V_L$	1,06 %	1,00 %
Ortsbruststandsicherheit $\eta$	1,63	1,68

Tab. 5.15: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit unterschiedlichen Steifeexponenten

Als Fazit bleibt damit festzuhalten, dass die Verformungsgrößen in etwa linear von der Untergrundsteifigkeit des relevanten Tiefenbereichs abhängen. Der von FILLIBECK und VOGT (2010) ermittelte Zusammenhang zwischen der Baugrundsteifigkeit und dem Volume loss zeigt sich in ähnlicher Form auch bei den teildränierten Verhältnissen.

## 5.7.5 Einfluss der Überdeckung und des Grundwasserspiegels

### 5.7.5.1 Allgemeines

Im Rahmen von Tunnelbaumaßnahmen wird die Tiefenlage der Tunnelachse häufig durch äußere Randbedingungen – wie beispielsweise bereits vorhandene Bauwerke, die Lage von Start- und Zielbaugruben oder maximal ausführbare Gradienten – bestimmt. Die Geologie wie auch die Lage des Grundwasserspiegels sind demgegenüber von Natur aus vorgegeben.

Hinsichtlich des Einflusses der Überdeckung werden Berechnungen ausgewertet, bei denen die Tiefenlage der Tunnelachse variiert wird, die Lage des Grundwasserspiegels aber konstant in einer bestimmten Tiefe liegt. Dementsprechend herrschen auf Höhe der Tunnelachse unterschiedliche hydraulische Potentiale  $\Phi_{TA}$  vor, wodurch auch die Standsicherheit der Ortsbrust in unterschiedlichem Maße reduziert wird. Daneben werden, um allgemeinere Aussagen ableiten zu können, auch Berechnungen betrachtet, bei denen neben der Tiefenlage gleichzeitig auch der Grundwasserspiegel variiert wird. Damit lässt sich besser zwischen dem reinen Einfluss der Überdeckungshöhe („Auflast aus Bodeneigengewicht“) und jenem des hydraulischen Potentials unterscheiden. Erst durch die Berücksichtigung von zeitlichen Effekten bei dreidimensionalen Berechnungen lassen sich diese Einflüsse für teildränierte Verhältnisse passend bestimmen. Mit der Tiefenlage der Tunnelachse wird gleichzeitig auch der Einfluss der Kohäsion untersucht.

Die Untersuchung wurde für eine Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s durchgeführt. Für die nachfolgend dargestellten Ergebnisse ist dabei in Anlehnung an SHIN und POTTS (2002) sowie den Erkenntnissen aus Abschnitt 5.7.2.4 von teildränierten Zuständen auszugehen. Die Durchlässigkeitsgrenzen hin zu den praktisch dränierten wie auch den praktisch als undräniert zu betrachtenden Randbedingungen sind für die untersuchten Tiefenlagen der Tunnelachsen sowie die unterschiedlichen hydraulischen Potentiale in Tab. 5.16 zusammengefasst.

Tiefenlage	GW-Spiegel	hydraulisches Potential	Grenze zu praktisch dränierten Verhältnissen	Grenze zu praktisch un-dränierten Verhältnissen
$z/D = 2$	$z_w/D = 0$	$\Phi_{TA} = 2 \cdot D$	$k > 6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$k < 6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
$z/D = 2$	$z_w/D = 1$	$\Phi_{TA} = 1 \cdot D$	$k > 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$k < 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
$z/D = 3$	$z_w/D = 1$	$\Phi_{TA} = 2 \cdot D$	$k > 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$k < 5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
$z/D = 4$	$z_w/D = 1$	$\Phi_{TA} = 3 \cdot D$	$k > 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	$k < 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$
$z/D = 4$	$z_w/D = 2$	$\Phi_{TA} = 2 \cdot D$	$k > 4 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$k < 4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

Tab. 5.16: Durchlässigkeitsgrenzen zu den dränierten und un-dränierten Verhältnissen

### 5.7.5.2 Verformungen im Bereich des Tunnelquerschnitts

#### Horizontalverformung an der Ortsbrust:

In Abb. 5.53 sind die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse für unterschiedliche Tiefenlagen der Tunnelachse  $z/D$  angegeben. Der Grundwasserspiegel steht dabei in allen Fällen bei  $z_w/D = 1$  unter der Geländeoberfläche an.

Die Berechnungsergebnisse für eine Kohäsion  $c' = 25 \text{ kN/m}^2$  sind mit durchgezogenen Linien dargestellt, jene für eine Kohäsion  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$  mit punktierten. Im Übrigen wurden die Referenzkennwerte aus Tab. 5.3 verwendet.

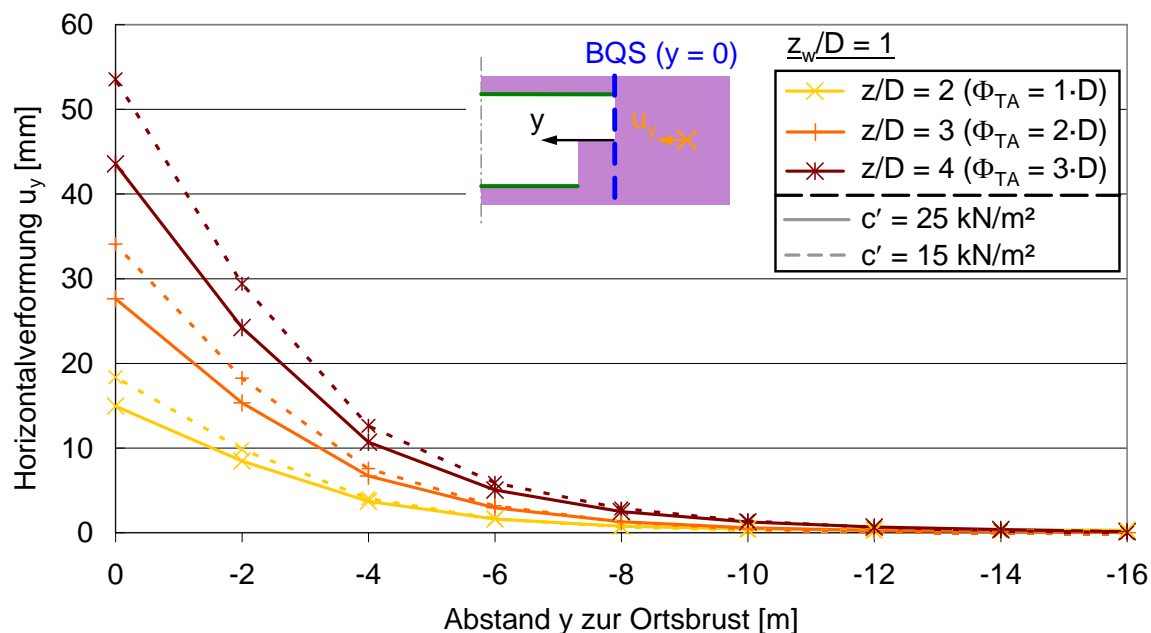


Abb. 5.53: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit von der Tiefenlage und der Kohäsion

Die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse nehmen mit größerer Tiefenlage deutlich zu. Dies ist zum einen auf die höheren effektiven Spannungen vor Auffahren des Tunnels (= Primärspannungszustand) bei größerer Tiefenlage zurückzuführen. Durch den Tunnelvortrieb müssen die ursprünglich vorhandenen Spannungen umgelagert werden, so dass entsprechende Verformungen hervorgerufen werden.

Zum anderen hat auch die Lage des Grundwasserspiegels einen maßgeblichen Einfluss auf die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse. Der Grundwasserspiegel selbst wird zwar nicht variiert ( $z_w/D = 1 = \text{konstant}$ ), allerdings steht mit zunehmender Tiefenlage der Tunnelachse auch ein größeres hydraulisches Potential zur Verfügung. Ein größeres Potential führt zu stärkeren Grundwasserströmungen in Richtung des Tunnelhohlraums und damit zu einer Erhöhung der Horizontalverformungen längs der Tunnelachse.

Welcher dieser beider Effekte schlussendlich für die Größe der Horizontalverformungen maßgeblich ist, kann anhand dieser Ergebnisse noch nicht beurteilt werden. Es werden daher nachfolgend auch Ergebnisse bei gleich bleibender Tiefenlage der Tunnelachse betrachtet, bei denen unterschiedliche Grundwasserverhältnisse vorliegen.

Bei Betrachtung absoluter Größen wirkt sich eine geringe Kohäsion mit zunehmender Tiefenlage stärker auf die Horizontalverformungen aus. Bei einem relativen Vergleich der Horizontalverformungen ergeben sich hinsichtlich der Tiefenlage allerdings keine relevanten Unterschiede.

Der Einfluss des hydraulischen Potentials ist in Abb. 5.54 dargestellt. Für eine Tiefenlage der Tunnelachse von  $z/D = 2$  (durchgezogene Linien) wurde der Grundwasserspiegel zum einen an der Geländeoberfläche angesetzt, zum anderen in einer Tiefe von  $z_w = 1 \cdot D$  unter dieser. Das hydraulische Potential auf Höhe der Tunnelachse beträgt dann  $\Phi_{TA} = 2 \cdot D$  bzw.  $\Phi_{TA} = 1 \cdot D$ . Für eine Tiefenlage  $z/D = 4$  (gestrichelte Linien) wurde der Grundwasserspiegel auf Koten von  $z_w = 1 \cdot D$  (hydraulisches Potential  $\Phi_{TA} = 3 \cdot D$ ) bzw.  $z_w = 2 \cdot D$  (hydraulisches Potential  $\Phi_{TA} = 2 \cdot D$ ) angesetzt.

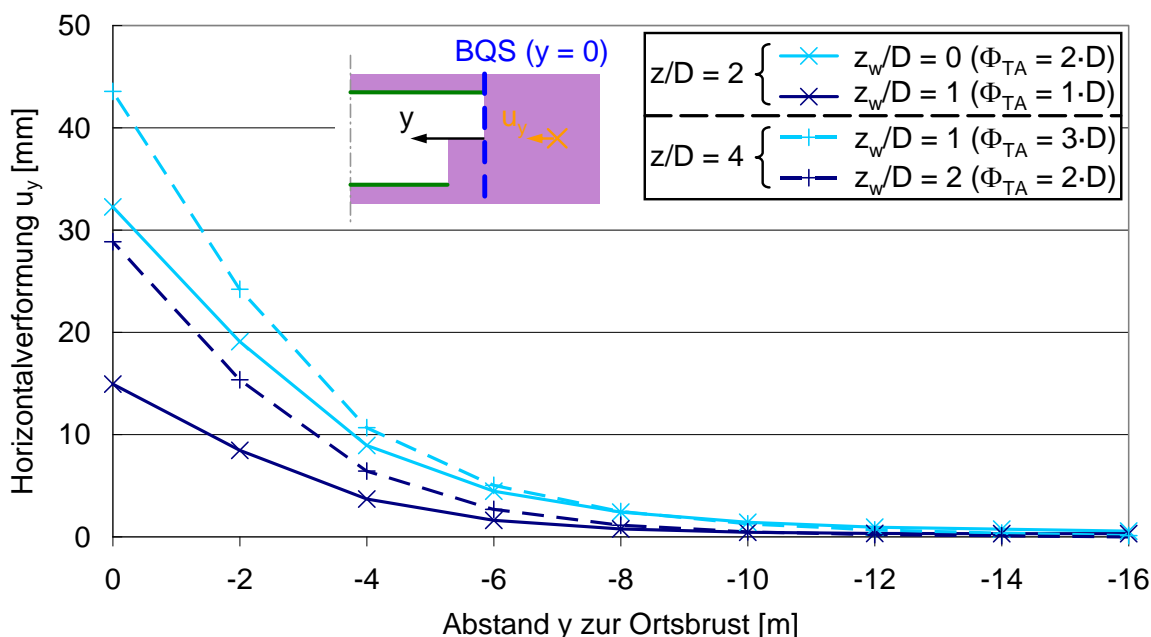


Abb. 5.54: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom hydraulischen Potential

Es zeigt sich unabhängig von der Tiefenlage, dass der höher gelegene Grundwasserspiegel (= größeres hydraulisches Potential) zu höheren Horizontalverformungen längs der Tunnelachse führt. Für den flacher gelegenen Tunnel ( $z/D = 2$ ) ergeben sich bei Verdoppelung des hydraulischen Potentials – bezogen auf den ungestörten Zustand des Gebirges – näherungsweise auch

doppelt so große Horizontalverformungen. Ähnliche Verhältnisse lassen sich auch für den tiefer gelegenen Tunnel bestimmen.

Von besonderem Interesse ist der Vergleich folgender Berechnungen:

- $z/D = 2, z_w/D = 0$  (durchgezogene, hellblaue Linie)
- $z/D = 4, z_w/D = 2$  (gestrichelte, dunkelblaue Linie)

Bei beiden Vortrieben herrscht im ungestörten Zustand und bezogen auf die Tiefenlage der Tunnelachse das gleiche hydraulische Potential vor. Der einzige Unterschied besteht demnach in der höheren effektiven Überlagerung des tiefer gelegenen Tunnels und der damit verbundenen Möglichkeit zur besseren Ausbildung eines Gewölbes. Zwischen den beiden oben genannten Randbedingungen liegen, bezogen auf die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse, nur relativ geringe Unterschiede vor. Das deutet darauf hin, dass der Einfluss der Tiefenlage hierbei geringer ist als der Einfluss des Grundwasserspiegels.

### 5.7.5.3 Setzungen an der Geländeoberfläche

#### Quersetzungsmulde:

Mit größerer Tiefenlage der Tunnelachse – und gleichzeitig konstantem Grundwasserspiegel ( $z_w = \text{konstant}$ ) – nehmen die Setzungen an der Geländeoberfläche tendenziell zu (siehe Abb. 5.55).

Dabei sind die Unterschiede zwischen  $z/D = 2$  und  $z/D = 3$  deutlich größer als zwischen  $z/D = 3$  und  $z/D = 4$ . Dieser Umstand ist wahrscheinlich auf die vorhandene Gewölbewirkung bei zunehmender Tiefenlage zurückzuführen.

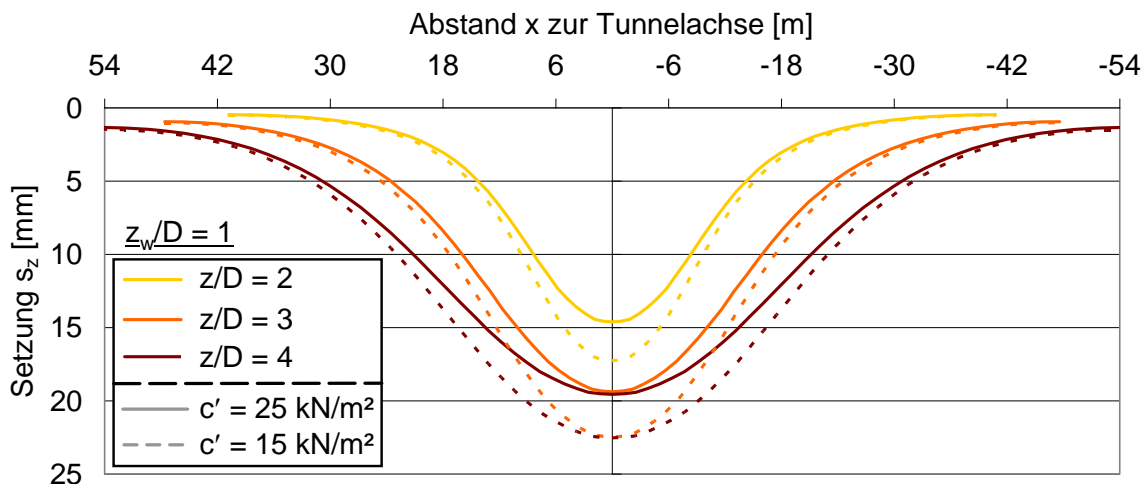


Abb. 5.55: Quersetzungsmulden in Abhängigkeit von der Tiefenlage der Tunnelachse und der Kohäsion

Obwohl bei größerer Tiefenlage der Tunnelachse ein entsprechend breiteres Modell gewählt wurde, so ist doch anhand der Abb. 5.55 zu erkennen, dass die Setzungen gegen den Modellrand hin nicht gegen Null hin auslaufen und somit eine gewisse Ungenauigkeit vorhanden ist. Hinsichtlich der Maximalsetzungen oberhalb der Tunnelachse kann aber angenommen werden, dass diese aufgrund des Abstands zu den seitlichen Modellrändern von einer dort vorhandenen Randeinspannung kaum beeinflusst werden. Demgegenüber können sich die Randbedingungen bei der Auswertung des Wendepunktabstands (= Breite der Setzungsmulde) und damit auch beim Volume loss in

einem gewissen Umfang bemerkbar machen. Die wesentlichen Aussagen bezüglich des Einflusses der Tiefenlage der Tunnelachse ändern sich dadurch aber nicht.

Eine geringere Kohäsion wirkt sich, wie schon aus Abb. 5.42 und Tab. 5.8 bekannt, erhöhend auf die Setzungen und damit auch auf den Volume loss aus. Die relativen Unterschiede zwischen einer Kohäsion  $c' = 25 \text{ kN/m}^2$  und  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$  sind dabei praktisch unabhängig von der Tiefenlage der Tunnelachse. Bei Auswertung des Volume loss zeigt sich neben diesem Effekt auch, dass bei einem gegebenen Grundwasserspiegel eine tiefere Tunnellage eine Erhöhung des Volume loss bewirkt (siehe Tab. 5.17).

Tiefenlage, $z_w/D = 1$	Kohäsion	
	$c' = 15 \text{ kN/m}^2$	$c' = 25 \text{ kN/m}^2$
$z/D = 2$	$V_L = 1,22 \%$	$V_L = 1,06 \%$
$z/D = 3$	$V_L = 2,26 \%$	$V_L = 1,98 \%$
$z/D = 4$	$V_L = 2,92 \%$	$V_L = 2,57 \%$

Tab. 5.17: Volume loss in Abhängigkeit von der Tiefenlage und der Kohäsion

Mit zunehmender Tiefenlage nehmen die Wendepunktabstände von 8,4 m auf 18,2 m bzw. 19,7 m (für  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $c' = 25 \text{ kN/m}^2$ ) zu. Dabei sind zwischen den beiden Scherfestigkeiten nur geringfügige Unterschiede feststellbar. Die Tangentensteigungen  $1/n$  nehmen für tiefer liegende Tunnel tendenziell ab, wobei zum einen zwischen  $z/D = 2$  und  $z/D = 3$  praktisch keine Unterschiede feststellbar sind und sich zum anderen für eine Kohäsion  $c' = 25 \text{ kN/m}^2$  – aufgrund der geringeren Maximalsetzungen  $s_{z,max}$  – kleineren Tangentensteigungen ergeben als für  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$ .

Aus den obigen Ergebnissen lässt sich allerdings noch keine Aussage darüber treffen, inwiefern der Volume loss durch das höhere Bodeneigengewicht infolge der tiefer gelegenen Tunnelachse oder durch das höhere hydraulische Potential bestimmt wird. Der Einfluss des hydraulischen Potentials, und damit auch der Tiefenlage der Tunnelachse, ergibt sich aus dem Vergleich von unterschiedlichen Lagen des Grundwasserspiegels (siehe Abb. 5.56).

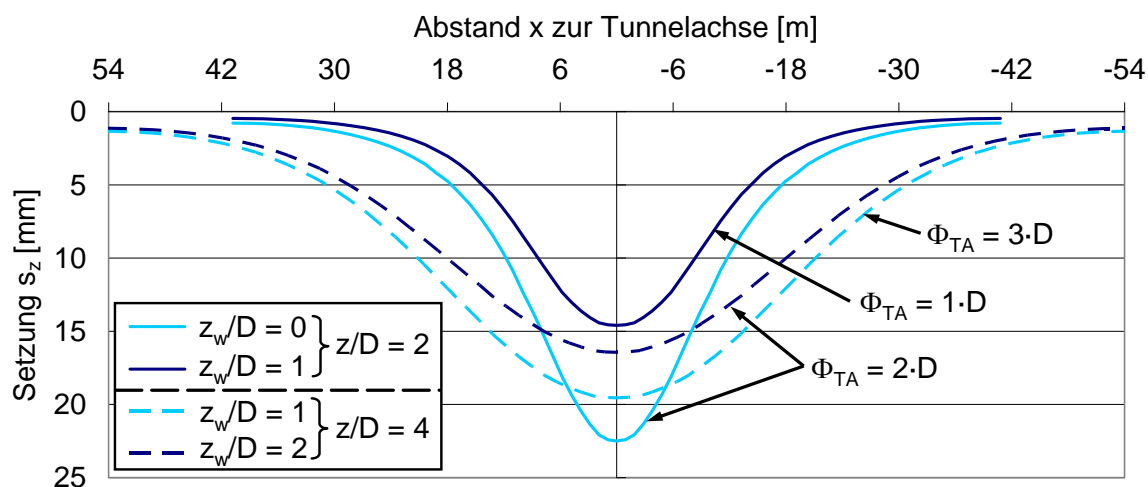


Abb. 5.56: Quersetzungsmulden in Abhängigkeit vom hydraulischen Potential

Für den flacher liegenden Tunnel mit  $z/D = 2$  zeigt sich, dass sich die Maximalsetzungen um ca. 55 % erhöhen, sofern der Grundwasserspiegel geländegleich und nicht erst in einer Tiefe von  $z_W/D = 1$  ansteht. Bezogen auf die Tiefenlage der Tunnelachse würde dies einer Erhöhung des hydraulischen Potentials im ungestörten Zustand um 100 % entsprechen.

Für den tiefer liegenden Tunnel mit  $z/D = 4$  erhöhen sich die Setzungen oberhalb der Tunnelachse um ca. 20 %, sofern der Grundwasserspiegel bei  $z_W/D = 1$  und nicht erst bei  $z_W/D = 2$  ansteht. Bezüglich der Tunnelachse herrscht in ersterem Fall ein um 50 % höheres hydraulisches Potential vor.

Der Einfluss der Tiefenlage auf die Form der Quersetzungsmulde kann damit eindeutig bestimmt werden, wenn für einen Vergleich ein konstantes hydraulisches Potential des ungestörten Gebirgszustandes (auf Höhe der Tunnelachse) betrachtet wird. In Analogie zu den Horizontalverformungen längs der Tunnelachse werden hierbei die beiden Berechnungen

- $z/D = 2, z_W/D = 0$  (durchgezogene, hellblaue Linie)
- $z/D = 4, z_W/D = 2$  (gestrichelte, dunkelblaue Linie),

miteinander verglichen (siehe Abb. 5.56). Es zeigt sich, dass mit größerer Tiefenlage die Maximalsetzung  $s_{z,max}$  abnimmt und gleichzeitig die Breite der Setzungsmulde größer wird. Dementsprechend nimmt auch die Tangentenneigung  $1/n$  ab. Im Gegensatz zu den Horizontalverformungen längs der Tunnelachse weist die Tiefenlage des Tunnels im Verhältnis zur Lage des Grundwasserspiegels einen deutlich erkennbaren Einfluss auf. Die hieraus resultierenden Wendepunktabstände und Tangentenneigungen sowie die Werte des Volume loss sind in Tab. 5.18 zusammengefasst.

Tiefenlage	GW-Spiegel	hydraulisches Potential	Volume loss	Wendepunkt-abstand	Tangenten-neigung
$z/D = 2$	$z_W/D = 0$	$\Phi_{TA} = 2 \cdot D$	$V_L = 1,60 \%$	$i_x = 6,8 \text{ m}$	$1/n = 700$
$z/D = 4$	$z_W/D = 2$	$\Phi_{TA} = 2 \cdot D$	$V_L = 2,14 \%$	$i_x = 13,9 \text{ m}$	$1/n = 1800$

Tab. 5.18: Volume loss, Wendepunktabstand und Tangentenneigung bei konstantem hydraulischen Potential auf Höhe der Tunnelachse

Durch die höhere Auflast infolge des Bodeneigengewichts nimmt der Volume loss von 1,60 % auf 2,14 % um ca. 35 % zu. Dieselbe Tieferlegung des Tunnelquerschnitts führt bei konstantem Grundwasserspiegel (vgl. Tab. 5.17) zu einer Zunahme des Volume loss um ca. 140 %. Damit bleibt festzuhalten, dass hinsichtlich der Tiefenlage des Tunnelquerschnitts sowohl dem Bodeneigengewicht als auch dem hydraulischen Potential eine wesentliche Bedeutung zukommt, für diese Randbedingungen aber das hydraulische Potential das bestimmende Kriterium darstellt.

Eine größere Tiefenlage der Tunnelachse führt zu einer Verbreiterung der Setzungsmulde. Diese Aussage gilt sowohl bei konstantem Grundwasserspiegel als auch bei gleich bleibendem hydraulischem Potential. In welchem Umfang das hydraulische Potential dabei den Wendepunktabstand  $i_x$  beeinflusst, kann nicht eindeutig festgestellt werden. Insbesondere bei der Tiefenlage  $z/D = 4$  ist die Setzungsmulde relativ breit, was zu einer vergleichsweise großen Ungenauigkeit bei der Auswertung des Wendepunktabstands führt.

Im nachfolgenden Abschnitt 5.7.5.4 wird der Einfluss der Überdeckungshöhe und des hydraulischen Potentials – insbesondere in Bezug auf den Zusammenhang zwischen Volume loss und Standsicherheit – noch im Detail erläutert.

#### 5.7.5.4 Beziehung zwischen Standsicherheit und Verformungen

In Abb. 5.57 ist die numerisch ermittelte Standsicherheit dem entsprechenden Volume loss an der Geländeoberfläche für unterschiedliche Tiefenlagen der Tunnelachse gegenübergestellt.

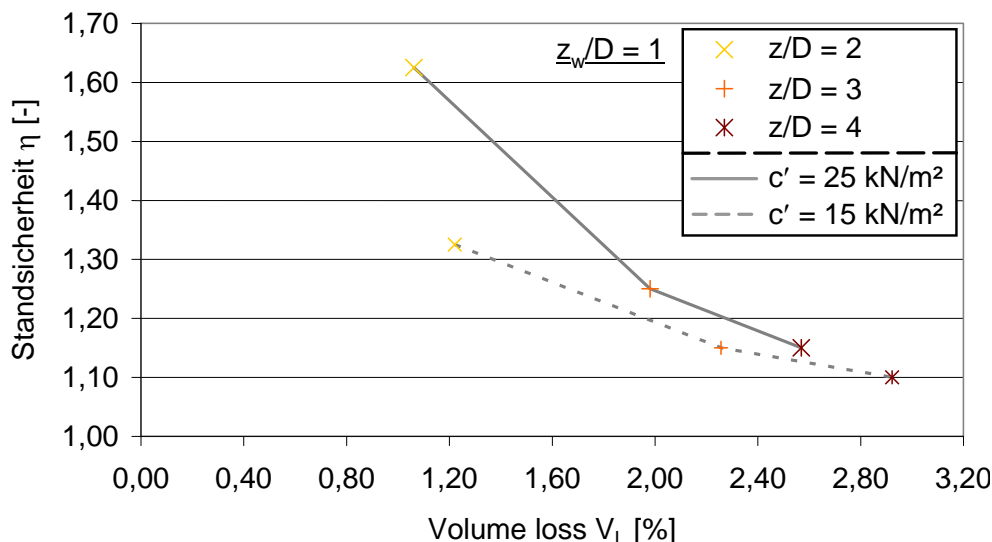


Abb. 5.57: Einfluss der Tiefenlage des Tunnelquerschnitts auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss

Aus dem Diagramm lässt sich – neben dem bereits bekannten Zusammenhang, dass eine Verringerung der Standsicherheit mit einer Erhöhung des Volume loss korreliert – die wesentliche Erkenntnis ableiten, dass bei gegebener Lage des Grundwasserspiegels eine Tieferlegung der Tunnelachse die Ortsbruststandsicherheit reduziert. Dabei ist zu beachten, dass durch die Tieferlegung der Tunnelachse zum einen das Bodengewicht und zum anderen auch das hydraulische Potential erhöht wird. Eine Differenzierung dieser beiden Einflussfaktoren folgt weiter unten (vgl. Abb. 5.58).

Darüber hinaus bestätigt sich erwartungsgemäß auch für teildrainede Verhältnisse, dass sich eine höhere Kohäsion bei geringer Überdeckungshöhe stärker auswirkt als bei einem tiefer gelegenen Tunnel. Dies ist im Wesentlichen damit zu begründen, dass mit zunehmender Tiefenlage höhere Spannungen vorherrschen. Damit nimmt der Einfluss der Kohäsion ab. Eine qualitativ vergleichbare Aussage findet sich auch in MAYER et al. (2003) (vgl. hierzu Abschnitt 2.3). Dabei wurde festgehalten, dass der Einfluss der Kohäsion mit zunehmender Tiefe abnimmt und die Standsicherheit ab einem Überdeckungsverhältnis von  $H/D \approx 4$  unabhängig von der Kohäsion ist (siehe Abb. 2.17). Der letzte Teil der Aussage ist allerdings nicht auf geringe Werte der Kohäsion übertragbar, da Tunnelvortriebe mit einem Durchmesser von mehreren Metern in einem nahezu kohäsionslosen Boden ohne ergänzende Maßnahmen, wie die Aufgliederung der Ortsbrust in kleinere Teilflächen oder die Herstellung eines Schirmgewölbes, auch ohne das Vorhandensein von Grundwasser nicht realisierbar sind. Damit müsste also auch bei großen Überdeckungshöhen zumindest eine gewisse Abhängigkeit der Ortsbruststandsicherheit von der Kohäsion gegeben sein. Das zeigt sich auch im Vergleich mit den Ergebnissen von VERMEER und RUSE (2001). Von den zuletzt genannten Autoren wurde überhaupt keine Beeinflussung der Ortsbruststandsicherheit durch die Überdeckungshöhe festgestellt, allerdings auch festgehalten, dass die Standsicherheit maßgeblich von der Kohäsion abhängt.

Im Rahmen der hier dargestellten Berechnungsergebnisse kann die Tiefenabhängigkeit etwas differenzierter betrachtet werden. Mit zunehmender Tiefenlage der Tunnelachse wirken – ein konstanter Grundwasserspiegel vorausgesetzt – nämlich höhere Strömungskräfte auf die Ortsbrust, so dass zu erwarten ist, dass infolge des hydraulischen Potentials die Standsicherheit mit größerer Tiefenlage abnimmt. Gleichzeitig nehmen auf Höhe der Tunnelachse aber auch die effektiven Spannungen im Primärspannungszustand zu, so dass aus der Gewölbewirkung wiederum eine erhöhende Wirkung auf die Standsicherheit besteht. Eine Betrachtung, welche die beiden oben genannten Einflüsse voneinander abtrennt, ist in Abb. 5.58 dargestellt.

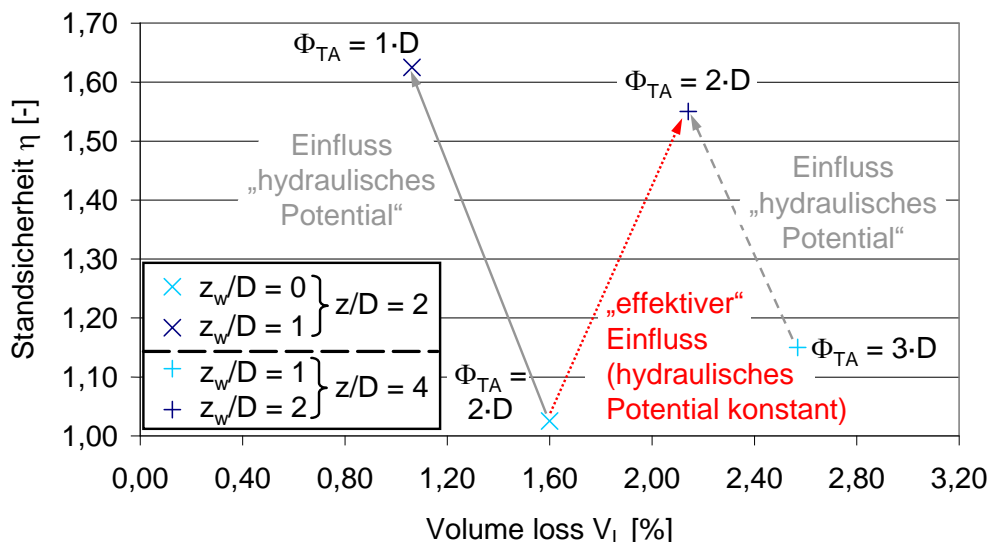


Abb. 5.58: Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss in Abhängigkeit vom hydraulischen Potential

Die beiden grau hervorgehobenen Pfeile geben an, wie sich die Standsicherheit erhöht, wenn ein niedrigerer Grundwasserspiegel bzw. ein geringeres Grundwasserpotential vorhanden ist. Die Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit steht dabei in Zusammenhang mit der bereits bekannten Reduktion des Volume loss V<sub>L</sub>.

Der Einfluss infolge des Primärspannungszustands mit höheren effektiven Spannungen ist durch den rot hervorgehobenen Pfeil dargestellt (in Abb. 5.58 als „effektiver“ Einfluss bezeichnet). Dabei liegt für die beiden betrachteten Tiefenlagen des Tunnelquerschnitts im Primärspannungszustand auf Höhe der Tunnelachse das gleiche hydraulische Potential vor. Den dargestellten Ergebnissen zufolge führt ein Tunnelvortrieb in größerer Tiefe zu einer Erhöhung der Standsicherheit, wobei der Volume loss gleichzeitig zunimmt. Demgegenüber haben MAYER et al. sowie VERMEER und RUSE bei ihren Untersuchungen festgestellt, dass die Standsicherheit mit größerer Tiefenlage abnimmt bzw. unabhängig von der Tiefenlage des Tunnelquerschnitts ist.

Eine Erklärung für die mit der Tiefe zunehmende Standsicherheit findet sich bei Berücksichtigung der Gewölbewirkung (basierend auf der so genannten Silotheorie nach JANSSEN (1895)). Derzufolge wäre für den flacher liegenden Tunnel mit z/D = 2 zu erwarten, dass sich kein tragfähiges Gewölbe im Untergrund einstellt. Für den tiefer liegenden Tunnel mit z/D = 4 wäre demgegenüber davon auszugehen, dass sich oberhalb der Tunnelfirste ein Druckgewölbe im Gebirge einstellt, wodurch auch die auf die Ortsbrust wirkenden Strömungskräfte reduziert werden können, was einer Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit gleich kommt.



Der Abb. 5.58 entsprechend nimmt der Volume loss zwar infolge des „effektiven“ Einflusses zu, allerdings ist zu beachten, dass die Maximalsetzungen abnehmen und der Volume loss im Wesentlichen auf eine Verbreiterung der Setzungsmulde zurückzuführen ist (vgl. Abb. 5.56). Die Verhältnisse sind daher für eine Tiefenlage der Tunnelachse von  $z/D = 4$  (bei  $z_w/D = 2$ ) unkritischer einzuschätzen als für  $z/D = 2$  (bei  $z_w/D = 0$ ). Dies zeigt sich ebenfalls bei Vergleich der Tangentenrichtungen aus Tab. 5.18. Ähnliches ergab sich auch bei Auswertung der Horizontalverformungen (vgl. Abb. 5.54), derzufolge die größere Tiefenlage bei gleichem hydraulischem Potential geringere Verformungen an der Ortsbrust hervorruft und damit als etwas günstiger zu beurteilen ist. In Abschnitt 6.2 (Vergleich von Messungen und Berechnungen) wird der Einfluss der Überdeckungshöhe auf den Volume loss nochmals näher betrachtet.

#### 5.7.5.5 Einfluss einer oberflächennah vorhandenen Kiesschicht

Neben der Tiefenlage der Tunnelachse und der Lage des Grundwasserspiegels wird schließlich noch eine mögliche Schichtung des Baugrunds untersucht. Als Grundlage hierfür wird eine Baugrundsituation betrachtet, wie sie verhältnismäßig häufig anzutreffen ist. Oberflächennah steht eine Schicht aus sehr tragfähigen und stark durchlässigen, kohäsionslosen Kiesen an. Der Tunnelvortrieb selbst erfolgt ausschließlich in der darunter liegenden feinkörnigen Schicht (siehe Schemaskizze in Abb. 5.59). Der Grundwasserspiegel steht bei  $z_w = 1 \cdot D$  an.

Die Kennwerte für den Kies können ebenfalls der Tab. 5.3 entnommen werden. Die kiesige Schicht weist in diesem Fall, ähnlich wie der darunter liegende Ton, eine sehr hohe Steifigkeit wie auch eine hohe Scherfestigkeit auf. Da die diesbezüglichen Unterschiede zwischen dem Kies und dem Ton nur sehr gering sind, ist aufgrund des eigentlichen Schichtwechsels zunächst einmal keine wesentliche Beeinflussung der Verformungsgrößen wie auch der Ortsbruststandsicherheit zu erwarten. Demgegenüber besteht Unsicherheit darüber, wie sich eine Grundwasserströmung in der stark durchlässigen Kiesschicht auf die Verformungen und die Ortsbruststandsicherheit auswirkt. Der Einfluss des eigentlichen Schichtwechsels wie auch jener der Grundwasserströmung in der kiesigen Schicht werden nachfolgend kurz umrissen.

Sowohl für den flach liegenden Tunnel mit  $z/D = 2$  als auch für den etwas tiefer liegenden Tunnel mit  $z/D = 3$  ist kein relevanter Einfluss aus der oberflächennah vorhandenen Kiesschicht auf die Quersetzungsmulde (siehe Abb. 5.59) festzustellen. Diese Aussage gilt in analoger Weise auch für die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse (hier nicht dargestellt).

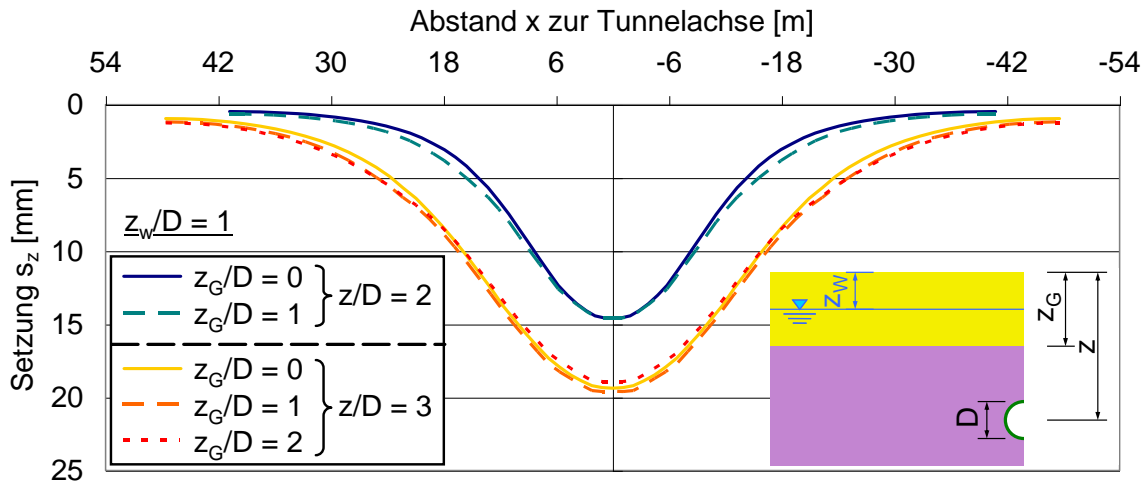


Abb. 5.59: Quersetzungsmulden in Abhängigkeit von der Baugrundsichtung

Auch in Hinblick auf den Zusammenhang zwischen Ortsbruststandsicherheit und Volume loss ist keine markante Beeinflussung infolge der oberflächennah vorhandenen Kiesschicht zu erkennen (siehe Abb. 5.60).

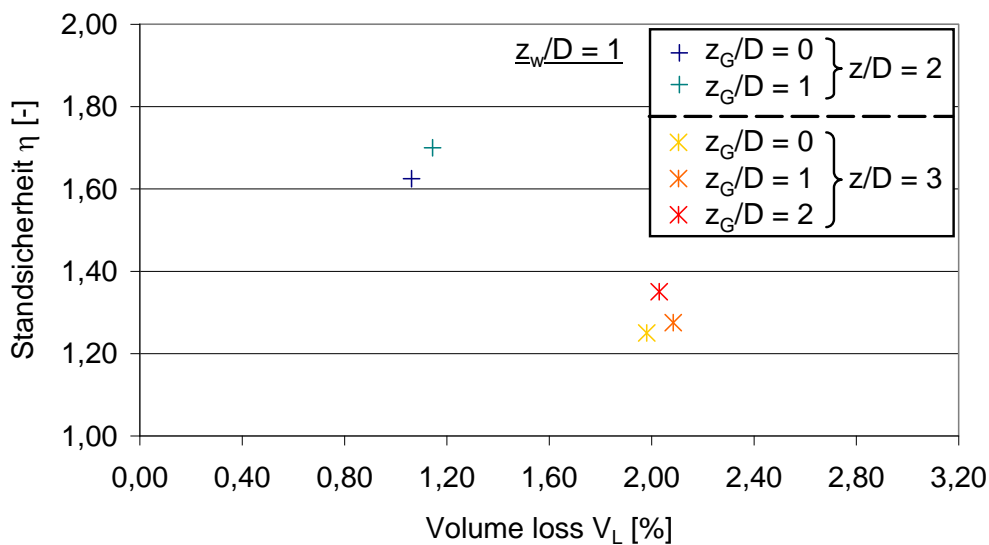


Abb. 5.60: Zusammenhang zwischen Standardsicherheit und Volume loss in Abhängigkeit von der Bodenschichtung

Für die untersuchten Randbedingungen bleibt demnach festzuhalten, dass weder der Schichtwechsel als solcher noch die starke Durchlässigkeit der kiesigen Schicht einen relevanten Einfluss auf die Verformungsgrößen wie auch auf die Standardsicherheit ausübt. Im Wesentlichen kann dieses Ergebnis darauf zurückgeführt werden, dass die beiden Schichten über eine ähnlich große Scherfestigkeit verfügen und die stark durchlässige, kiesige Schicht durch eine ausreichend mächtige, feinkörnige Überdeckung vom Tunnelquerschnitt getrennt ist.

### 5.7.6 Einfluss des Seitendruckbeiwerts

#### 5.7.6.1 Allgemeines

Aus der Literatur (vgl. Abschnitt 2.2) ist bekannt, dass der Seitendruckbeiwert einen maßgeblichen Einfluss auf die Setzungen an der Geländeoberfläche haben kann. Inwiefern dies auch auf das Zusammenspiel von Standsicherheit und Verformungen in gering durchlässigen Böden bezogen werden kann, wird nachfolgend untersucht.

Die Tiefenlage der Tunnelachse entspricht dem 2-fachen des Tunneldurchmessers ( $z/D = 2$ ), der Grundwasserspiegel steht bei  $z_w/D = 1$  unter der Geländeoberfläche an. Für die Vergleiche werden drei verschiedene Durchlässigkeiten verwendet, die sich jeweils um eine 10er-Potenz voneinander unterscheiden. Der normalkonsolidierte Zustand ( $K_{0,nc} = 0,58$ ) wird dabei dem überkonsolidierten Zustand ( $K_{0,oc} = 0,8$ ) gegenübergestellt.

#### 5.7.6.2 Verformungen im Bereich des Tunnelquerschnitts

##### Horizontalverformung längs der Tunnelachse:

Wie aus Abb. 5.17 bekannt führt eine höhere Durchlässigkeit zu größeren Horizontalverformungen an der Ortsbrust. Dies gilt, wie aus Abb. 5.61 ersichtlich, sowohl für normalkonsolidierte als auch für überkonsolidierte Zustände.

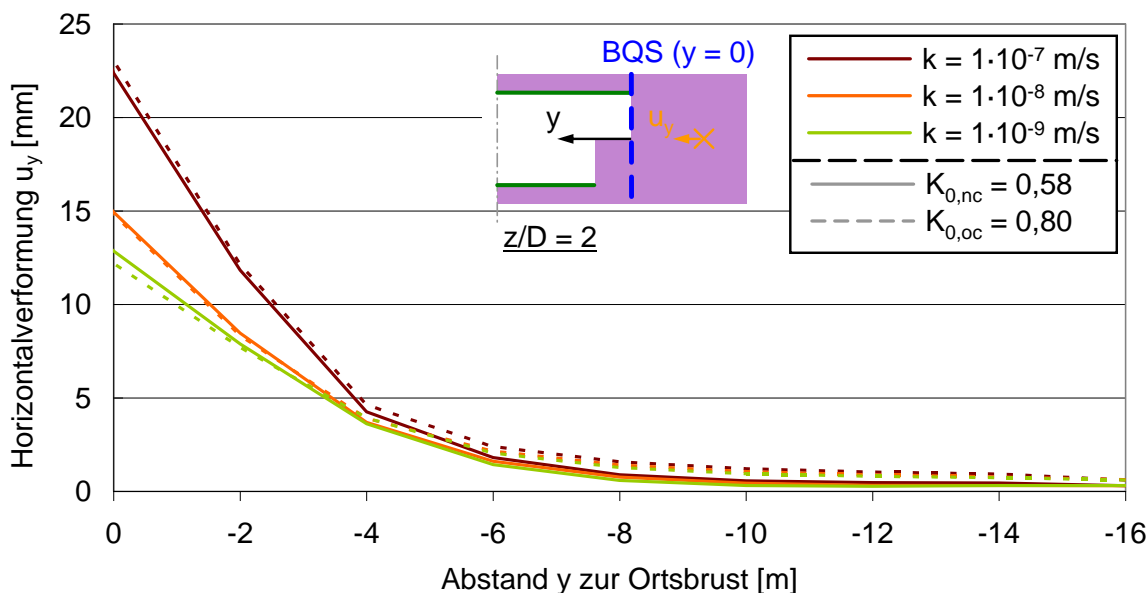


Abb. 5.61: Horizontalverformungen längs der Tunnelachse in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert und der Durchlässigkeit

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Größe des Seitendruckbeiwerts keine relevante Auswirkung auf die Horizontalverformungen längs der Tunnelachse aufweist. Hierfür sind vermutlich zwei gegenläufige Effekte verantwortlich. Überkonsolidierte Böden mit entsprechend höherem Seitendruckbeiwert weisen im Primärspannungszustand höhere Horizontalspannungen auf. Die längs der Tunnelachse vorherrschenden Horizontalspannungen werden an der Ortsbrust durch den atmosphärischen Tunnelvortrieb vollständig abgebaut. Dies führt gegenüber normalkonsolidierten Untergrundverhältnissen grundsätzlich zu einem stärkeren Ungleichgewicht (Lastvektor), was wiederum höhere Verformungen nach sich zieht. Andererseits kann sich in Böden mit höherem Seiten-

druckbeiwert ein tragfähigeres Gewölbe ausbilden, was zu entsprechend geringeren Horizontalverformungen führt. Anscheinend heben sich beide Effekte weitgehend auf.

Für eine Tiefenlage der Tunnelachse von  $z/D = 3$  ergeben sich grundsätzlich analoge Ergebnisse, wobei die Horizontalverformungen vom Betrag her größer sind (vgl. hierzu auch Abschnitt 5.7.5).

### 5.7.6.3 Setzungen an der Geländeoberfläche

#### Quersetzungsmulde:

Im Gegensatz zu den Verformungen längs der Tunnelachse weist der Seitendruckbeiwert bezüglich der Setzungen an der Geländeoberfläche einen deutlich erkennbaren Einfluss auf. In qualitativer Hinsicht stimmt dies mit den aus der Literatur bekannten Angaben überein. Der Seitendruckbeiwert  $K_{0,oc} = 0,8$  führt gegenüber dem nach JAKY ermittelten Seitendruckbeiwert des normalkonsolidierten Zustands  $K_{0,nc} = 0,58$  zu einer deutlichen Verringerung der Oberflächensetzungen (siehe Abb. 5.62).

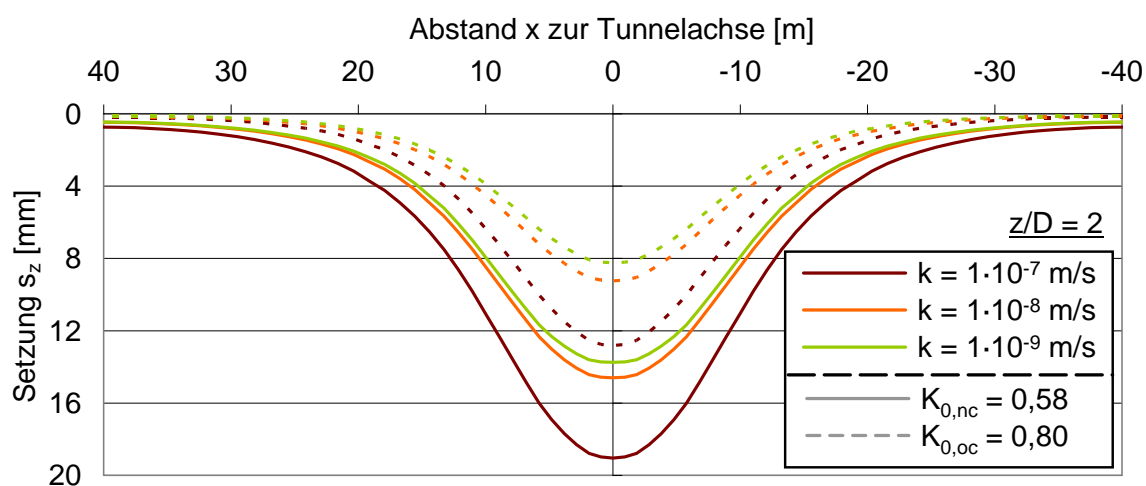


Abb. 5.62: Quersetzungsmulden im Endzustand in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert und von der Durchlässigkeit

Für eine Tiefenlage  $z/D = 3$  ergeben sich qualitativ vergleichbare Ergebnisse. Diese werden nachfolgend, bei der Auswertung der maßgeblichen Kenngrößen der Setzungsmulde, mit berücksichtigt. In diesem Zusammenhang werden die Kenngrößen Volume loss, Wendepunktastand und Tangentenneigung in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Tiefenlagen der Tunnelachse dargestellt.

Die für überkonsolidierte Untergrundverhältnisse durchgeführten Berechnungen weisen gegenüber den normalkonsolidierten Verhältnissen einen um ca. 40 % bis 50 % geringeren Volume loss auf. Dabei gilt, dass der Einfluss des Seitendruckbeiwerts mit geringerer Durchlässigkeit tendenziell etwas zunimmt (siehe Tab. 5.19).

Durchlässigkeit	Tiefenlage z/D	Seitendruckbeiwert	
		$K_{0,nc} = 0,58$	$K_{0,oc} = 0,80$
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	z/D = 2	$V_L = 1,41$ %	$V_L = 0,81$ %
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s		$V_L = 1,06$ %	$V_L = 0,58$ %
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s		$V_L = 1,00$ %	$V_L = 0,51$ %
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	z/D = 3	$V_L = 2,73$ %	$V_L = 1,55$ %
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s		$V_L = 1,98$ %	$V_L = 1,00$ %
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s		$V_L = 1,90$ %	$V_L = 0,91$ %

Tab. 5.19: Volume loss in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Tiefenlagen

Bei den überkonsolidierten Verhältnissen ergeben sich tendenziell etwas geringere Wendepunkt- $i_x$  und auch geringere Tangenten- $1/n$  als bei normalkonsolidierten Böden (siehe Tab. 5.20).

Durchlässigkeit	Tiefenlage z/D	Seitendruckbeiwert			
		$K_{0,nc} = 0,58$		$K_{0,oc} = 0,80$	
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	z/D = 2	$i_x = 8,4$ m	$1/n = 830$	$i_x = 6,3$ m	$1/n = 1100$
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s		$i_x = 8,4$ m	$1/n = 1060$	$i_x = 6,3$ m	$1/n = 1470$
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s		$i_x = 9,4$ m	$1/n = 1080$	$i_x = 6,3$ m	$1/n = 1600$
$k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s	z/D = 3	$i_x = 12,3$ m	$1/n = 820$	$i_x = 12,3$ m	$1/n = 1170$
$k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s		$i_x = 12,3$ m	$1/n = 1070$	$i_x = 12,3$ m	$1/n = 1780$
$k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s		$i_x = 12,3$ m	$1/n = 1100$	$i_x = 9,8$ m	$1/n = 1940$

Tab. 5.20 Wendepunkt- $i_x$  und Tangenten- $1/n$  in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert für unterschiedliche Durchlässigkeiten und Tiefenlagen

Ein geringerer Wendepunkt- $i_x$  führt grundsätzlich zu einer Erhöhung der Tangenten- $1/n$ . In Summe nehmen die Tangenten- $1/n$  für die überkonsolidierten Verhältnisse allerdings ab. Dies ist auf die deutlich kleineren Maximalsetzungen bei diesen Untergrundverhältnissen zurückzuführen. Im Vergleich zu den Maximalsetzungen ist der Einfluss der Wendepunkt- $i_x$  hierbei nur von untergeordneter Bedeutung.

#### 5.7.6.4 Standsicherheit der Ortsbrust

In Abb. 5.63 ist die Ortsbruststandsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit  $k$ , der Tiefenlage der Tunnelachse  $z/D$  sowie vom Seitendruckbeiwert  $K_0$  dargestellt.

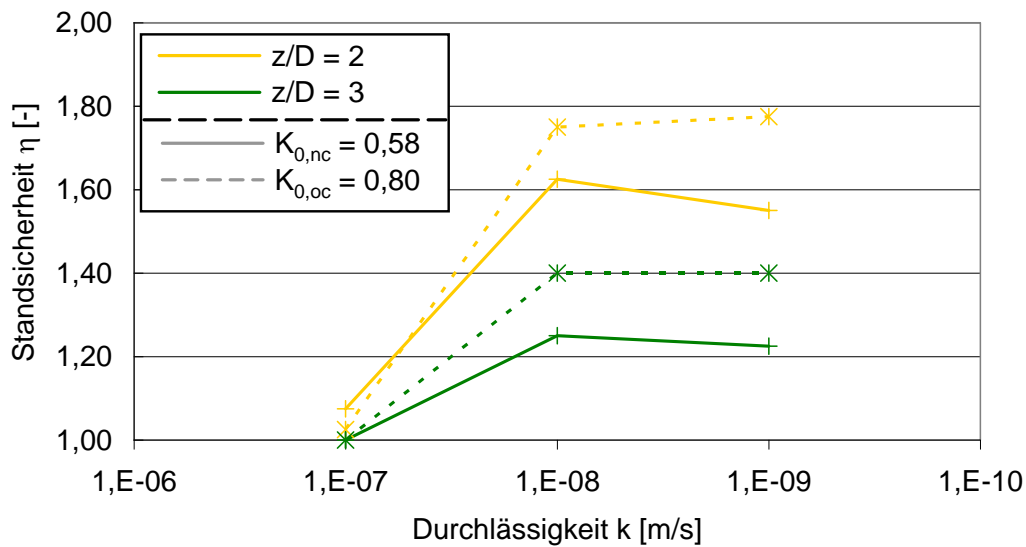


Abb. 5.63: Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf die Ortsbruststandsicherheit

Bei einer Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s bzw.  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s ist die Standsicherheit für überkonsolidierte Verhältnisse augenscheinlich etwas größer als für die entsprechenden normalkonsolidierten Zustände. Dies ist auf die günstigere Spannungsverteilung an der Ortsbrust aufgrund des höheren Seitendruckbeiwerts bei überkonsolidierten Verhältnissen zurückzuführen. Für eine sehr hohe Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s ergeben sich demgegenüber keine relevanten Unterschiede zwischen den normal- und den überkonsolidierten Verhältnissen. Die Ortsbrust verhält sich hierbei schon relativ instabil, so dass offenbar auch ein Seitendruckbeiwert für überkonsolidierte Verhältnisse  $K_{0,oc} = 0,8$  keine nennenswerte Stabilitätserhöhung mit sich bringt.

### 5.7.6.5 Beziehung zwischen Standsicherheit und Verformungen

In Abb. 5.64 sind die oben dargestellten Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen dem Volume loss an der Geländeoberfläche vergleichend gegenübergestellt.

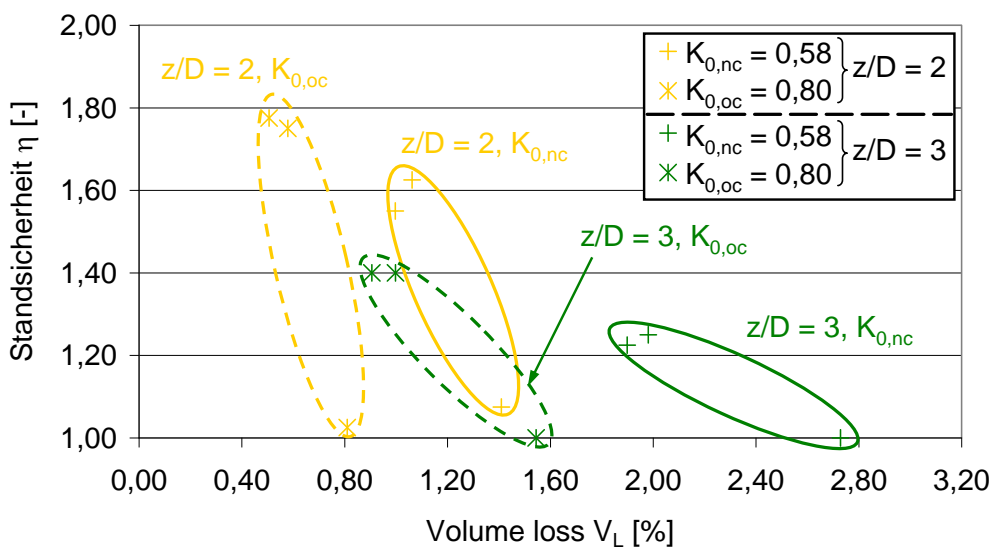


Abb. 5.64: Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf den Zusammenhang zwischen Standsicherheit und Volume loss

Es zeigt sich, dass der höhere Seitendruckbeiwert zum einen eine Verringerung des Volume loss und zum anderen – zumindest für Durchlässigkeiten  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s – eine Erhöhung der Standsicherheit bewirkt. Darüber hinaus bleibt festzuhalten, dass der aus der Literatur bekannte Zusammenhang zwischen einer hohen Ortsbruststandsicherheit und geringen Verformungen sich auch für überkonsolidierte Böden unter teildraineden Verhältnissen bestätigt.

### 5.7.7 Einfluss der Art der Standsicherheitsberechnung

Die bisher in Abschnitt 5.7 dargestellten Ergebnisse der numerischen Standsicherheitsberechnungen wurden mithilfe der  $\phi$ -c-Reduktion ermittelt. Die möglichen Nachteile dieser Berechnungsvariante wurden in Abschnitt 5.6 ausführlich erläutert. Demgegenüber führt die oben beschriebene  $\chi$ -Reduktion (siehe Abschnitt 5.6.2) zu einem deutlich höheren Rechenaufwand, allerdings sind hierbei unter Umständen auch die genaueren Ergebnisse zu erzielen. Ein entsprechender Vergleich der beiden Verfahren wird nachfolgend vorgestellt.

In Abb. 5.65 sind die Ergebnisse der  $\phi$ -c-Reduktion durch die vertikalen Linien dargestellt. Für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s wurde eine Ortsbruststandsicherheit von  $\eta = 1,0$  ermittelt. In diesem Fall müsste bereits eine geringfügige Reduktion der Scherparameter zu einem Versagen der Ortsbrust führen. Durchlässigkeiten von  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s bzw.  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s ergeben Standsicherheiten von  $\eta = 1,25$  bzw.  $\eta = 1,23$ . Dementsprechend dürften – je nach Durchlässigkeit  $k$  des Gebirges – die Kohäsion  $c'$  sowie der Tangens des Reibungswinkels  $\tan\phi'$  um einen Faktor 1,25 bzw. 1,23 reduziert sein, ohne dass es zu einem Versagen käme.

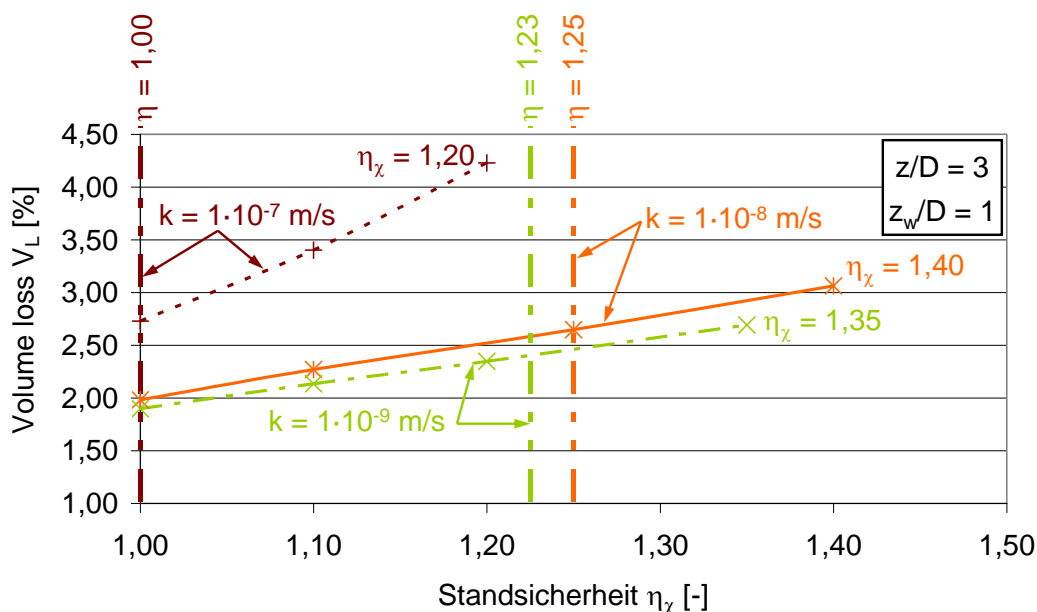


Abb. 5.65: Vergleich der  $\phi$ -c-Reduktion und der  $\chi$ -Reduktion hinsichtlich der berechneten Ortsbruststandsicherheiten

Im Rahmen der  $\chi$ -Reduktion werden die effektiven Scherparameter bereits für die Berechnung des Primärspannungszustands reduziert und der gesamte numerisch abgebildete Tunnelvortrieb mit den reduzierten Parametern durchgeführt. Die maximal mögliche Reduktion der Scherparameter ergibt sich für jenen Fall, bei welchem gerade noch der gesamte Tunnelvortrieb abgebildet werden kann. Die Standsicherheit wird dabei durch eine schrittweise Reduktion der Scherparameter ange-

nähert. Für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s könnten die Scherparameter entsprechend Abb. 5.65 um einen Faktor  $\eta_\chi = 1,20$  reduziert werden. Bei einer Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s bzw.  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s ergeben sich Standsicherheiten von  $\eta_\chi = 1,40$  bzw.  $\eta_\chi = 1,35$ .

Die  $\chi$ -Reduktion wird entsprechend den Ausführungen des Abschnitts 5.6 als die besser zutreffende Lösung angesehen. Gegenüber der  $\varphi$ -c-Reduktion ergibt sich bei allen drei Durchlässigkeiten eine höhere Standsicherheit. Damit scheint die  $\varphi$ -c-Reduktion tendenziell auf der sicheren Seite zu liegen. Bei der  $\varphi$ -c-Reduktion werden – nachdem der Tunnelvortrieb eine spezifische Stelle (den Betrachtungsquerschnitt BQS) erreicht hat – innerhalb einer einzelnen Berechnungsphase die Scherparameter reduziert. Die Standsicherheit  $\eta$  kann dabei als Reserve an rückhaltenden Kräften an diesem Modellquerschnitt interpretiert werden. Demgegenüber werden die Sicherheitsreserven bei der  $\chi$ -Reduktion entlang des abgebildeten Tunnelvortriebs durch Spannungsumlagerung und Reduktion der Porenwasserdrücke offensichtlich in größerem Umfang aktiviert. Daraus ergeben sich für die Standsicherheit  $\eta_\chi$  höhere Werte als für die  $\varphi$ -c-Reduktion.

Allerdings muss auch bei der  $\chi$ -Reduktion darauf hingewiesen werden, dass die Standsicherheit  $\eta_\chi$  nur mit einer bestimmten Genauigkeit ermittelt werden kann. Die Relevanz dieser Genauigkeit wird anhand des nachfolgend dargestellten Beispiels erläutert. Wie oben bereits ausgeführt wurde, konnte für eine Durchlässigkeit von  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s und  $\eta_\chi = 1,35$  der Tunnelvortrieb noch abgebildet werden. Demgegenüber war dies für  $\eta_\chi = 1,40$  nicht mehr möglich. Neben den geometrischen Randbedingungen und den angesetzten Bodenkennwerten wird das berechnete Ergebnis zu einem gewissen Teil auch durch die Vorgaben für den Iterationsprozess (z. B. tolerierter Fehler,...) bedingt. Unter Berücksichtigung der numerisch erzielbaren Genauigkeit, dürfte eine realistische Größenordnung für die derart ermittelte Standsicherheit im Bereich zwischen 1,35 und 1,45 liegen. In diesem Bereich wäre es (mit hohem rechnerischem Aufwand) sicherlich möglich, die Standsicherheit  $\eta_\chi$  nochmals enger einzugrenzen. Bei näherer Betrachtung der Abb. 5.66 zeigt sich, dass ein entsprechender Aufwand in praktischer Hinsicht allerdings nicht sinnvoll ist. In genannter Abb. 5.66 sind die Beträge der effektiven Scherparameter  $c'_{red}$  und  $\varphi'_{red}$  in Abhängigkeit von der Standsicherheit  $\eta_\chi$  dargestellt.

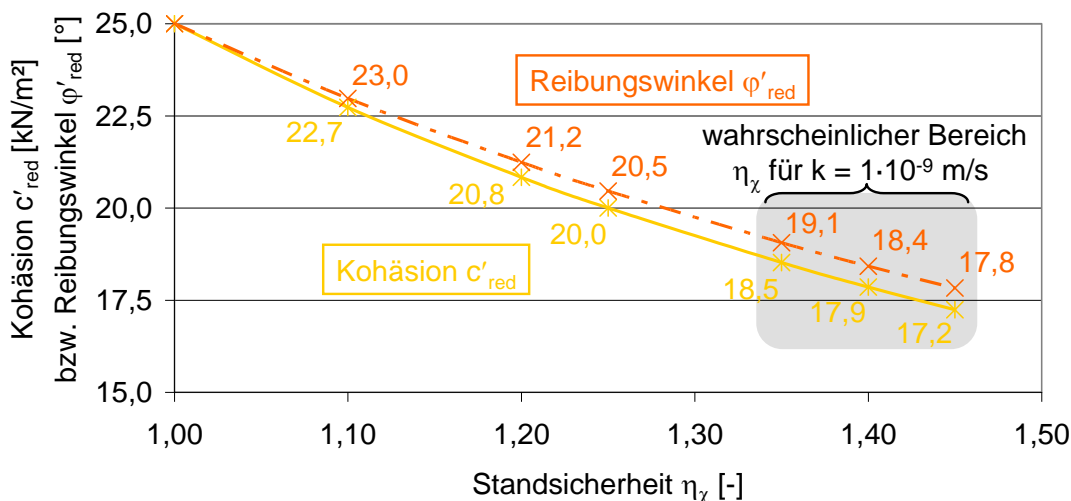


Abb. 5.66: Beträge der reduzierten effektiven Scherparameter  $c'_{red}$  und  $\varphi'_{red}$  in Abhängigkeit von der Standsicherheit  $\eta_\chi$



Der Bereich zwischen  $\eta_\chi = 1,35$  und  $\eta_\chi = 1,45$ , in welchem die rechnerische Standsicherheit  $\eta_\chi$  wahrscheinlich liegt, ist grau hinterlegt. Die entsprechend reduzierten Rechenwerte sind in Tab. 5.21 angegeben (wie für alle anderen Berechnungen dieses Abschnitts wurden die Scherparameter jeweils auf- oder abgerundet, auf einen Zahlenwert mit 0,5 oder ganzzahlig).

Standsicherheit $\eta_\chi$	$c'_{\text{red}}$	$\phi'_{\text{red}}$
$\eta_\chi = 1,35$	18,5 kN/m <sup>2</sup>	19,0°
$\eta_\chi = 1,40$	18,0 kN/m <sup>2</sup>	18,5°
$\eta_\chi = 1,45$	17,0 kN/m <sup>2</sup>	18,0°

Tab. 5.21: Reduzierte effektive Scherparameter in Abhängigkeit von der Standsicherheit  $\eta_\chi$

Für den oben angegebenen Bereich der Standsicherheit beträgt die maximale Differenz bezüglich der Kohäsion  $\Delta c'_{\text{red}} = 1,5$  kN/m<sup>2</sup> und für den Reibungswinkel  $\Delta \phi'_{\text{red}} = 1,0^\circ$ . Für geotechnische Fragestellungen ist diese Größenordnung allerdings ohne praktische Relevanz, weswegen eine nähere Eingrenzung der Standsicherheit  $\eta_\chi$  weder erforderlich noch sinnvoll ist.

Abschließend ist noch von Interesse, ob die Standsicherheit  $\eta_\chi$  aus dem Zusammenhang zwischen den reduzierten Scherparametern und dem Volume loss abgeschätzt und damit einfacher eingegrenzt werden kann. Dabei ist zunächst einmal festzustellen, dass die über den Parameter  $\chi$  eingeführte Reduktion der Scherparameter erwartungsgemäß zu einer Erhöhung des Volume loss führt (siehe Abb. 5.65). Da der Volume loss allerdings nicht überproportional mit den reduzierten Scherparametern zunimmt, lässt sich aus diesem Zusammenhang die Standsicherheit  $\eta_\chi$  auch nicht abschätzen. Vielmehr muss die Standsicherheit durch Ausprobieren ermittelt werden.

### 5.7.8 Zusammenfassende Darstellung der Berechnungsergebnisse

In Hinblick auf den Zusammenhang zwischen der Ortsbruststandsicherheit und den Verformungsgrößen konnte für den gesamten hier betrachteten Durchlässigkeitsbereich nachgewiesen werden, dass die Verformungen mit zunehmender Stabilität geringer werden. Für die teildränierten Verhältnisse hat sich gezeigt, dass eine höhere Durchlässigkeit eine Reduktion der Standsicherheit und damit größere Verformungen im Bereich des Tunnels wie auch an der Geländeoberfläche bewirkt. Zur Bestimmung der Grenzen zwischen dränierten und teildränierten bzw. zwischen teildränierten und undränierten Verhältnissen kann auf die Untersuchungen von SHIN und POTTS (2002) zurückgegriffen werden. Die von den Autoren vorgestellten Ergebnisse spiegeln sich auch in den Erkenntnissen dieser Arbeit wider.

Ein ganz wesentliches Ergebnis dieser Arbeit ist der Einfluss der Tiefenlage des Tunnelquerschnitts. Die besondere Herausforderung bei gering durchlässigen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels ergibt sich dadurch, dass neben dem Eigengewicht des Bodens auch der Einfluss des hydraulischen Potentials zu berücksichtigen ist. Anhand der durchgeführten Berechnungen kann hinsichtlich der Wirkung der beiden zuletzt genannten Parameter differenziert werden. Dabei ist insbesondere festzuhalten, dass ein höheres hydraulisches Potential zu einer Verringerung der Standsicherheit sowie zu einer Vergrößerung der Verformungen führt. Demgegenüber hat sich eine oberflächennah vorhandene, stark durchlässige Kiesschicht weder auf die Verformungsgrößen noch auf die Ortsbruststandsicherheit ausgewirkt. Dies kann im Wesentlichen darauf zurückgeführt

werden, dass zum einen eine ausreichend mächtige, feinkörnige Überdeckung der Tunnelfirste berücksichtigt wurde und zum anderen beide Bodenschichten eine recht hohe Scherfestigkeit aufweisen.

Aufgrund der komplexen Modellierung – und dem damit verbundenen enormen Zeitaufwand – konnten Vergleichsberechnungen nur in gewissen Grenzen vorgenommen werden. Für die hier vorgestellten Untersuchungen wurden daher bestimmte Randbedingungen (wie z. B. der Tunneldurchmesser oder die Vortriebsweise mit kurz vorausseilender Kalotte) fest vorgegeben. Es ist allerdings davon auszugehen, dass die grundlegenden Erkenntnisse auch auf Verhältnisse übertragbar sind, die nicht maßgeblich von den hier betrachteten Randbedingungen abweichen.

Darüber hinaus wurden weitere Zusammenhänge, die aus der Literatur für dränierte bzw. undräßierte Verhältnisse bekannt sind, auch für die teildräßierten Verhältnisse untersucht und die daraus abgeleiteten Ergebnisse beurteilt. Neben dem Einfluss der Scherfestigkeit und des Dilatanzwinkels wurden in diesem Zusammenhang auch die Steifigkeit des Baugrunds sowie der Seitendruckbeiwert betrachtet.

Die in den Abschnitten 5.7.2 bis 5.7.6 beschriebenen sowie weitere, im Anhang 4 angeführte Ergebnisse sind in den beiden nachfolgenden Abbildungen zusammenfassend dargestellt. Dabei wird nicht nach den unterschiedlichen Durchlässigkeiten differenziert. Die im Anhang angeführten Ergebnisse stellen weitere Variationen im Sinne der obigen Untersuchungen dar, wobei sich diese Ergebnisse in die bisher abgeleiteten Erkenntnisse einfügen.

In Abb. 5.67 sind die Horizontalverformungen  $d_{uy}$ , die sich am Betrachtungsquerschnitt auf Höhe der Tunnelachse infolge eines einzelnen Abschlagszyklus ergeben, den Standsicherheiten  $\eta$  gegenübergestellt.

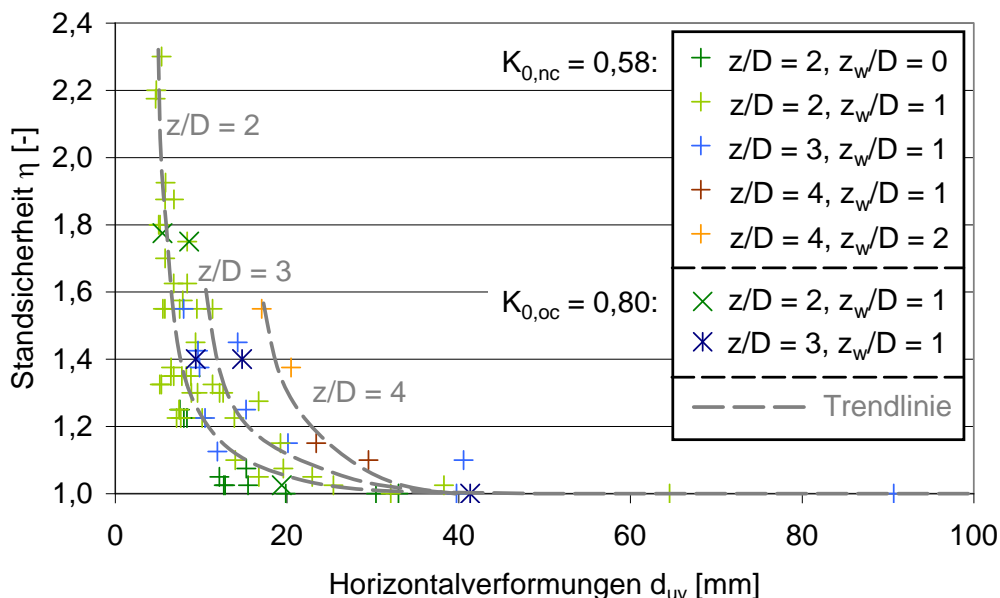


Abb. 5.67: Zusammenfassende Gegenüberstellung der Ortsbruststandsicherheit und der Horizontalverformungen infolge eines Abschlagzyklus

Der Volume loss  $V_L$  der Endsetzungsmulde ist der Ortsbruststandsicherheit  $\eta$  in Abb. 5.68 gegenübergestellt.

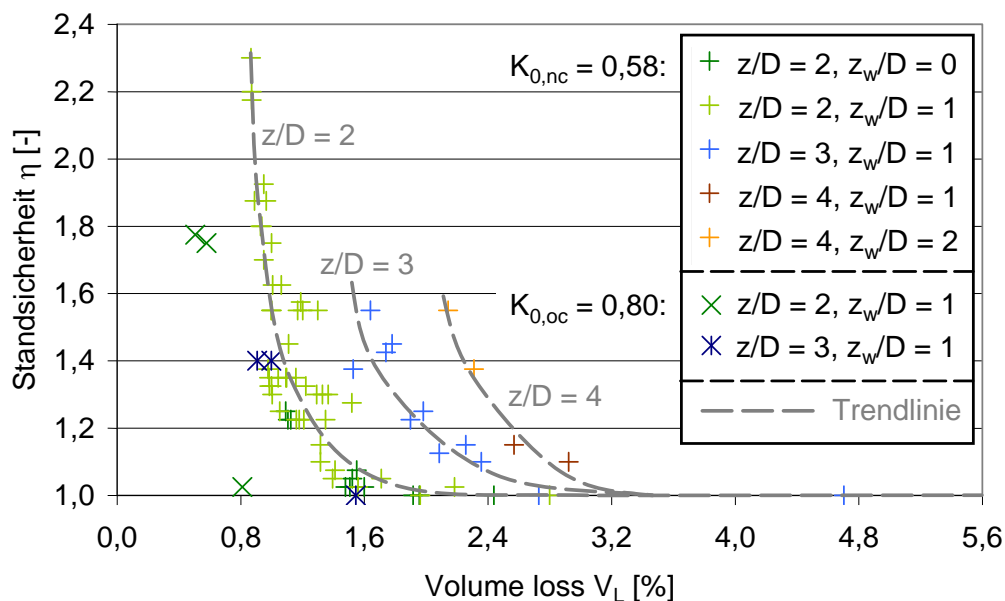


Abb. 5.68: Zusammenfassende Gegenüberstellung der Ortsbruststandsicherheit und des Volume loss

Die in Abb. 5.67 sowie Abb. 5.68 dargestellten Ergebnisse geben den Zusammenhang zwischen der Ortsbruststandsicherheit und den Verformungsgrößen wieder. Für die drei Tiefenlagen  $z/D = 2, 3$  und  $4$  lassen sich jeweils Trendlinien (ohne Berücksichtigung der überkonsolidierten Ergebnisse) angeben, die diesen Zusammenhang eindrücklich hervorheben.

## 6 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Messungen aus der Tunnelbaupraxis

### 6.1 Allgemeines

Im Wesentlichen wurden die oben vorgestellten Berechnungsergebnisse bisher mit numerisch gewonnenen Erkenntnissen aus der Literatur verglichen. Eine näher an der Praxis orientierte Einordnung wird in diesem Abschnitt vorgenommen. Hierbei werden die oben beschriebenen Berechnungen einerseits in Bezug zu einer umfassenden Auswertung von Spritzbetonvortrieben in München gesetzt, zum anderen wird ein Vergleich zu einer Versuchsstrecke in Frankfurt gezogen, bei der ein umfangreiches Mess- und Dokumentationsprogramm durchgeführt wurde.

### 6.2 Vergleich mit Messergebnissen aus dem U-Bahn-Bau in München

#### 6.2.1 Allgemeines

Von FILLIBECK und VOGT (2010) wurden Messergebnisse von Oberflächensetzungen von insgesamt über 200 Messquerschnitten in der Spritzbetonbauweise ausgewertet. Dabei wurden Daten von Vortrieben unter atmosphärischen Bedingungen wie auch unter Druckluft sowie von unterschiedlichen Baugrundsituationen berücksichtigt. Auf Basis dieser Messergebnisse wurden empirische Formeln abgeleitet, anhand derer die zu erwartende Größe von Setzungsmulden bestimmt werden kann. Bei einem nennenswerten Teil der oben genannten Messquerschnitte handelt es sich um Vortriebe, die als atmosphärische Spritzbetonvortriebe im Tertiär durchgeführt wurden. Die Berechnungen des Abschnitts 5 wurden in Anlehnung an die Münchener Baugrundverhältnisse sowie die hierfür gebräuchliche, atmosphärische Vortriebsweise im feinkörnigen Tertiär modelliert. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind daher gut mit den Messungen an Streckenvortrieben der Münchener U-Bahn vergleichbar.

Es sind allerdings einige geologische Besonderheiten zu beachten, die im numerischen Modell nicht abgebildet wurden. So wird das Münchener Tertiär durch eine ausgeprägte Wechsellagerung aus Fein- bis Mittelsanden sowie Tonen und Schluffen gebildet. Da die Sande im Verhältnis zu den feinkörnigen Schichten eine deutlich höhere Durchlässigkeit aufweisen, wird für atmosphärisch vorgetriebene Tunnel in der Regel eine Entwässerung der tertiären Sande erforderlich. Eine vollständige Entspannung der Tertiärsande ist allerdings nur möglich, wenn es sich um zusammenhängende Schichten größerer Mächtigkeit handelt. Häufig liegen diese Sandschichten jedoch in Mächtigkeiten von wenigen Dezimetern vor. Durch die Entspannung der Sande entsteht dann ein über die Tiefe nicht konstant verlaufender Wasserdruck, der rechnerisch als so genannter Restwasserdruck abgebildet werden kann. Aufgrund der örtlichen Erfahrung kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass der Restwasserdruck auf ca. 60 kN/m<sup>2</sup> begrenzt ist (entspricht einem hydraulischen Potential  $\Phi_{TA} \approx 0,9 \cdot D$ ). Dies deckt sich beispielsweise mit Erfahrungen, die im Rahmen des Baulos 7 der U-Bahn-Linie U 5/9 gewonnen wurden, vgl. BAUMANN et al. (1985). Hierbei wurden die Sandschichten auf eine maximale Druckhöhe von 6 m entspannt und der Tunnel mittels Druckluft bei einem Überdruck von 0,6 bar aufgefahren. Bei dem in Abschnitt 5 dargestellten numerischen Modell wird davon ausgegangen, dass an der Ortsbrust im Wesentlichen feinkörnige tertiäre Böden anstehen.

Darüber hinaus ist zu beachten, dass in den empirischen Gleichungen zur Bestimmung der Setzungsmulden die Durchlässigkeit nur implizit enthalten ist. Der Einfluss der Durchlässigkeit kann dementsprechend nicht direkt überprüft werden. Demgegenüber kann allerdings durchaus festgestellt werden, ob die in Abschnitt 5 vorgestellten Modelle zur Abbildung von Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden geeignet sind.

**6.2.2 Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den empirischen Formeln**

Eine Setzungsmulde, deren Form durch eine Gauß-Funktion angenähert werden kann, lässt sich mittels zwei Parametern eindeutig beschreiben. Neben dem Wendepunktabstand  $i_x$  wird von FILLIBECK und VOGT der Volume loss  $V_L$  verwendet, da letzterer Kennwert eine – gegenüber der Maximalsetzung  $s_{z,max}$  – höhere Aussagekraft hinsichtlich der Interpretation der Ergebnisse aufweist.

Für atmosphärische Vortriebe im Tertiär ergeben sich dabei folgende Zusammenhänge:

$$V_{L,50\%} = (0,016 \cdot z + 0,31) \cdot \frac{100}{E_{oed}^{ref=100}} \quad \text{Vertrauensbereich 50 \%} \quad (6.1)$$

$$V_{L,90\%} = (0,016 \cdot z + 0,47) \cdot \frac{100}{E_{oed}^{ref=100}} \quad \text{Vertrauensbereich 90 \%} \quad (6.2)$$

$$V_{L,99\%} = (0,016 \cdot z + 0,61) \cdot \frac{100}{E_{oed}^{ref=100}} \quad \text{Vertrauensbereich 99 \%} \quad (6.3)$$

Bei der Bestimmung des Volume loss geht den Autoren zufolge neben der Tiefenlage des Tunnelquerschnitts insbesondere noch die Steifigkeit des Untergrunds mit ein. Für eine vergleichende Betrachtung muss die kompressive Steifigkeit bei einer Referenzspannung  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden. Sofern die feinkörnige Tertiärüberdeckung mehr als ca. 2,5 m beträgt, ist demgegenüber unerheblich, ob oberflächennah eine quartäre Kiesschicht vorhanden ist (ein qualitativ vergleichbares Ergebnis ergab sich auch in Abschnitt 5.7.5). Bezüglich der Scherfestigkeit des feinkörnigen Tertiärs wurden von den Autoren mittlere Bodenkennwerte angegeben (siehe Tab. 6.1).

	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
Tertiäre Tone und Schluffe	20	25

Tab. 6.1: Mittlere Bodenkennwerte

Die Scherparameter liegen damit in derselben Größenordnung, die auch für die numerischen Berechnungen des Abschnitts 5 verwendet wurde.

Die tertiären Tone und Schluffe stehen in überkonsolidierter Form an. Wie von PELZ et al. (2009) beschrieben, weisen die Tone und Schluffe, sofern sie ohne Verfestigungen oder Konkretionen vorliegen, einen Seitendruckbeiwert zwischen ca. 0,6 und 0,8 auf. Im Fall von verfestigten Proben oder solchen mit Konkretionen – welche in München recht häufig anzutreffen sind – ergeben sich Seitendruckbeiwerte zwischen ca. 0,4 und 0,5. Für den Vergleich mit den empirischen Ergebnissen

nach FILLIBECK und VOGT wurde daher der Seitendruckbeiwert nach JAKY mit  $K_{0,nc} = 0,58$  festgelegt.

Nachfolgend sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchung den empirisch ermittelten Vertrauensbereichen von 50 %, 90 % sowie 99 % nach FILLIBECK und VOGT gegenübergestellt. Den empirischen Zusammenhängen liegt eine mittlere Kohäsion  $c' = 20 \text{ kN/m}^2$  zugrunde. Demgegenüber wurden numerische Berechnungen mit  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $c' = 25 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt, so dass in Abb. 6.1 entsprechende Kurven für beide Kohäsionswerte dargestellt sind.

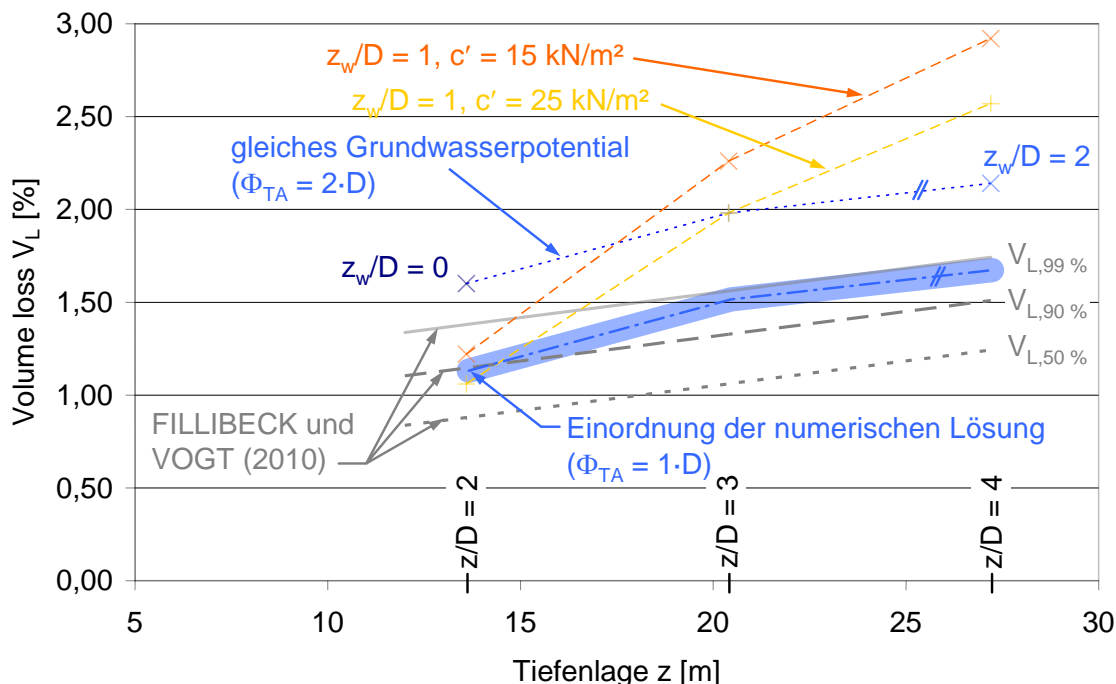


Abb. 6.1: Vergleich des Volume loss der numerischen Untersuchung mit den empirischen Ergebnissen nach FILLIBECK und VOGT

Für eine Tiefenlage  $z/D = 2$  passen die numerischen Ergebnisse (orange bzw. golden hervorgehobene Kreuze) noch gut mit den empirisch ermittelten Formeln überein. Mit zunehmender Tiefenlage nimmt der numerisch bestimmte Volume loss  $V_L$  im Verhältnis zu den empirisch ermittelten Werten allerdings deutlich stärker zu. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei den hier dargestellten Berechnungen der Grundwasserspiegel jeweils in einer Tiefe von  $z_w/D = 1$  unterhalb der Geländeoberfläche angesetzt wurde. Mit der Tieferlegung der Tunnelachse nimmt dementsprechend auch das hydraulische Potential von  $\Phi_{TA} = 1 \cdot D$  (für  $z/D = 2$ ) auf  $\Phi_{TA} = 3 \cdot D$  (für  $z/D = 4$ ) zu. Bei den empirischen Gleichungen nach FILLIBECK und VOGT wird der Wasserdruck nicht direkt berücksichtigt. Für atmosphärische Spritzbetonvortriebe im Münchener Tertiär kann aber in der Regel davon ausgegangen werden, dass der Wasserdruck auf ca.  $60 \text{ kN/m}^2$  (= Restwasserdruck) begrenzt ist. Dies entspricht einem hydraulischen Potential  $\Phi_{TA}$  von annähernd  $1 \cdot D$ . Während bei einer Tiefenlage  $z/D = 2$  numerisch ermittelte Ergebnisse für ein hydraulisches Potential  $\Phi_{TA} = 1 \cdot D$  vorliegen, ist dies für die Tiefenlagen  $z/D = 3$  und  $4$  nicht der Fall. Um einen Vergleich zwischen den berechneten und den empirisch ermittelten Ergebnissen ziehen zu können, werden die fehlenden Ergebnisse aus den vorliegenden Berechnungen abgeleitet (siehe Abb. 6.1).

Hierzu werden in einem ersten Schritt Berechnungen mit unterschiedlichen Tiefenlagen der Tunnelachse, aber gleichem hydraulischem Potential betrachtet. Dies ist zum einen für die Kombination  $z/D = 2$  und  $z_w/D = 0$ , zum anderen für  $z/D = 3$  und  $z_w/D = 1$  sowie für die Kombination  $z/D = 4$  und  $z_w/D = 2$  der Fall. In der Abb. 6.1 sind die genannten Ergebnisse durch die blau punktierte Kurve miteinander verbunden. In allen drei Fällen beträgt das hydraulische Potential  $\Phi_{TA} = 2 \cdot D$ . Im Primärspannungszustand ist der Porenwasserdruck auf Höhe der Tunnelachse damit um einiges höher als der oben angegebene Restwasserdruck in Höhe von  $60 \text{ kN/m}^2$ . Um diese Abweichung zu korrigieren, wird in einem zweiten Schritt die zuletzt beschriebene Kurve so weit parallel nach unten verschoben, bis die Druckhöhe bei  $z/D = 2$  in etwa einem Restwasserdruck von  $60 \text{ kN/m}^2$  entspricht. Es ergibt sich der hellblau markierte Bereich „Einordnung der numerischen Lösung“, der gut mit den empirischen Zusammenhängen übereinstimmt. Die numerischen Ergebnisse scheinen dabei tendenziell auf der sicheren Seite zu liegen (da oberhalb von  $V_{L,50\%}$ ).

Neben dem Volume loss können auch die Ergebnisse der numerisch ermittelten Wendepunktabstände  $i_x$  mit jenen der empirischen Auswertung verglichen werden (siehe Abb. 6.2).

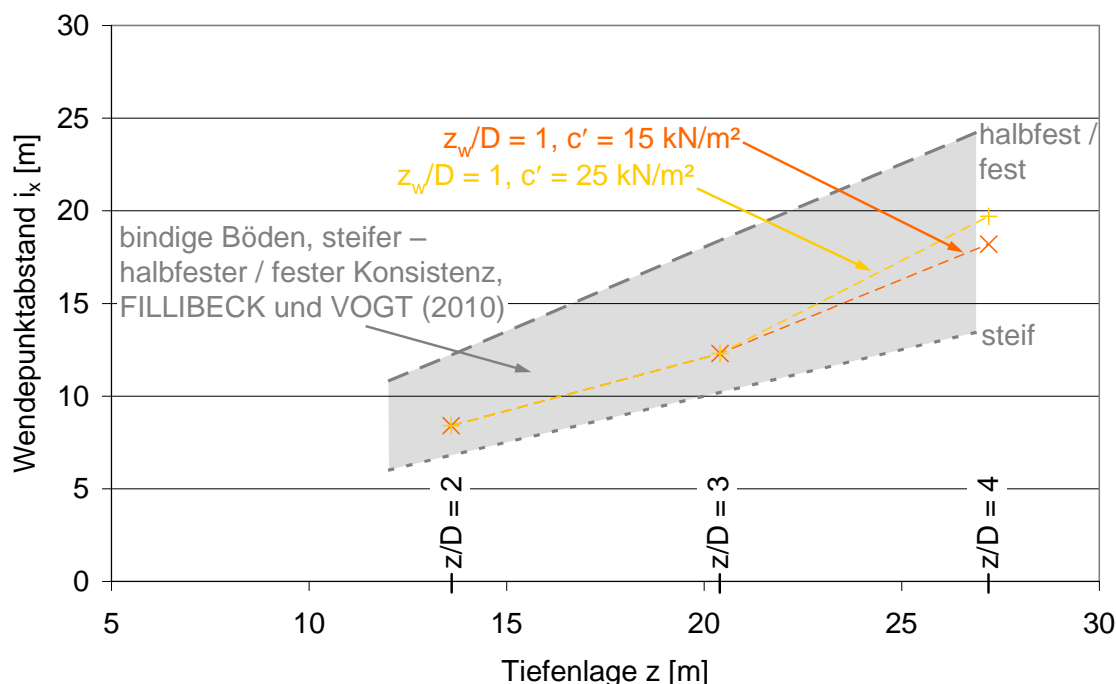


Abb. 6.2: Vergleich der Wendepunktabstände der numerischen Untersuchung mit den empirischen Ergebnissen

Der grau hinterlegte Bereich gibt die empirischen Ergebnisse wieder, welche für bindige Böden mit steifer bis halbfester / fester Konsistenz ermittelt wurden. Die entsprechenden numerischen Ergebnisse passen diesbezüglich sehr gut mit den empirischen Auswertungen überein.

### 6.3 Vergleich mit Messergebnissen aus dem U-Bahn-Bau in Frankfurt – Los 25

#### 6.3.1 Allgemeines

Die Untergrundverhältnisse in Frankfurt am Main ähneln jenen von München. Tunnelvortriebe im Frankfurter Untergrund lassen sich daher grundsätzlich mit den in Abschnitt 5 dargestellten nume-

rischen Modellen abbilden. Hierfür sind lediglich die entsprechenden Bodenkennwerte anzupassen und die geologischen wie auch hydrogeologischen Randbedingungen zu berücksichtigen. Die hier gezeigten Setzungs- und Verformungsmessungen am Los 25 stammen aus einer vorab hergestellten Versuchsstrecke. Aufgrund der Bedeutung des Tunnelbauprojekts wurden aufwändige Messungen durchgeführt, die gut zur Überprüfung der numerischen Modelle geeignet sind.

### 6.3.2 Bauweise und Geometrie

Beim U-Bahn-Bau in Frankfurt am Main wurden im Jahr 1970 zwei Baulose in bergmännischer Bauweise erstellt. Um Erfahrungen hinsichtlich der zu erwartenden Setzungen gewinnen zu können, wurde eine ca. 50 m lange Versuchsstrecke in der so genannten „Neuen Österreichischen Bauweise“ erstellt. Die Messergebnisse und die daraus abgeleiteten Erkenntnisse wurden von CHAMBOSSE (1972) zusammenfassend dargestellt.

Es wurden zwei parallele Tunnelröhren mit einem Außendurchmesser  $D = 6,4$  m im Synchronvortrieb aufgeföhren. Die Dicke der Spritzbetonschale beträgt 0,2 m, der Tunnel weist somit einen lichten Durchmesser von 6,0 m auf. Die geringfügige Abweichung zum Tunneldurchmesser der in Abschnitt 5 vorgestellten Modelle wird als vernachlässigbar angesehen. Die Tiefenlage  $z$  der Tunnelachse beträgt ca. 14,7 m. Dies entspricht einem Verhältnis  $z/D \approx 2,3$ . Für die Überprüfung der numerischen Ergebnisse werden daher die Modelle  $z/D = 2$  und  $z/D = 3$  herangezogen. Der lichte Abstand  $a$  zwischen den beiden Tunnelröhren beträgt 6,2 m (Pfeilverhältnis  $a/D \approx 1$ ). In Anlehnung an FILLIBECK und VOGT (2010) kann aufgrund des Pfeilverhältnisses und der Tiefenlage der Tunnelachse davon ausgegangen werden, dass sich die beiden Tunnelröhren in einem gewissen Maße noch gegenseitig beeinflussen können. Dies wird durch die in Abschnitt 5 vorgestellten Modelle nicht abgebildet, da nur der Vortrieb einer einzelnen Tunnelröhre betrachtet wird. Der Einfluss des Pfeilverhältnisses wird in Abschnitt 6.3.5 noch im Detail diskutiert.

Hinsichtlich der Verformungen an der Ortsbrust wurden von CHAMBOSSE die Zusammenhänge zwischen Zeit und Vortriebsstand sowie zwischen Zeit und Verformungen dargestellt. Aus der Zeit-Vortriebsstand-Beziehung lässt sich ableiten, dass die Kalotte der Strosse im betrachteten Bereich um ca. 2 m voranschreitet. Ein Abschlagszyklus umfasst dabei den Vortrieb der Kalotte um ca. 1 m mit anschließender Spritzbetonsicherung sowie das Nachziehen der Strosse mit gleicher Abschlagslänge, wobei die Strosse ebenfalls direkt im Anschluss an den Vortrieb gesichert wird. Die Unterschiede zu den Randbedingungen des Abschnitts 5 sind nur geringfügig und können ebenfalls vernachlässigt werden. Die mittlere Vortriebsgeschwindigkeit wird von CHAMBOSSE mit  $v = 1,2$  m/d angegeben. Sie ist damit um den Faktor 3,33 geringer als bei den in Abschnitt 5.7 beschriebenen Tunnelvortrieben. Die Abweichung bei der Vortriebsgeschwindigkeit wird durch eine entsprechend höhere Durchlässigkeit (siehe Abschnitt 6.3.3.2) korrigiert. Dies ist gemäß Abschnitt 5.7.2.6 möglich.

### 6.3.3 Baugrundverhältnisse

#### 6.3.3.1 Bodenaufbau

Der Baugrund im Bereich der Versuchsstrecke besteht in der relevanten Tiefe aus den Schichten des Tertiärs. Diese werden von einer bis zu 7 m mächtigen Schicht aus quartären Kiesen und Sanden überlagert. Die tertiären Schichten liegen vorwiegend als Tone bzw. Tonmergel vor (die Differenzierung folgt aus dem Kalkgehalt), wobei nachfolgend allgemein der Begriff Ton stellvertretend



für die Tone bzw. Tonmergel verwendet wird. Im Bereich des Messquerschnitts II beträgt die Schichtmächtigkeit der quartären Kiese und Sande ca. 6,2 m ( $\approx 1 \cdot D$ ). In den Tonen sind zum Teil Sande eingelagert, die in der Regel mitteldicht gelagert sind. Deren Mächtigkeit weist eine große Bandbreite zwischen wenigen Zentimetern und bis zu ca. 2 m auf. Weiterhin können Kalksteinbänke geringer Ausdehnung eingelagert sein.

Im relevanten Messquerschnitt II (nachfolgend als MQ 2 bezeichnet) wurde keine Sandschicht angetroffen. Kalksteinbänke wurden in Schichtmächtigkeiten von wenigen Dezimetern angetroffen, deren Abbruch allerdings keine nennenswerten Probleme bereitete. Zur Vereinfachung wird daher von einem 2-schichtigen Untergrund ausgegangen (siehe Abb. 6.3). Unterhalb der quartären Kiese und Sande folgt demnach ein homogener Bereich aus tertiären Tonen.

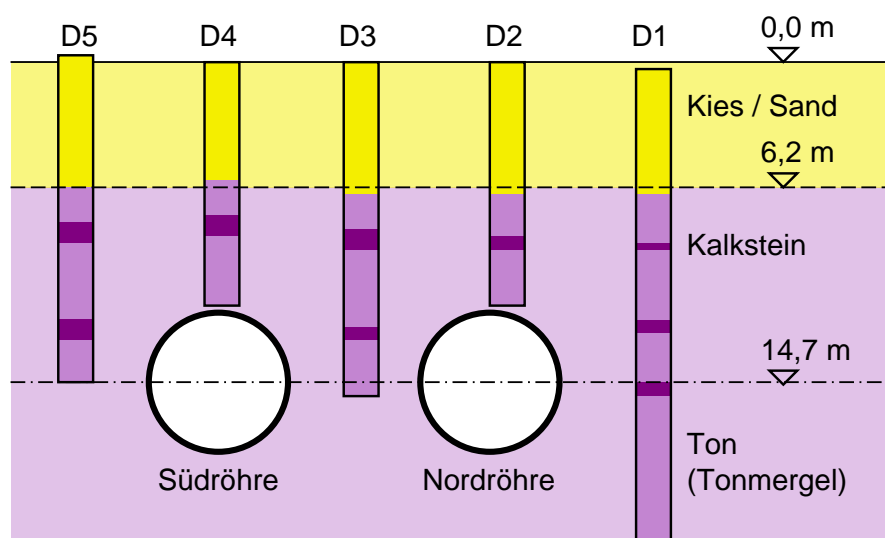


Abb. 6.3: Vereinfachter zweischichtiger Baugrundaufbau bei MQ 2

### 6.3.3.2 Bodenkennwerte

Um die Messwerte mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchung vergleichen zu können, müssen entsprechende Angaben zu den Frankfurter Bodenkennwerten vorliegen. Für die tertiären Tone sind in CHAMBOSSE (1972) nur einige dieser Parameter angegeben. Demnach handelt es sich um ausgeprägt plastische Tone steifer Konsistenz, die aufgrund ihrer geologischen Belastungsgeschichte überkonsolidiert vorliegen. Hinsichtlich der Scherfestigkeit sind mittlere Werte für den Reibungswinkel von  $20^\circ$  und für die Kohäsion von  $20 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Die Durchlässigkeit der Tonschicht weist MOORMANN (2002) zufolge eine geringfügige Anisotropie auf ( $k_h = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ,  $k_v = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ ). Für die Berechnung wird eine gemittelte isotrope Durchlässigkeit angesetzt. Unter Berücksichtigung der Vortriebsgeschwindigkeit (Erhöhung um den Faktor 3,33, siehe Abschnitt 6.3.2) wird diese mit  $k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$  festgelegt. Die restlichen in Tab. 6.2 angegebenen Kennwerte sind EL-MOSSALLAMY (2007) entnommen.

Die Kennwerte für die quartären Kiese und Sande wurden in Anlehnung an REUL (2000) festgelegt. Hinsichtlich der Steifigkeit sind für diese Schicht lediglich der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl bekannt. Für die Anwendung des Hardening-Soil-Stoffmodells werden allerdings andere Kenngrößen zur Beschreibung der Baugrundsteifigkeit benötigt. In einem ersten Schritt werden daher der Elastizitätsmodul  $E$  und die Querdehnzahl  $\nu$  in einen Steifemodul  $E_s$  umgerechnet. Unter

Beibehaltung der Referenzspannung  $p^{\text{ref}}$  und des Steifeexponenten  $m$  entsprechend Tab. 5.3, wird in einem zweiten Schritt der Erstbelastungsmodul für die kompressive Belastung  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  dergestalt bestimmt, dass die, über die Tiefe der quartären Schicht gemittelte, kompressive Steifigkeit dem Steifemodul in Anlehnung an REUL (2000) entspricht. Der Erstbelastungsmodul für die deviatorische Belastung wird jenem der kompressiven Belastung gleichgesetzt, der Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul entspricht dem doppelten Wert der Erstbelastungsmoduln. Die verwendeten Kennwerte sind in Tab. 6.2 angegeben.

Parametersatz für das Stoffmodell Hardening Soil	Einheit	Quartäre Kiese und Sande	Tertiäre Tone
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18 / 8	20 / 10
Durchlässigkeit $k$	[m/s]	– (dräniert)	$1 \cdot 10^{-8}$
Kohäsion $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>*)</sup>	20
Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	32,5	20
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0	0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	125	45
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	125	45
Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	250	90
Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung $\nu_{\text{ur}}$	[-]	0,2	0,2
Referenzspannung $p^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	100	100
Steifeexponent $m$	[-]	0,4	0,5

<sup>\*)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tab. 6.2: Bodenkennwerte des Frankfurter Baugrunds

### 6.3.3.3 Primärspannungszustand

Zur Ermittlung von Seitendruckbeiwerten wurden von MADER (1989) Pressiometerversuche in den tertiären Schichten durchgeführt. In einer Tiefe von ca. 10 m unter der Geländeoberfläche wurde der Seitendruckbeiwert zu  $K_0 = 0,72$  bestimmt. Darüber hinaus wurde festgestellt, dass der Seitendruckbeiwert mit zunehmender Tiefe zunächst abnimmt und ab einer Tiefe von ca. 35 m konstant bei  $K_0 = 0,57$  verläuft. Für numerische Untersuchungen an Baugruben in Frankfurt hat MOORMANN (2002) für Tiefen  $z \leq 25$  m einen Seitendruckbeiwert  $K_0 = 0,66$  angesetzt. Für Tiefen  $z > 25$  m schlägt er den konstanten Seitendruckbeiwert  $K_0 = 0,57$  vor. Demgegenüber wird bei den hier dargestellten numerischen Untersuchungen auf eine derartige Differenzierung verzichtet, da die Tunnelsohle deutlich oberhalb von 25 m unter der Geländeoberfläche liegt und somit kein nennenswerter Einfluss aus einer diesbezüglichen Fallunterscheidung zu erwarten ist.

Bemerkenswert ist, dass obwohl die tertiären Schichten des Frankfurter Untergrunds überkonsolidiert vorliegen, der von MADER (1989) versuchstechnisch ermittelte Seitendruckbeiwert praktisch nicht vom Seitendruckbeiwert nach JAKY für normalkonsolidierte Böden abweicht. Ähnliches wird auch von MARCHER (2003) berichtet, der beschreibt, dass die übliche Vorgehensweise zur Model-

lierung des Frankfurter Tons darin besteht, für den überkonsolidierten Ton den Seitendruckbeiwert entsprechend der Gleichung nach JAKY zu bestimmen. Dementsprechend wird bei den nachfolgend dargestellten Berechnungen über die gesamte Modelltiefe der Seitendruckbeiwert nach JAKY ( $K_{0,nc} = 0,66$ ) angesetzt.

### 6.3.4 Grundwasserverhältnisse und Wasserhaltung

Das erste Grundwasserstockwerk steht bei ca. 4 m unter der Geländeoberfläche in den quartären Kiesen und Sanden an. Obwohl im relevanten Bereich mächtige Ton- bzw. Tonmergellagen vorhanden sind, stehen die tertiären Aquifere miteinander wie auch mit dem oben genannten quartären Aquifer in Verbindung. Die tertiären Schichten können zum Teil auch größere Druckhöhen als der quartäre Aquifer aufweisen (vgl. REUL (2000)).

Die Teststrecke wurde unter atmosphärischen Bedingungen aufgefahren. Hierzu wurde eine Grundwasserhaltung vorgesehen. Um hydraulische Grundbrüche im Sohlbereich zu verhindern, wurden die Entspannungsbrunnen bis ca. 5 m unter die Tunnelsohle abgeteuft und alle im Bereich der Vortriebsstrecke vorhandenen grundwasserführenden Schichten entwässert. Hinsichtlich einer Grundwasserabsenkung im Quartär liegen keine näheren Angaben vor. Es kann aber davon ausgegangen werden, dass aufgrund der hohen Durchlässigkeit der Kiese, der geringen Mächtigkeit des Aquifers sowie der hydraulischen Trennung des Tunnelvortriebs keine quartäre Grundwasserhaltung betrieben wurde. Die aus der Grundwasserhaltung resultierenden Setzungen wurden von CHAMBOSSÉ mit 36 mm angegeben. Für die hier durchgeführte Auswertung sind allerdings ausschließlich die Verformungen infolge des Tunnelvortriebs von Interesse. Die Setzungen aufgrund der tertiären Grundwasserabsenkung werden daher nicht näher betrachtet.

Aufgrund der vorhandenen geologischen wie auch hydrogeologischen Verhältnisse wird nachfolgend für die tertiären Schichten von einem Restwasserdruck in Höhe von 60 kN/m<sup>2</sup> ausgegangen. Das hydraulische Potential auf Höhe der Tunnelachse beträgt damit in guter Näherung  $\Phi_{TA} = 1 \cdot D$ . Der über die Tiefe angesetzte Wasserdruckverlauf ist in Abb. 6.4 dargestellt.

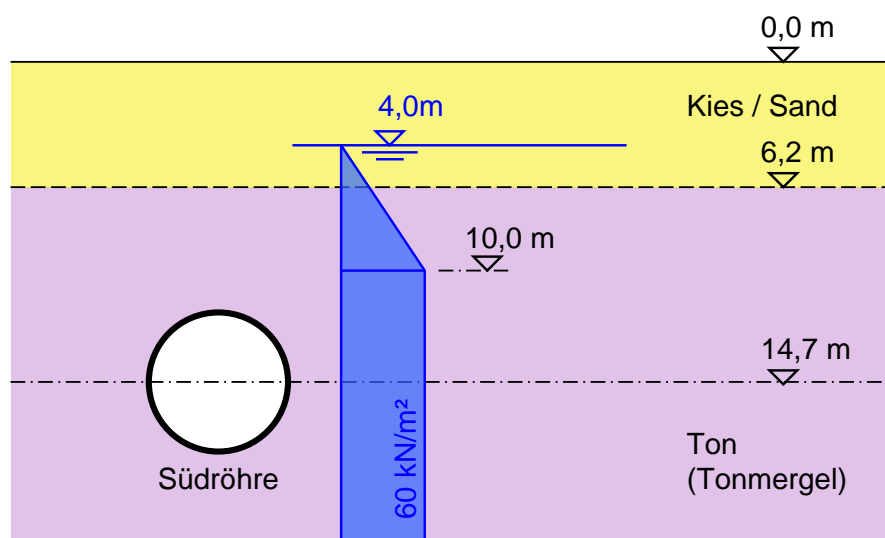


Abb. 6.4: Wasserdruckverteilung

### 6.3.5 Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen

#### 6.3.5.1 Vorliegende Messergebnisse

Vom Tunnelvortrieb in Frankfurt sind diverse Messgrößen bekannt, wobei insbesondere auf folgende, besonders relevante Ergebnisse eingegangen wird:

- Quersetzungsmulde infolge des Vortriebs einer Tunnelröhre<sup>12</sup> (abgeleitet aus der gemessenen Gesamtsetzungsmulde für beide Tunnelröhren)
  - Maximalsetzung infolge des Vortriebs einer Tunnelröhre:  $s_{z,max} = 35$  mm
  - Volume loss, aus Quersetzungsmulde ermittelt:  $V_L = 2,2$  %
  - Wendepunktastand:  $i_x = 4,8$  m
- Zeit-Verformungs-Diagramm der Ortsbrust
  - Verformung der Ortsbrust für einen Vortrieb über 2 m Länge: 14 mm

#### 6.3.5.2 Vergleichende Beurteilung der Ergebnisse

Die Quersetzungsmulde infolge des Vortriebs einer Tunnelröhre sowie die numerisch berechneten Setzungsmulden (vgl. Abschnitt 5) für die Tiefenlagen  $z/D = 2$  und  $3$  sind in Abb. 6.5 dargestellt.

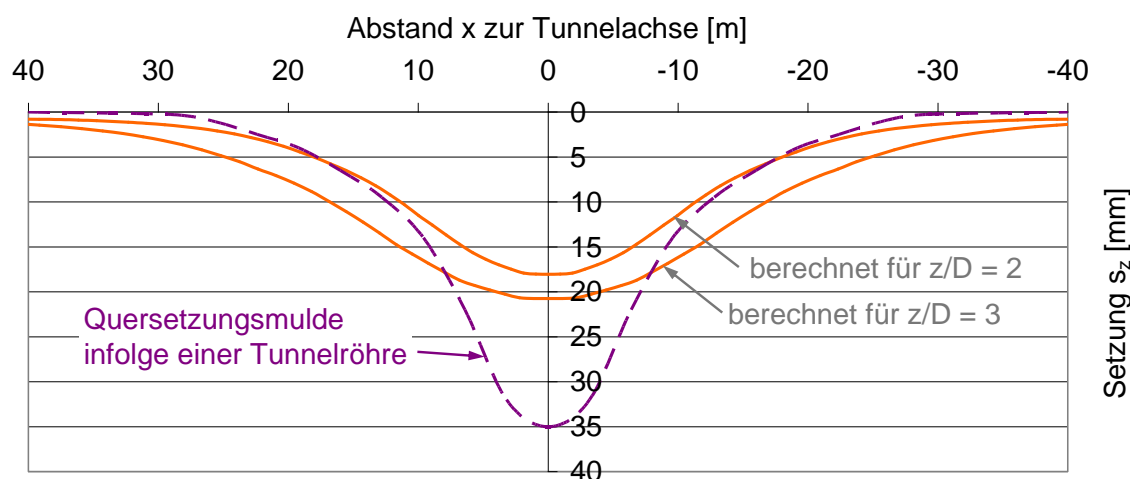


Abb. 6.5: Berechnete und gemessene Quersetzungsmulden

Der Vergleich zeigt, dass die berechneten Quersetzungsmulden gegenüber der Messung zu deutlich geringeren Maximalsetzungen führen. Gleichzeitig ist die Breite der berechneten Setzungsmulden etwas größer als die gemessene. Die gemessene Maximalsetzung für den Vortrieb einer Tunnelröhre erscheint recht hoch, so dass nachfolgend zum einen die numerisch ermittelten Ergebnisse mit den Messwerten verglichen werden, zum anderen aber auch die Erfahrungswerte nach FILLIBECK und VOGT (2010) hinzugezogen werden.

Für die Bestimmung der Verformungsgrößen wie auch der Ortsbruststandsicherheit wurden Modelle mit einer Tiefenlage der Tunnelachse von  $z/D = 2$  und  $3$  herangezogen. In beiden Fällen beträgt das hydraulische Potential auf Höhe der Tunnelachse im Primärspannungszustand  $\Phi_{TA} = 1 \cdot D$ . Der Volume loss  $V_L$  für eine Tiefenlage  $z/D = 2,3$  wird aus den numerisch ermittelten Ergebnissen der beiden oben genannten Tiefenlagen interpoliert (siehe Abb. 6.6).

<sup>12</sup> Der Einfachheit halber wird stets von einer gemessenen Setzungsmulde gesprochen.

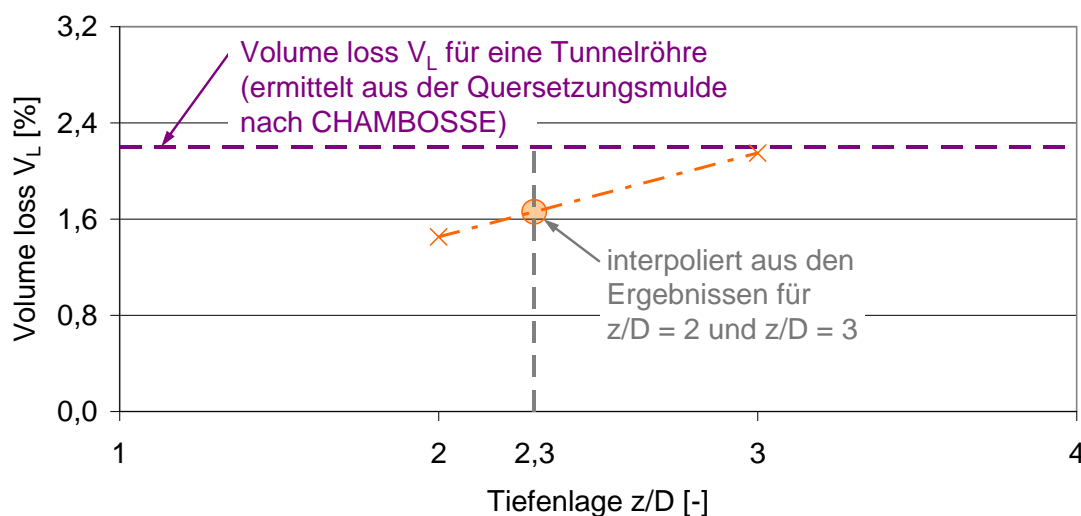


Abb. 6.6: Ermittlung des Volume loss und Vergleich mit dem aus der Messung abgeleiteten Ergebnis

Durch die Interpolation kann der Volume loss für eine Tiefenlage  $z/D = 2,3$  mit ca.  $V_L = 1,7$  % abgeschätzt werden. Anhand der ausgewerteten Setzungsmulde (dargestellt in CHAMBOSSE) ergibt sich infolge des Vortriebs einer Tunnelröhre ein Volume loss von ca.  $V_L = 2,2$  %. Der gemessene Volumenverlust ist damit um ca. 30 % höher als der mittels numerischen Methoden abgeschätzte Volumenverlust.

Im Rahmen des Abschnitts 6.2 wurde dargestellt, dass die in dieser Arbeit numerisch ermittelten Werte für den Volume loss einem empirischen Vertrauensbereich nach FILLIBECK und VOGT von etwa 90 % bis 99 % entsprechen. Damit scheinen die numerisch berechneten Verformungen tendenziell etwas überschätzt zu werden (die im Rahmen dieser Arbeit berechneten Werte sind größer als das  $V_{L,50}$  %-Ergebnis). Im Fall des hier dargestellten Frankfurter Tunnelvortriebs ist der gemessene Volume loss allerdings deutlich größer als der aus den numerischen Berechnungen abgeschätzte. Zur Beurteilung dieser Unterschiede wird daher nochmals im Detail auf die Messergebnisse eingegangen:

- Da die beiden Tunnelröhren synchron aufgefahren wurden, liegt nur eine gemeinsame Gesamtsetzungsmulde vor. Von CHAMBOSSE wurde die Gesamtsetzungsmulde in zwei identische Einzelsetzungsmulden – für jeden der beiden Vortriebe getrennt – aufgeteilt. Nach FILLIBECK und VOGT ist für synchrone Vortriebe mit einem Pfeilverhältnis  $a/D$  zwischen 0,3 und 1 sowie einer Tiefe  $z > 12$  m davon auszugehen, dass eine gegenseitige Beeinflussung der beiden Tunnelröhren vorhanden ist. Das Pfeilverhältnis beträgt beim Tunnelvortrieb in Frankfurt näherungsweise  $a/D \approx 1$ , die Tiefenlage der Tunnelachse ist mit 14,7 m etwas größer als der von FILLIBECK und VOGT angegebene Grenzwert. Eine gegenseitige Beeinflussung erscheint daher in einem gewissen Umfang plausibel. Eine Aufteilung der Gesamtsetzungsmulde in zwei gleich große Einzelsetzungen ist rechnerisch natürlich möglich. Die gegenseitige Beeinflussung wird dabei jedoch nicht berücksichtigt, so dass – wie hier unter Umständen der Fall – größere Setzungen ausgewertet werden, als wenn nur eine Tunnelröhre vorgetrieben worden wäre.

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Vertrauensbereiche nach FILLIBECK und VOGT ergeben sich für den Tunnelvortrieb in Frankfurt folgende Werte für den Volume loss:

$$\begin{aligned} V_{L,50\%} &= (0,016 \cdot z + 0,31) \cdot \frac{100}{E_{\text{oed}}^{\text{ref}=100}} = \\ &= (0,016 \cdot 14,7 + 0,31) \cdot \frac{100}{45} = 1,2\% \quad \text{Vertrauensbereich 50\%} \end{aligned} \quad (6.4)$$

$$\begin{aligned} V_{L,50\%} &= (0,016 \cdot z + 0,47) \cdot \frac{100}{E_{\text{oed}}^{\text{ref}=100}} = \\ &= (0,016 \cdot 14,7 + 0,47) \cdot \frac{100}{45} = 1,6\% \quad \text{Vertrauensbereich 90\%} \end{aligned} \quad (6.5)$$

$$\begin{aligned} V_{L,50\%} &= (0,016 \cdot z + 0,61) \cdot \frac{100}{E_{\text{oed}}^{\text{ref}=100}} = \\ &= (0,016 \cdot 14,7 + 0,61) \cdot \frac{100}{45} = 1,9\% \quad \text{Vertrauensbereich 99\%} \end{aligned} \quad (6.6)$$

Der aus den Messungen von CHAMBOSSE ausgewertete Volume loss liegt demnach oberhalb des 99%-igen Vertrauensbereichs nach FILLIBECK und VOGT. Es scheint sich diesbezüglich zu bestätigen, dass die synchrone Vortriebsweise mitverantwortlich dafür ist, dass die gemessenen Oberflächensetzungen deutlich größer als die numerisch ermittelten Werte sind.

- Anhand der Einzelsetzungsmulde ergibt sich nach CHAMBOSSE ein Wendepunktabstand  $i_x = 4,8$  m. Unter Berücksichtigung der Tiefenlage der Tunnelachse, der Lage des Grundwasserspiegels, der Scherfestigkeit und der Bodenschichtung wäre anhand der ausgewerteten Ergebnisse des Abschnitts 5.7 hingegen ein Wendepunktabstand in der Größenordnung von ca. 8 m bis 11 m zu erwarten. Der Wendepunktabstand anhand der empirischen Auswertung nach FILLIBECK und VOGT lässt sich wie folgt bestimmen:

$$\begin{aligned} \text{Münchener Untergrundverhältnisse} & & i_x &= 0,82 \cdot (z - z_G) + 0,57 \cdot z_G = \\ \text{(mitteldicht bis dicht gelagerte Sande und Kiese} & & &= 0,82 \cdot (14,7 - 6,2) + 0,57 \cdot 6,2 \quad (6.7) \\ \text{sowie halbfeste bis feste Tone)} & & &= 10,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Übertragung auf Frankfurter Verhältnisse} & & i_x &= 0,5 \cdot (z - z_G) + 0,4 \cdot z_G = \\ \text{(mitteldicht gelagerte Sande und Kiese} & & &= 0,5 \cdot (14,7 - 6,2) + 0,4 \cdot 6,2 \quad (6.8) \\ \text{sowie steife Tone) – kritische Abschätzung} & & &= 6,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Die Ergebnisse nach FILLIBECK und VOGT passen deutlich besser mit den aus den numerischen Berechnungen des Abschnitts 5.7 abgeleiteten Werten zusammen als mit den Messergebnissen der Versuchsstrecke in Frankfurt. Auch hinsichtlich des Wendepunktabstands scheint sich damit zu bestätigen, dass der Synchronvortrieb zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Tunnelröhren führt.

Die auf Höhe der Tunnelachse über eine Vortriebslänge von 2 m berechneten Horizontalverformungen  $du_y$  sind in Abb. 6.7 dargestellt. Das Ergebnis für die Tiefenlage  $z/D = 2,3$  ergibt sich aus der Interpolation der numerisch berechneten Werte für die Tiefenlagen  $z/D = 2$  und  $z/D = 3$ . Demnach ist von einer rechnerischen Horizontalverformung  $du_y$  von ca. 15 mm auszugehen. Die Mes-

sungen an der Frankfurter Versuchsstrecke haben Horizontalverformungen von ca. 14 mm ergeben. Die Ergebnisse passen damit gut überein. Im Gegensatz zu den Oberflächensetzungen werden die Horizontalverformungen an der Tunnelortsbrust vermutlich nur in sehr geringem Umfang durch den zweiten, parallel verlaufenden Tunnelvortrieb beeinflusst.

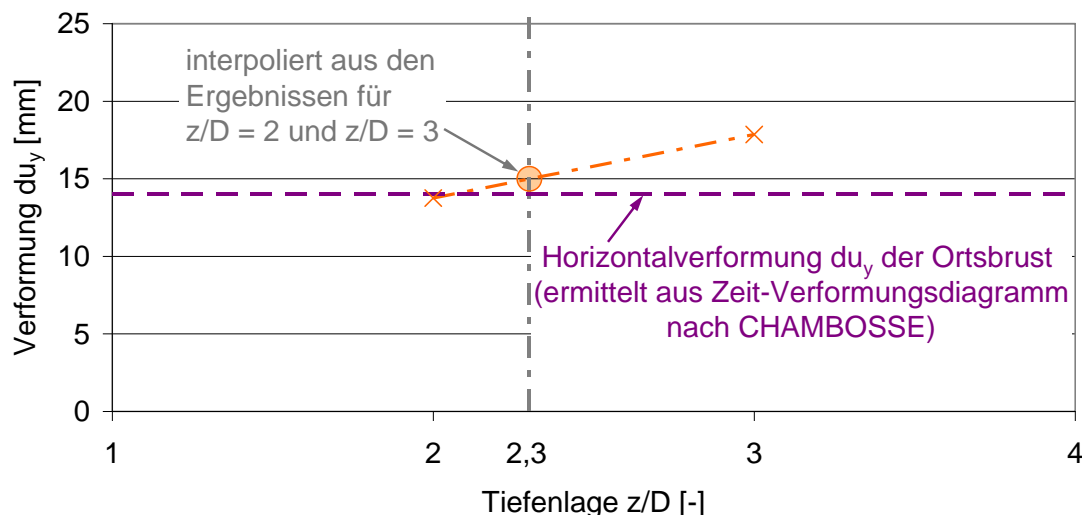


Abb. 6.7: Ermittlung der Horizontalverformungen und Vergleich mit den Messergebnissen

Die Ortsbruststandsicherheit für die Versuchsstrecke in Frankfurt am Main kann in gleicher Weise aus den numerischen Berechnungsergebnissen interpoliert werden (siehe Abb. 6.8).

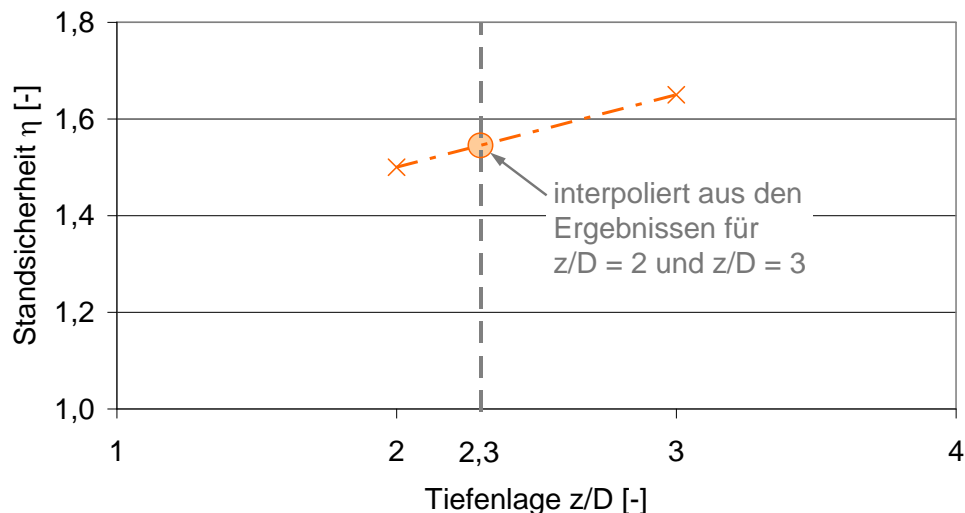


Abb. 6.8: Abschätzung der Ortsbruststandsicherheit anhand der numerischen Berechnungen

Als Ergebnis für die Standsicherheit ergibt sich ein Wert von  $\eta \approx 1,55$ . Hinsichtlich der berechneten Ortsbruststandsicherheit ist keine vergleichende Gegenüberstellung möglich, da die Standsicherheit in der Tunnelbaupraxis quantitativ nicht bestimmt werden kann und daher auch keine aussagekräftigen Erfahrungswerte vorliegen. Die abschließende Beurteilung muss daher alleine anhand der berechneten Verformungsgrößen erfolgen.

#### **6.4 Abschließende Beurteilung der Berechnungsergebnisse**

Insgesamt hat sich im Rahmen der Vergleiche eine gute Übereinstimmung der numerischen Berechnungsergebnisse mit der empirischen Auswertung nach FILLIBECK und VOGT (2010) ergeben. Hinsichtlich des Tunnelvortriebs in Frankfurt am Main konnten die gemessenen Verformungen der Ortsbrust rechnerisch gut nachvollzogen werden. Die Abweichungen bezüglich der Maximalsetzungen bzw. den ermittelten Werten für den Volume loss sind auf die synchrone Vortriebsweise der beiden Tunnelröhren zurückzuführen und – unter Berücksichtigung der Ergebnisse von FILLIBECK und VOGT – auch vom Betrag her nachvollziehbar. Dementsprechend ist davon auszugehen, dass die in Abschnitt 5 dargestellten Modelle zur Abbildung von Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden gut geeignet sind.



## 7 Ausblick zur Verknüpfung von Verformungen und Standsicherheit in der Praxis

### 7.1 Zielsetzung

Die Standsicherheit der Tunnelortsbust lässt sich im Feld nicht unmittelbar erkennen. Um vortriebsbegleitend dennoch eine Aussage über die Standsicherheit treffen zu können, besteht die Möglichkeit, bei indirekten Messgrößen anzusetzen. In den vorherigen Abschnitten wurde gezeigt, wie stark die Verformungen an der Ortsbrust wie auch an der Geländeoberfläche mit der Ortsbruststandsicherheit verknüpft sind. Dabei eignen sich die Setzungen an der Geländeoberfläche kaum zur vortriebsbegleitenden Einschätzung der Standsicherheit. Dies liegt im Wesentlichen daran, dass die Setzungen an der Geländeoberfläche – insbesondere in gering durchlässigen Böden – mit einer deutlichen zeitlichen Verzögerung auftreten werden. Demgegenüber entstehen Verformungen an der Ortsbrust direkt mit dem Vortrieb. Darüber hinaus sind im innerstädtischen Bereich aufgrund der vorhandenen Bebauung die Möglichkeiten, an sämtlichen relevanten Stellen die Setzungsmulde zu bestimmen, verhältnismäßig stark eingeschränkt.

Da sich die Ortsbruststandsicherheit in gering durchlässigen Böden mit der Zeit ändert, sind innerhalb eines Abschlagszyklus mehrere Messungen erforderlich, um die zeitliche Zunahme der Verformungen abbilden zu können. Dabei sind eine Reihe von Anforderungen zu berücksichtigen bzw. Herausforderungen zu bewältigen:

- Die Verformungsmessung an der Ortsbrust sollte möglichst flächendeckend erfolgen, um bei der Entscheidungsfindung bezüglich einer gegebenenfalls erforderlichen Ortsbrustsicherung nicht von Einzelwerten abhängig zu sein.
- Das Messsystem ist so zu gestalten, dass der Einfluss des Systems auf die erzielten Messergebnisse minimiert bzw. ausgeschlossen wird.
- Die Genauigkeit des Messsystems muss an die vorhandenen Untergrund- und Vortriebsverhältnisse angepasst sein.
- Die Auswertung der Messergebnisse muss zeitnah erfolgen.
- Der Störung des baubetrieblichen Ablaufs muss auf ein Minimum reduziert werden.

Nachfolgend wird ein Verfahren vorgestellt, mit dem die oben genannten Anforderungen grundsätzlich erfüllt werden können und damit Rückschlüsse auf die zeitabhängige Ortsbruststandsicherheit erlaubt.

### 7.2 Flächendeckende Vermessung der Tunnelortsbust

Ein dem neuesten Stand der Technik entsprechendes Verfahren zur flächendeckenden Bestimmung der Ortsbrustverformungen ist jenes des Laserscannings. Diese Art der Vermessung wird nachfolgend anhand eines Praxisbeispiels bei der Stadtbahn Stuttgart – U6 Stadtbahnanschluss Fasanenhof – vorgestellt. Die Messungen wurden in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Geodäsie der TU München durchgeführt. Für detaillierte Informationen zum Messprinzip wird auf den hierfür erstellten Forschungsbericht verwiesen (vgl. OHLMANN-BARTUSEL et al. (2009)).

Mit Hilfe eines 3D-Laserscanners wird die Ortsbrust in einem vorgegebenen Raster abgetastet. Dabei werden für jeden Rasterpunkt die relevanten räumlichen Informationen (horizontaler und

vertikaler Winkel sowie Distanz zwischen dem Rasterpunkt und dem Laserscanner) festgehalten. Die Summe dieser Informationen ergibt eine Punktwolke, die auch in grafischer Form ausgegeben werden kann (siehe Abb. 7.1, entnommen aus OHLMANN-BARTUSEL et al.).

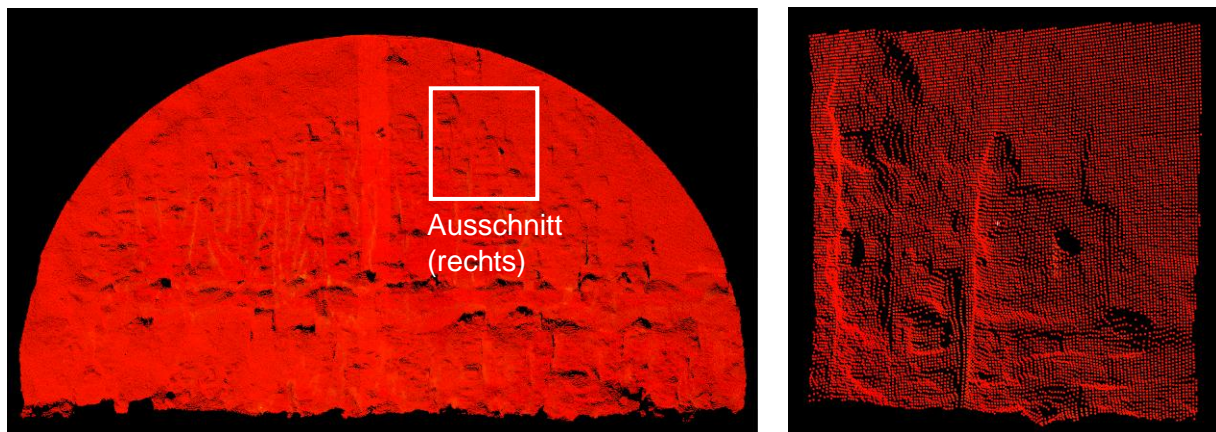


Abb. 7.1: Punktwolke der Ortsbrustvermessung

Bemerkenswert sind dabei insbesondere die Genauigkeit und die Geschwindigkeit der Vermessung. Die Auflösung wurde zu 3,1 mm mal 3,1 mm gewählt, die reine Messzeit für die oben dargestellte Ortsbrustvermessung beträgt dabei gerade einmal 7 Minuten.

Zur Bestimmung der zeitabhängigen Ortsbrustdeformation sind mindestens zwei Messungen innerhalb eines Abschlagszyklus erforderlich. Die erste Messung wird als Nullmessung, eine daran anschließende als Folgemessung bezeichnet. Dabei sollte die Nullmessung möglichst zeitnah nach dem Freilegen der Ortsbrust durchgeführt werden. Am Stadtbahnanschluss Fasanenhof wurden zwei Abschläge messtechnisch begleitet. Beim ersten Abschlag wurden eine Nullmessung sowie zwei Folgemessungen durchgeführt. Beim zweiten Abschlag waren es eine Nullmessung und drei Folgemessungen.

Ähnliche, wenn auch nicht flächendeckend arbeitende, Messprinzipien wurden in der Tunnelbaupraxis bereits zur Erkennung von kritischen Verformungszuständen angewendet (vgl. z. B. EGGER und SCHUKOFF (2007)).

Um den baubetrieblichen Ablauf nicht zu behindern, wurde der Laserscanner zwischen zwei aufeinander folgenden Messungen jeweils ab- und wieder aufgebaut. Die Verformungen der Ortsbrust ergeben sich stets aus der Differenzbildung einer Folgemessung und der Nullmessung. Da bei jeder Messung der Laserscanner an einer anderen – jeweils günstigen – Position aufgestellt wurde, mussten Passkugeln und Passmarken an der Tunnellaibung angebracht werden. Anhand dieser Passpunkte wird für jede Einzelmessung ein Koordinatensystem, bezogen auf den Standort des Scanners, ermittelt. Die Koordinaten der Folgemessungen müssen dabei in das Koordinatensystem der Nullmessung transformiert werden.

Die Ortsbrustverformungen für die 3. Folgemessung des 2. Abschlagszyklus sind in Abb. 7.2 (entnommen aus OHLMANN-BARTUSEL et al.) dargestellt. Der zeitliche Abstand zwischen der Null- und der Folgemessung beträgt ca. 5 Stunden und 20 Minuten. In der Abbildung ist der Betrag der Verformungen durch die farbliche Markierung gekennzeichnet. Dabei sind Bereiche, die sich in den Tunnelhohlraum hinein verformen, gelb bis rot hervorgehoben. Demgegenüber zeigt das Gelb-

Blau-Rauschen im unteren Bereich der Kalotte an, dass in diesem Bereich praktisch keine Verformungen gemessen wurden.

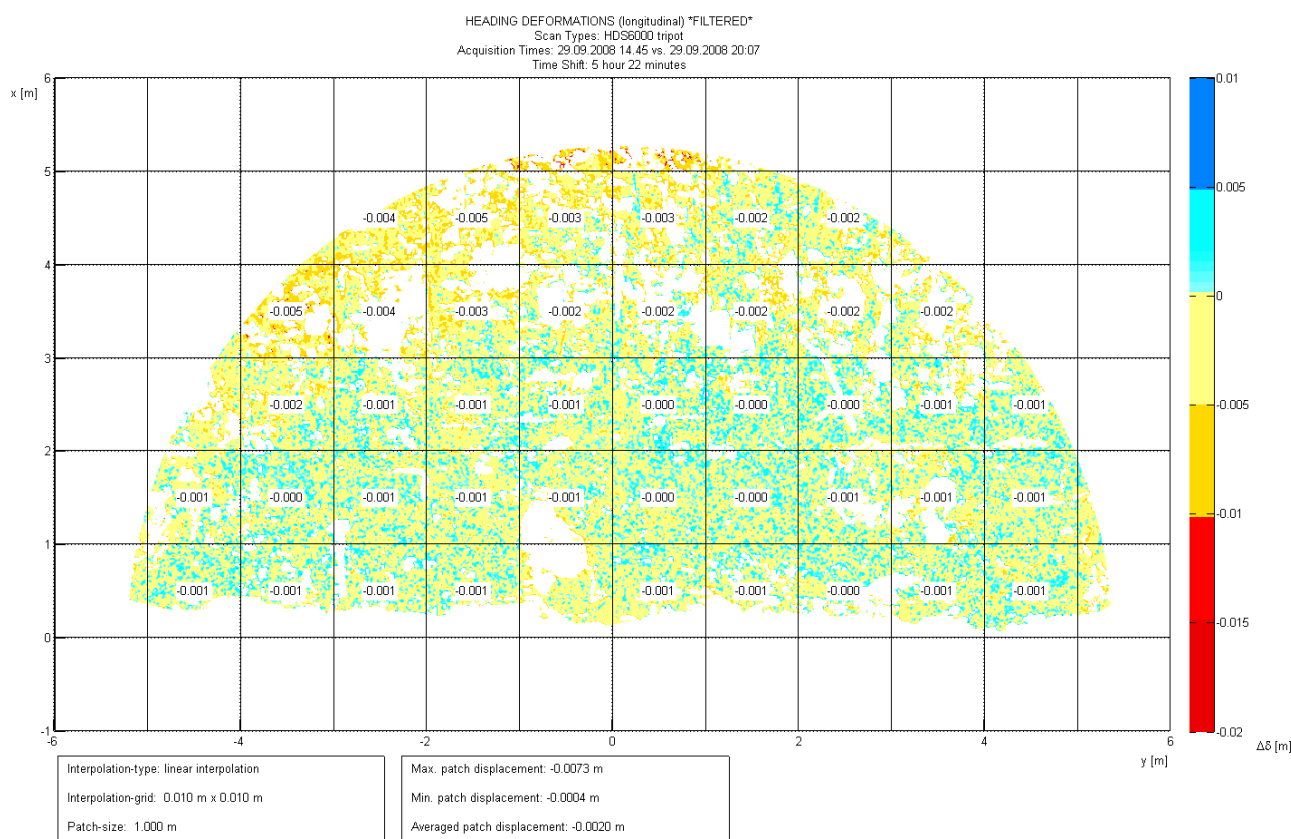


Abb. 7.2: Ortsbrustverformung infolge der 3. Folgemessung, Abschlag 2

Bei der obigen Darstellung handelt es sich um ein gefiltertes Ergebnis, so genannte Pseudo-Deformationen wurden aus der Darstellung entfernt (zu erkennen an den weißen Flächen innerhalb der Ortsbrust). Pseudo-Deformationen können sich zum einen dadurch ergeben, dass zur Sicherung der Ortsbrust zusätzliche Anker o. ä. eingebracht werden, die bei der Nullmessung noch nicht vorhanden sind (Pseudo-Deformationen sind dann in einer ungefilterten Darstellung durch entsprechend rot markierte Bereiche gut zu erkennen), oder dass sich mit der Zeit einige Bodenpartikel aus der Ortsbrust lösen und herunterfallen (entsprechende Bereiche wären in einer ungefilterten Darstellung blau hervorgehoben). Solche Pseudo-Deformationen sind für die Beurteilung der relevanten Ortsbrustverformungen nicht von Belang und müssen daher herausgefiltert werden.

Im derzeitigen Entwicklungsstadium benötigt die Verarbeitung der Daten (Transformation der Koordinatensysteme, Korrektur von Pseudo-Deformationen,...) noch sehr viel Zeit. Insgesamt hat die flächendeckende Vermessung der Ortsbrustdeformation mittels Laserscanning aber ein großes Potential bei der vortriebsbegleitenden Beurteilung eines Tunnelvortriebs, wobei die praktische Anwendung in Kürze möglich sein sollte. Damit ist dieses Verfahren dann auch grundsätzlich für eine kurzfristige Beurteilung der Ortsbruststandsicherheit geeignet. Die hierfür erforderliche Verknüpfung von Ortsbrustverformungen und -standsicherheit wird erst durch die hier vorgestellten Berechnungsergebnisse und die daraus abgeleiteten Erkenntnisse ermöglicht.

## 8 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Einfluss des Grundwassers auf die Verformungen und die Ortsbruststandsicherheit bei Vortrieben in feinkörnigen, gering durchlässigen Böden. Während sowohl für dränierte als auch für undränierte Verhältnisse Untersuchungen vorliegen, die eine Abschätzung der Verformungen und der Ortsbruststandsicherheit ermöglichen, so waren solche bisher für den Bereich der teildränierten Verhältnisse nicht in diesem Umfang vorhanden.

Die Basis für diese Untersuchung bilden vierdimensionale numerische Berechnungen, wobei der Fokus auf dem Einfluss der Durchlässigkeit liegt. Die Durchlässigkeit muss dabei immer im Zusammenhang mit der Vortriebsgeschwindigkeit gesehen werden. Im Rahmen dieser Arbeit hat sich bestätigt, dass eine Erhöhung der Vortriebsgeschwindigkeit mit einer entsprechenden Reduktion der Durchlässigkeit gleichgesetzt werden kann. In der Regel wird die Durchlässigkeit bei einem Tunnelvortrieb eine deutlich größere Bandbreite aufweisen als die Vortriebsgeschwindigkeit. Dementsprechend wurde die Durchlässigkeit in der relevanten Bandbreite variiert, die Vortriebsgeschwindigkeit demgegenüber aber konstant belassen. Die untersuchte Durchlässigkeitsbandbreite wurde anhand von Literaturangaben festgelegt und deckt den Bereich zwischen den vollkommen dränierten und den vollkommen undränierten Verhältnissen ab.

Neben dem Verhältnis von Vortriebsgeschwindigkeit zu Durchlässigkeit kommt bei der zeitabhängigen Betrachtung von Verformungen und Ortsbruststandsicherheit auch dem hydraulischen Potential eine ganz wesentliche Bedeutung zu. Ein größeres hydraulisches Potential führt zu höheren Strömungskräften an der Ortsbrust, wodurch sich die Standsicherheit reduziert und gleichzeitig die Verformungen zunehmen. Von besonderer Bedeutung ist dies bei unterschiedlichen Tiefenlagen der Tunnelachse. Dabei muss immer zwischen dem Einfluss infolge des Bodeneigengewichts und jenem des hydraulischen Potentials unterschieden werden. Weiterhin hat sich gezeigt, dass eine oberflächennah vorhandene Kiesschicht keinen wesentlichen Einfluss auf die Standsicherheit wie auch auf die Verformungsgrößen ausübt, selbst wenn der Grundwasserspiegel in den stark durchlässigen Kiesen ansteht. Voraussetzung für diese Aussage ist allerdings, dass die Kiesschicht über eine dem Ton vergleichbare Scherfestigkeit verfügt und die Tunnelfirste zudem von einer ausreichend mächtigen, tragfähigen Schicht aus Ton überdeckt wird.

Weiterhin wurden Zusammenhänge, die bereits für dränierte bzw. undränierte Verhältnisse bekannt sind, auch in Hinblick auf die teildränierten Verhältnisse untersucht und den aus der Literatur vorliegenden Erkenntnissen gegenübergestellt. Neben der Scherfestigkeit und dem Dilatanzwinkel wurden auch die Steifigkeit des Baugrunds und der Seitendruckbeiwert mit ihren Einflüssen untersucht. Darüber hinaus wurde mit der vorliegenden Arbeit nun auch für die teildränierten Verhältnisse der zu erwartende Zusammenhang bestätigt, dass die Verformungen mit abnehmender Ortsbruststandsicherheit zunehmen und korrelieren. Dabei wurden neben den Oberflächensetzungen auch die Verformungen an der Ortsbrust betrachtet. Hinsichtlich der zum Tunnelhohlraum gerichteten Horizontalverformungen an der Ortsbrust sind insbesondere jene von praktischem Interesse, welche innerhalb eines Abschlagszyklus entstehen. Mit Hilfe modernster Methoden in der Vermesungstechnik ist es möglich, die Verformungen an der Ortsbrust schnell, vollflächig und zu verschiedenen Zeitpunkten zu bestimmen. Daraus lassen sich in naher Zukunft Aussagen zur Ortsbruststandsicherheit ableiten.

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung werden ganz wesentlich durch die Eigenschaften des verwendeten Stoffmodells beeinflusst. Seine Eignung wurde anhand von teildrÄnierten Triaxialversuchen überprüft. Dabei wurde das zeitabhÄngige Verhalten einer Probe bei unterschiedlichen Last-Verformungsbeanspruchungen untersucht. Die Versuche wurden parallel dazu numerisch nachvollzogen und die Berechnungsergebnisse den Messwerten aus dem Labor validierend gegenübergestellt. Die Eignung des Stoffmodells konnte durch die gute Übereinstimmung zwischen den Laborversuchen und den Berechnungen bestätigt werden.

Darüber hinaus wurden die Berechnungsergebnisse der Tunnelvortriebe in gering durchlässigen Böden anhand von Mess- und Erfahrungswerten beurteilt. Es ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen diesen Werten und den Berechnungsergebnissen, wodurch die Art der Modellierung auch insgesamt gesehen bestätigt wird.

**Literaturverzeichnis**

- ANAGNOSTOU (1995) ANAGNOSTOU, G. (1995): The influence of tunnel excavation on the hydraulic head. In: International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 19 (1995), S. 725 – 746.
- ANAGNOSTOU (2002) ANAGNOSTOU, G. (2002): Urban tunnelling in water bearing ground – Common problems and soil-mechanical analysis methods. In: 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zurich.
- ARZ et al. (1994) ARZ, P.; SCHMIDT, H. G.; SEITZ, J.; SEMPRICH, S. (1994): Grundbau. In: Betonkalender, 1994, Teil II, D. Ernst & Sohn, Berlin.
- ATTEWELL;  
WOODMAN (1982) ATTEWELL, P. B.; WOODMAN J. P. (1982): Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. In: Ground Engineering, Vol. 15, Nr. 8 (1982), S. 13 – 22.
- BAUMANN et al. (1985) BAUMANN, TH.; SULKE, B.-M.; TRYNSA, TH. (1985): Einsatz von Messung und Rechnung bei Spritzbetonbauweisen im Lockergestein. In: Bautechnik, 10 (1985), S. 330 – 337 sowie 11 (1985), S. 368 – 374.
- BENZ (2007) BENZ, TH. (2007): Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 55.
- BIOT (1956) BIOT, M. A. (1956): General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material. In: Journal of Applied Mechanics, Vol. 23, No. 2 (1956).
- BRINKGREVE;  
BAKKER (1991) BRINKGREVE, R. B. J.; BAKKER, H. L. (1991): Non-linear finite element analysis of safety factors. In: Computer Methods and Advances in Geomechanics, Beer, Booker & Carter (eds). S. 1117 – 1122.
- BRINKGREVE;  
BROERE (2004) BRINKGREVE, R. B. J.; BROERE, W. (Hrsg.) (2004): Plaxis 3D Tunnel, Version 2. User Manuals.
- BRINKGREVE et al. (2006) BRINKGREVE, R. B. J.; BROERE, W.; WATERMAN, D. (Hrsg.) (2006): Plaxis 2D, Version 8. User Manuals.

- BROMS;  
BENNERMARK (1967) BROMS, B. B.; BENNERMARK, H. (1967): Stability of clay at vertical openings. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 93, No. SM1, S. 71 – 94.
- CHAMBOSSE (1972) CHAMBOSSE, G. (1972): Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb. Berichte über Messungen in der Frankfurter Innenstadt. Hrsg. H. Breth. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 10.
- DARCY (1856) DARCY, H. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris.  
(angegeben in BRINKGREVE und BROERE, 2004)
- DUNCAN; CHANG (1970) DUNCAN, J. M.; CHANG, C.-Y. (1970): Nonlinear analysis of stress and strain in soils. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM5 (1970), S. 1629 – 1653.
- EGGER; SCHUKOFF (2007) EGGER, M.; SCHUKOFF, B. (2007): Kontinuierliche reflektorlose Ortsbrustdeformationsmessung. Der nächste Schritt bei geotechnischen Messungen im Tunnelbau. In: Felsbau 25, Nr. 5 (2007), S. 80 – 85.
- EISENSTEIN;  
SAMARASEKERA (1992) EISENSTEIN, Z.; SAMARASEKERA, L. (1992): Stability of unsupported tunnels in clay. In: Can. Geotechn. J., 29 (1992), S. 609 – 613.
- EL-MOSSALLAMY (2007) EL-MOSSALLAMY, Y. (2007): Single pile and pile group in overconsolidated clay. In: Brinkgreve; Swolfs (Hrsg.): Plaxis 3D Foundation, Version 2. Validation Manual.
- FILLIBECK (1999) FILLIBECK, J. (1999): Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungsbahnen mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung. Veröffentlichung des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 28.
- FILLIBECK; VOGT (2010) FILLIBECK, J.; VOGT, N. (2010): Prognose und Wertung von Setzungen bei Lockergesteinsvortrieben. In: Taschenbuch für den Tunnelbau 2010, DGGT, VGE Verlag, Essen, S. 97 – 142.
- FRANZIUS; POTTS (1999) FRANZIUS, J. N.; POTTS, D. M. (2005): Influence of mesh geometry on three-dimensional finite-element analysis of tunnel excavation. In: International Journal of Geomechanics, Vol. 5, No. 3 (2005), S. 256 – 266.

- HOCHMUTH et al. (1987) HOCHMUTH, W.; KRISCHKE, A.; WEBER, J. (1987): Subway Construction in Munich, Developments in Tunnelling with Shotcrete Support. In: Rock Mechanics and Rock Engineering 20 (1987), S. 1 – 38.
- HORN (1961) HORN, M. (1961): Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunnelröhren. In: Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie, Budapest. Übersetzung ins Deutsche durch die STUVA, Szöreyi, G.
- JAKY (1948) JAKY, J. (1948): Pressure in silos. In: Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam 1948, S. 103 – 107.
- JANSSEN (1895) JANSSEN, H. A. (1895): Versuche über Getreidedruck in Silozellen. In: Zeitung des Vereins deutscher Ingenieure, 39, S. 1045. (angegeben in MAYER et al., 2003)
- KIMURA; MAIR (1981) KIMURA, T.; MAIR, R. J. (1981): Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. In: Proc. 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm 1981, Vol. 1, S. 319 – 322.
- KONDNER; ZELASKO (1963) KONDNER, R. L.; ZELASKO, J. S. (1963): A hyperbolic stress strain formulation for sands. Proc. 2<sup>nd</sup> Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1 (1963), S. 289 – 324.
- LUNARDI (2000) LUNARDI, P. (2000): The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soil. Am 16.08.2005 heruntergeladen von [http://www.rocksoil.com/pdf/146\\_r.pdf](http://www.rocksoil.com/pdf/146_r.pdf)
- MADER (1989) MADER, H. (1989): Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes. Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt, Heft 29.
- MAIR (1979) MAIR, R. J. (1979): Centrifugal modelling of tunnelling construction in soft clay. University of Cambridge. (angegeben in MAIR und TAYLOR, 1997)
- MAIR; TAYLOR (1997) MAIR, R. J.; TAYLOR, R. N. (1997): Theme lecture. Bored Tunnelling in the urban environment. In: Proc. 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg 1997, Vol. 4, S. 2353 – 2385.
- MARCHER (2003) MARCHER, TH. (2003): Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone. Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 50.



- MAYER et al. (2003)                      MAYER, P.-M.; HARTWIG, U.; SCHWAB, CH. (2003): Standsicherheitsuntersuchungen der Ortsbrust mittels Bruchkörpermodell und FEM. In: Bautechnik 80, Juli 2003, Heft 7, S. 452 – 467.
- MEISSNER (1991)                         MEISSNER, H. (1991): Empfehlungen zur Durchführung numerischer Berechnungen. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 1. In: Geotechnik 14, Nr. 1 (1991), S. 1 – 10.
- MEISSNER (1996)                         MEISSNER, H. (1996): Tunnelbau unter Tage. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2. In: Geotechnik 19, Nr. 2 (1996), S. 99 – 108.
- MESCHKE et al. (1996)                 MESCHKE, G.; KROPIK, C.; MANG, H. A. (1996): Numerical analysis of tunnel linings by means of a viscoplastic material model for shotcrete. In: International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 39 (1996), S. 3145 – 3162.
- MÖLLER (2006)                         MÖLLER, S. CH. (2006): Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 54.
- MOORMANN (2002)                       MOORMANN, CH. (2002): Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59.
- OHLMANN-BARTUSEL et al. (2009)     OHLMANN-BARTUSEL, J.; HÖFLE, R.; FILLIBECK, J. (2009): Ortsbrustdeformationen – Ortsbruststandsicherheit. Unveröffentlichter Forschungsbericht. Lehrstuhl für Geodäsie sowie Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München.
- NG; LEE (2005)                         NG, C. W. W.; LEE, G. T. K. (2005): Three-dimensional ground settlement and stress-transfer mechanisms due to open-face tunnelling. In: Can. Geotech. J. 42 (2005), S. 1015 – 1029.
- OHDE (1939)                             OHDE, J. (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrunde. Der Bauingenieur, Nr. 20 (1939), S. 451 – 459.
- O'REILLY; NEW (1982)                 O'REILLY, M. P.; NEW B. M. (1982): Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. In: Tunnelling 82, IMM, London, S. 173 – 181.
- PECK (1969)                             PECK, R. B. (1969): Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proc. 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City 1969, State of the Art Volume, S. 225 – 290.

- PELZ et al. (2009) PELZ, G.; FILLIBECK, J.; VOGT, N. (2009): Die Ermittlung der Überkonsolidation und deren Berücksichtigung bei FE-Berechnungen am Beispiel des feinkörnigen Münchener Tertiärs. In: geotechnik 32, Nr. 2 (2009), S. 96 – 109.
- REUL (2000) REUL, O. (2000): In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 53.
- ROWE (1962) ROWE, P. W. (1962): The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In: Proc. Roy. Soc. A. 269 (1962), S. 500 – 527.
- RUSE (2004) RUSE, N. M. (2004): Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb. Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 51.
- SCHANZ et al. (1999) SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. (1999): The hardening soil model – Formulation and verification. In: Brinkgreve (Hrsg.): Beyond 2000 in Computational Geotechnics, A. A. Balkema (1999), S. 281 – 296.
- SCHICK (2000) SCHICK, P. (2000): Zum Einfluss negativer Porenwasserspannungen auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen in überkonsolidierten Böden. Mitteilung des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München, Heft 14.
- SCHICK (2005) SCHICK, P. (2005): Spaltzugversuche mit kohäsiven Böden. In: Bautechnik 82, Heft 2 (2005), S. 90 – 104.
- SCHIKORA; FINK (1982) SCHIKORA, K.; FINK, T. (1982): Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. In: Bauingenieur 57 (1982), S. 193 – 198.
- SCHMIDT (1969) SCHMIDT, B. (1969): Settlements and ground movements associated with tunnelling in soils. University of Illinois, Urbana. (angegeben in MÖLLER, 2006)
- SHIN; POTTS (2002) SHIN, J. H.; POTTS, D. M. (2002): Time-based two dimensional modelling of NATM tunnelling. In: Can. Geotech. J. 39 (2002), S. 710 – 724.
- SIVATHAYALAN; LOGESWARAN (2007) SIVATHAYALAN, S.; LOGESWARAN, P. (2007): Behaviour of sands under generalized drainage boundary conditions. In: Can. Geotech. J. 44 (2007), S. 138 – 150.

- VAN LANGEN; VERMEER (1990) VAN LANGEN, H.; VERMEER, P. A. (1990): Automatic step size correction for non-associated plasticity problems. In: International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 29 (1990), S. 579 – 598.
- VERMEER (1978) VERMEER, P. A. (1978): A double hardening model for sand. In: Géotechnique 28, Nr. 4 (1978), S. 413 – 433.
- VERMEER et al. (2002a) VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G.; MÖLLER, S. CH. (2002): On a smart use of 3D-FEM in tunnelling. In: Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), A. A. Balkema (2002), S. 361 – 366.
- VERMEER et al. (2002b) VERMEER, P. A.; RUSE, N.; MARCHER, TH. (2002): Tunnel Heading Stability in Drained Ground. In: Felsbau 20, Nr. 6 (2002), S. 8 – 18.
- VERMEER; RUSE (2001) VERMEER, P. A.; RUSE, N. (2001): Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund. In: geotechnik 24, Nr. 3 (2001), S. 186 – 193.
- VERMEER; VERRUIJT (1981) VERMEER, P. A.; VERRUIJT, A. (1981): An accuracy condition for consolidation by finite elements. In: International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5 (1981), S. 1 – 14.
- WEHNERT (2006) WEHNERT, M. (2006): Ein Beitrag zur dränierten und undrännierten Analyse in der Geotechnik. Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 53.
- WILSON (1970) WILSON, S. D. (1970): Suggested method of test for moisture-density relationship of soils using Harvard compaction apparatus. Special procedures for testing soil and rock for engineering purposes. 5<sup>th</sup> edition. ASTM STP 479.
- WITTKE (1984) WITTKE, W. (1984): Rock Mechanics. Springer Verlag, Berlin.
- ZIENKIWICZ et al. (1975) ZIENKIEWICZ, O. C.; HUMPHESON, C.; LEWIS, R. W. (1975): Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. In: Géotechnique 25, Nr. 4 (1975), S. 671 – 689. (angegeben in BRINKGREVE und BAKKER, 1991)

**Verwendete Normen und Regelwerke**

- CEB-FIP (1990) CEB-FIP. Model Code, CEB Bulletin d'Information, Lausanne, 1990.  
(angegeben in MESCHKE et al., 1996)
- EAU (2004) Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU 2004, herausgegeben vom Arbeitsausschuss "Ufereinfassungen", der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin (2004).

Anhang

Anhang 1: Klassifizierende Laborversuche

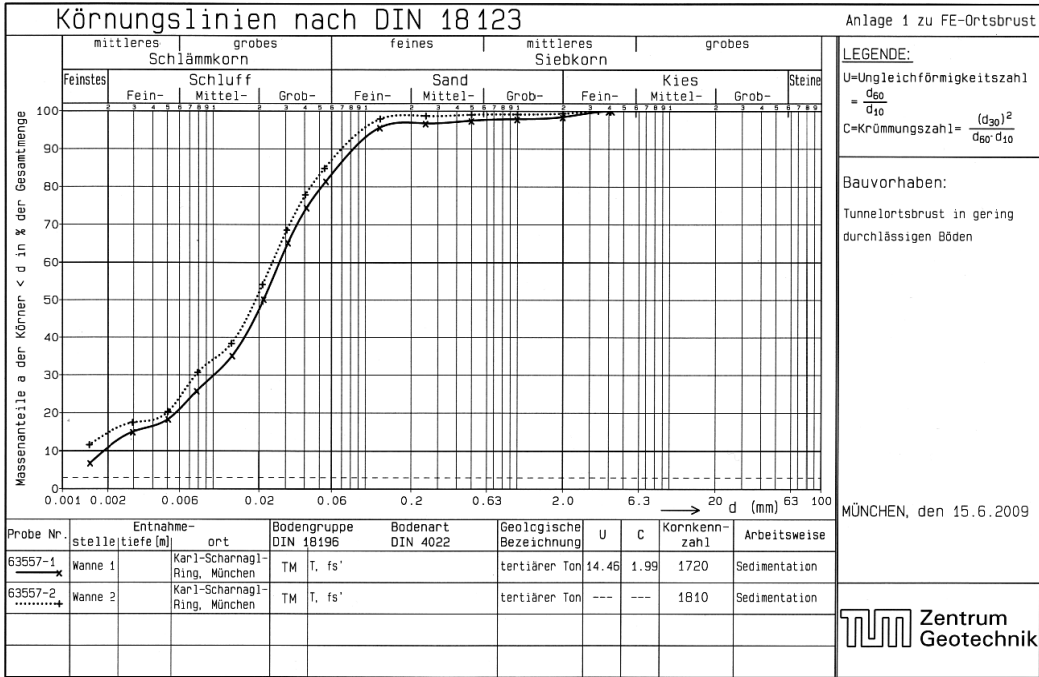


Abb. A.1: Korngrößenverteilung

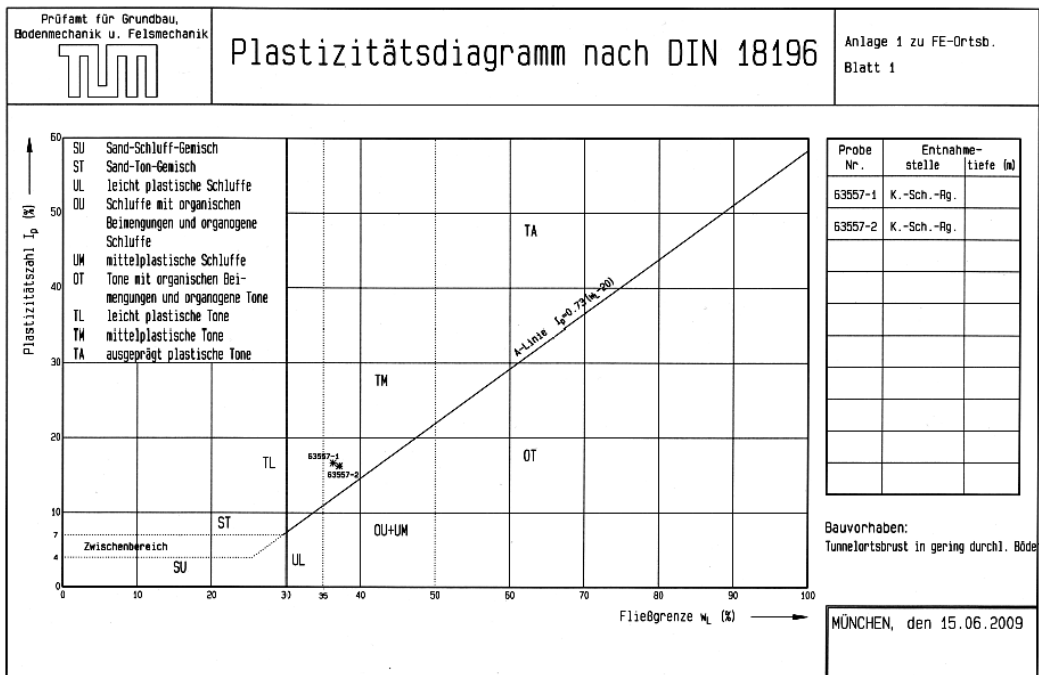


Abb. A.2: Plastizitätsdiagramm

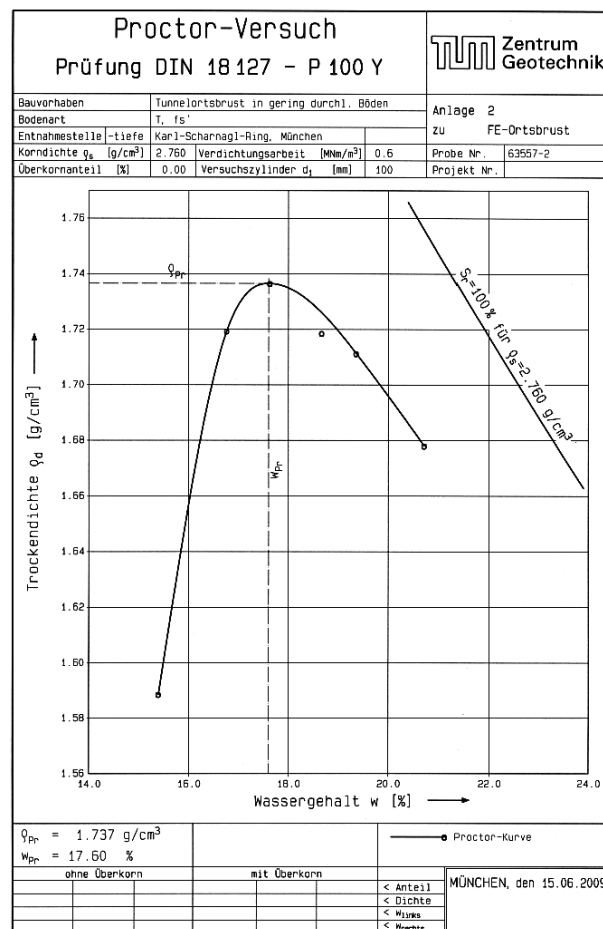
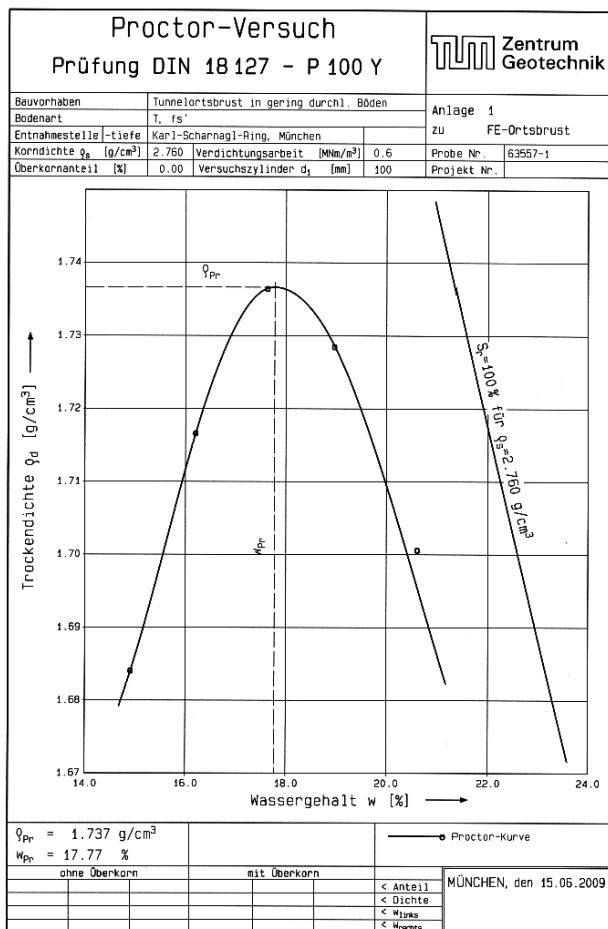


Abb. A.3a und b: Bestimmung der Proctordichte

Für die Laboruntersuchungen des Abschnitts 4 wurde der Soll-Wassergehalt zu 18,5 % und die Soll-Trockendichte zu 1,734 g/cm<sup>3</sup> festgelegt.

**Anhang 2: Teildrainede Triaxialversuche**

Versuch	$h_0$ [mm]	$d$ [mm]	$\sigma_3'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_a$ [%]	$w_e$ [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
CD	152,3	100,9	200	17,9	22,1	1,69
CTD75	153,5	100,9	200	18,5	22,2	1,68
CTD50	152,9	101,0	200	18,3	23,0	1,67
CTD25	153,4	100,9	200	18,3	21,0	1,67
CU	152,2	101,0	200	18,7	23,0	1,67

Tab. A.1: Angaben zu den Probekörpern der Versuchsserie 1

Versuch	$h_0$ [mm]	$d$ [mm]	$\sigma_3'$ [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>*)</sup>	$w_a$ [%]	$w_e$ [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
CDL	152,2	101,1	200	18,5	25,5	1,69
CTDL50	153,5	101,1	200	18,9	23,6	1,69
CUL	152,3	101,6	200	18,4	22,6	1,68

\*) Zeldruck  $\sigma_3'$  zu Beginn des Abschervorgangs

Tab. A.2: Angaben zu den Probekörpern der Versuchsserie 2

### Anhang 3: Auswertung ergänzender Laborversuche

#### Eindimensionale Kompressionsversuche

In Anlehnung an die DIN 18135 (Entwurf) wurden eindimensionale Kompressionsversuche, so genannte Ödometerversuche, durchgeführt. Anhand der Ödometerversuche werden die erforderlichen Parameter der kompressiven Steifigkeit abgeleitet. Es wurden zwei Proben entsprechend Abschnitt 4.3 hergestellt und in jeweils drei gleich hohe Abschnitte unterteilt. Die hergestellten Probekörper-Abschnitte weisen die in Tab. A.3 angegebenen Abmessungen, Wassergehalte und Trockendichten auf.

Versuch	Abschnitt	$h_0$ [mm]	$d$ [mm]	$w_a$ [%]	$w_e$ [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
Komp-1	oben	50	100	19,4	22,8	1,62
	mittig	50	100	19,0	22,6	1,66
	unten	50	100	18,1	21,4	1,69
Komp-2	oben	50	100	18,3	23,2	1,64
	mittig	50	100	19,1	22,6	1,66
	unten	50	100	18,6	22,3	1,68

Tab. A.3: Angaben zu den Probekörpern für die Ödometerversuche

An jedem Abschnitt wurde ein Kompressionsversuch durchgeführt:

- Belastung bis 400 kN/m<sup>2</sup> (Komp-2) bzw. 1000 kN/m<sup>2</sup> (Komp-1)
- Entlastung bis 50 kN/m<sup>2</sup>
- Wiederbelastung bis 1000 kN/m<sup>2</sup>
- Entlastung bis 25 kN/m<sup>2</sup> (Komp-2) bzw. 50 kN/m<sup>2</sup> (Komp-1)

Die Druck-Zusammendrückungsverläufe der Probe Komp-1 sind in Abb. A.4 dargestellt.

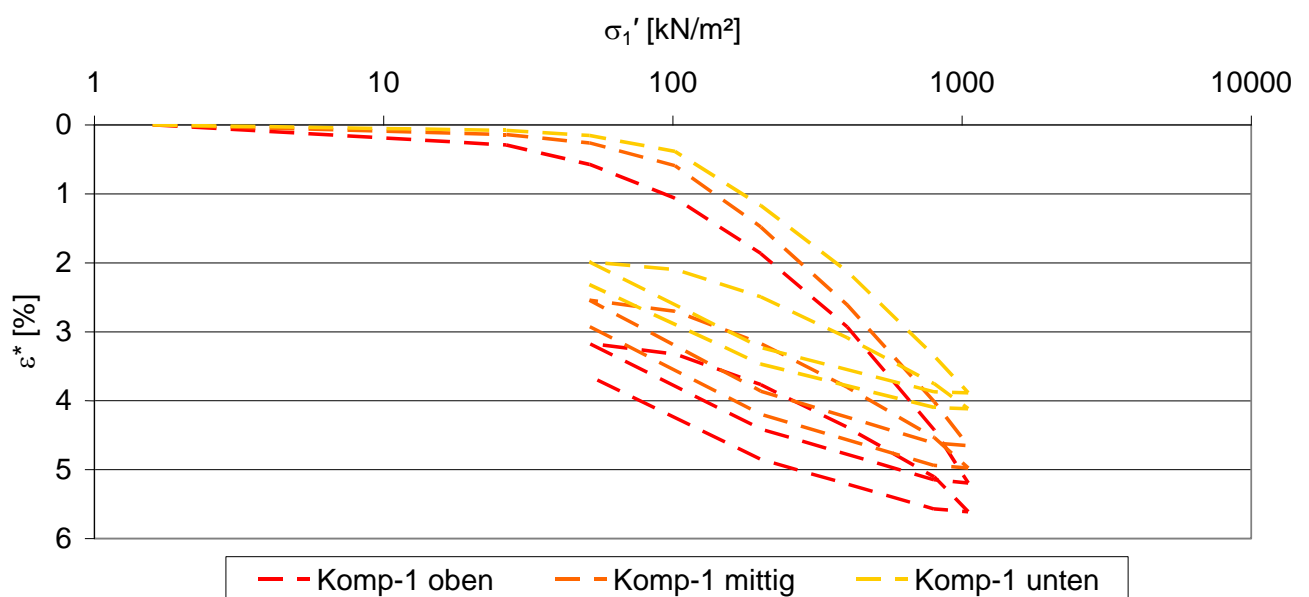


Abb. A.4: Druck-Zusammendrückungsverläufe der Probe Komp-1

Die Druck-Zusammendrückungsverläufe der Probe Komp-2 sind in Abb. A.5 dargestellt.

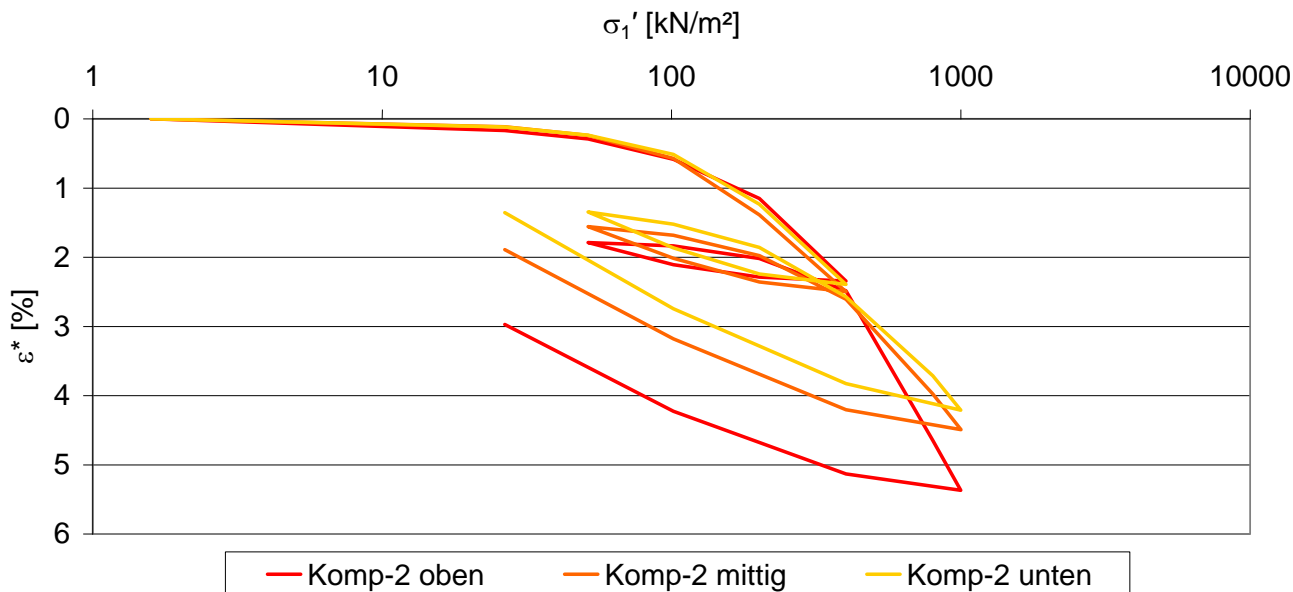


Abb. A.5: Druck-Zusammendrückungsverläufe der Probe Komp-2

Um für die numerische Modellierung der teildränierten Triaxialversuche geeignete Eingangsgrößen abzuleiten, werden die beiden Versuche Komp-1 und Komp-2 gemeinsam betrachtet. Die Referenzsteifigkeit für die kompressive Belastung  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  wird an der Referenzspannung  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$  entsprechend Abb. 3.9 für jeden der in Abb. A.6 dargestellten sechs Versuche ermittelt.

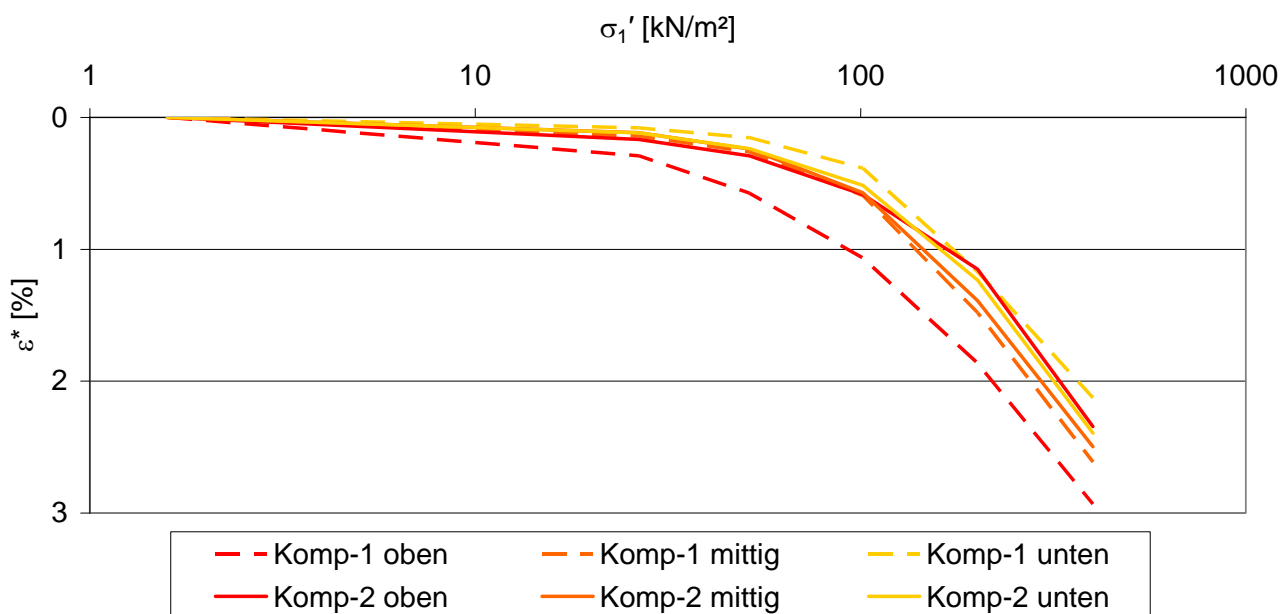


Abb. A.6: Druck-Zusammendrückungsverläufe der beiden Proben im Erstbelastungsast

Die einzelnen Versuchsergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung. Damit kann der Mittelwert in guter Näherung mit  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 15.000 \text{ kN/m}^2$  angegeben werden.



### Triaxialversuche mit unterschiedlichen Zelldrücken

Ergänzend zu den in Abschnitt 4.4 beschriebenen teildrained Triaxialversuchen wurden konsolidierte Triaxialversuche mit unterschiedlichen Zelldrücken nach DIN 18137, Teil 2 am selben Probenmaterial ausgeführt und ausgewertet. Die Herstellung der Probekörper erfolgte wie unter Abschnitt 4.3 erläutert.

Nach dem Sättigungs- und Konsolidationsvorgang wurden insgesamt drei Probekörper unter dränierten sowie drei weitere Probekörper unter undränderten Verhältnissen abgeschert. Die Abmessungen, Trockendichten und Wassergehalte sind in nachfolgender Tabelle zusammengefasst.

Versuch	$h_0$ [mm]	$d$ [mm]	$\sigma_3'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_a$ [%]	$w_e$ [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
dräniert, Zelle 1	100,4	50,3	100	17,5	22,7	1,76
dräniert, Zelle 2	100,2	50,4	200	17,4	20,7	1,75
dräniert, Zelle 3	99,2	51,0	300	17,7	21,0	1,73
undrändert, Zelle 1	100,3	50,4	100	18,3	22,3	1,75
undrändert, Zelle 2	99,7	50,5	200	17,4	21,1	1,76
undrändert, Zelle 3	100,1	50,4	300	17,7	21,5	1,75

Tab. A.4: Angaben zu den Probekörpern für die Triaxialversuche

Die Spannungspfade des dränierten Triaxialversuchs sind in Abb. A.7, jene des undränderten Triaxialversuchs in Abb. A.8 dargestellt.

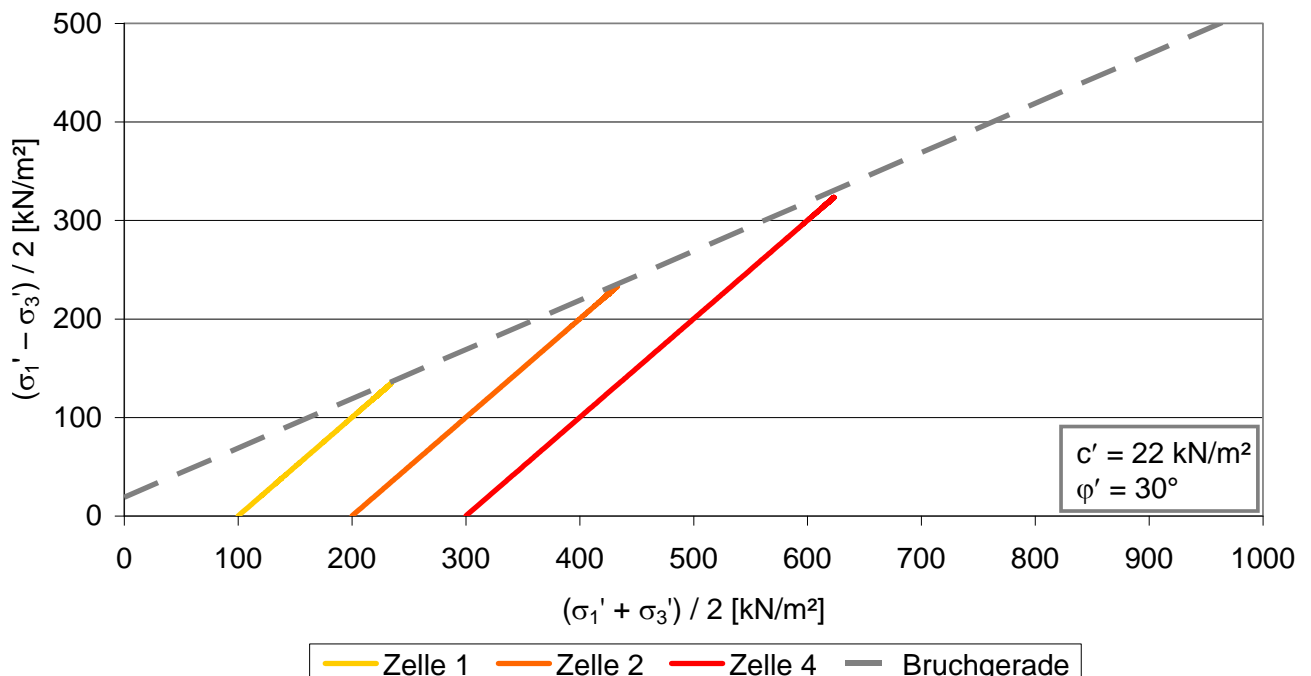


Abb. A.7: Spannungspfade des konsolidierten, dränierten Triaxialversuchs

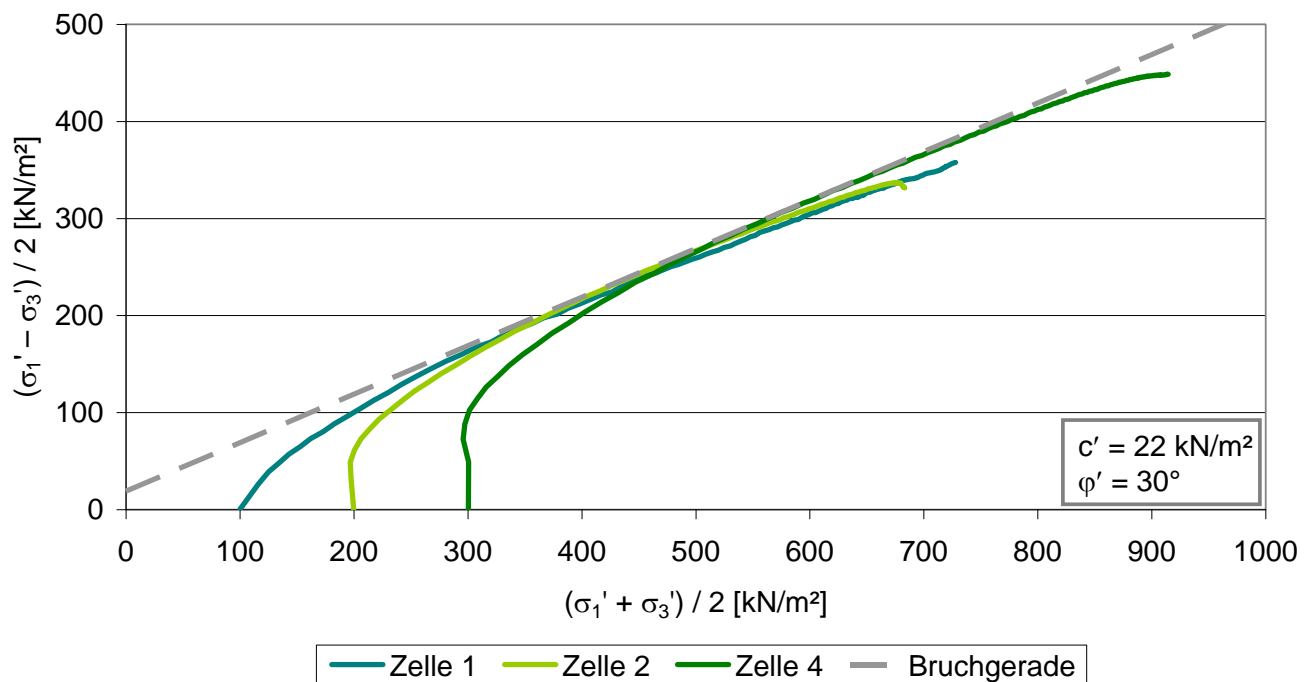


Abb. A.8: Spannungspfade des konsolidierten, undrÄnirten Triaxialversuchs

Bei beiden Triaxialversuchen wurde dieselbe Scherfestigkeit ermittelt. Die drÄnirte KohÄsion wurde zu  $c' = 22 \text{ kN/m}^2$ , der Reibungswinkel zu  $\phi' = 30^\circ$  ermittelt. Der Steifeexponent wurde aus der (hier nicht dargestellten) Spannungs-Dehnungsbeziehung des drÄnirten Triaxialversuchs und unter Verwendung der Gleichung (3.86) zu  $m \approx 0,6$  (entspricht einem mittleren Wert) bestimmt.

### Konsolidierter, drÄnirter Triaxialversuch mit Ent- und Wiederbelastung

Die fÄr das Stoffmodell Hardening Soil benÄtigten Steifigkeitsparameter bei deviatorischer Erst-, Ent- und Wiederbelastung werden anhand des in Abb. A.9 dargestellten, drÄnirten Triaxialversuchs bestimmt. Der Triaxialversuch wurde bei einem Zelldruck  $\sigma_3' = 200 \text{ kN/m}^2$  durchgefÄhrt. Die Abmessungen und Wassergehalte sowie die Trockendichte der Probe sind in nachfolgender Tabelle zusammengefasst.

Versuch	$h_0$ [mm]	$d$ [mm]	$w_a$ [%]	$w_e$ [%]	$\rho_d$ [ $\text{g/cm}^3$ ]
CDur	154,4	100,2	17,9	22,1	1,69

Tab. A.5: Angaben zum ProbekÄrper fÄr den Triaxialversuch mit Ent- und Wiederbelastung

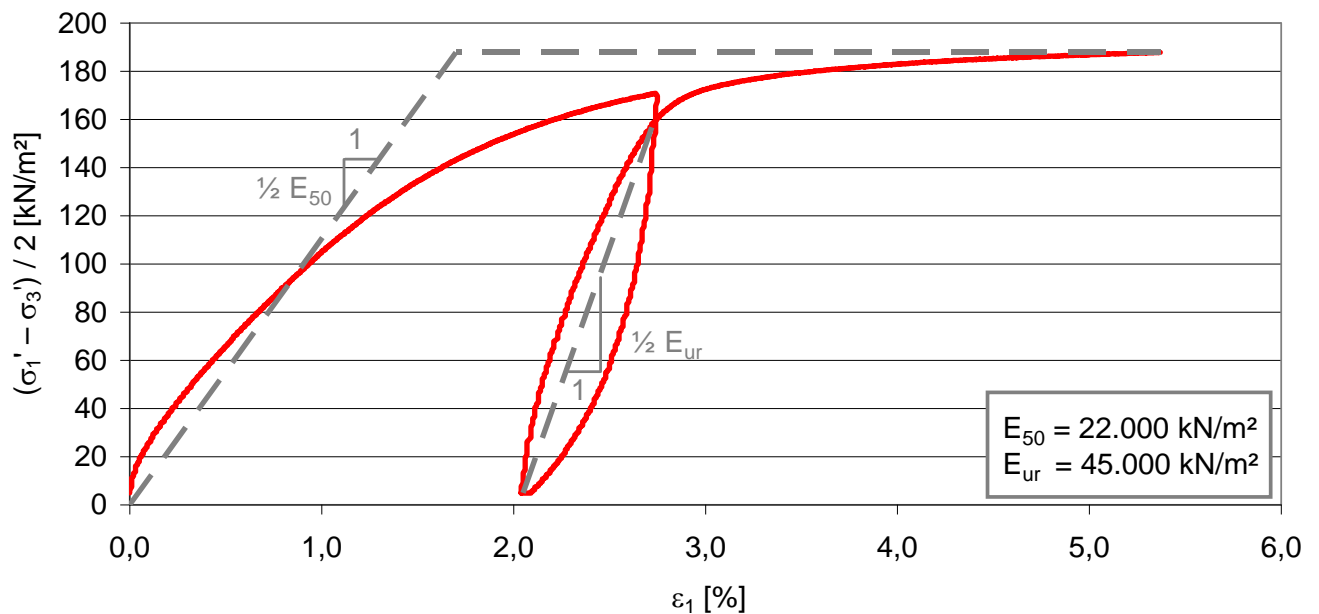


Abb. A.9: Dräniertes Triaxialversuch mit Ent- und Wiederbelastung

Der Sekantenmodul bei deviatorischer Erstbelastung wurde zu  $E_{50} = 22.000 \text{ kN/m}^2$  ermittelt, der Ent- und Wiederbelastungsmodul zu  $E_{ur} = 45.000 \text{ kN/m}^2$ . Unter Berücksichtigung des oben ermittelten Steifeexponenten  $m = 0,6$  ergibt sich der Referenzmodul der deviatorischen Erstbelastung zu  $E_{50}^{ref} = 15.000 \text{ kN/m}^2$  und jener der Ent- und Wiederbelastung zu  $E_{ur}^{ref} = 30.000 \text{ kN/m}^2$  (Werte gerundet, gültig für  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ ).

### Durchlässigkeitsversuch nach DIN 18130

Neben den Triaxial- und Ödometerversuchen wurde an einer Probe des aufbereiteten Tons die Durchlässigkeit bestimmt. Der Probekörper wies einen Anfangswassergehalt (= Wassergehalt beim Einbau in die Zelle) von  $w_a = 17,5 \%$  und beim Ausbau einen Wasserhalt von  $w_a = 17,5 \%$  auf. Die Trockendichte betrug  $\rho_d = 1,68 \text{ g/cm}^3$ . Die Probe wurde mit einem effektiven Zeldruck von  $\sigma_3' = 200 \text{ kN/m}^2$  beaufschlagt. Die Durchlässigkeit wurde näherungsweise zu  $k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$  bestimmt.

## Anhang 4: Berechnungsergebnisse

z/D	z <sub>w</sub> /D	Φ <sub>TA</sub> /D	z <sub>G</sub> /D	k	c'	φ'	ψ	E <sup>ref</sup>	K <sub>0</sub>	d <sub>uy</sub>	V <sub>L</sub>	η	i	s <sub>z,max</sub>	1/n
[-]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[m]	[mm]	[-]
2	0	2	0	1E-08	15	25	0	60	0,58	30,4	2,44	1,00	6,3	38,6	350
2	0	2	0	1E-09	15	25	0	60	0,58	19,9	1,96	1,00	5,8	33,3	380
2	0	2	0	1E-07	25	25	0	60	0,58	33,0	1,92	1,00	10,5	24,2	690
2	0	2	0	1E-08	25	25	0	60	0,58	15,5	1,60	1,03	6,8	22,5	700
2	0	2	0	1E-09	25	25	0	60	0,58	12,6	1,51	1,03	6,3	23,1	610
2	0	2	0	5E-10	25	25	0	60	0,58	12,1	1,52	1,05	6,3	23,7	600
2	0	2	0	k <sub>h</sub> 1E-7 k <sub>v</sub> 1E-9	25	25	0	60	0,58	15,3	1,55	1,08	6,3	20,8	790
2	0	2	0	k <sub>h</sub> 1E-8 k <sub>v</sub> 1E-9	25	25	0	60	0,58	12,8	1,48	1,03	6,3	21,8	660
2	0	2	0	1E-08	50	25	0	60	0,58	8,0	1,12	1,23	10,5	14,6	1140
2	0	2	0	1E-09	50	25	0	60	0,58	7,5	1,09	1,25	7,3	15,6	980
2	0	2	0	k <sub>h</sub> 1E-7 k <sub>v</sub> 1E-9	50	25	0	60	0,58	8,4	1,11	1,23	7,9	14,0	1220
2	0	2	1	1E-08	50	25	0	60	0,58	8,0	1,16	1,20	10,5	14,8	1080
2	1	1	0	1E-07	10	25	0	60	0,58	64,6	2,80	1,00	6,3	43,0	330
2	1	1	0	5E-08	10	25	0	60	0,58	38,3	2,18	1,03	6,3	32,3	460
2	1	1	0	1E-08	10	25	0	60	0,58	13,9	1,35	1,23	8,4	19,5	760
2	1	1	0	5E-09	10	25	0	60	0,58	10,1	1,21	1,23	8,9	17,6	830
2	1	1	0	1E-09	10	25	0	60	0,58	7,6	1,18	1,23	8,4	17,1	830
2	1	1	0	5E-10	10	25	0	60	0,58	7,1	1,16	1,23	8,9	16,8	840
2	1	1	0	1E-07	15	25	0	60	0,58	32,1	1,96	1,00	8,4	27,8	550
2	1	1	0	5E-08	15	25	0	60	0,58	22,9	1,71	1,05	8,4	24,0	640
2	1	1	0	1E-08	15	25	0	60	0,58	11,3	1,22	1,33	8,4	17,3	870
2	1	1	0	5E-09	15	25	0	60	0,58	8,8	1,16	1,35	8,9	16,3	910
2	1	1	0	1E-09	15	25	0	60	0,58	6,8	1,09	1,35	9,4	15,5	930
2	1	1	0	5E-10	15	25	0	60	0,58	6,5	1,10	1,35	9,4	15,5	920
2	1	1	0	1E-07	25	25	0	60	0,58	19,6	1,41	1,08	8,4	19,0	830
2	1	1	0	5E-08	25	25	0	60	0,58	14,0	1,32	1,10	8,4	17,8	890
2	1	1	0	1E-08	25	25	0	60	0,58	8,4	1,06	1,63	8,4	14,6	1060
2	1	1	0	5E-09	25	25	0	60	0,58	6,8	1,01	1,63	8,9	13,9	1110
2	1	1	0	1E-09	25	25	0	60	0,58	5,8	1,00	1,55	9,4	13,8	1080
2	1	1	0	5E-10	25	25	0	60	0,58	5,6	1,00	1,55	9,4	13,8	1070
2	1	1	0	k <sub>h</sub> 1E-7 k <sub>v</sub> 1E-9	25	25	0	60	0,58	9,3	1,11	1,45	8,9	15,0	1030
2	1	1	0	1E-9 v = 0,04 m/d	25	25	0	60	0,58	19,6	1,38	1,10	8,4	18,7	840
2	1	1	0	1E-08	35	25	0	60	0,58	6,8	0,97	1,88	8,4	13,1	1200
2	1	1	0	5E-09	35	25	0	60	0,58	5,9	0,95	1,93	8,9	12,9	1210
2	1	1	0	1E-09	35	25	0	60	0,58	5,2	0,93	1,80	9,4	12,6	1220
2	1	1	0	5E-10	35	25	0	60	0,58	5,1	0,94	1,80	9,4	12,7	1200
2	1	1	0	1E-07	50	25	0	60	0,58	12,6	1,00	1,30	8,4	13,0	1250
2	1	1	0	5E-08	50	25	0	60	0,58	7,8	0,98	1,35	9,4	12,7	1270
2	1	1	0	1E-08	50	25	0	60	0,58	5,8	0,89	1,88	10,5	11,8	1350
2	1	1	0	5E-09	50	25	0	60	0,58	5,4	0,87	2,30	9,4	11,6	1370
2	1	1	0	1E-09	50	25	0	60	0,58	4,8	0,87	2,20	10,5	11,6	1350
2	1	1	0	5E-10	50	25	0	60	0,58	4,7	0,87	2,18	10,0	11,6	1350
2	1	1	1	1E-08	25	25	0	60	0,58	8,5	1,14	1,70	10,5	14,6	1110

z/D	z <sub>w</sub> /D	Φ <sub>TA</sub> /D	z <sub>G</sub> /D	k	c'	φ'	ψ	E <sup>ref</sup>	K <sub>0</sub>	d <sub>uy</sub>	V <sub>L</sub>	η	i	s <sub>z,max</sub>	1/n
[-]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[m]	[mm]	[-]
3	1	2	0	1E-07	15	25	0	60	0,58	90,7	4,70	1,00	11,1	50,9	410
3	1	2	0	1E-08	15	25	0	60	0,58	20,1	2,26	1,15	12,3	22,5	900
3	1	2	0	1E-09	15	25	0	60	0,58	11,9	2,09	1,13	12,3	20,9	950
3	1	2	0	1E-07	25	25	0	60	0,58	39,8	2,73	1,00	12,3	26,1	820
3	1	2	0	1E-08	25	25	0	60	0,58	15,2	1,98	1,25	12,3	19,4	1070
3	1	2	0	1E-09	25	25	0	60	0,58	10,4	1,90	1,23	12,3	18,7	1100
3	1	2	0	1E-08	50	25	0	60	0,58	9,8	1,53	1,38	12,3	14,6	1500
3	1	2	0	1E-09	50	25	0	60	0,58	8,0	1,64	1,55	12,3	15,7	1370
3	1	2	1	1E-08	25	25	0	60	0,58	15,3	2,09	1,28	12,3	19,6	1140
3	1	2	2	1E-08	25	25	0	60	0,58	15,2	2,03	1,35	12,3	18,9	1190
4	1	3	0	1E-08	15	25	0	60	0,58	29,5	2,92	1,10	18,2	22,5	1270
4	1	3	0	1E-08	25	25	0	60	0,58	23,4	2,57	1,15	19,7	19,6	1510
4	2	2	0	1E-08	15	25	0	60	0,58	20,5	2,31	1,38	13,9	17,8	1640
4	2	2	0	1E-08	25	25	0	60	0,58	17,1	2,14	1,55	13,9	16,4	1800
2	1	1	0	5E-09	10	20	0	60	0,66	Standicherheit nicht gegeben					
2	1	1	0	5E-09	10	30	0	60	0,50	7,4	1,05	1,25	8,9	15,2	940
2	1	1	0	1E-07	15	20	0	60	0,66	Standicherheit nicht gegeben					
2	1	1	0	5E-08	15	20	0	60	0,66	Standicherheit nicht gegeben					
2	1	1	0	1E-08	15	20	0	60	0,66	16,7	1,52	1,28	7,9	21,9	710
2	1	1	0	5E-09	15	20	0	60	0,66	12,2	1,37	1,30	6,8	19,9	770
2	1	1	0	1E-09	15	20	0	60	0,66	9,6	1,33	1,30	6,3	19,5	770
2	1	1	0	5E-10	15	20	0	60	0,66	8,9	1,29	1,30	6,8	19,0	790
2	1	1	0	1E-07	15	30	0	60	0,50	25,4	1,56	1,03	8,4	22,1	670
2	1	1	0	5E-08	15	30	0	60	0,50	16,7	1,40	1,05	8,4	19,7	750
2	1	1	0	1E-08	15	30	0	60	0,50	8,3	1,04	1,35	8,4	15,0	990
2	1	1	0	5E-09	15	30	0	60	0,50	6,5	0,98	1,38	8,9	14,0	1040
2	1	1	0	1E-09	15	30	0	60	0,50	5,4	0,99	1,33	9,4	14,0	1020
2	1	1	0	5E-10	15	30	0	60	0,50	5,2	1,00	1,33	9,4	14,1	1000
2	1	1	0	1E-07	25	20	0	60	0,66	Standicherheit nicht gegeben					
2	1	1	0	5E-08	25	20	0	60	0,66	Standicherheit nicht gegeben					
2	1	1	0	1E-08	25	20	0	60	0,66	11,3	1,30	1,55	8,4	17,9	890
2	1	1	0	5E-09	25	20	0	60	0,66	9,5	1,20	1,55	8,4	16,8	940
2	1	1	0	1E-09	25	20	0	60	0,66	7,9	1,19	1,58	8,4	16,7	930
2	1	1	0	5E-10	25	20	0	60	0,66	7,5	1,17	1,55	8,4	16,4	940
2	1	1	0	1E-07	25	25	10	60	0,58	19,3	1,32	1,15	8,4	17,6	890
2	1	1	0	1E-08	25	25	10	60	0,58	8,4	1,00	1,75	8,4	13,6	1150
2	1	1	0	1E-09	25	25	10	60	0,58	5,8	0,95	1,70	9,4	13,0	1160
3	1	2	0	1E-07	25	25	10	60	0,58	40,6	2,36	1,10	12,3	22,0	980
3	1	2	0	1E-08	25	25	10	60	0,58	14,3	1,78	1,45	12,3	17,2	1250
3	1	2	0	1E-09	25	25	10	60	0,58	9,6	1,74	1,43	12,3	17,0	1250
2	1	1	0	1E-08	25	25	0	60 <sup>*)</sup>	0,58	10,7	1,35	1,65	8,9	18,6	830
2	1	1	0	1E-08	25	25	0	60 <sup>**)</sup>	0,58	8,4	1,00	1,68	8,9	14,2	1060
2	1	1	0	1E-08	25	25	0	30	0,58	13,7	1,88	1,65	9,4	25,5	610
2	1	1	0	1E-08	25	25	0	120	0,58	5,0	0,68	1,60	7,3	9,2	1680
2	1	1	0	1E-07	25	25	0	60	0,80	19,4	0,81	1,03	6,3	12,8	1100
2	1	1	0	1E-08	25	25	0	60	0,80	8,6	0,58	1,75	6,3	9,2	1470
2	1	1	0	1E-09	25	25	0	60	0,80	5,5	0,51	1,78	6,3	8,2	1600
3	1	2	0	1E-07	25	25	0	60	0,80	41,3	1,55	1,00	12,3	17,1	1170
3	1	2	0	1E-08	25	25	0	60	0,80	14,8	1,00	1,40	12,3	11,1	1780

$z/D$	$z_w/D$	$\Phi_{TA}/D$	$z_G/D$	$k$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E^{ref}$	$K_0$	$d_{uy}$	$V_L$	$\eta$	$i$	$s_{z,max}$	$1/n$
[-]	[-]	[m]	[m]	[m/s]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[m]	[mm]	[-]
3	1	2	0	1E-09	25	25	0	60	0,80	9,4	0,91	1,40	9,8	10,1	1940

\*) Referenzspannung  $p^{ref} = 300 \text{ kN/m}^2$ , Steifeexponent  $m = 0,4$

\*\*) Referenzspannung  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ , Steifeexponent  $m = 0,6$

Tab. A.6: Berechnungsergebnisse

Anmerkungen:

- Im Wesentlichen wurde mit einer isotropen Durchlässigkeit  $k$  gerechnet. Vereinzelt wurden allerdings auch anisotrope Durchlässigkeitsverhältnisse berücksichtigt. In diesen Fällen wird jeweils die horizontale Durchlässigkeit  $k_h$  sowie die vertikale Durchlässigkeit  $k_v$  angegeben.
- Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird in Tab. A.6 nur die Steifigkeit  $E^{ref}$  angegeben. Dabei gilt:  
 $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = E^{ref}$  sowie  $E_{ur}^{ref} = 2 \cdot E^{ref}$