



Zementfreie Mörtel für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust

vom Fachbereich D – Abteilung Bauingenieurwesen – der Bergischen Universität
Wuppertal angenommene Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

von Dipl.-Ing. Christian Thienert aus Düsseldorf

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Klingsch

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort
Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik
Bergische Universität Wuppertal

Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Thewes
Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb
Ruhr-Universität Bochum

Weiteres Mitglied: Univ.-Prof. Dr.-Ing. agr. J. Rinklebe
Lehr- und Forschungsgebiet Boden- und Grundwassermanagement
Bergische Universität Wuppertal

Tag der Einreichung: 13. Oktober 2010

Tag der mündlichen Prüfung: 28. März 2011

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20110504-125155-8

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20110504-125155-8>]

Kurzfassung

Die Dissertation befasst sich mit der Verwendbarkeit und den Eigenschaften von zementfreien Mörteln zur Ringspaltverpressung beim Tunnelbau im Schildvortriebsverfahren mit Tübbingausbau. Vor dem Hintergrund, dass diese Verpressmaterialien in Abhängigkeit der Baugrundeigenschaften sehr zeitnah, d.h. mitunter schneller als ein konventioneller Zementmörtel, eine Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung durch Auspressen von Porenwasser in den umgebenden Baugrund erfahren können, sind mit dieser Art von Mörtel Vorteile gegenüber zementgebundenen Baustoffen zu erwarten. Die Untersuchungen zielen darauf ab, die unterschiedlichen Anforderungen an ein solches Material im Zuge der einzelnen Prozessschritte (Pumpförderung, Drainierung und Bettung der Tübbingröhre) genauer definieren zu können.

Dabei wird zunächst der Einfluss der Ortsbruststützung bei Tunnelvortriebsmaschinen mit Flüssigkeitsstützung erfasst und eine hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung entwickelt. Diese berücksichtigt sowohl den Mechanismus der Filterkuchenausbildung wie sie in feinkörnigen Böden dominiert als auch die Eindringung einer Suspension mit Stagnation im Porenraum des Bodens.

Für die Festlegung von Materialanforderungen zur Gewährleistung der Pumpfähigkeit werden zunächst Pumpversuche im Zuge des Befüllens der Förderleitung durchgeführt und bodenmechanische Eigenschaften von sogenannten Stopfern betrachtet. Es folgen rheologische Oszillations-Messungen, mit denen der Einfluss des Blutens der zementfreien Ringspaltmörtel beobachtet werden soll. Schließlich werden Indexwerte zur Gewährleistung des Wiederaanlaufens des Fördersystems nach ausgedehnten Stillstandszeiten ermittelt.

Die Beobachtung des Drainierungsvorganges erfolgt mittels eines modifizierten Filterpressenversuchs, in dem maßgebende Kennwerte des Drainierungsvorgangs zur quantitativen Beschreibung ermittelt werden können. Anhand eines rechnerischen Modells wird herausgestellt, welchen Anforderungen ein solches Verpressmaterial bei den speziellen örtlichen Baugrundeigenschaften genügen muss, um zielsicher eingesetzt werden zu können. Darüber hinaus werden Empfehlungen bezüglich des Mischungsentwurfs eines solchen Mörtels erarbeitet und dessen ökologischen Auswirkungen bewertet.

Abschließend erfolgt eine bodenmechanische Charakterisierung des verfestigten Ringspaltmörtels als künstliches Bodenmaterial und eine Abschätzung der Auswirkungen auf das Bettungsverhalten für die Tübbingröhre.

Zusammenfassend kann dargestellt werden, dass ein zementfreies Ringspaltmaterial bei geeignetem Umgebungsboden gleichwertig zu einem konventionellen Zementmörtel anzusehen ist und mitunter sogar eine höhere Früh-Bettungswirkung aufweist, die zur Vermeidung von Tübbingschäden von Bedeutung sein kann.

Abstract

The present thesis considers the applicability of grout mortar without any cement for tail gap grouting during hydro-shield tunnelling with segmental lining. This mortar develops a certain strength and a reasonable stiffness only by expelling porewater into the voids of the surrounding soil of the tunnel. According to this fact, the present investigation aim is to define the different requirements for this kind of grouting material during all the several steps of the different tunnelling process phases (including pumping, draining and bedding of the tunnel lining).

First the influence of hydrostatic face support pressure is regarded and a hybrid model of pressure transmission for bentonite suspensions is developed which takes into account the formation of a filtercake as well as the penetration depth of slurry into the soil.

In order to determine the material requirements to ensure pumpability, several pumping tests were carried out, including the description of geotechnical properties of blockages. In the following, rheological oscillation tests were used to quantify bleeding behaviour of such grout mortar and to define applicable index values to ensure the trouble-free restart of the grouting process after extended shutdown periods.

A modified filter-press set-up is presented in order to collect characteristic parameters of the draining process within the grout mortar. By using different geotechnical models, the influences of soil properties around the tunnel in this process are rated and recommendations on the composition recipe of such a grout mortar are given. In addition possible ecological effects because of the expelled pore water are evaluated.

In a final step soil mechanical investigations on this drained mortar as some kind of type of artificial soil and consequences on the bedding behaviour of the tunnel are presented.

Summarized it could be stated, that tail gap grouting with cement free mortar can be at least as effective as using conventional cement based materials, provided that suited surrounding soil conditions are given. In certain cases a higher strength can be already achieved in early stages, which can be important to avoid damages in the lining segments.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	ix
Tabellenverzeichnis	xiii
Symbolverzeichnis	xv
Abkürzungsverzeichnis	xvii
1 Einführung	1
1.1 Schildvortrieb	1
1.2 Ringspaltverpressung	3
1.2.1 Bedeutung und Begriffe	3
1.2.2 Entstehung des Ringspalts	3
1.2.3 Notwendigkeit der Ringspaltverpressung	4
1.2.4 Verfüllmethode für den Ringspalt	6
1.2.5 Maschinentechnische Einrichtungen	8
1.2.6 Qualitätskontrolle	10
1.3 Materialien für die Ringspaltverpressung	12
1.3.1 Ein-Komponenten-Mörtel	13
1.3.2 Zwei-Komponenten-Systeme	15
1.3.3 Sonderlösungen	16
1.4 Schäden am Tunnelausbau	18
2 Stand der Forschung	21
2.1 Feldmessungen	21
2.1.1 Panchiao-Linie in Taipeh	22
2.1.2 Okawa-Tunnel in Osaka	23
2.1.3 Weitere Ergebnisse aus Japan	23
2.1.4 Niederländische Tunnelprojekte	24
2.2 Modellversuche	25
2.3 Lagesicherheit der Tunnelröhre im Bauzustand	27
2.4 Filtration des Ringspaltmörtels	30
2.5 Strukturmechanische Untersuchungen	32
2.6 Baustofftechnologische Betrachtungen	34

3	Motivation, Ziele und Vorgehensweise	35
3.1	Motivation	35
3.1.1	Logistische Abhängigkeiten	35
3.1.2	Reduktion von Tübbingschäden	36
3.2	Lösungsansatz	37
3.3	Ziele	38
3.4	Vorgehensweise	39
4	Einfluss der Ortsbruststützung	41
4.1	Allgemeines	41
4.2	Erforderliche Stützdruckkraft	41
4.3	Stützdruckübertragung	44
4.3.1	Membranbildung	45
4.3.2	Suspensions-Stagnation	51
4.4	Suspensionsbedingte Einflüsse auf die Grenzflächenbildung	57
4.4.1	Separationstechnik	58
4.4.2	Randbedingungen in der Abbaukammer	64
4.4.3	Bentonitsuspensionen im stark wasserdurchlässigen Baugrund	68
4.5	Hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung	69
4.5.1	Modellansatz	70
4.5.2	Numerische Umsetzung	71
4.5.3	Typische Berechnungsergebnisse	72
4.6	Schlussfolgerungen	73
5	Frischmörteleigenschaften	75
5.1	Pumpfähigkeit von Betonen und Mörteln	75
5.1.1	Theorie der Rohrströmung von Dickstoffen	76
5.1.2	Prüfung der Fließfähigkeit	79
5.1.3	Materialeigenschaften zur Sicherstellung der Pumpfähigkeit	81
5.1.4	Bildung von Stopfern	82
5.2	Eigene Untersuchungen zu Stopfern bei Ringspaltmörteln	84
5.2.1	Ausgangsstoffe für Ringspaltmörtel	84
5.2.2	Versuchsaufbau der Modellrohrstrecke	92
5.3	Untersuchungen zur Stopferbildung beim Anpumpen	93
5.3.1	Druckverläufe	93
5.3.2	Stopfereigenschaften	95
5.3.3	Reduzierte Leitungslänge	97
5.3.4	Modifikation der Materialeigenschaften	98
5.4	Untersuchungen zur Stopferbildung nach Stillständen	102
5.4.1	Rheologische Messungen an mineralischen Baustoffen	102
5.4.2	Ergebnisse der Zeit-Oszillations-Versuche über 48 Stunden	112
5.4.3	Beurteilung des Sedimentationsverhaltens anhand von Elementversuchen	114
5.4.4	Druckverläufe beim Wiederanpumpen	118
5.5	Zusammenfassung und Empfehlungen zum Mischungsentwurf	119
5.6	Lisenen-Restdruck	121

6	Drainierungsverhalten	125
6.1	Filtrationstheorie mit Berücksichtigung eines Filtermediums	126
6.2	Versuchstechnische Beobachtung von Drainierungsvorgängen	128
6.2.1	Großödometer	128
6.2.2	Modifizierter Filterpressenversuch	131
6.3	Eigene Untersuchungen	132
6.3.1	Bestimmung des mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes	133
6.3.2	Abhängigkeit vom Leimanteil	134
6.3.3	Einfluss der Grenzflächenpermeabilität	135
6.3.4	Einfluss stabilisierender Zusatzstoffe und Zusatzmittel	136
6.4	Rechnerischer Ansatz zur Prognose der Drainierungsdauer	138
6.4.1	Einwirkungsdauer der Bentonitsuspension	139
6.4.2	Drainierung während Vortriebsunterbrechungen	144
6.4.3	Modellhafte Ermittlung des Ringraumdrucks	145
6.4.4	Parameterstudie	148
6.5	Bodenmechanischer Modellversuch	151
6.5.1	Versuchsaufbau	152
6.5.2	Ergebnisse	155
6.6	Ökologische Bewertung des Drainierungsvorganges	159
6.6.1	Gesetzliche Grundlagen	159
6.6.2	Eigene Filtratuntersuchungen	160
6.6.3	Fazit	162
6.7	Schlussfolgerungen	163
7	Bodenmechanische Eigenschaften des drainierten Ringspaltmaterials	167
7.1	Allgemeines	167
7.2	Einfaches bodenmechanisches Versuchsprogramm	167
7.2.1	Einaxiale Druckversuche	169
7.2.2	Flügelscherfestigkeiten	170
7.2.3	Wassergehalte	171
7.2.4	Fazit	173
7.3	Erweitertes bodenmechanisches Versuchsprogramm	174
7.3.1	Steifigkeit	174
7.3.2	Drainierte Scherfestigkeit	176
7.3.3	Filterstabilität und Erosionsstabilität	179
7.4	Numerische Vergleichsberechnungen	182
7.4.1	Modellbildung für die Betrachtung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit	183
7.4.2	Modellbildung im Rahmen einer ebenen Verformungsberechnung	185
7.4.3	Ergebnisse	189
7.4.4	Schlussfolgerungen	193
7.5	Bodenmechanische Anforderungen	195
8	Zusammenfassung und Ausblick	197
8.1	Zusammenfassung	197
8.2	Ausblick	200

Literaturverzeichnis

201

Abbildungsverzeichnis

1.1	Prinzipskizze eines Hydroschildes mit Tübbingausbau	2
1.2	Ursachen des Ringspaltes	4
1.3	Setzungsmulde	5
1.4	Ringspaltverpressung durch den Schildmantel	6
1.5	Lisenenanordnung im Schildschwanzblech	7
1.6	Verfüllung des Ringraums durch Öffnungen in den Tübbing	8
1.7	Verpresseinrichtungen auf einer TVM	9
1.8	Lisenenanschluss mit Kugelhahn und Druckgeber auf einer TVM	9
1.9	ATDS-System von HOCHTIEF	10
1.10	Verpresste Mörtelmengen beim City-Tunnel Leipzig	11
1.11	Georadar-Messung des Ringraums nach theoretischer Erhärtungszeit	12
1.12	Seismische Erkundung von Fehlstellen im Ringraum	13
1.13	Bohrkern mit zementfreiem Ringspaltverpressmaterial	15
1.14	Ringspaltverpressung mit Zwei-Komponenten-Material	16
1.15	Wasserdurchlässiges Ringspaltmaterial	18
1.16	Typisches Schadensbild bei Überbelastung einer Topf-Nocke-Konstruktion	19
1.17	Versatz von bis zu 25 mm zwischen Tübbingringen	20
2.1	Piezometermessungen an der Panchiao-Linie Taipeh	22
2.2	Qualitative Entwicklung des beanspruchenden Erddrucks	23
2.3	Messquerschnitte beim Zweiten Heinenoord Tunnel	24
2.4	Druckmessungen im Ringraum beim Sophia-Tunnel	25
2.5	Mörtelausbreitversuch	26
2.6	Modellversuch beim Eupalinos-Projekt	26
2.7	Verformung der Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung	27
2.8	Maximal mobilisierbare Mörtelwiderstandskraft im Ringraum	29
2.9	Wirksame Kräfte im Ringraum	29
2.10	Filtration von Mörtel im Ringraum eines Tunnels mit Tübbingausbau	30
2.11	Vergleich gemessener und modellhafter Porenwasserdrücke	31
2.12	3D-Finite-Elemente-Modell von KASPER	33
3.1	Verteilung der Vortriebszeit beim Tunnel Münster/Wiesing	36
3.2	Statisches Modell	37
3.3	Beispiel tunnel	40
4.1	Bruchkörpermodell nach HORN	41
4.2	Wirksamer Stützdruck bei Suspensionsstagnation	42

4.3	Mechanismen der Stützdruckübertragung	44
4.4	Abhängigkeit des Höhenverhältnisses von der Suspensionsdichte	49
4.5	Einfüllen von Wasser für den Durchlässigkeitsversuch in der Filterpresse	50
4.6	Filtratwassermenge im Durchlässigkeitsversuch in der Filterpresse	51
4.7	Normative Idealisierung der thixotropen Verfestigung	53
4.8	Fließgrenzenentwicklung der untersuchten Bentonitsuspensionen	54
4.9	Fließgrenzen und Thixotropiezahlen der Bentonitsuspensionen	56
4.10	Druckverhältnisse bei der Ringraumverpressung nach Stützflüssigkeits-Stagnation	57
4.11	Microtunnelling-Separieranlage	58
4.12	Fließschema einer Separieranlage	59
4.13	Suspensions-Eindringversuch	61
4.14	Kornverteilungskurven der Modellböden	62
4.15	Kornverteilungskurven der mit Quarzmehl aufgeladenen Bentonitsuspensionen	63
4.16	Kritische Eindringtiefen von aufgeladenen Bentonitsuspensionen	64
4.17	Förderkreislaufdaten und Vortriebsgeschwindigkeiten City-Tunnel Leipzig	65
4.18	Verteilung der Suspensionseinspeisung	66
4.19	Eindringversuch mit befrachteter Suspension	67
4.20	Kornverteilungskurven bei Bodenbefrachtung	68
4.21	Einsatzbereiche für Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust	68
4.22	Mehrausbruch der Ortsbrust in sehr durchlässigen Kiesen	69
4.23	Hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung	70
4.24	Exemplarische Filterkuchenberechnung nach hybrider Modellvorstellung	73
4.25	Parameterstudie mit verschiedenen Modellböden	74
5.1	Kombinierte Scher- und Pfropfenströmung	76
5.2	Einfluss der Sättigung auf den Förderdruck	77
5.3	Rohr-Druckverläufe bei undrainierten und drainierten Scherverhältnissen	78
5.4	Versuchsaufbau zur Prüfung der Pumpfähigkeit nach BEST und LANE	80
5.5	Gleitrohr-Rheometer von Putzmeister	81
5.6	Mehlkornleim im Beton	82
5.7	Sieblinien der verwendeten Zuschläge im 1. und 2. Referenzmörtel	86
5.8	Konsistenzen des 1. Referenzmörtels für verschiedene Mehlkorntypen	87
5.9	Konsistenzen für verschiedene Mehlkorntypen mit und ohne Kaolin-Stabilisierer	88
5.10	Zeitabhängige Konsistenzen des 1. Referenzmörtels mit verschiedenen Mehlkorntypen	89
5.11	Komponenten der Modellrohrstrecke	92
5.12	Betonförderleitungen DN 65 mm	92
5.13	Druckverlauf beim Befüllen der Mörtelförderleitung	94
5.14	Druckerhöhung bei Ankündigung eines Stopfers	95
5.15	Verfestigtes Mörtelmaterial nach Stopferbildung	95
5.16	Verlauf verschiedener Kennwerte im Mörtelstopfer	96
5.17	Verlauf des Wassergehaltes im Mörtelmaterial nach verschiedenen Förderweiten	97
5.18	Schematische Darstellung von Zwickelleim und Überschussleim	98
5.19	Porengehalte verschiedener Kornverteilungskurven	100
5.20	Verlauf des Wassergehaltes im Mörtelmaterial bei verschiedenen Mischungsentwürfen	101
5.21	Zusammenhang von Überschussleimmenge und Stopferlänge	101
5.22	Rheometriesystem HAAKE Rheostress 600 mit Baustoffmesszelle	103

5.23	Rheometrischer Oszillationsversuch	105
5.24	Bestimmbare Größen im Oszillationsversuch	106
5.25	Verlauf eines Amplitudensweep-Versuchs	107
5.26	Verläufe relativer rheologischer Parameter im Zeit-Oszillationsversuch über 2 Stunden	109
5.27	Mobilisierungskurven einer Kalksteinmehl-Suspension	110
5.28	Flügelscherfestigkeiten und relative Speichermoduln einer Kalksteinmehl-Suspension	110
5.29	Speichermoduln nach 2 Stunden Ruhezeit/Oszillationszeit	111
5.30	Zeitverlauf des Speichermoduls im Zeit-Oszillations-Versuch über 48 Stunden	112
5.31	Wassergehaltverteilungen im stehenden Rohr DN 100 mm nach 24 Stunden	115
5.32	Beobachtung des Blutungsverhaltens in Abhängigkeit der Rohrgeometrie	115
5.33	Abhängigkeit des mittleren Wassergehaltes von der Rohrgeometrie	116
5.34	Zeitabhängige Parameter des ausgebluteten Mörtelmaterials	117
5.35	Pumpendrucke beim Wiederaanlaufen des Fördersystems	118
5.36	Mörtelförderung beim Wiederaanlauf des Pumpensystems nach 4 Tagen	119
5.37	Versuchsaufbau zur Bestimmung des Lisenen-Restdrucks	122
5.38	Lisenen-Restdrücke in Abhängigkeit von der Mörtelkonsistenz	122
6.1	Mörtelfiltration im Ringraum gegen Bentonit-Membran und stagnierte Stützflüssigkeit	125
6.2	Mittlung des Strömungswiderstandes nach BEZUIJEN und TALMON	127
6.3	Struktur kompressibler Filterkuchen	128
6.4	Großödometer	129
6.5	Setzungsverläufe und Porenwasserdruckentwicklung bei der Drainierung eines Mörtels	130
6.6	Modifizierter Filterpressenversuch	132
6.7	Abhängigkeit des Filterkuchen- $k_{F,FK}$ -Wertes vom Volumenverlust infolge Drainierung	133
6.8	Abhängigkeit des Volumenverlustes infolge Drainierung vom Leimanteil im Mörtel	134
6.9	Abhängigkeit der Drainierungszeit vom Leimanteil im Mörtel	135
6.10	Abhängigkeit der Mörtel-Filterkuchenhöhe von Mörtel- und Grenzflächenpermeabilität	136
6.11	Abhängigkeit der Drainierungszeit vom relativen Speichermodul	138
6.12	Abhängigkeit des Volumenverlustes vom relativen Speichermodul	139
6.13	Geologischer Längsschnitt vom City-Tunnel Leipzig	140
6.14	Idealisierte Darstellung einer mit Mörtel und Bentonitsuspension umströmten TVM	140
6.15	Druckverlauf um die TVM im Bereich des Tübbingrings 1.200 beim City-Tunnel Leipzig	143
6.16	Federtopfmodell für Ringspaltmörtel	144
6.17	Druckmessungen im Ringraum des Tübbingringes 1.200 beim City-Tunnel Leipzig	146
6.18	Druckverläufe im Bereich ausgewählter Tübbingringe beim City-Tunnel Leipzig	147
6.19	Filterkuchenhöhen für den Beispieltunnel nach Modellrechnung	150
6.20	Druckverläufe für den Beispieltunnel nach Modellrechnung	151
6.21	Bodenmechanischer Modellversuch	153
6.22	Versuchsaufbau, Teil A	154
6.23	Versuchsaufbau, Teil B	154
6.24	Versuchsaufbau, Teil C	155
6.25	Druckverläufe im bodenmechanischen Modellversuch	156
6.26	Druckverläufe in Abhängigkeit von der Bodenart	157
6.27	Verpresstes Mörtelmaterial (Versuch gegen Kiessand)	158
6.28	Wassergehaltverteilungen der im Modellversuch gewonnenen Elementproben	159
6.29	Analyse-Geräte zur Bestimmung der Ionen- und Elementkonzentrationen	161

7.1	Drainierung des Mörtelmaterials	168
7.2	Last-Verformungs-Diagramm der einaxialen Druckversuche	169
7.3	Mobilisierungskurven bei Ermittlung der Flügelscherfestigkeiten	171
7.4	Zusammenfassung der Ergebnisse des einfachen bodenmechanischen Versuchsprogramms	172
7.5	Zeit-Setzungs-Kurve für den 2. Referenzmörtel im Großödometerversuch	175
7.6	Dreiaxialer Druckversuch	176
7.7	Mobilisierungskurven in den dreiaxialen Druckversuche	177
7.8	Triaxial- und Ödermetermoduln	178
7.9	Ermittlung der Scherfestigkeitsparameter im $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ -Diagramm	179
7.10	Anwendung des mechanischen Filterkriteriums nach v. TERZAGHI für 2. Referenzmörtel	180
7.11	Versuchsaufbau Pinhole-Test	181
7.12	Modifizierter Pinhole-Test nach BAW-Richtlinie	181
7.13	Unterseite der Durchflusskanäle nach Versuchsende	182
7.14	Berechnungsmodell für Tübbingschalen	183
7.15	Betongelenk	184
7.16	Berechnungsausschnitt in PLAXIS	186
7.17	Momenten-Rotations-Beziehung für ein Betongelenk mit Gelenkhalshöhe $d = 0,20$ m . .	187
7.18	Berechnungsergebnisse für die Parameterkombination Mittelsand und 2. Referenzmörtel	190
7.19	Schnittgrößenverläufe für die Parameterkombination Mittelsand und 2. Referenzmörtel .	191
7.20	Maximale Verformungen der Tunnelschale	191
7.21	Maximale Biegemomente in der Tunnelschale	192
7.22	Üblicher Bettungsansatz nach DUDDECK	193
7.23	Einfluss der gemittelten Bettungsmoduln	194

Tabellenverzeichnis

1.1	Ausgewählte Mischungsentwürfe für Ringspaltmörtel	14
1.2	Mischungsentwürfe für ein größeres Verkehrstunnelprojekt	14
1.3	Mischungsentwurf eines 2-Komponenten-Verpressmaterials	16
4.1	Auszug aus dem Suspensionsprotokoll vom City-Tunnel Leipzig	48
4.2	Eigenschaften der untersuchten Bentonitsuspensionen	54
4.3	Thixotropiezahlen und Verhältnisse $\tau_{F,stat,i}/\tau_F$ für verschiedene Zeitspannen	55
4.4	Trennschnitte von Separieranlagenkomponenten bei Schildvortrieben	60
5.1	Konsistenzklassen von Frischbeton nach DIN EN 206-1	80
5.2	Mischungsentwurf des 1. Referenzmörtels	85
5.3	Eigenschaften der untersuchten Mehlkorntypen	87
5.4	Kies- und Sandanteile verschiedener Sieblinien	99
5.5	Mischungsentwürfe und Leimanteile in den absolvierten Pumpversuchen	100
5.6	Geräteparameter für das Messprofil in den Amplitudensweep-Versuchen	107
5.7	Geräteparameter für das Messprofil in den Daueroszillations-Versuchen	108
5.8	Kosten für verschiedene Stabilisierertypen	113
6.1	Mörtel- und Filterkuchenparameter	137
6.2	Randbedingungen für den Tübbingring 1.200 beim City-Tunnel Leipzig	142
6.3	Randbedingungen in der Parameterstudie	149
6.4	Allgemeine Parameter und Anionen-Konzentrationen	162
6.5	Element-Konzentrationen	163
6.6	Druckverhältnisse in den Vergleichsrechnungen	165
7.1	Einaxiale Druckfestigkeiten q_u des nicht drainierten Mörtelmaterials nach 28 Tagen	170
7.2	Flügelscherfestigkeiten τ_F des drainierten Mörtelmaterials	171
7.3	Steifigkeiten E_{Oed} des 2. Referenzmörtels im Großödometerversuch	175
7.4	Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche	177
7.5	Berechnungsparameter der Mörteltypen	189
7.6	Berechnungsparameter der Modellböden	190

Symbolverzeichnis

Lateinische Buchstaben

A	[m ²]	Fläche
a	[-]	Suspensions-Eindringungsbeiwert
a	[m]	Ausbreitmaß
a_v	[-]	Volumenverlust infolge Drainierung
c	[N/m ²]	Kohäsion
c_R	[-]	Raumkonzentration
D	[m]	Durchmesser (allgemein)
d	[m]	Korndurchmesser
E	[.]	Einwirkung (allgemein)
E	[N]	Erddruckkraft
E	[N/m ²]	Elastizitätsmodul
e	[m]	Exzentrizität
E_s	[N/m ²]	Steifeziffer
EI	[Nm ²]	Biegesteifigkeit
F	[N]	Kraft (allgemein)
f	[N/m ³]	Druckgefälle
f	[Hz]	Oszillations-Frequenz
G	[N]	Gewichtskraft
G	[N/m ²]	Schubmodul
G	[Nm]	relativer Schubmodul im rheologischen Oszillationsversuch
g	[kg/m ³]	Tongehalt
g	[m]	Spaltweite
h	[m]	Höhe
i	[-]	hydraulisches Gefälle
K	[-]	Erddruckbeiwert
k_F	[m/s]	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
k_r	[N/m ³]	radialer Bettungsmodul
k_γ	[.]	Schergeschwindigkeitskonstante
k_τ	[.]	Schubspannungskonstante
L	[m]	Länge
M	[Nm]	Biegemoment
m	[-]	Krümmungsparameter im Stoffgesetz „Hardening Soil Model“
N	[N]	Normalkraft
n	[-]	Porenanteil
p	[N/m ²]	Druck

\bar{p}	[N/m ²]	Druck unter Berücksichtigung von Thixotropieeffekten
Q	[N]	Querkraft
q	[m ³ /s]	Durchflussrate
q_u	[N/m ²]	einaxiale Druckfestigkeit
R	[.]	Widerstand (allgemein)
r	[m]	Radius
S	[N]	Stützkraft
s	[m]	Setzung; Eindringtiefe
t	[s]	Zeit
U	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
V	[m ³]	Volumen
v	[m/s]	Geschwindigkeit
W	[N]	Wasserdruckkraft
w	[-]	massebezogener Wassergehalt
\bar{x}	[.]	Mittelwert

Griechische Buchstaben

α	[rad]	Verdrehungswinkel
Δ	[.]	Differenz
Δr	[m]	Ringraumweite
δ	[°]	Wandreibungswinkel, Phasenwinkel
ϵ	[-]	Dehnung
ϕ	[-]	Drehwinkel im Oszillationsversuch
φ	[°]	Reibungswinkel
γ	[N/m ³]	Wichte
γ	[-]	Teilsicherheitsbeiwert, Verzerrung
$\dot{\gamma}$	[1/s]	Geschwindigkeitsgefälle
η	[-]	Anpassungsfaktor
η	[Pa·s]	Viskosität
κ	[-]	Thixotropiezahl
λ	[N/m ² ·s/m]	Viskositätsbeiwert
μ	[-]	Konsolidierungsgrad
ν	[-]	Querkontraktionszahl
ϑ	[°]	Gleitflächenwinkel
ρ	[kg/m ³]	Dichte
σ	[-]	Standardabweichung
σ	[N/m ²]	Spannung
τ	[N/m ²]	Schubspannung
τ_F	[N/m ²]	Fließgrenze, Scherfestigkeit
ω	[1/s]	Winkelgeschwindigkeit
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

Abkürzungsverzeichnis

Allgemeine Abkürzungen

AT	Arbeitstag
AUA	American Underground Construction Association
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
DAUB	Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V.
DGGT	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
EPB	Earth Pressure Balance
FA	Flugasche
FEM	Finite Elemente Methode
HSM	Hüttensandmehl
KSM	Kalksteinmehl
LAWA	Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser
LV	Leistungsverzeichnis
ITA	International Tunnelling Association
ÖVBB	Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik
PE	Polyethylen
PIV	Particle Image Velocimetry
TAC	Zwei-Komponenten-Verpresssystem der TAC Corporation (Japan)
TBM	Tunnelbohrmaschine (für Festgesteinsvortriebe)
TVM	Tunnelvortriebsmaschine
VT	Vortrieb
WU	wasserundurchlässig (Wasserundurchlässiger Beton)
2D	zweidimensional
3D	dreidimensional

Abkürzungen für Gesetze und Verordnungen

AbwV	Abwasserverordnung
BBodSchG	Bundesbodenschutzgesetz
TrinkwV	Trinkwasserverordnung
WHG	Wasserhaushaltsgesetz

1 Einführung

1.1 Schildvortrieb

Der maschinelle Tunnelvortrieb sowohl im Locker- als auch Festgestein stellt ein etabliertes Bauverfahren dar. Es hat insbesondere große Vorteile gegenüber konventionellen, bergmännischen Tunnelvortrieben, wenn das umgebende Gebirge (wie vor allem im Lockergestein) nur eine geringe, gegebenenfalls auch noch zeitlich stark begrenzte Standfestigkeit besitzt. Aber auch ökologische Gründe können für die Ausschreibung der maschinellen Bauweise sprechen, beispielsweise wenn bei Anwendung der konventionellen Bauweise ausgedehnte Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich wären.

Die Grundidee des Tunnelbaus im Schildvortrieb, die auf den Engländer BRUNEL aus dem Jahre 1806 zurück geht [1], ist die sofortige Stützung der Ausbruchlaibung mit einem zylindrischen Stahlmantel, dem Schild. Dieser wird mittels Vortriebspresen in Längsrichtung vorgeschoben, als Widerlager dient der vorläufige oder endgültige Tunnelausbau, der nach dem Passieren des Schildes die Sicherung des Gebirges übernimmt. Dazu kommen meist vorgefertigte Segmente in Form von Stahlbetontübbingungen zum Einsatz.

Aufgrund mehrerer Faktoren, näheres dazu folgt im Unterabschnitt 1.2.2, entsteht dabei ein so genannter Ringspalt zwischen der Ausbruchlaibung und der Außenseite der Tübbingung. Mit der Verfüllung dieses Hohlraums in Form der Ringspaltverpressung befasst sich die vorliegende Arbeit.

Die Stützung der Ortsbrust erfolgt während des Vortriebs üblicherweise mit Hilfe einer Bentonitsuspension beim flüssigkeitsgestützten Schild oder mit dem abgebauten, gegebenenfalls konditionierten Erdbrei beim Erddruckschild (auch EPB-Schild genannt). Weitere Bezeichnungen für den erstgenannten Typ sind Mixschild oder Slurryschild (ohne regulierende Druckluftblase) im englischsprachigen Raum. Die Bodenförderung erfolgt beim Flüssigkeitsschild hydraulisch mit anschließender Separierung und beim EPB- Vortrieb stetig mit einem Fließband oder unstetig mit Förderkübeln und einem Schutterzug.

Das Funktionsprinzip eines Hydroschildes, der in Europa vorwiegend gebräuchlichen Bauform des Flüssigkeitsschildes, ist in Abbildung 1.1 dargestellt. Der anstehende Boden wird mit dem Schneidrad (2) an der Ortsbrust (1) abgebaut, welches in Abstimmung auf die Geologie mit Abbauwerkzeugen in Form von Disken und Schälmessern bestückt ist. Die Abbaukammer (3) ist durch die Tauchwand (4) von der Arbeitskammer (5) getrennt. Durch die Tauchwandöffnung (6) und den Brecher (7) gelangt der abgebaute Boden zusammen mit der Stützflüssigkeit zum Saugstutzen der Förderleitung (8). Ein Rechen (11) in diesem Bereich verhindert, dass zu große Kornfraktionen zu Verstopfungen in den Leitungen führen. Durch Speiseleitungen (9) wird das abtransportierte Suspensionsvolumen ersetzt. Die Druckwand (10) trennt den atmosphärischen Bereich von dem druckbeaufschlagten Teil der Vortriebsanlage ab.

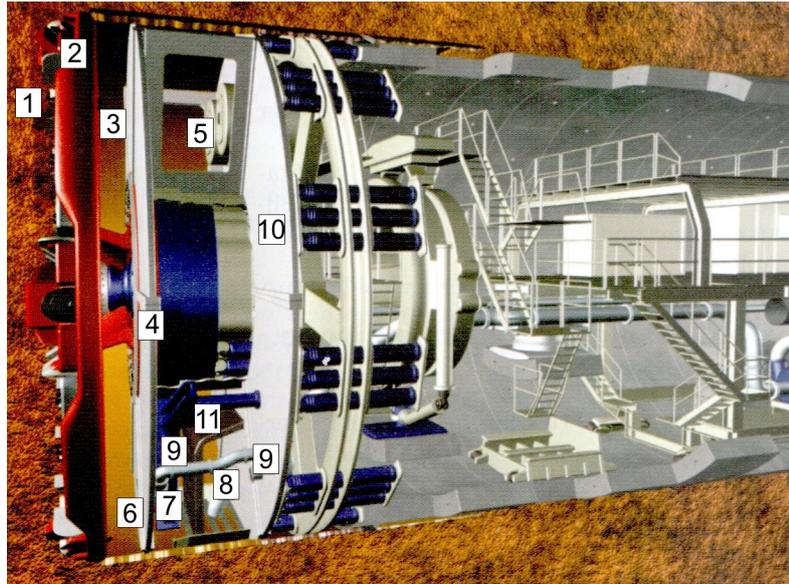


Abbildung 1.1: Prinzipskizze eines Hydroschildes mit Tübbingausbau, Quelle: [2]

Auch wenn der maschinelle Tunnelbau im Schildvortrieb eine Menge Vorteile bietet bzw. ein Auffahren des Tunnels überhaupt erst ermöglicht, so gibt es auch eine nicht zu unterschätzende Anzahl von Nachteilen. Unter Abwägung dieser nachfolgend genannten Vor- und Nachteile, wie sie beispielsweise MAIDL et al. [1] auführen, ist schließlich der Einsatz der TVM- Vortriebsmethode festzulegen:

- Vorteile

- Möglichkeit der weitgehenden Mechanisierung mit dadurch erreichbaren hohen Vortriebsleistungen
- Profilgenauigkeit und kleinstmöglicher Einfluss auf die Bebauung auch bei geringen Überdeckungshöhen
- große Sicherheit für die Belegschaft
- umweltfreundliche Bauweise durch Erhaltung des Grundwasserspiegels.

- Nachteile

- lange Vorlauf- und Einarbeitungszeiten
- aufwändige Baustelleneinrichtung und hohe Investitionskosten
- in der Regel festgelegter Kreisquerschnitt mit geringen Variationsmöglichkeiten bezüglich des Ausbruchdurchmessers und des Ausbaufahrens
- Leistungsrisiko bei wechselnden Bodeneigenschaften.

1.2 Ringspaltverpressung

1.2.1 Bedeutung und Begriffe

Eine Definition des Begriffes „Ringspaltverpressung“ liefern z.B. die US-amerikanischen „AUA Guidelines for Backfilling and Contact Grouting of Tunnels and Shafts“ [3]. Demnach handelt es sich um die Verfüllung des in seinen Abmessungen theoretisch bekannten Spaltes, der aufgrund der gewählten Ausbruch- und Ausbaumethode auftritt. Der englische Begriff hierfür ist „backfilling“, alternativ wird in vielen Vertragstexten auch von „annulus grouting“, „back grouting“, „back pack grouting“, „fill grouting“, „void grouting“, „tailshield grouting“ und „tail void grouting“ sinngemäß gesprochen.

Im Gegensatz dazu ist unter „contact grouting“ das Verfüllen von unbeabsichtigten Hohlräumen zu verstehen, deren genaue Größe und Verteilung vor Beginn des Verpressens nicht näher bekannt sind. Diese können beispielsweise beim konventionellen Vortrieb mit primärer Spritzbetonschale und Ortbetoninnenschale auftreten, wenn es im Kalottenbereich zu einem Absetzen des Frischbetons nach dem Betonieren der Ortbetoninnenschale kommt.

Im „Japanese Standard for Shield Tunnelling“ [4] wird für die Ringraumverpressung der Begriff „backfill grouting“ angeführt, die französische Übersetzung lautet „injection de bourrage“ [5].

1.2.2 Entstehung des Ringspalts

Die Ursachen für das Auftreten eines nach dem Stand der Technik 12 bis 18 cm weiten Ringspaltes Δr liegen zum einen in den geometrischen Abmessungen der Vortriebsmaschine, also der Dicke des Schildschwanzbleches zuzüglich Konstruktionshöhe der Schildschwanzdichtung und zum anderen in verfahrenstechnischen Gründen, die die Existenz und ggf. Vergrößerung eines Ringraums erfordern bzw. bedingen. Die einzelnen verfahrenstechnischen Ursachen sind unter anderem von MAIDL et al. [1] aufgeführt worden und aus der Abbildung 1.2 zu entnehmen. Dabei handelt es sich um:

- die Konizität des Schildmantels,
- den planmäßigen Überschnitt des Schneidrades/Bohrkopfes gegenüber dem Schildmantel,
- die Bodenverdrängung bei Kurvenfahrt und
- den Arbeitsraum für den Ringbau.

Theoretisch zylindrische Schilde werden mit einer Konizität versehen, da der Durchmesser des Schildes an der Schildschneide stets größer sein muss als im Bereich des Schildschwanzes, um einem Festfahren des Schildes entgegen zu wirken. Besondere Bedeutung hat dies in quellfähigem Gebirge, in dem planmäßig eine größere Konizität einzustellen ist.

Die Einstellung eines planmäßigen Überschnitts vermindert die Vortriebskraft und schont somit die Tübbingauskleidung. Des Weiteren wird das Steuern des Schildes erleichtert, was selbst für Geradeausfahrten erforderlich ist. Kleinere Korrekturen können somit erfolgen, ohne dass der Boden neben dem Schild verdrängt werden muss. Beim Durchfahren enger Kurvenradien reicht der Überschnitt im Allgemeinen nicht aus, um den Schild ohne Bodenkontakt passieren zu lassen: Es kommt zusätzlich zu einer Ringspaltaufweitung infolge Bodenverdrängung. Eine Verbesserung der

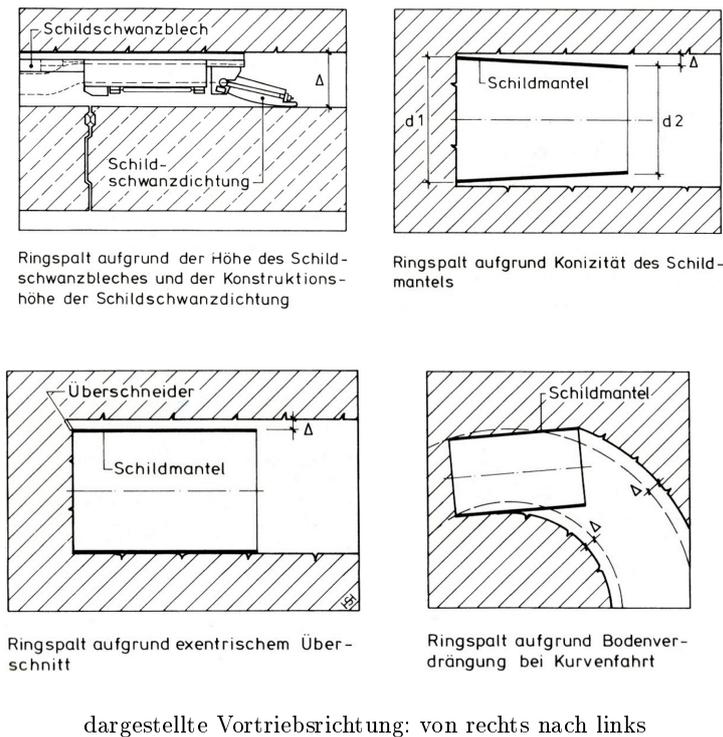


Abbildung 1.2: Ursachen des Ringspalt, Quelle: [1]

Kurvengängigkeit mit entsprechender Verminderung der Aufweitung kann durch einen gelenkigen Anschluss des Schildschwanzes an den Mittelschuss realisiert werden [6].

Ebenso muss beachtet werden, dass Kurvenverläufen mit in Tunnellängsrichtung ebenen, vorgefertigten Elementen nur polygonal gefolgt werden kann. Aufgrund der mitunter großen Ringbreiten in Tunnellängsrichtung von bis zu 2 m ist ein entsprechender Platzbedarf auch in Abhängigkeit vom kleinsten aufzufahrenden Kurvenradius bzw. der zugehörigen Konizität des Tübbingrings vorhanden. Des Weiteren ist ein gewisser Toleranzbereich im inneren Bereich des Schildschwanzes – die so genannte Schwanzluft – freizuhalten, um radiale Montageungenauigkeiten ausgleichen zu können.

1.2.3 Notwendigkeit der Ringspaltverpressung

Insbesondere um nicht die Gebrauchstauglichkeit der den Tunnel umgebenden Bebauung durch Setzungen einzuschränken, werden nach dem Stand der Technik so genannte aktive Stützungsmaßnahmen in Form einer druckbeaufschlagten Ortsbrust- und Ringraumstützung durchgeführt. Im Gegensatz dazu ist die Stützung des umgebenden Bodens im Bereich des Schildes als passive Stützung zu verstehen. Ziel ist es, den Primärspannungszustand des Gebirges zu erhalten und somit die Tiefe einer sich einstellenden typischen Setzungsmulde s_{max} infolge eines praktisch immer vorhandenen Bodenverlustes (auch als „ground loss“ bezeichnet) zu minimieren, siehe Abbildung 1.3. Der an der Firste des Ringraums einzustellende Druck muss also mindestens so groß sein wie der vertikale Überlagerungsdruck des Bodens zuzüglich Grundwasserdruck; bei der Durchfahrung besonders setzungsempfindlicher Vortriebsbereiche kann ggf. auch ein um 1 bis 1,5 bar erhöhter Verpressdruck sinnvoll sein.

Weitere Gründe für das sorgfältige Verpressen des Ringspalt an der Schildschwanzfuge sind:

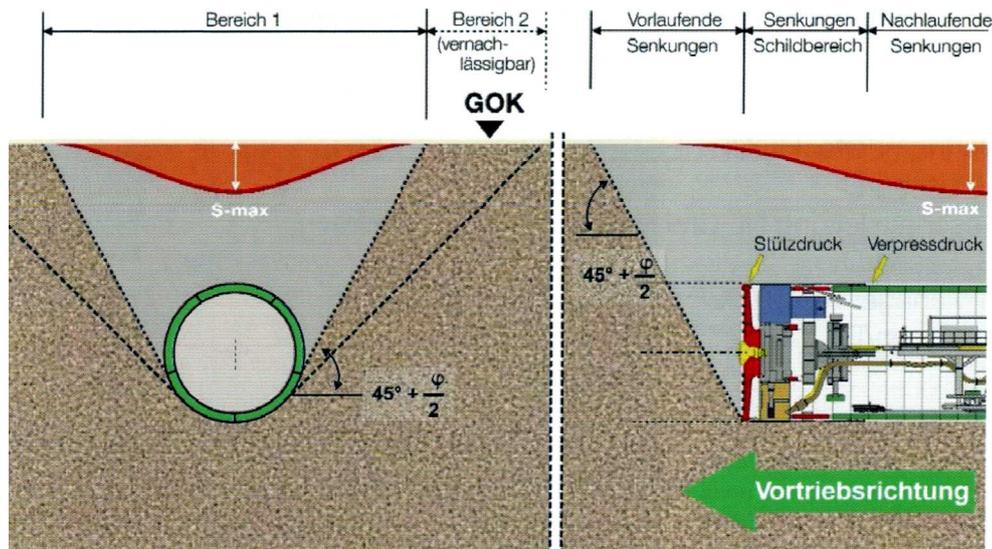


Abbildung 1.3: Setzungsmulde, Quelle [7]

- Sicherstellung einer möglichst guten, der Steifigkeit des umgebenden Baugrunds entsprechenden Bettung der Tübbinge (wovon alle Berechnungsverfahren wie die von DUDDECK [8] oder der ITA [9] zur Ermittlung realitätsnaher Schnittgrößen ausgehen)
 - Standsicherheit des Tunnelausbaus
- zusätzliche abdichtende Funktion über die Tübbingdichtung hinaus
 - Gebrauchstauglichkeit des Tunnels
- Sicherstellung einer geringen Wasserdurchlässigkeit zur
 - Vermeidung eines dauerhaften Eingriffs in die natürliche Untergrundhydraulik durch eine Tunnellängsdrainage, insbesondere im ansonsten nur sehr gering wasserdurchlässigen Fels oder Ton → ökologische Notwendigkeit
 - Gewährleistung der Vereisbarkeit des Baugrundes für die spätere Herstellung von Querschlägen, da ansonsten die Grundwasser- Strömungsgeschwindigkeit überkritisch erhöht sein kann → baubetriebliche Forderung

Wie unter anderem von KÖNEMANN, PLACZEK und SPOHR [10] bezüglich der Nord-Süd Stadtbahn Köln, Los Süd (2006-07) dargestellt, teilen sich die in der Abbildung 1.3 dargestellten Setzungsanteile bei einer erfolgreich abgeschlossenen, d.h. setzungsarmen Schildfahrt mit vorlaufend durchgeführten Sicherungsmaßnahmen zumeist wie folgt auf:

- vorlaufende Setzungen $\approx 25 \% \cdot s_{max}$
- Setzungsanteile während der direkten Unterfahrung durch den Schildmantel $\approx 60 \% \cdot s_{max}$
- nachlaufende Setzungen $\approx 15 \% \cdot s_{max}$.

Auch wenn gemäß der aufgeführten Setzungsanteile der Anteil der nachlaufenden Setzungen (für die insbesondere die Wirksamkeit der Ringspaltverpressung verantwortlich sein dürfte) lediglich etwa 15 % beträgt, so kann sich eine qualitativ schlechte Ausführung aufgrund des relativ hohen Anteils des Ringraumquerschnitts am Ausbruchquerschnitt deutlich stärker bemerkbar machen. Für einen

Ausbruchdurchmesser von $D = 9,00$ m und Ringraumweite $\Delta r = 15$ cm beträgt dieser Anteil rein rechnerisch beispielsweise $4,17/63,6 \approx 7\%$.

1.2.4 Verfüllmethode für den Ringspalt

Die Einbringung des Verfüllmaterials in den Ringspalt kann prinzipiell auf zweierlei Wegen erfolgen, wobei die erstgenannte Methode den Stand der Technik darstellt:

- Verpressung durch Lisenen im Schildschwanz
- Verpressung durch Öffnungen im Tübbingausbau

Verpressung durch Lisenen im Schildschwanz

Der Forderung nach einem zeitnahen, kontinuierlichen Verfüllen des Ringspalts kann am besten durch eine Ringspaltverpressung mit im Schildschwanzblech integrierten Lisenen entsprochen werden, siehe Abbildung 1.4. Grund dafür ist beispielsweise, dass bereits eingetretene Setzungen in locker gelagerten Sanden auch durch eine erhöhte spätere Verpressdruckbeaufschlagung nicht wieder kompensiert werden können. Dies hat MÄHR [11] in seinen Untersuchungen herausgefunden und auf das kontraktante Verhalten solcher Böden bei Scherbeanspruchung zurückgeführt. Setzungen können im Übrigen nicht nur infolge von zu geringem Stütz- oder Verpressdruck auftreten, sondern auch durch den Boden verdichtende Vibrationen, die von der Schildmaschine ausgehen, begünstigt werden.

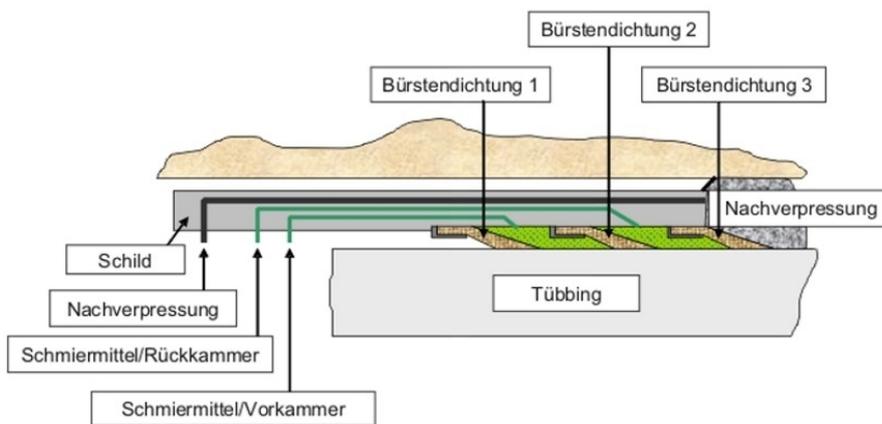


Abbildung 1.4: Ringspaltverpressung durch den Schildmantel, Quelle: Herrenknecht AG
links: Prinzipskizze, rechts: Schildschwanz mit Lisenenöffnungen und Bürstendichtung

Je nach Durchmesser des Schildes werden um den Umfang 4 bis 8 Lisenen angeordnet, siehe Abbildung 1.5, durch die das Verpressgut in den Ringspalt gelangt. Da im Firstbereich üblicherweise eine größere Menge an Mörtel eingebracht werden kann als an der Sohle, kann die Lisenenanordnung entsprechend angepasst werden und von einer regelmäßigen Verteilung über den Umfang abweichen. Die Injektion durch den Schildschwanz stellt dabei hohe Ansprüche an den Verpressmörtel hinsichtlich Abbindeverzögerung und Fließfähigkeit, da während eines Stillstandes der Maschine (Ringbau, Wartung etc.) die Verpressleitungen nicht durch erhärtenden Mörtel verstopft werden sollen.

Laut HASHIMOTO et al. [12], die sich auf eine Veröffentlichung von HIRATA berufen, soll eine kontinuierliche Ringspaltverfüllung über den Schildschwanz erstmals im Jahre 1982 beim Bau der Osaka-Subway, Linie 4 in Japan realisiert worden sein. Dadurch konnten in empfindlichen Tönen die Setzungen an der Oberfläche auf ein Maß von 10 bis 30 mm beschränkt werden; bei nichtkontinuierlicher Verfüllung waren in diesen Böden bis zu diesem Zeitpunkt Setzungen von 50 bis 100 mm üblich.

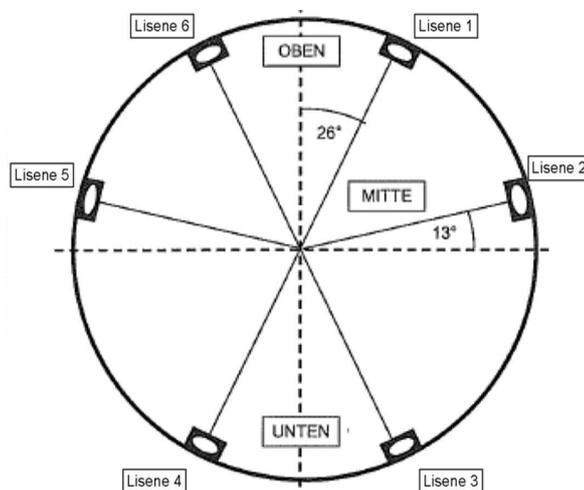


Abbildung 1.5: Lisenenanordnung im Schildschwanzblech, Quelle: [13]

Verpressung durch Öffnungen im Tübbingausbau

Als Alternative zur Ringraumverfüllung mit Verpressung durch den Schildschwanz kommt das Verpressen durch Öffnungen in den Tübbing in Frage. Nachteilig dabei ist jedoch, dass das Verfüllen des Ringraums dabei nicht simultan mit dem Vorschub der Maschine, sondern in Abschnitten, i.d.R. mindestens einer Ringbreite erfolgt. Des Weiteren ist nach der primären Verpressung im Allgemeinen eine Nachverpressung (Sekundärverpressung) erforderlich, um restliche Hohlräume zu verfüllen, welche sich etwa durch das Absetzen des Primärverpressgutes ergeben haben, siehe Abbildung 1.6. Insgesamt ist diese Art der Verfüllung des Ringraums mit Mörtel aufgrund der dargestellten Probleme sowie der Möglichkeit der Verpressung über Lisenen im Schildschwanz als nicht mehr zeitgemäß einzustufen und wird lediglich noch bei Festgesteinsvortrieben mit Verblasung von Perlkies, siehe Unterabschnitt 1.3.3, eingesetzt.

Über entsprechende Schwierigkeiten mit der Ringraumverfüllung durch die Tübinge hindurch wird z.B. 2003 von der „British Tunnelling Society’s Closed Face Working Party“ [14] bezüglich eines Vortriebes in Portsmouth (Großbritannien) mit einem Ausbruchdurchmesser von $D = 2,90$ m berichtet, wo es sogar zu einem durch mangelhafte Ringspaltverfüllung bedingten Tunneleinsturz kam: Aufgrund eines bewusst sehr dünn gewählten Schildschwanzbleches – man war davon ausgegangen dass die Ringspaltstärke zur Minimierung der Setzungen möglichst klein zu halten ist – war es hier nicht möglich, Verpressleitungen in diesem zu installieren. Als wahrscheinliche Ursache für den eigentlichen Verbruch wird ein Vermischen des Verfüllmaterials mit Fett aus der Bürstendichtung angesehen, so dass letztlich nicht die erforderliche Bettungssteifigkeit erreicht werden konnte: Zum Zeitpunkt des Vorfalls war eine der Fettzuführungen blockiert, so dass die anderen kompensatorisch mit einem gesteigerten Druck beaufschlagt wurden und ein deutlich erhöhter Fettverbrauch mit Eintrag großer Fettpfropfen ohne Mörtel im Ringraum als wahrscheinliche Folge gilt.

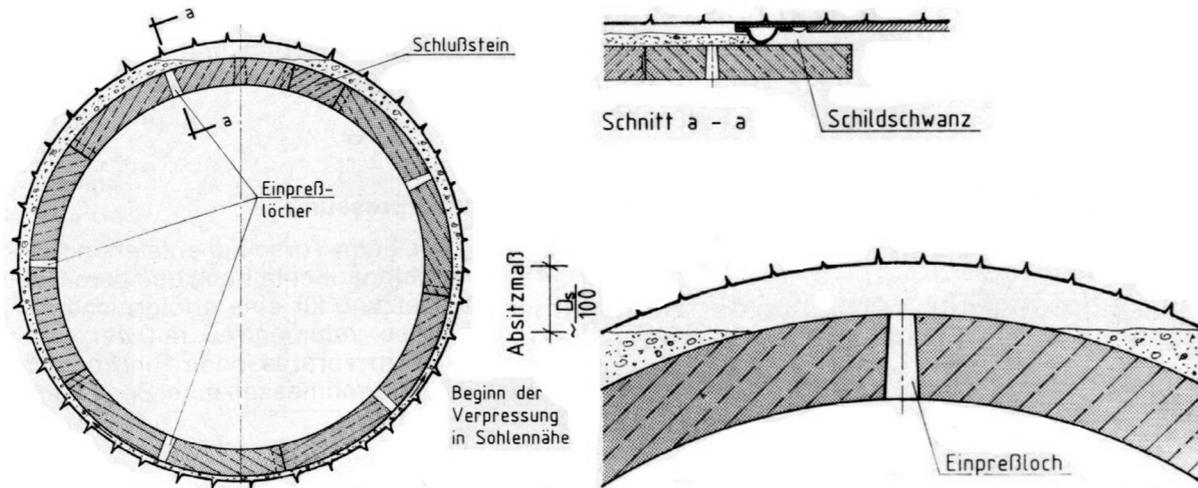


Abbildung 1.6: Verfüllung des Ringraums durch Öffnungen in den Tübbing, Quelle: [15]
links: Primärverpressung, rechts: Sekundärverpressung des Hohlraums

1.2.5 Maschinentechnische Einrichtungen

Verpresspumpen

Als Standardausstattung auf vielen Vortriebsmaschinen z.B. der Fa. Herrenknecht AG werden zur Mörtelförderung Doppelkolbenpumpen, z.B. der Fa. Schwing, Typ KSP 12 installiert, bei denen das Ansaugen des Mörtels für beide Kolben über eine gemeinsame Zuleitung erfolgt; das Ansteuern der Einzelkolben (die jeweils eine Lisene bedienen) geschieht aber vollkommen unabhängig voneinander. Die genannten Pumpen weisen je Kolben einen Förderzylinderinhalt von 12,7 l auf und sind von Seiten des Pumpenherstellers auf eine maximale Fördermenge von $q_{max} = 10 \text{ m}^3/\text{h}$ je Kolbeneinheit ausgelegt. Wie in [16] erwähnt, erfolgt seitens des benannten Tunnelvortriebsmaschinen-Herstellers aber eine Drosselung auf $q = 5 \text{ m}^3/\text{h}$, um eine Anpassung an den relativ geringen Mörtelförderstrom vorzunehmen und die Pausen zwischen den einzelnen Kolbenhüben nicht zu groß werden zu lassen.

Auf Grundlage dieser Werte ergibt sich eine maximale Hubzahl je Betriebsstunde von $5.000/12,7 \approx 390$ Kolbenhüben. Ein Kolbenspiel (d.h. ansaugen und fördern) dauert demnach etwa $3.600/390 = 9,2$ Sekunden. Unter der Annahme, dass Ansaug- und Fördervorgang etwa die gleiche Zeit in Anspruch nehmen, beträgt die Förderdauer eines Zylinderinhaltes lediglich 4,6 Sekunden, womit eine Momentanförderrate zum Zeitpunkt des Kolbenhubs von $12,7/4,6 = 2,8 \text{ l/s}$, also $10 \text{ m}^3/\text{h}$ vorliegt.

Laut JONKER [17] kommen neben Kolbenpumpen auch so genannte Schlauch- oder Rotorpumpen wie beim Botlektunnel in den Niederlanden zum Einsatz. Diese gestatten einen kontinuierlichen, praktisch pulsationsfreien Volumenstrom sowohl bei großen als auch bei sehr kleinen Förderraten. Schlauchpumpen für die Förderung abrasiver, dickflüssiger Medien haben sich laut der benannten Quelle auch bereits in anderen Bereichen, wie z.B. bei Betonpumpen in lärmempfindlichen Innenstadtbereichen, bewährt.

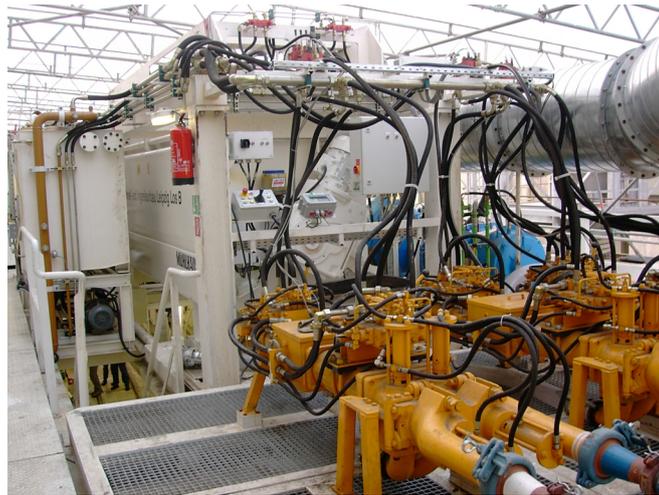


Abbildung 1.7: Verpresseinrichtungen (Mörtelvorratsbehälter und Doppelkolbenpumpen) auf einer TVM

Steuerung des Verpressvorgangs

Die automatische Steuerung der Ringraumverpressung auf einer TVM erfolgt üblicherweise volumengesteuert (Anpassung der Förderrate an die zu erwartende Vortriebsgeschwindigkeit) mit zusätzlicher Zweipunktregelung des Drucks. Dabei wird ein Einschaltdruck festgelegt, bei dessen Unterschreitung der Pumpvorgang mittels Kolbenpumpe aufgenommen und mindestens ein Kolbenhub ausgeführt wird, beim Erreichen des Abschaltdrucks wird diese zurückgeregelt. Die Messung des vorhandenen Drucks erfolgt mit Hilfe eines Druckgebers, der in der Nähe des Lisenenanschlussblocks installiert ist, siehe Abbildung 1.8.



Abbildung 1.8: Lisenenanschluss mit Kugelhahn und Druckgeber auf einer TVM

Wie JANCSEKZ, FRIETZSCHE, BREUER und ULRICHS [18] bezüglich des U-Bahn-Loses Kölner Str./Siegburger Str. (Los K+S) 1998-99 in Düsseldorf berichten, kann sich die Einhaltung eines vorgegebenen Verpressdrucks allerdings mitunter schwierig gestalten, wenn es zu plötzlichen Blockierungen in der Verpressleitung und Schwankungen im Materialverhalten kommt.

Einen weiteren Schritt in der Entwicklung bei Vortriebsmaschinen stellt eine vortriebsbegleitende,

selbstregulierende Anpassung der Maschinenparameter dar, worüber XU et al. [19] bereits 2003 berichteten. Bei der Ringspaltverpressung findet in diesem Zusammenhang eine automatisierte Einstellung von Verpressdruck und -volumen auf der Grundlage des stetig zu messenden Drucks bzw. der Deformationen im Ringraum statt. Mögliche Messsysteme für die Ringspaltdeformation in Form von Messnadel, Ultraschall oder elektromagnetischen Sensoren sind in der benannten Quelle ebenfalls dargestellt.

Als Beispiele für solche Kontrollsysteme seien an dieser Stelle das von REMUS und GÜNTHER vorgestellte CBP („Controlled Boring Process“) der VMT GmbH (Bruchsal) [20] genannt, sowie ATDS („Advanced Tunnel Drive Steering“) der HOCHTIEF Construction AG (Essen). Wie von ASSENMACHER, GABENER, HICKING und OLIGMÜLLER [21] beschrieben ist ATDS hauptsächlich eine Software, die zum einen die Verformungen an der Oberfläche und verformungsrelevanten Maschinenparameter synchron darstellt und zum anderen alle während des Vortriebs gemessenen Werte aufzeichnet, siehe Abbildung 1.9. ATDS unterstützt damit die Schildfahrer und Tunnelbauleitung bei der Wahl der Parameter zur optimalen Steuerung des Schildvortriebs.

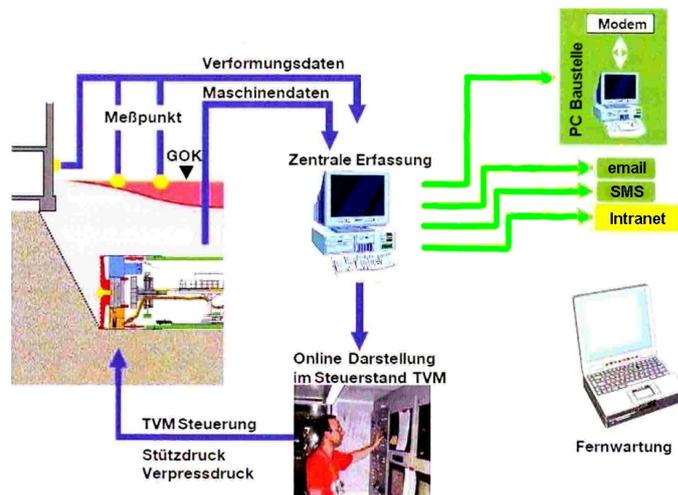


Abbildung 1.9: ATDS-System (Advanced Tunnel Drive Steering) von HOCHTIEF, Quelle: [21]

1.2.6 Qualitätskontrolle

Zum Nachweis der erfolgreichen Ringraumverfüllung wird maschinenseitig ein so genannter Druck-Mengen-Schrieb geführt, d.h. der mittlere erreichte Druck für jede einzelne Lisene erfasst und mit dem Vorgabewert verglichen. Des Weiteren wird das gesamte verpresste Mörtelvolumen registriert, wofür zwei redundante Verfahren zur Verfügung stehen:

- Registrierung der Hubzahl der Kolbenpumpen,
- sowie eine elektronische Wägung des Mörtelvorratsbehälters.

Üblicherweise ist die statistische Streuung der Messwerte beim letztgenannten Verfahren geringer, so dass dieses als aussagekräftiger angesehen werden kann. Für die abweichenden Ergebnisse beider Verfahren ist unter anderem eine nicht ausreichend genaue Kenntnis des exakten Kolbenweges und damit des Füllvolumens denkbar.

Ein solches Protokoll von der Baustelle des City-Tunnels Leipzig ist in der untenstehenden Abbildung 1.10 dargestellt, die obere Kurve repräsentiert die verpresste Mörtelmenge je Tübbingring (auf Grundlage der Massenermittlung mittels Wägung des Mörtelvorratsbehälters) und die untere Kurve den erreichten Verpressdruck an der Lisene 1 im Bereich der Firste, siehe auch Abbildung 1.5. Bezüglich des verpressten Mörtelvolumens ist bereits berücksichtigt, dass die Länge der einzelnen Vortriebe von der exakten Ringbreite abweichen können: Die dargestellten Volumina beziehen sich daher jeweils auf die mittlere Vortriebsstrecke von 1,80 m, entsprechend einer Ringbreite.

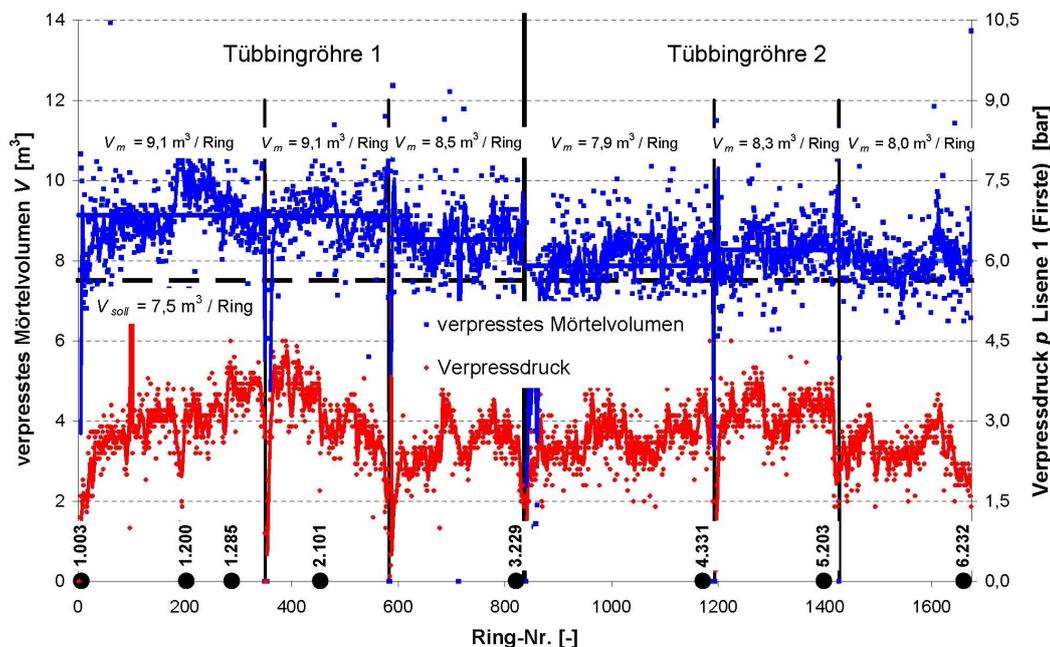


Abbildung 1.10: Verpresste Mörtelmengen beim „City-Tunnel Leipzig“

Zunächst ist erkennbar, dass die mittleren verpressten Mörtelmengen V_m aller 6 Vortriebsstrecken über dem theoretischen Volumen von $V_{soll} = 7,5 \text{ m}^3/\text{Ring}$ liegen und es deutliche Unterschiede zwischen den parallel verlaufenden Tübbingröhren 1 und 2 gibt. Dies ist vermutlich auf die Verwendung verschiedener Verpressmaterialien, siehe Mischung 1 und Mischung 2 in der Tabelle 1.1, mit voneinander abweichenden Volumenverlusten infolge des Auspressens von Porenwasser unter Druckbeaufschlagung zurückzuführen.

Des Weiteren zeigt sich, dass auch innerhalb jedes der insgesamt 6 Abschnitte relativ große Abweichungen vom Mittelwert $\bar{x} = V_m$ vorliegen. Die kleinste Standardabweichung mit $\sigma = 0,75 \text{ m}^3/\text{Ring}$ (systematischer Unterschied von V_{soll}/V_{ist}) ist im Abschnitt 6 zu verzeichnen, was einer relativen Abweichung (Variationskoeffizient) von $\sigma/\bar{x} = 9 \%$ entspricht. Die Verpressprotokolle zeigen somit auf, dass zwar von einer erfolgreichen Ringraumverpressung in Gänze ausgegangen werden kann, die Trennschärfe zur Bewertung jedes einzelnen Tübbingrings aber mit Sicherheit nicht gegeben ist.

Ähnliches gilt auch für die erreichten Verpressdrücke: Auch diese Verläufe sind gewissen üblicherweise auftretenden Schwankungen unterworfen. Hier ist des Weiteren zu beachten, dass die Größe des Verpressdrucks von den äußeren Bedingungen des Vortriebsstreckenverlaufs in Bezug auf Überdeckung, Grundwasserstand und Sensitivität der Bebauung abhängig ist und daher fortlaufend angepasst wird. Insoweit ist es nicht möglich, einen einheitlichen Sollwert anzugeben, was die Ergebnisinterpretation der vortriebsbegleitenden Daten deutlich erschwert.

Eine direkte Prüfung des eingebauten und verfestigten Mörtelmaterials ist schwierig, da zur Gewinnung eines Bohrkerns aus dem Ringraum die Tunnelschale durchbohrt werden muss. Eine zerstörungsfreie Prüfung der Ringraumverfüllung eines einzelnen Tübbingrings oder dessen Teilbereichs ist näherungsweise mit Hilfe geophysikalischer Verfahren möglich. Ein Beispiel für die Verwendung eines Georadar-Systems liefert ZHANG [22] bei der Metro-Linie 9 in Shanghai (China, 2002-07), wo eine klare Abgrenzung von Fehlstellen bei der Verpressung des verwendeten Zwei-Komponenten-Materials möglich war, siehe Abbildung 1.11.

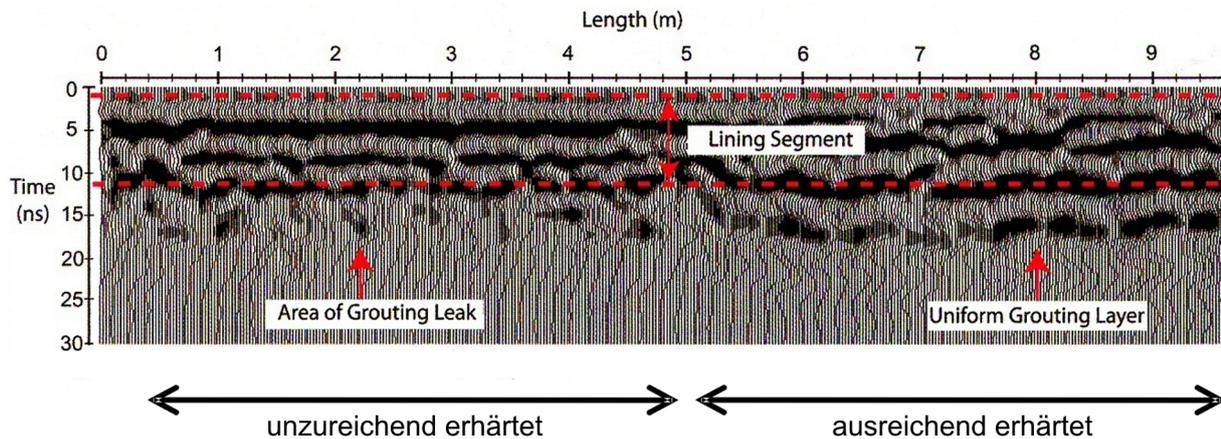


Abbildung 1.11: Georadar-Messung des Ringraums nach theoretischer Erhärtungszeit, Quelle: [22]

Demnach ist im linken Bereich des Bildes keine einheitliche Reflektion der Radarwellen zu erkennen, während die rechte Seite einen sehr regelmäßigen Verlauf, also eine scharfe Schichtgrenze zeigt. Die Messwerte stimmen mit Beobachtungen aus dem Vortrieb überein, wo im Bereich von 0 bis 5 m ein Ausströmen des Verpressgutes am Schildschwanz über die Bürstendichtung ins Schildinnere beobachtet wurde. Als nachteilig an diesem System ist zu erachten, dass für die Angabe einer genauen Schichtdicke des Ringspaltmaterials die exakte Kenntnis der dielektrischen Konstanten aller beteiligten Schichten (Tübbing, Verpressmaterial und Untergrund) erforderlich ist. Insbesondere im Fall des Verpressmaterials ist dieser Kennwert auch noch zeitveränderlich, d.h. er hängt vom Erhärtungsverlauf ab und muss aus Laborversuchen abgeleitet werden.

AGGELIS, SHIOTANI und KASAI [23] berichten über ein geoseismisches Verfahren zur Prüfung der Ringraumverfüllung eines Kabeltunnels in Japan. Dabei erfolgte eine Schwingungsanregung mittels Hammerschlag in unmittelbarer Nähe eines Beschleunigungsaufnehmers, siehe Abbildung 1.12. Die registrierten Daten wurden aufbereitet und visualisiert, so dass entsprechende Rückschlüsse auf Fehlstellen möglich waren. Zur Benennung einer genauen Schichtdicke sind aber auch hier physikalische Kennwerte der anstehenden Materialien erforderlich, in diesem Fall der Dichte und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten.

1.3 Materialien für die Ringspaltverpressung

Die zur Ringspaltverpressung praktisch eingesetzten Materialien können nach dem „Japanese Standard for Shield Tunnelling“ [4] insbesondere nach Ein-Komponenten und Zwei-Komponenten-

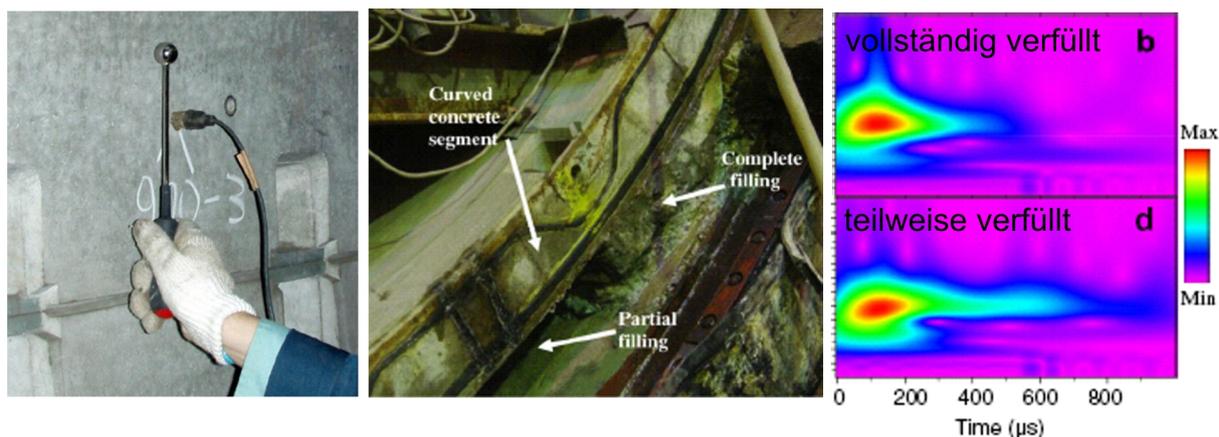


Abbildung 1.12: Seismische Erkundung von Fehlstellen im Ringraum, Quelle: [23]
links: Schwingungsanregung, Mitte: Fehlstelle, rechts: Visualisierte Auswertung

Materialien differenziert werden. Beim erstgenannten ist im Weiteren noch zwischen hydratisierend erhärtenden Systemen und erhärtungsfreien Systemen zu unterscheiden.

1.3.1 Ein-Komponenten-Mörtel

Ein Überblick über die verwendeten Mörtelmaterialien einiger ausgewählter Projekte der jüngeren Vergangenheit ist in Tabelle 1.1 zusammengestellt. Demnach ist zementhaltiger Mörtel wie bei den Projekten Katzenbergtunnel und City-Tunnel Leipzig das Standardmaterial für die Ringspaltverpressung bei Tunnelvortrieben im Lockergestein. Neben dem Bindemittel Zement in sehr unterschiedlichen Mengen kommt Flugasche oder Gesteinsmehl als Füller zum Einsatz, um die Pumpfähigkeit des Materials zu verbessern. Als Zuschlag wird Sand und ggf. Kies bis zu einem Durchmesser von etwa 8 mm eingesetzt. Zur weiteren Verbesserung der Pumpfähigkeit ist eine Beimengung von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen, v.a. von Bentonit, gängige Praxis.

Wie das Beispiel Groene Hart Tunnel in Tabelle 1.1 zeigt, kommt als alternatives Bindemittel auch Kalk in Frage, welcher durch puzzolanische Reaktion mit Flugasche oder wie beim Projekt Kairo Metro Linie 2 (Ägypten) mit Silicastaub recht träge reagiert, worüber RICHARDS, RAYMOND und HERRENKNECHT [25] berichten. Der Vorteil eines solchen Bindemittels liegt in der ausgedehnten Verarbeitungszeit von 12 bis 16 Stunden.

Zur Ringraumverpressung kleinerer Tunnelquerschnitte kommt mitunter eine Verpressung von Mehlkornsuspensionen ohne Zugabe grobkörniger Fraktionen zum Einsatz. Wie MCGILLIVRAY [26] darstellt, wurde z.B. eine Bentonit-Kaolin-Zement-Suspension bei einem Vortrieb mit einem Durchmesser von $D = 3,00$ m und Liner-Plate-Ausbau in Hillborough Country (Florida, USA) verpresst.

Der Bindemittelanteil zementhaltiger Systeme kann nach THEWES und BUDACH [27] in recht großen Grenzen von zumeist $50\text{-}200$ kg/m³ variieren. Nach den dort eingeführten Bezeichnungen können die Mörtelsysteme zur Ringraumverpressung in Abhängigkeit des Bindemittelanteils auch in „aktive Systeme“, „reduziert-aktive Systeme“ und „inerte Systeme“ unterschieden werden, siehe Tabelle 1.2. Anhand eines konkreten Beispiels wurde dabei aufgezeigt, dass alle diese Systeme im Zuge eines Projektes zum Einsatz kamen. Die Angabe von vortriebsbedingten Entscheidungskriterien zugunsten eines jeweiligen Systems fehlt aber noch.

Tabelle 1.1: Ausgewählte Mischungsentwürfe für Ringspaltmörtel

Projekt	Mörtelbestandteil	Mischung 1	Mischung 2
		[kg/m ³]	[kg/m ³]
Groene Hart Tunnel Niederlande 2001-04 Quelle: [24]	Sand	1.200	
	Kalkhydrat Spongiacal®	70	
	Flugasche	300	
	Wasser	290	
	Zusatzmittel	5	
Katzenbergtunnel 2005-07 Quelle: Lieferant	Kies 2-8 mm	560	560
	Sand 0-2 mm	770	770
	Zement	90	150
	Flugasche	280	230
	Bentonitsuspension	160	160
	Wasser	255	255
	Fließmittel		
City-Tunnel Leipzig 2007-08 Quelle: Lieferant	Kies	365	565
	Sand	590	615
	Zement	25	25
	Füller	550	510
	Zusatzstoffe	40	40
	Wasser	375	350

Bei den inerten Systemen erfolgt eine Verfestigung allein durch die Abgabe von Anmachwasser aus dem frischen Mörtelmaterial an den Baugrund, bis bodenähnliche Eigenschaften in Bezug auf Festigkeit und Steifigkeit erreicht sind. Wie unter anderem das Beispiel City-Tunnel Leipzig anhand des Verpressprotokolls in der Abbildung 1.10 zeigt, ist dieser Vorgang im Übrigen auch bei den aktiven und reduziert-aktiven Systemen vor dem Einsetzen der Zementhydratation zu beobachten, so dass die Entwicklung der Frühfestigkeit entsprechend positiv beeinflusst werden kann und die Materialzusammensetzung, wie u.a. von ASTNER [28] bezüglich des Projekts Hofoldingener Stollen in München (Bauzeit 2004-05) erwähnt, entsprechend angepasst werden sollte.

Beispiele für die Verwendung von inerten Systemen sind der Leidingentunnel und der Westerscheldetunnel in den Niederlanden [27]. Wie von KÖNEMANN, PLACZEK und SPOHR [10] dargestellt, liegen auch vom Projekt Nord-Süd Stadtbahn Köln, Los Süd (2006-07) positive Erfahrungen vor, wo das

Tabelle 1.2: Mischungszusammensetzungen für ein größeres Verkehrstunnelprojekt, Quelle: [27]

Mörtelbestandteil	Einheit	aktives	reduziert-aktives	reduziert-aktives	inertes
		System	System	System	System
Kies 2-8 mm	[kg/m ³]	454	454	454	454
Sand 0-2 mm	[kg/m ³]	674	674	674	674
Sand 0-1 mm	[kg/m ³]	169	169	169	169
Zement	[kg/m ³]	194	120	60	0
Flugasche	[kg/m ³]	194	268	328	420
Bentonit-Suspension	[kg/m ³]	153	183	166	183
Wasser	[kg/m ³]	207	177	164	135

mittels Kernbohrung gewonnene zementfreie Ringspaltmaterial in mindestens halbfester Konsistenz angetroffen wurde, siehe Abbildung 1.13. Die Schichtdicke des Ringspaltverpressmörtels war dabei mit 13 cm etwas geringer als die theoretische Solldicke von 14,5 cm.

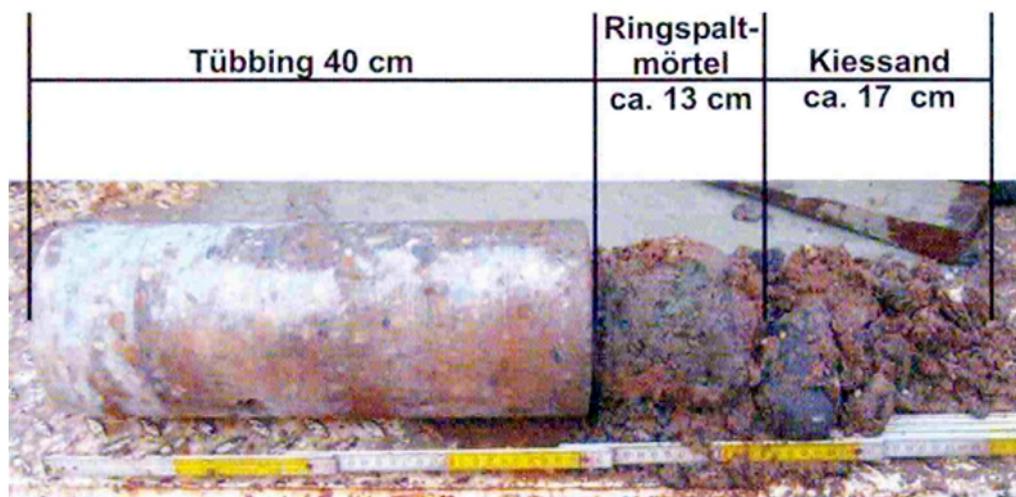


Abbildung 1.13: Bohrkern mit zementfreiem Ringspaltverpressmaterial, Quelle: [10]

Gänzlich bindemittelfreie Mörtel kommen im Übrigen auch planmäßig bei Vortrieben mit zementhaltigen Verpressmaterialien in Form so genannter „Wochenendmischungen“ zum Einsatz. Mit dieser wird der letzte Tübbingring vor der Wochenendpause hinterfüllt, um ohne weitere Entleerung oder Reinigung der Verpresseinrichtungen montags die Arbeiten fortsetzen zu können.

1.3.2 Zwei-Komponenten-Systeme

Wie von HASHIMOTO et al. [12] 2004 beschrieben, wurde ein Zwei-Komponenten-System zur Ringraumverpressung beim Schildvortrieb (sog. TAC-System¹) zuerst in Japan entwickelt. Nach der Durchmischung beider Komponenten im richtigen Mengenverhältnis kommt es innerhalb weniger Sekunden zu einem ersten Gelieren und bereits nach zwei Stunden können einaxiale Druckfestigkeiten q_u im Bereich von $100 < q_u < 200 \text{ kN/m}^2$ erreicht werden.

Bei den beiden Komponenten handelt es sich einerseits um eine üblicherweise zuschlagfreie, d.h. meistens auch sandfreie Zement-Bentonit-Suspension mit einem hoch dosierten Erstarrungsverzögerer (Komponente A) und andererseits um einen flüssigen Beschleuniger (Komponente B), z.B. wie beim Hersteller Condat Lubrifiants (Frankreich) in Form einer wässrigen Lösung von Natriumsilikat, so genanntem „Wasserglas“. Der Mischungsentwurf vom Projekt Metro-Linie 9 in Shanghai (China, 2002-07) kann der untenstehenden Tabelle 1.3 entnommen werden.

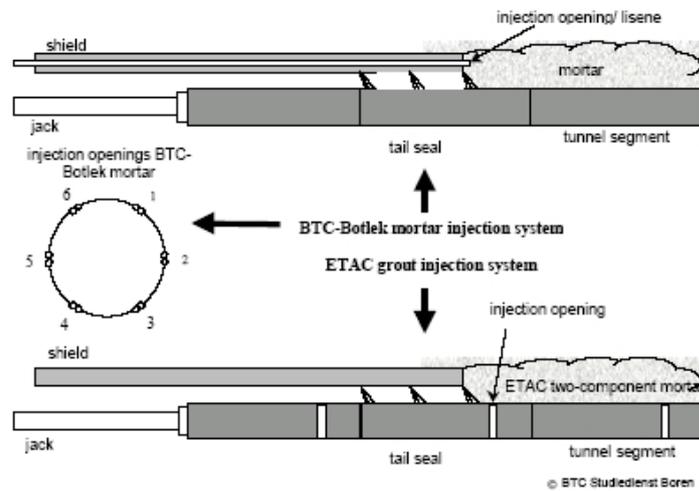
Bei den Zwei-Komponenten-Systemen ist weiterhin zu unterscheiden, ob die Zementmilch mit dem Reaktiv unmittelbar vor dem Einbringen noch in der Zuleitung mittels Düse gemischt wird oder ob dies erst durch Öffnungen im Tübbing erfolgt, wie beispielsweise beim Botlek-Eisenbahntunnel (Bauzeit 1999-2004) in den Niederlanden [29]. Beide Möglichkeiten sind in der Abbildung 1.14 als Prinzipskizzen dargestellt. Zu beachten ist, dass die Vortriebsmaschine für die Verwendung von TAC

¹Beim Einsatz in Europa wird es ETAC genannt.

Tabelle 1.3: Mischungsentwurf eines 2-Komponenten-Verpressmaterials, Quelle: [22]

Komponente	Bestandteil	Menge	Einheit
Komponente A	Wasser	803	kg
	Zement	376	kg
	Bentonit	78	kg
	Verzögerer	3,2	l
Komponente B	Natriumsilikat-Lösung	120	l

bzw. ETAC vorbereitet sein muss, um eine spätere Umstellung von herkömmlichem Mörtel auf ein schnell erhärtendes Zwei-Komponenten-System zu ermöglichen.

**Abbildung 1.14:** Ringspaltverpressung mit Zwei-Komponenten-Material, Quelle: [29]

Wie BÄPPLER [30] im Rahmen einer Dissertation gezeigt hat, ist dieses System aufgrund der schnellen Gelierung auch zur Verwendung in Böden hoher Permeabilität mit Grundwasserströmung geeignet, auch wenn auf Grundlage der beteiligten Kornverteilungskurven (grobkörniger Baugrund und feinkörnige Zement-Bentonit-Suspension) prinzipiell keine mechanische Filterfestigkeit bzw. Stagnation im Korngerüst des umgebenden Bodens gegeben ist.

1.3.3 Sonderlösungen

Einblasen von Perlkies

Bei Tunnelvortrieben mit Tübbingausbau im Festgestein ist das Einblasen von Perlkies mit einem Durchmesser von $d = 4$ bis 8 mm zur Ringspaltverfüllung auch bei aktuellen Projekten gängige Praxis, da es den Vorteil einer sofortigen Wirksamkeit der Bettung für die Tübbingringe bietet. Beispiele sind der Islisbergtunnel in der Schweiz (Bauzeit 2003-07) und der Wienerwaldtunnel in Österreich (Bauzeit 2004-09) [31]: Dort wurde im Sohlbereich Mörtel verpresst, während Perlkies an den Ulmen und der Kalotte verblasen wurde. Dieser wird anschließend mit einer Zementsuspension nachverpresst, um die Wasserdurchlässigkeit und damit das Problem der Tunnellängsdrainage zu reduzieren.

Nach PHILIPP [15] wurde vor den 60er Jahren des 20. Jahrhunderts Perlkies auch bei Lockergesteinsvortrieben eingesetzt, zum Teil auch ohne Nachverpressung mit Zementsuspension. Nachteil des großen, weiten Porenraums ist die Gefahr, dass feinere Bodenbestandteile in den Porenraum des Kieses gelangen und somit auch nach Beendigung der an sich erfolgreichen Verfüllung des Ringraums weitere Oberflächensetzungen auftreten können.

Deformierbare Zuschläge

Das patentierte, österreichische „Complex Support System“ von SCHNEIDER, ROTTER, SAXER UND RÖCK [32] sowie das HOCHTIEF-System „DeCo-Grout“ (Defined Compressible Grout) [33] sind komprimierbare Ringspaltmörtel zur Verwendung bei Hartgesteinsvortrieben in druckhaftem Gebirge mit TBM und Tübbingausbau. Dabei soll dem Gebirge einerseits soviel Verformung erlaubt werden, dass sich die einwirkende Last auf den Ausbau verringert und andererseits den Tübbingenden dennoch eine möglichst gute Bettung zur Verfügung steht.

Dazu wird der Überschnitt des Schneidrades bzw. Bohrkopfes entsprechend den zu erwartenden Konvergenzen des Ausbruchprofils eingestellt. An Stelle von Stauchelementen in der Außenschale, wie sie bei konventionellen Vortrieben in druckhaftem Gebirge Verwendung finden, oder von Rippenwellentübbingenden soll eine Zusammendrückung des Ringspalts stattfinden. Realisiert wird die Komprimierbarkeit des Mörtels durch die Verwendung von Polystyrolschaumkugeln als Zuschlagstoff. Der Zementstein wird dabei aufgrund länger anhaltender Konvergenzen in seinem Aufbau immer wieder gestört, so dass durch die Stauchung verursachte Mikrogefügeschäden während des Abbindevorgangs fortlaufend wieder ausheilen müssen.

Wasserdurchlässiges Ringspaltmaterial

Eine weitere Sonderlösung stellt wasserdurchlässiges Ringspaltmaterial dar, das in den Jahren 2007-08 in Kooperation von Bergischer Universität Wuppertal (Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik), Ruhr-Universität Bochum (Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb TLB) und Herrenknecht AG (Schwanau) im Auftrag der Deutschen Bahn AG untersucht wurde [16, 34], siehe Abbildung 1.15. Dieses soll zum Einsatz kommen, wenn beim Vortrieb im klüftigen Gebirge Wasserdrücke angetroffen werden, welche die beim Entwurf des Tunnelausbaus getroffenen Annahmen übersteigen würden. Insgesamt konnte bislang jedoch keine Serienreife eines solchen Schaummörtels erzielt werden [35].

Die zusätzliche Forderung nach einer Durchlässigkeit des Ringspaltmörtelmaterials stellt eine anspruchsvolle Aufgabe dar, da die Wasserdurchlässigkeit von Mörtel oder Beton (z.B. bei Dränbeton) üblicherweise auf einem groben Korngerüst ohne kleinere Körnungsfractionen oder Feinkornanteile beruht. Im Gegensatz dazu wird die Pumpfähigkeit bzw. die Verarbeitbarkeit eines Mörtels jedoch gerade durch das Vorhandensein von Feinkornanteilen entscheidend positiv beeinflusst.

Schaumzement

Eine innovative Möglichkeit der Ringraumverfüllung stellt die Verwendung von Schaumzement dar, ein Verfahren, das zumindest in Teilbereichen (Kalkstein) des SMART-Tunnels (Stormwater Ma-

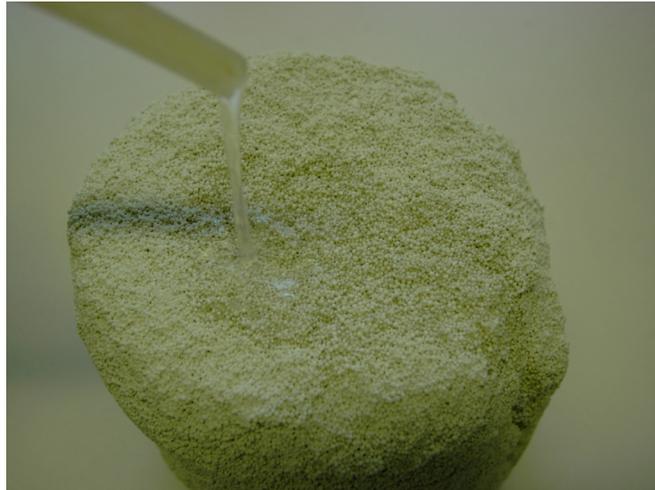


Abbildung 1.15: Wasserdurchlässiges Ringspaltmaterial

nagement and Road Tunnel) in Kuala-Lumpur (Malaysia) 2004-07 angewendet wurde [36]. Dabei erfolgte ein Verpressen von unmittelbar zuvor mittels Schaumgenerator aufgeschäumter Zementsuspension unter Verwendung geeigneter Tenside. Ein Argument für die Verwendung dieses Materialtyps ist insbesondere die Einsparung von Rohstoffen, da ein Großteil des verfüllten Ringraums auch im ausgehärteten Zustand durch haufwerksporige Lufteinschlüsse gebildet wird.

1.4 Schäden am Tunnelausbau

Trotz mittlerweile jahrzente langer Erfahrung bei der Herstellung schildvorgetriebener Tunnel und weltweit sprunghafter Zunahme von Tunnelbauwerken mit einschaligem Tunnelausbau in den letzten Jahren [37] sind Schäden an der Tübbingauskleidung weit verbreitet. Auch die Beachtung einschlägiger Empfehlungen wie die des DAUB zu „Betonauskleidungen für Tunnel in geschlossener Bauweise“ [38] oder des „Sachstandsbericht Tübbinge“ [39] der ÖVBB stellt keine Garantie zur Verhinderung solcher Schäden dar.

Im Konkreten handelt es sich bei den Schäden um folgende Erscheinungsbilder:

- Betonabplatzungen
- Versatz der Fugen
- Leckagen an den Fugen

Die aufgeführten Schadensmerkmale, wie die in der Abbildung 1.16 typische Abplatzung im Bereich der Ringkopplung (Topf-Nocke-Konstruktion), sind nicht unabhängig voneinander, sondern treten häufig in Kombination auf. Somit können beispielsweise extreme Fugenversätze bewirken, dass der Kontakt zweier aneinander angrenzender Dichtungsprofile verloren geht und letztlich auch Grundwasser in den Tunnel einströmen kann. Eine wesentliche Ursache für Tübbingschäden kann in der Bemessungsphilosophie für die Tunnelschalen gesehen werden: Wie BLOM [40] gezeigt hat, wird zumeist nur der Endzustand zugrunde gelegt und bauzeitliche Bemessungssituationen (Verpressdruck auf den erst *teilweise* von der Schildmaschine freigegebenen Tübbingring und ungenauer Einbau der

Tübbingsegmente) werden nur unzureichend erfasst. Weitergehende Angaben zu Tübbingschadensbildern und deren Ursachen wurden unter anderem auch bereits von GRÜBL [41] dargestellt.



Abbildung 1.16: Typisches Schadensbild bei Überbelastung einer Topf-Nocke-Konstruktion, Quelle: [42]

Zur Vermeidung solcher Schäden werden vielfältige Ansätze verfolgt, zu denen die Verwendung von Stahlfaserbeton, worüber SUTER und BERGMEISTER [43] berichten, oder die Ausführung als Spannbetonbauteil [44] gehören. Besonderes Augenmerk wird des Weiteren auf die Fugenausbildung, wie im Falle von SCHMID und COLOMBI [45], gerichtet und entsprechende Konstruktionsdetails mit Hilfe numerischer Methoden untersucht [46].

Insbesondere für das Schadensbild des Fugenversatzes in den Ringfugen wird häufig die mangelhafte Ringspaltverpressung als Ursache genannt, die einen typischen Sägezahnverlauf nach sich zieht, siehe Abbildung 1.17. Wie von EHMTSEN und OTZISK [47] bezüglich des Herrentunnels in Lübeck dargestellt, wurden bei diesem Projekt Höhenabweichungen zwischen zwei benachbarten Ringen von bis zu 11 cm ermittelt. Infolge einer Erhöhung des Zementanteils im Ringspaltmörtel von 50 auf 100 kg/m³, sowie Steuerung der Vortriebsmaschine unterhalb der planmäßigen Gradienten, konnten die Fugenversätze demnach auf Werte von weniger als 2 cm reduziert werden.

Mit einem schnellen Ansteifen des Ringspaltmörtels wird zwar die Anzahl der noch ungebetteten Tübbingringe, d.h. die Biegebeanspruchung der Tübbingröhre quer zu ihrer Längsachse reduziert, jedoch kann die eigentliche Ursache auch auf der Widerstandsseite innerhalb der Röhre begründet liegen. Im Konkreten betrifft dies eine mangelhafte Schubkraftübertragung der Tübbinge in den Ringfugen aufgrund unzureichend fester/steifer Zwischenlagen, über die auch MAIDL und JONKER [48] beim Sophiatunnel der Betuweroute in den Niederlanden (Bauzeit 2000-01) berichten. Ebenfalls problematisch ist die Auswahl eines ungeeigneten Klebstoffs zur Befestigung der Zwischenlagen am Tübbing, die der Lastverteilung dienen und so einen unmittelbaren Betonkontakt unterbinden: Dieser kann unter dem Einwirken der hohen Vortriebspresenkräfte zu fließen beginnen und so eine Schmierschicht erzeugen [49].

HOU, LIAO UND ZHAO [50] bezeichnen das Aufschwimmen als „spezielles Phänomen“, was darauf schließen lässt, dass diese Problematik zum Zeitpunkt des beschriebenen Vortriebs in den Jahren 1994-96 noch nicht hinreichend genau bekannt war. Ein Bereich von 10 bis 20 m hinter dem Schildschwanz war hier über eine Zeit von mehreren Tagen nicht stabil, wofür als Ursache das Vordringen

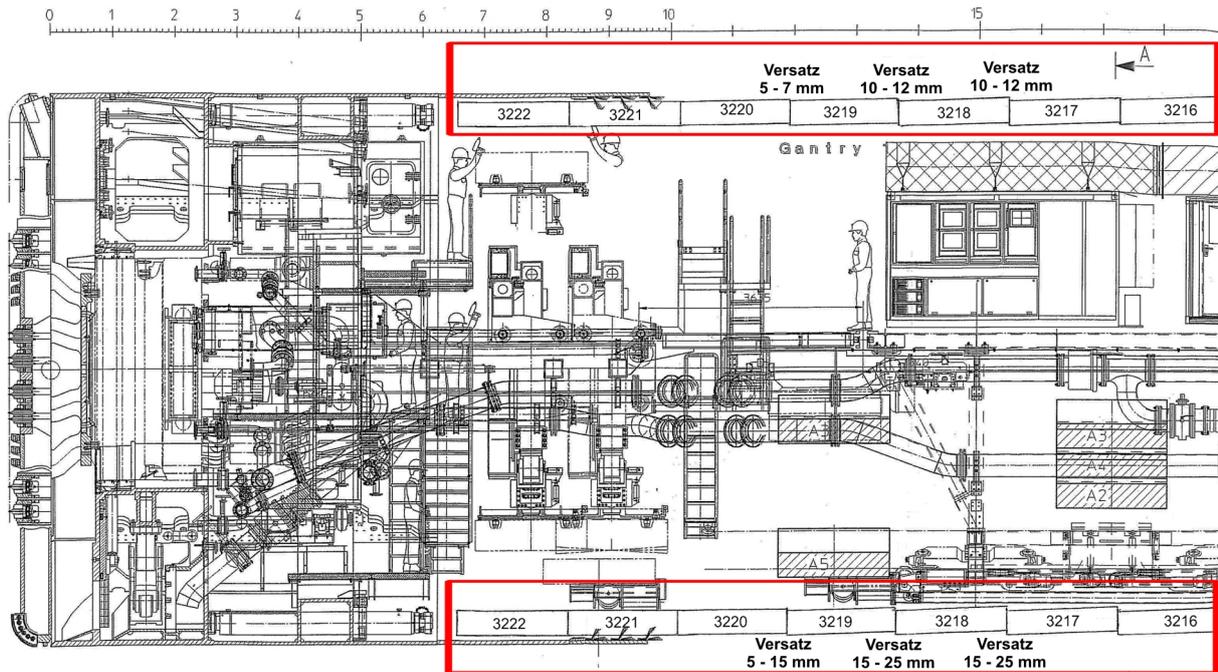


Abbildung 1.17: Versatz von bis zu 25 mm zwischen Tübbingringen, Quelle: [13]

von Stützflüssigkeit bis hinter den Schildschwanz angesehen wurde, da keine wirklich simultane Ringraumverfüllung erfolgte. Zum schnellen Fixieren der Ringe kam dann ein Zwei-Komponenten-Material zum Einsatz.

Nähere Ausführungen zur Lagesicherheit der Tübbingröhre im Bauzustand werden im Abschnitt 2.3 vorgestellt.

2 Stand der Forschung

In der Fachliteratur wird die Thematik der Ringspaltverpressung nur selten eigenständig behandelt. Zumeist finden sich Informationen dazu im Zusammenhang mit anderen, den maschinellen Tunnelbau im Schildvortrieb beeinflussenden Faktoren wieder. Die relevanten Literaturquellen lassen dabei eine Eingruppierung in die nachfolgenden Themenbereiche zu:

- Feldmessungen
- Modellversuche
- Lagesicherheit der Tunnelröhre im Bauzustand
- Konsolidierung des Ringspaltmörtels
- Strukturmechanische Untersuchungen
- Baustofftechnologische Betrachtungen.

2.1 Feldmessungen

Bei der Herstellung von Tunnelbauwerken spielt die Qualitätssicherung eine immer bedeutendere Rolle. Infolgedessen wird versucht, die Einflüsse des Vortriebs auf den anstehenden Baugrund sowie deren Erscheinungen an der Geländeoberfläche (Setzungen) durch den Einsatz messtechnischer Verfahren zu dokumentieren. In den Hauptmessquerschnitten des Tunnels werden daher neben den üblichen Nivellements, Konvergenz- und Extensometermessungen auch vermehrt Druckmessdosen in die Tübbinge integriert, um den zeitlichen Druckverlauf im Ringraum zu erfassen. Weitere Informationen über die Vorgänge im Boden liefern Inklinometer und Porenwasserdruckgeber in der nahen Umgebung der Tunnelröhre.

Die Auswertung solcher Dokumentationen bietet immer auch die Möglichkeit, die gemessene Realität mit den Annahmen in den Standsicherheitsbetrachtungen oder Setzungsprognosen zu vergleichen. Eine Optimierung des Ausbaus unter Anwendung der Beobachtungsmethode kommt zwar bei schildvorgetriebenen Tunneln mit Tübbingausbau im Gegensatz zu Tunneln in konventioneller Bauweise praktisch nicht in Frage, die Ergebnisse können aber als Grundlage für nachfolgende Projekte Beachtung finden.

Bestimmte Änderungen im Vortriebskonzept sind aber auch noch nach Aufnahme des Vortriebs möglich, wie beispielsweise die Anpassung des Stützdrucks an der Ortsbrust und des Mörtelverpressdruckes oder die Änderung der Mörtelrezeptur. Feldmessungen stellen also häufig die Grundlage für das Erkennen von Problemen beim Auffahren eines Tunnels dar und werden deshalb in diesem Abschnitt anhand von ausgewählten Beispielprojekten ausführlich behandelt. Die Erkenntnisse in Bezug auf die Ringspaltverpressung werden dabei besonders herausgehoben.

2.1.1 Panchiao-Linie in Taipeh

Wie HWANG, MOH und CHEN [51] berichten, wurden im Rahmen der Erweiterung des „Mass Rapid Transit Systems (MRTS)“ in Taipeh (Taiwan) Ende der 1990er Jahre zwei Streckenabschnitte mittels EPB- Schilden aufgeföhren und dabei die Porenwasserdruck- Entwicklung im Abstand von ca. 4 bis 10 m von der Tunnelachse erfasst, siehe Abbildung 2.1. Bei den beiden untersuchten Vortriebsstrecken handelt es sich zum einen um einen Bauabschnitt im schluffigen Sand mit einem Feinkornanteil von etwa 40 % und einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in der Größenordnung von $k_F = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s, zum anderen um einen tonigen Untergrund mit noch geringerer Durchlässigkeit.

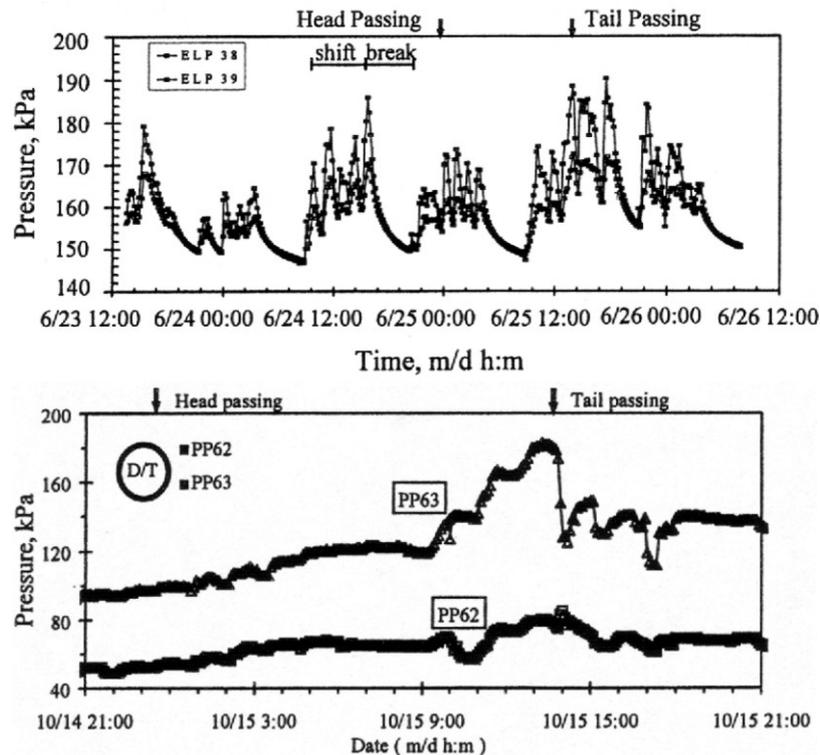


Abbildung 2.1: Piezometermessungen an der Panchiao-Linie Taipeh, Quelle: [51]
oben: sandiger Baugrund, unten: toniger Baugrund

Aus den Messungen im Sand, siehe obere Kurve der Abbildung 2.1, ist zu erkennen, dass ein Anstieg des Porenwasserdrucks im Messquerschnitt bereits etliche Stunden vor dem Passieren des Schneidrades (entsprechend einer Distanz von ca. 27 m) zu verzeichnen ist. Aufgrund der relativ hohen Durchlässigkeit des Baugrundes werden die entstehenden Porenwasserüberdrücke schnell wieder abgebaut und die Verläufe weisen entsprechend den Vortriebszyklen (Vorschub und Ringbau) einen recht sprunghaften Verlauf auf. Nach dem Passieren des Schildschwanzes steigen die erfassten Drücke auf einen Maximalwert an, was die Vermutung zulässt, die Verpressung des Ringraums sei für den Anstieg des Porenwasserdrucks in diesem Bereich verantwortlich und nicht etwa der Stützdruck in der Abbaukammer, da dieser auch während Vortriebsunterbrechungen aufrecht gehalten wird.

Der Porenwasserdruck im Ton, siehe untere Kurven der Abbildung 2.1, fällt beim Passieren des Schildschwanzes stark ab, was auf ein Entspannen des umgebenden Bodens, verbunden mit entsprechenden Konvergenzen der Ausbruchlaibung, zurückgeführt werden kann. Die Verpressung des Ringraums durch die Tübbing fand hier erst in einer Entfernung von vier Ringen zum Schildschwanz

statt. Der anschließende Porenwasserdruckanstieg ist hier in begrenztem Umfang, d.h. lediglich bis in eine Distanz von etwa 6 m zu verzeichnen.

Dafür, dass der Anstieg der Porenwasserdrücke im Bereich des Schildschwanzes durch die Ringraumverpressung bedingt ist, sprechen im vorliegenden Fall auch die Übermengen an verarbeitetem Verpressmörtel: Das Verhältnis von verpresstem Mörtelvolumen zum theoretischen Ringspaltvolumen beträgt laut der benannten Quelle im Sand etwa 2,1:1, was auf ein deutliches Auspressen von Mörtelwasser in den umliegenden Baugrund hindeutet. Im tonigen Untergrund beträgt dieser Faktor lediglich 1,4:1, wobei bis zum völligen, durch geringe Langzeit-Konsolidations-Setzungen begleiteten Porenwasserüberdruck-Abbau rund 2 Monate vergingen.

2.1.2 Okawa-Tunnel in Osaka

Über die Auswertung von Druckmessungen mit einem großformatigen Druckmesskissen 75x45 cm beim Bau des Okawa-Tunnels in Osaka (Japan) wird von HASHIMOTO, NAGAYA, KONDA und TAMURA [52] bzw. HASHIMOTO et al. [12] berichtet. Der Baugrund bestand hier aus einem sehr empfindlichen, breiigen Ton mit einer Liquiditätszahl $I_L = 0,9$.

Verallgemeinert wird von letztgenannten dargestellt, dass die Druckverteilung auf den Tunnelausbau nach dem Erhärten des Mörtels von dessen eigener Zusammendrückung, der Deformation des Ausbaus, Relaxation etc. abhängig ist. Im Falle eines weichen Untergrundes entspricht der Erddruck auf den Ausbau im Endzustand wieder etwa dem Ausgangsspannungszustand; in steifem bzw. halbfesten Boden fällt der belastende Erddruck bis auf den aktiven Erddruck ab, siehe Abbildung 2.2. Zudem ist der Endwert des Erddrucks entsprechend dieser Abbildung nahezu unabhängig von der Höhe des aufgebrachtten Verpressdrucks.

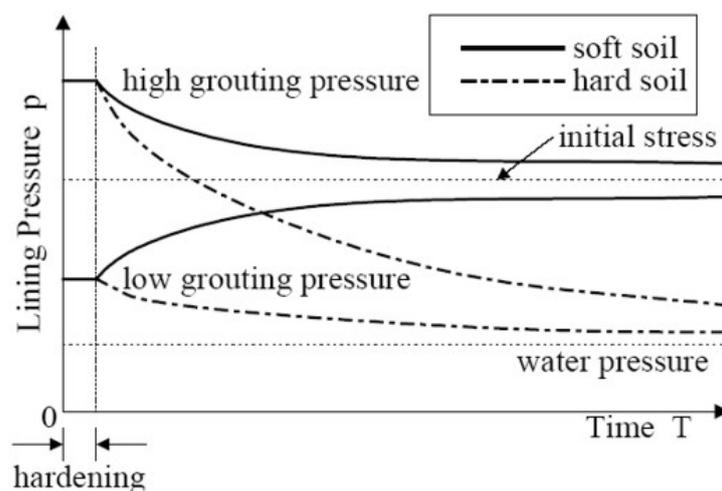


Abbildung 2.2: Qualitative Entwicklung des beanspruchenden Erddrucks, Quelle: [12]

2.1.3 Weitere Ergebnisse aus Japan

Über die Ergebnisse weiterer Messungen bei der Tunnelherstellung berichtet KOYAMA [53], ohne jedoch das konkrete Projekt zu benennen und bezieht sich auf die Ergebnisse von NISHIZAWA et

al. [54]. Aus den Druckverteilungen auf die Tunnelschale bei verschiedenen Verpress-Strategien und -drücken kann demnach abgeleitet werden, dass beim Aufbringen eines hohen Verpressdrucks mit einem Verhältnis von verpresstem zum theoretischen Mörtelvolumen von 1,39:1 nach Abschluss des Vortriebs ein ungleichmäßiger und hoher Erddruck vorliegt.

Beim Einprägen eines geringeren Verpressdrucks wird lediglich ein Füllungsgrad von 100 % erreicht, verbunden mit einer gleichmäßigeren Druckverteilung als im ersten Fall. Diese Angaben werden als unabhängig von den Untergrundverhältnissen angesehen und stehen somit im Widerspruch zu den Aussagen von HASHIMOTO et al., siehe obiger Unterabschnitt 2.1.1, die für die Größe des beanspruchenden Erddrucks vielmehr die Bodenart verantwortlich machen.

2.1.4 Niederländische Tunnelprojekte

Wie BAKKER, DE BOER, ADMIRAAL und VAN JAARSVELD [55] berichten, wurde 1993 in den Niederlanden von staatlicher Seite ein intensives Forschungsprogramm aufgelegt, in dessen Folge zunächst bei zwei Tunneln, dem Zweiten Heinenoord-Tunnel (Bauzeit 1995-99) und dem Botlek-Tunnel (Bauzeit 1999-2000), ein Monitoring stattfand, siehe Abbildung 2.3.

Diese ausgedehnten Messreihen mit Porenwasserdruckgebern, Druckmesskissen sowie Inklinometern sollten als Grundlage für weitere in den Niederlanden anstehende Tunnelprojekte verwendet werden und vor allem den Einfluss verschiedener Parameter auf die Baugrunddeformationen und die Schnittgrößen in der Tunnelauskleidung zeigen. Es zeigte sich hier, dass die Setzungen durch Entspannung der flüssigkeitsgestützten Ortsbrust vernachlässigbar gering sind und vielmehr die Anteile beim und nach dem Passieren des Schildschwanzes infolge Überschnitt und Konizität dominieren.

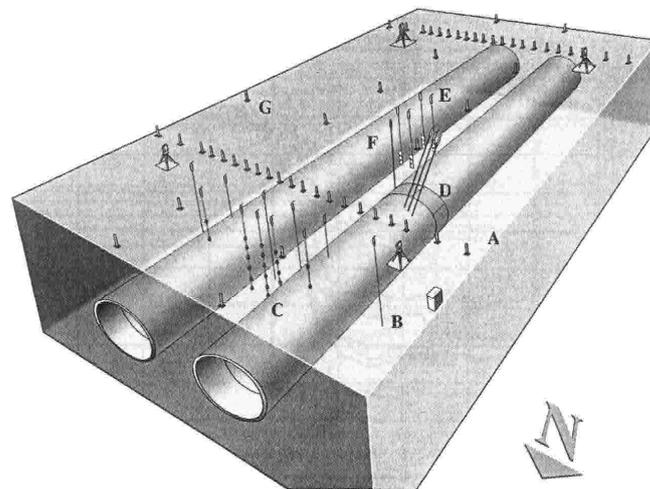


Abbildung 2.3: Messquerschnitte beim Zweiten Heinenoord Tunnel, Quelle: [55]

Des Weiteren korrelieren die gemessenen Oberflächensetzungen in hohem Maße mit den gefahrenen Verpressdrücken im Zuge der Ringraumverfüllung; bei extrem hohen Werten kann es demnach sogar zu einem Anheben der Geländeoberfläche kommen. Neben den Setzungen oberhalb des Tunnels aufgrund der Entspannung des Bodens zeichnete sich eine Kompression des Bodens im Bereich der Ulmen ab, d.h. der Flüssigkeitsdruck des verpressten Mörtels überstieg den initial einwirkenden horizontalen Erd- und Wasserdruck.

Ausführliche Ergebnisse unter besonderer Beachtung der Ringspaltverpressung sind im Zusammenhang mit dem Bau des Sophia-Tunnels in den Jahren 1999-2004 von BEZUIJEN und TALMON [56, 57], sowie BEZUIJEN, TALMON, KAALBERG und PLUGGE [58, 59] veröffentlicht worden. Diese Messungen wurden ergänzend zu den Messungen am Zweiten Heinenoord-Tunnel und dem Botlek-Tunnel beauftragt, um weiteres Wissen über den Prozess der Ringraumverfüllung zu gewinnen und um damit zuverlässigere Setzungsprognosen abgeben zu können. Darüber hinaus sollte bei bereits aufgetretenen Schäden am Tübbingausbau eine genauere Zuordnung der Ursache (z.B. unzureichendes Tübbingdesign oder falsche Verpressdruckbeaufschlagung) ermöglicht werden.

Die gemessenen Flüssigkeitsdrücke, die mit in die Tübbingeingesetzten Sensoren ermittelt wurden, sind in Abbildung 2.4 links dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Drücke mit dem Ausfahren des Tübbings aus der Bürstendichtung schlagartig wirksam werden, wobei zunächst der Fettdruck im Bereich der Bürstendichtungen registriert wird. Während des Vorschubs der Maschine wird kontinuierlich Material in den Ringraum verpresst, so dass ein entsprechend hohes Druckniveau vorherrscht. Bei Maschinenstillstand fällt dieser durch Drainierung des Mörtels mit einhergehender Filtratwasserabgabe allmählich ab.

Aus den gemessenen Drücken können die in der Abbildung 2.4 rechts dargestellten vertikalen Druckgradienten abgeleitet werden, die mit der Zeit abfallen. Als Ursache hierfür kann die Scherfestigkeitsentwicklung des Ringraummaterials angesehen werden: Da es einen zunehmenden Widerstand gegen Verformungen besitzt, muss es beim Übergang in einen festen Zustand nicht mehr zwangsläufig einer hydrostatischen Druckverteilung mit einem Spannungszuwachs über die Tiefe in der Größenordnung der Frischmörteldichte gehorchen.

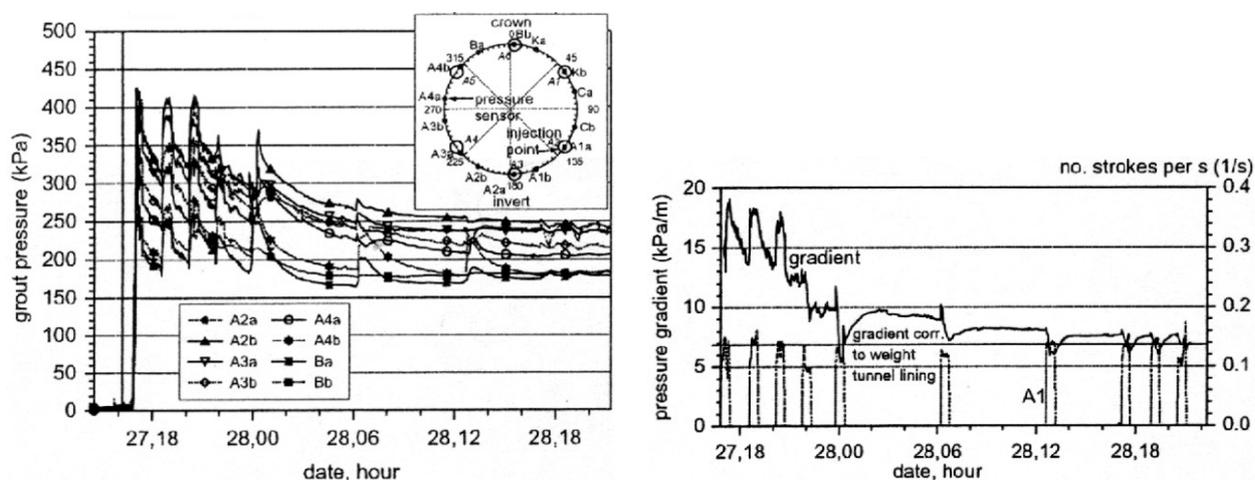


Abbildung 2.4: Druckmessungen im Ringraum beim Sophia-Tunnel, Quelle: [56]
links: Verpressdruck, rechts: Druckgradienten in vertikaler Richtung

2.2 Modellversuche

Die Herrenknecht AG führte 1997 zusammen mit der Philipp Holzmann AG Versuche zum Mörtelverbreitverhalten in tangentialer Richtung, also um die gekrümmte Tunnelschale herum durch [60]. Dabei wurde unterstellt, dass sich um den Schildumfang gleichmäßig verteilt 4 Verpressöffnungen befinden und es aus Symmetriegründen daher ausreichend ist, nur den halben Einflussbereich einer

Öffnung abzubilden. Dieses Achtel des Ringraums wird des Weiteren ungekrümmt abgebildet, siehe Abbildung 2.5.

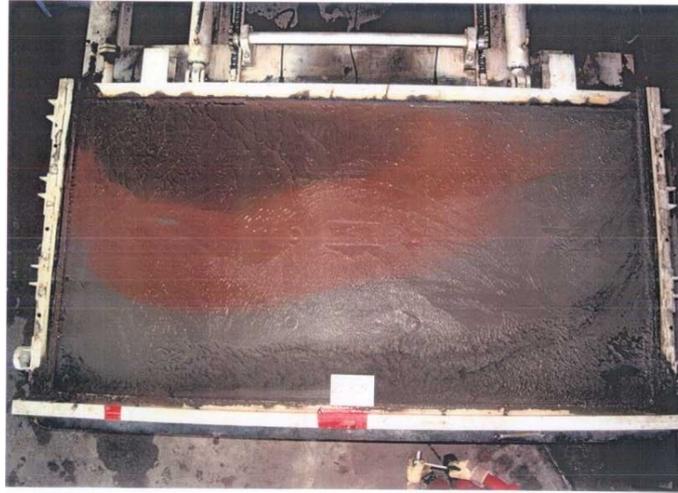


Abbildung 2.5: Mörtelausbreitversuch, Quelle: [60]

Während des Vorziehens des Schildschwanzbleches mittels zweier synchroner Hydraulikpressen erfolgte die Verpressung von Zementmörtel in drei verschiedenfarbigen Chargen im Bereich der linken, oberen Ecke. Ziel dieser Versuche war die Visualisierung der Mörtelausbreitung, die Messung der Druckverteilung im Ringraum während des Vortriebs und beim Wiederaufahren, sowie eine Bewertung verschiedener Mörtelrezepturen in Bezug auf ihre zeitliche Scherfestigkeitsentwicklung mittels Flügelsonde.

Auch im Rahmen des Themenkomplexes zur Ringspaltverpressung beim französischen Eupalinos-Projekt [61] wurden Mörtelausbreitversuche in einem ebenen Modellaufbau durchgeführt, siehe Abbildung 2.6. Im Gegensatz zu den Herrenknecht/ Holzmann- Versuchen erfolgte aber überwiegend ein Studium des Ausbreitverhaltens in Tunnellängsrichtung. Auch hier wurden die zeitliche Festigkeitsentwicklung sowie verschiedene Einflüsse auf das Druckniveau im Ringraum bei wasserundurchlässiger Ausbruchlaibung untersucht.



Abbildung 2.6: Modellversuch beim Eupalinos-Projekt, Quelle: [61]
links: Versuchsaufbau, rechts: Festigkeitsermittlung mit der Flügelsonde

Auch KAALBERG [62] erwähnt einen Modellaufbau, in dem die Injektionsstrategie für die Nord-

Süd-Linie in Amsterdam (im Bau seit 2002) getestet werden sollte. Dabei handelt es sich um einen Modellversuchsstand, der die Dicke des Ringspalts im Maßstab 1:1 und den Durchmesser im Modellmaßstab 1:5 abbildet. Dem Verfasser ist nicht bekannt, dass über Ergebnisse der erwähnten Versuche berichtet wurde.

Versuche in kleinerem Maßstab, die zur Validierung des auf Seite 29 erwähnten Mörtelfluss- Modells dienen sollten, werden von TALMON, AANEN, BEZUIJEN und VAN DER ZON [63] absolviert. Sie ermitteln in 1- dimensionalen Strömungsversuchen den Druckverlauf in verschiedenen rauen Rohren (glatt, rau, rau und wasserdurchlässig). Hierbei zeigt sich, dass die Wandschubspannungen an glatten Oberflächen in der Größenordnung einer Zehnerpotenz niedriger liegen als wenn sich ein Filter aus konsolidiertem Material an einer rauen, wasserdurchlässigen Rohrwandung befindet. Im letztgenannten Fall entspricht der Strömungswiderstand an der Rohrwandung ohne Viskositätsanteil ziemlich genau der Fließgrenze des Mörtels.

Weitere in der Literatur erwähnte Modellversuche zielen zumeist auf die Prognose von Setzungen oder die Ermittlung des die Tunnelschale belastenden Erddrucks infolge des Auftretens eines Ringspalts ab, meistens jedoch ohne dessen Verfüllung zu berücksichtigen. Als Beispiel für die Ermittlung von Setzungen sei hier die Arbeit von MÄHR [11] genannt, der photogrammetrische Auswertungen mittels PIV-Methode in 1g- Modellversuchen und numerische Untersuchungen an der Universität Innsbruck (Österreich) durchführte.

Gleich mehrere Berichte über so genannte n -g- Zentrifugenversuche stammen aus Japan, wo vor allem das Verhalten stark bindiger Böden untersucht worden ist. KATO et al. [64] berichten über Versuche, bei denen die zeitliche Entwicklung der Deformationen und der Porenwasserdruckverteilung infolge eines auftretenden Ringspalts beobachtet worden sind. Ähnliche Ergebnisse präsentieren auch KUWAHARA, YAMAZAKI und KUSAKABE [65]. Mit der Ermittlung des belastenden Erddrucks nach Ringspaltdeformation befassten sich die Untersuchungen von ZHOU, PU und BAO [66].

2.3 Lagesicherheit der Tunnelröhre im Bauzustand

Da die mittlere Wichte des Tunnelröhrenquerschnitts, d.h. die Gewichtskraft der Tübbingsegmente bezogen auf das zugehörige Ausbruchvolumen geringer ist als die Frischmörtelwichte, befinden sich die zuletzt von der Maschine freigegebenen Tübbingringe unter Auftrieb, siehe Abbildung 2.7.

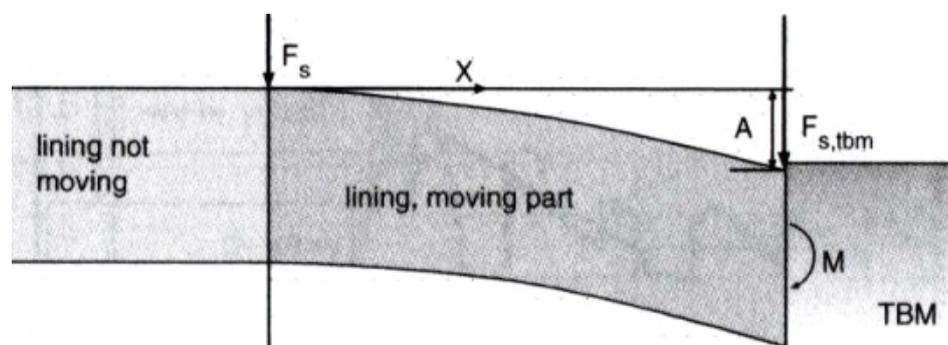


Abbildung 2.7: Verformung der Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung, Quelle: [67]

Auch wenn frische Ringspaltmörtel im Allgemeinen eine Fließgrenze aufweisen, so ist diese nicht ausreichend, um in einem vertikalen Schnitt unmittelbar hinter der Schildmaschine ein Kräftegleichgewicht zu erzielen. Dies ist nur unter Mitwirkung von Koppelkräften über die Länge mehrerer Tübbingringe, siehe Maß X in der Abbildung 2.7 möglich. Die auftretenden Querkräfte werden letztlich über Bettungsspannungen im Bereich des verfestigten Mörtels an der Firste in den Baugrund übertragen, siehe linker Teil der Abbildung.

Eine genaue Prognose der dabei auftretenden Verformungen und ein Vergleich mit zulässigen Verformungen gestaltet sich dabei sehr schwierig, da die effektive Biegesteifigkeit EI der Tübbingröhre um die Tunnelachse von allen beteiligten Komponenten, d.h. Tübbingsegmenten, Zwischenlagen, Verschraubungen und Normalkraft infolge der hydraulischen Vortriebspressen beeinflusst wird. Aufgrund der Vielzahl der genannten beeinflussenden Parameter ist selbst die Aussagekraft umfangreicher numerischer Studien mit hohem Detaillierungsgrad nur als begrenzt anzusehen. Einfache Abschätzungen, wie die von BOGAARDS und BAKKER [68] oder VAN EMPEL, DE WAL und VAN DER VEEN [69] berücksichtigen daher meist nur einen angepassten Bettungsansatz, d.h. mit linear über die Länge veränderlichem Bettungsmodul.

Auch TALMON, BEZUIJEN und HOEFSLOOT [70], die eine Nachrechnung gemessener Verformungen und Beanspruchungen am Groene-Hart Tunnel in den Niederlanden präsentieren, sprechen in ihren Ausführungen lediglich von „reduzierten Werten“ der longitudinalen Biegesteifigkeit und nennen ohne eingehende Diskussion einen Wert von $EI = 3,2 \cdot 10^6 \text{ MNm}^2$. Ein Vergleich dieses Wertes mit der theoretischen Biegesteifigkeit bei voller Mitwirkung des Kreisring-Betonquerschnittes von $2,2 \cdot 10^7 \text{ MNm}^2$ zeigt, dass nur etwa $1/7$ als wirksam erachtet wird. Als geometrische Randbedingungen werden dabei der Außendurchmesser der Tunnelschale von $D = 14,50 \text{ m}$ und die Tübbingstärke zu $h = 60 \text{ cm}$ angesetzt, des Weiteren wird der Rechenwert des mittleren E-Moduls für einen Beton C40/45 nach DIN 1045-1, Tabelle 9 von $E_{cm} = 34.500 \text{ MN/m}^2$ unterstellt.

Das Problem des Aufschwimmens der Tunnelröhre ist unter anderem im Rahmen des französischen Eupalinos- Projekts [71] in den Jahren 1995-2002 behandelt worden. Durch numerische Berechnungen mit dem kontinuumsmechanischen Programm-System FLAC 2D nach der Methode der finiten Differenzen konnte eine analytische Beziehung abgeleitet werden, welche die Einflüsse der Materialfestigkeit, ausgedrückt durch das Verhältnis c_r von Interfacefestigkeit zwischen Mörtel und Baugrund $\tau_{F,Interface}$ zur Scherfestigkeit (Kohäsion bzw. Fließgrenze) des Mörtels $\tau_{F,Moertel}$, der Ringspaltweite Δr und des Tunneldurchmessers D auf die maximal zu mobilisierende Widerstandskraft des fließfähigen Mörtels F_{max} die dem Auftriebsvorgang entgegenwirkt, berücksichtigt. Die Berechnungsergebnisse der insgesamt etwa 40 Parametersätze können für eine zentrische Positionierung der Tübbingröhre im angrenzenden Frischmörtel dimensionslos, wie aus Abbildung 2.8 und der Gleichung 2.1 hervorgehend, zusammengefasst werden: Der wirksame Widerstand nimmt demnach mit dem c_r - Wert zu. Auch eine Analyse bezüglich der dabei zu erwartenden Verformungen ist in der Quelle wiederzufinden.

$$F_{max} = f_{max}(c_r) \cdot \tau_{F,Moertel} \cdot (D^2/\Delta r) \quad (2.1)$$

In den Niederlanden befassten sich sowohl DEBRAUWER, BAKKER und AARTSEN [72] als auch BEZUIJEN und TALMON [73] mit dieser Problematik. Ziel beider Ausführungen ist die realitätsnahe

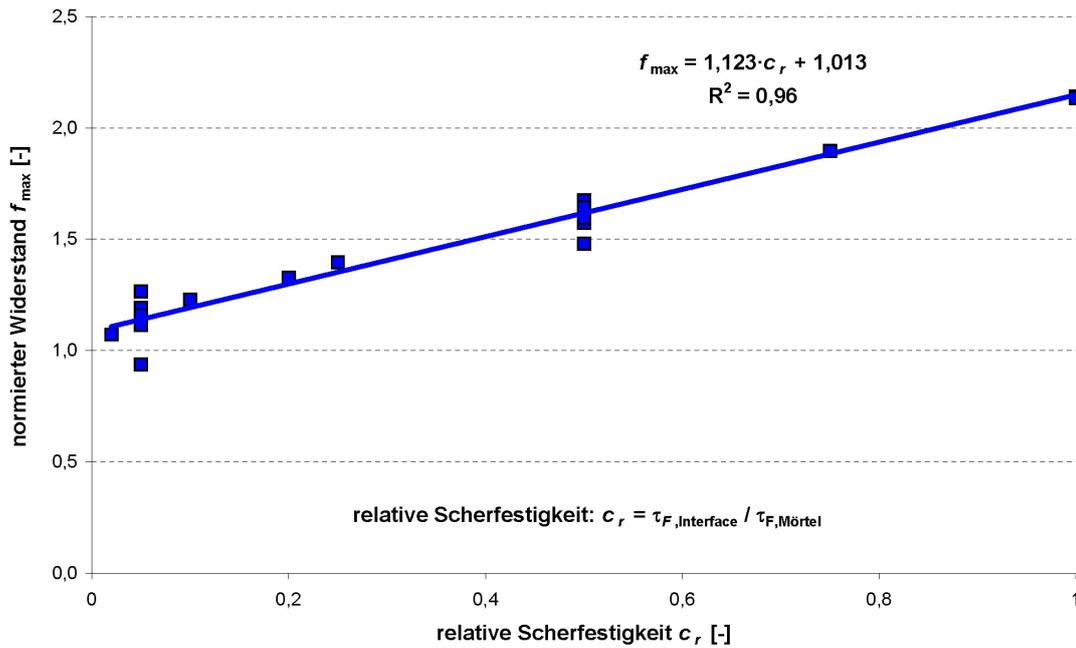
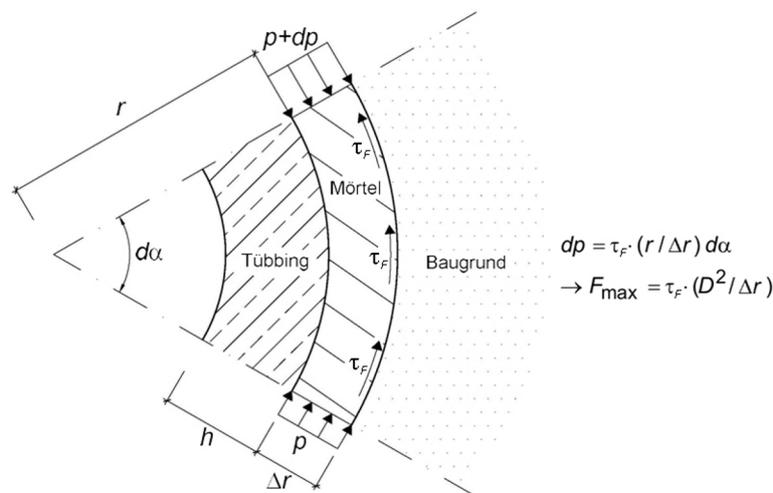


Abbildung 2.8: Maximal mobilisierbare Mörtelwiderstandskraft im Ringraum, nach Quelle: [71]

Abschätzung der die Tunnelröhre beanspruchenden Druckverteilung, was zum einen für die Bemessung der Tunnelschale und zum anderen für die Abschätzung der Beanspruchung in longitudinaler Richtung von Bedeutung ist. Die beiden benannten Ansätze unterscheiden sich insbesondere bezüglich des Schubspannungsansatzes im Ringraum der Weite Δr : Während in der ersten Quelle Schubspannungen τ in der Größe der Mörtelfießgrenze τ_F sowohl an der Kontaktzone zwischen Mörtel und Boden als auch am Tübbingausbau mit dem Außenradius r angesetzt werden, vernachlässigen BEZUIJEN und TALMON den letztgenannten Anteil, siehe Abbildung 2.9. Begründet wird dies mit der deutlich geringeren übertragbaren Schubkraft im Bereich der stahlschalungsglatten Oberfläche, worauf auch die Ergebnisse entsprechender Modellversuche, siehe Seite 27, hingewiesen hätten.



r : Außenradius des Tunnelausbaus Δr : Ringraumweite τ_F : Schubspannung dP : Druckdifferenz

Abbildung 2.9: Wirksame Kräfte im Ringraum, nach Quelle: [59]

Aufgrund der voneinander abweichenden Schubspannungsansätze in den beiden erwähnten niederländischen Veröffentlichungen unterscheiden sich auch die ermittelten, maximal mobilisierbaren Widerstände F_{max} des frischen Mörtels entgegen der Auftriebskraft um den Faktor 2. Ein Vergleich mit den numerischen Ergebnissen des Eupalinos-Projekts, die für eine relative Festigkeit von $c_r = 1$ (wie sie bei beiden niederländischen Ansätzen unterstellt wird) eine maximale Widerstandskraft von $F_{max} = 2,136 \cdot \tau_F \cdot (D^2/\Delta r)$ liefern, zeigt auf, dass praktisch identische Ergebnisse wie mit dem Ansatz von DEBRAUWER, BAKKER und AARTSEN ermittelt werden.

Aufgrund der Absicherung der Annahme einer reduzierten Schubkraftübertragung am Tübbing in Modellversuchen – zudem liegt diese auf der sicheren Seite – wird nachfolgend der Ansatz von BEZUIJEN und TALMON weiter verfolgt.

2.4 Filtration des Ringspaltmörtels

Als günstige Eigenschaft des Ringspaltmörtels, die dem Aufschwimmen der Röhre entgegenwirkt, wird seine schnelle Scherfestigkeitsentwicklung infolge Filtration angesehen, noch bevor die Hydratation des Zementes (bei zementhaltigen Mörteln) einsetzt. Wie in der Abbildung 2.10 links skizzenhaft dargestellt ist, bildet sich zunächst ein Filterkuchen der Höhe x mit verdichtetem, drainiertem Material an der äußeren Grenzfläche zum Boden hin aus. Im Weiteren gewinnt diese Schicht stetig an Dicke bis schließlich das gesamte Material überschüssiges Anmachwasser verloren hat.

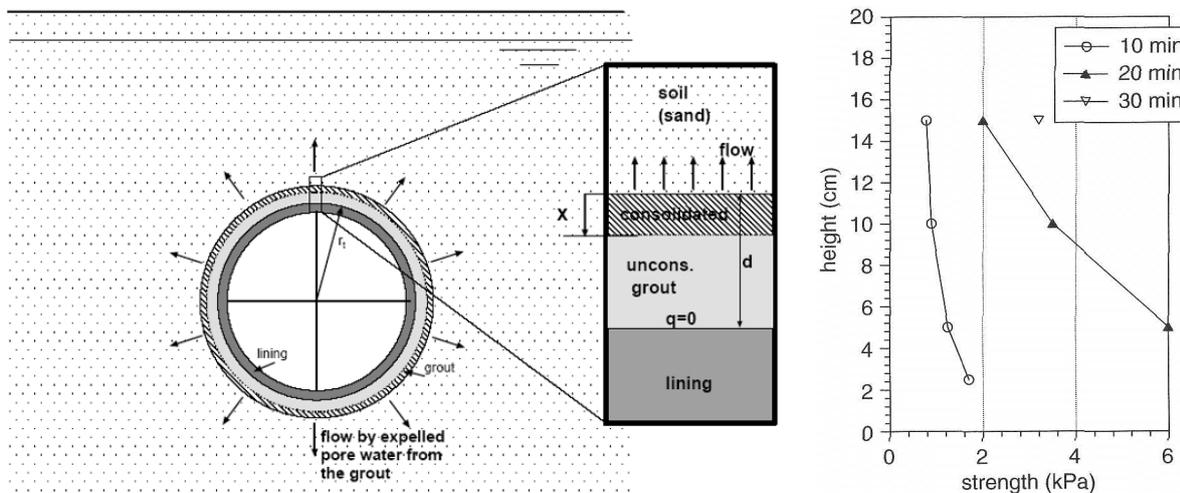


Abbildung 2.10: Filtration von Mörtel im Ringraum eines Tunnels mit Tübbingausbau, Quelle: [74]
links: Prinzipskizze, rechts: Quantitative, zeitliche Entwicklung der Flügelscherfestigkeit

Diese Festigkeitsentwicklung wird von BEZUIJEN und TALMON [74] in einem Großödometer verfolgt und dabei als Konsolidierung bezeichnet, auch wenn es sich im bodenmechanischen Sinne eher um einen Filtrationsvorgang handelt. Auf entsprechende Unterschiede wird im Abschnitt 6.1 noch genauer eingegangen. Im rechten Teil der obigen Abbildung ist quantitativ dargestellt, welche zeitabhängigen Flügelscherfestigkeiten dabei gemessen werden; eine wasserdurchlässige Grenzschicht liegt hierbei an der Höhenkote 0 cm.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen wird auf Grundlage der Ergebnisse von MCKINLEY und BOLTON [75] (die aufgezeigt haben, dass eine bodenmechanische Beschreibung von konsolidierten Mör-

teln nützlich und sinnvoll ist) eine Modellvorstellung entwickelt, welche auf die besonderen Randbedingungen im Ringraum beim Schildvortrieb eingeht. Die vorgestellte Lösung berücksichtigt dabei die Permeabilität der konsolidierten Mörtelschicht sowie den Effekt des Druckabfalls infolge des Abfließens von Porenwasser mit einhergehender Konvergenz der Ausbruchlaibung.

Ergänzend zu den beschriebenen Elementversuchen im Großödometer mit einseitig wasserdurchlässiger Grenzschrift wird in einer weiteren Veröffentlichung von TALMON und BEZUIJEN [76] auch die permeabilitätsmindernde Wirkung der zur Stützung der Ortsbrust verwendeten Bentonit-Suspension berücksichtigt, wobei sowohl die Auswirkungen einer Bentoniteindringung als auch jene einer Filterkuchenbildung diskutiert werden. Für den letztgenannten Fall wird auf der Grundlage von Erfahrungswerten eine Filterkuchendicke $h_{Fk} = 2,5$ mm und ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert dieser Schicht von $k_F = 1 \cdot 10^{-10}$ m/s unterstellt. Das entsprechende Rechenmodell wird in den Abschnitten 6.1 und 6.4.2 noch detaillierter vorgestellt.

Ein Vergleich der mit diesem Modell errechneten Daten mit Druckmessungen im Ringraum am Groene Hart Tunnel – beim verwendeten Verpressmaterial handelt es sich um den zementfreien, aber kalkhaltigen Mörtel aus der Tabelle 1.1 – zeigt dabei eine gute Übereinstimmung, siehe Abbildung 2.11. Interessanterweise ist ein die Filtration des Mörtels bewirkender Porenwasserüberdruck auch während einer längeren Vortriebsunterbrechung über ca. 5 Stunden zwischen den Zeitpunkten 3 und 8 Stunden vorhanden, so dass eine vollständige Drainierung des Ringspaltmörtels im Ringraum über eine Höhe von 15 cm nach etwa 24 Stunden, entsprechend einer Distanz von etwa 8 Ringen hinter der TVM zu verzeichnen ist. Für die anhaltende Konsolidation während Vortriebsunterbrechungen kann dabei die Elastizität des umgebenden Bodens verantwortlich gemacht werden: Diese bewirkt eine Rückstellkraft, die sich jedoch mit dem einhergehenden Volumenverlust des Ringspaltmaterials und der zunehmenden Konvergenz der Ausbruchlaibung stetig verringert.

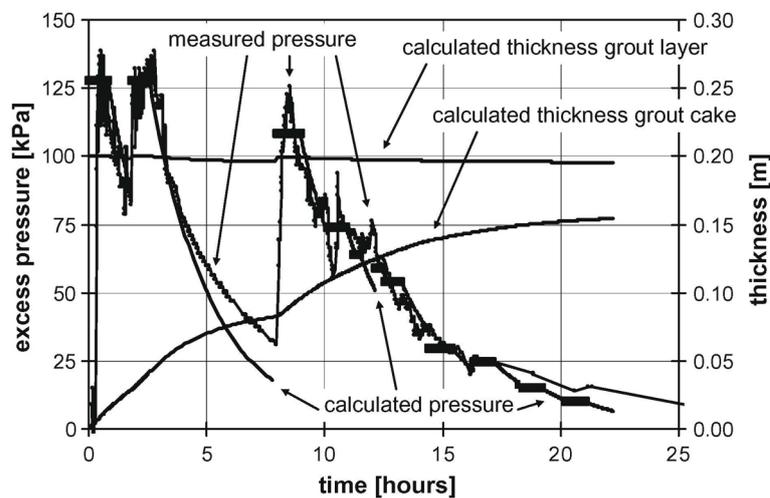


Abbildung 2.11: Vergleich gemessener und modellhafter Porenwasserdrücke, Quelle: [76]

Bezüglich der permeabilitätsmindernden Wirkung bei Eindringung von Bentonitsuspension in den Porenraum des Bodens und einhergehender Stagnation wird nach Ansicht des Verfassers jedoch nur eine unzureichende Modellvorstellung beschrieben: Demnach kommt es bei einer Suspension mit einer Fließgrenze von $\tau_F = 4$ N/m² zu einer theoretischen Eindringung um das Maß $s = 0,15$ m in den Porenraum des Bodens mit einem Korndurchmesser $d_{15} = 0,2$ mm und es wird analog zur oben erwähnten Filterkuchenpermeabilität k_F ein auch nach Meinung der Autoren viel zu großer

Strömungswiderstand $R = s/k_F$ für diese im Vergleich zur Filterkuchendicke wesentlich mächtigere Schicht zu Grunde gelegt.

Der Fehler in dieser Modellvorstellung liegt offenbar darin begründet, dass die Eindringung der Bentonitsuspension als eine Änderung der Bodeneigenschaft mit entsprechend angepasstem k_F - Wert angesehen wird. Infolge Suspensions- Stagnation liegt aber gerade keine Änderung der Bodeneigenschaften wie bei einer Filterkuchenbildung im feinkörnigen Baugrund vor, sondern es wird lediglich das in den Poren befindliche Wasser durch die Stützflüssigkeit verdrängt. Die durchlässigkeitsmindernde Wirkung ist also insbesondere auf die rheologischen Eigenschaften der Suspension und nicht auf die Kornverteilung zurückzuführen. Eine entsprechend verbesserter Modell- Ansatz soll daher im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelt werden.

2.5 Strukturmechanische Untersuchungen

DING et al. [77] berichten über Berechnungsergebnisse, die sie aus einem kontinuumsmechanischen 2-dimensionalen FEM- Modell erhalten und mit Messungen beim Vortrieb der Tunnelröhre der Osaka-Subway- Linie 7 in Japan validiert haben. Ein Schwerpunkt ihrer Arbeit wird auf eine möglichst gute Abbildung der Bauzustände in insgesamt vier Berechnungsphasen gelegt. Dabei werden die Eigenschaften des Ringspaltmaterials in drei Phasen (entsprechend der Veränderung vom flüssigen in den erhärteten Zustand) berücksichtigt. Des Weiteren werden im Rahmen ihrer Berechnungen zwei Injektionsstrategien abgebildet: Ein gleichmäßig über den Umfang verteilter Verpressdruck und ein Verpressen durch zwei Öffnungen nur im Bereich der Tunnelfirste. Dies führt zwar zu unterschiedlichen Erddruckverteilungen im Endzustand, die Unterschiede der Schnittgrößen in der Tunnelschale sind jedoch nur von untergeordneter Bedeutung.

Die offenbar ersten Ergebnisse von 3D- Berechnungen eines Schildvortriebs mit Berücksichtigung von Konsolidationseffekten wurden von SWOBODA und ABU-KRISHA [78] sowie SWOBODA, KENAWI und RAMADAN [79] veröffentlicht. Im Rahmen dieser Betrachtungen werden die Einflüsse des Stützdrucks an der Ortsbrust und des Verpressdrucks im Ringspalt herausgestellt. Demzufolge ist die Konsolidationszeit des Ringspaltmörtels um so länger, je höher der Verpressdruck und der somit erzeugte Porenwasserüberdruck ist. Bezüglich der Verformungen im Baugrund bedeutet dies, dass mit einem hohen Verpressdruck die langfristigen Setzungsanteile einen größeren Anteil haben; im Falle eines geringen Verpressdrucks wird der Endwert der Setzung bereits nach einer kürzeren Zeitspanne erreicht.

BLOM, VAN DER HORST und JOVANOVIC [80] haben ein 3D- Modell erstellt, das für die Bemessung des Tübbingausbaus am Heinenoord-Tunnels in den Niederlanden bestimmt war und exakte geotechnische Belange nur zweitrangig berücksichtigt. Der Übergang des Ringspaltmörtels vom flüssigen zum festen Material wird mit dem Ansatz einer über fünf Tübbingringe linear zunehmenden Bettungssteifigkeit in Tunnellängsrichtung berücksichtigt.

Über ein ebenfalls dreidimensionales, geotechnisches FE- Modell für die Nord-Süd-Linie in Amsterdam berichten DIJK und KAALBERG [81]. Vorrangiges Ziel ist hier die Setzungsprognose der auf Pfählen gegründeten Nachbarbebauung sowie eine Optimierung des Maschinenkonzeptes. Die Abbildung der Ringspaltverpressung erfolgt in diesem Modell mit volumenhaften Flüssigkeitselementen, die eine Übertragung des Flüssigkeitsdrucks auf den Boden erlauben. Dies bietet gegenüber der Kontraktionsmethode (bei der ein Volumenverlust eingepreßt werden muss) den Vorteil, dass die

Flüssigkeit zwischen Tübbingausbau und umgebendem Boden mit in die Gleichgewichtsbedingungen einbezogen wird. Im Ergebnis zeigt sich aufgrunddessen eine steiler verlaufende, nicht so weit ausgedehnte Setzungsmulde.

STAHLMANN, GATTERMANN und SCHMIDT [82] berichten über Ergebnisse zum Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Umlagerung von Gebirgsspannungen bei Festgesteinsvortrieben. Der Verpressmörtel wird hier als linear-elastisches Material abgebildet und die Steifigkeit des Materials in den einzelnen Berechnungsschritten angepasst, womit dem Erhärtungsvorgang qualitativ Rechnung getragen wird. Im Rahmen einer Parameterstudie, in der die Überlagerungshöhe, der E-Modul des Ringspaltmaterials und die Dicke des Ringspalts variiert werden, zeigt sich im Ergebnis, dass der Ansatz der Ringspaltverpressung und die Berücksichtigung des Bauablaufs einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Biege- und Normalkraftbeanspruchung des Ausbaus haben.

Eine äußerst komplexe 3D-FEM-Simulation hat KASPER im Rahmen seiner Dissertation [83] entwickelt: In diesem Modell wird ein maschineller Tunnelvortrieb in weichem Boden sehr detailliert abgebildet, was unter anderem auch die Abbildung der Vortriebspresen zur Schildsteuerung bei Kurvenfahrten beinhaltet. Für den Ringspaltmörtel wird eine Zweiphasenformulierung als gesättigtes, poröses Material verwendet. Die Steifigkeit und Permeabilität werden als zeitabhängige Stoffparameter berücksichtigt.

Im Rahmen einer Parameterstudie wird u.a. der Verpressdruck in drei Stufen variiert und die Auswirkungen auf die Oberflächensetzung, die Beanspruchung des Tunnelausbaus und die Porenwasserdruckverteilung herausgearbeitet. Weitere variierte Parameter, die im Hinblick auf die Einflüsse bei der Ringspaltverpressung von Bedeutung sein können, sind die Permeabilität von Boden und Verpressmörtel sowie dessen Ansteifverhalten durch einsetzende Hydratation des Zementes. In der untenstehenden Abbildung 2.12 sind das verwendete Modell sowie ein Ergebnisdiagramm für die berechnete Oberflächensetzung abgebildet. Erwartungsgemäß zeigt sich hier, dass die Verformungen umso kleiner sind, desto höher der Verpressdruck im Ringraum ist.

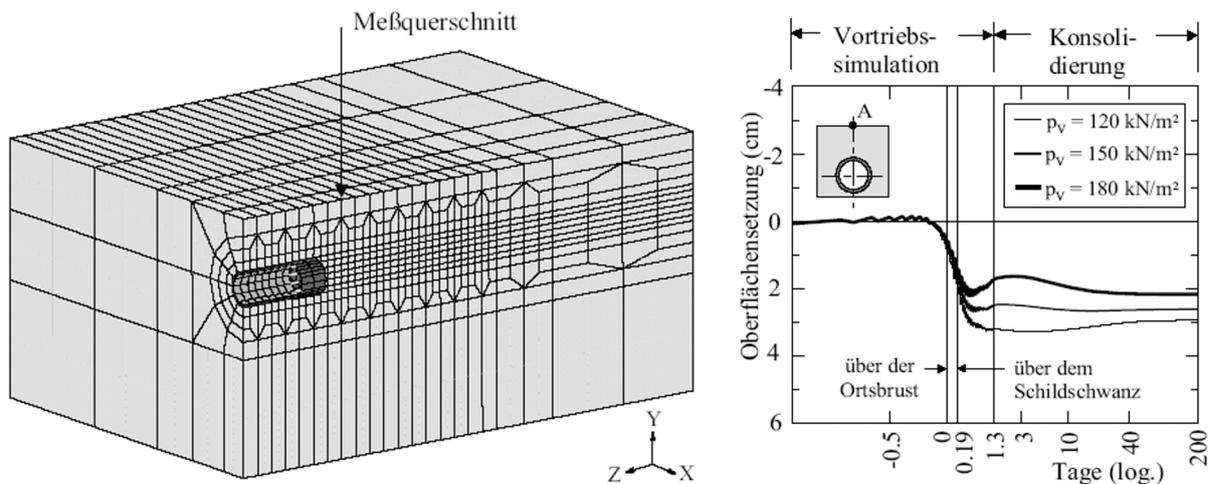


Abbildung 2.12: 3D-Finite-Elemente-Modell von KASPER, Quelle: [83]

2.6 Baustofftechnologische Betrachtungen

Nach der Kenntnis des Verfassers liegen bisher nur aus Frankreich Veröffentlichungen zur Festigkeitsentwicklung von zementfreien, aber kalkhaltigen Ringspaltmörteln vor: In einem experimentellen Teil zum Eupalinos-Projekt [84] wird die zeitliche Entwicklung der Flügelscherfestigkeit infolge von Konsolidation unter Eigengewicht untersucht, die im Alter von 24 Stunden in der Größenordnung von $\tau_F = 4 - 10 \text{ kN/m}^2$ liegt.

In der Dissertation von ALI [85] sind diesbezüglich nähere Untersuchungen zu finden, die sich mit den Auswirkungen verschiedener Mörtelinhaltsstoffe auf die Festigkeitsentwicklung befassen. Demnach kann durch die Verwendung von Branntkalk (> 5 Massen-% CaO) in Kombination mit Flugasche als Füller ein Minimum an einaxialer Druckfestigkeit von $q_u = 1 - 2 \text{ MN/m}^2$ nach 28 Tagen eingestellt werden. Die untersuchten Mörtelmaterialien können somit zwar als zementfrei, aber nicht etwa als bindemittelfrei oder gar inert bezeichnet werden. Die Auswirkungen des Drainierungsverhaltens unter Druck wird hier lediglich als Stabilitätskriterium untersucht und vielmehr die Ansicht vertreten, dass der Mörtel zur volumengetreuen Verfüllung des Ringraums am besten überhaupt kein Anmachwasser abgeben sollte.

3 Motivation, Ziele und Vorgehensweise

3.1 Motivation

Es gibt insbesondere zwei Argumente für die Verwendung von zementfreien Mörtelsystemen für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb, die auch die maßgebende Motivation für die Erstellung der vorliegenden Dissertation waren und nachfolgend noch näher vorgestellt werden:

- Baubetriebliche Vorteile zur Reduzierung von Stillstandszeiten
- Sicherstellung einer zeitnahen Bettung zur Vermeidung von Tübbingschäden.

3.1.1 Logistische Abhängigkeiten

Da herkömmliche, zementhaltige Mörtel einige Nachteile bezüglich der Logistik auf einer TVM mit sich bringen, sind alternative Mörtelkonzepte in Form von Zwei-Komponenten-Systemen und zementfreien Mörteln entwickelt worden, siehe Abschnitt 1.3. Diese Nachteile betreffen insbesondere die Abhängigkeit vom Vortriebserfolg: Im Fall von längeren außerplanmäßigen Unterbrechungen, d.h. wenn die mögliche Verarbeitungszeit des Mörtels infolge einsetzender Zementhydratation überschritten wird und kein vorzeitiges Befüllen der Mörtelförderleitung und Lisenen mit einer „Wochenendmischung“ erfolgen konnte, ist mitunter ein weiterer Zeitverlust für das Entleeren und Reinigen der Förderleitungen vor oder nach der eigentlichen Problembehebung zu verzeichnen.

Aus der Verarbeitungszeit des Mörtels bestimmt sich aber auch die mögliche Zeitspanne zwischen dem Anmischen (das üblicherweise außerhalb des Tunnels stattfindet) und dem Eintritt in den Ringraum. Folge ist, dass immer nur die Anzahl an Mörtelvorratsbehältern mit Verpressgut bereitgestellt werden kann, die mit Sicherheit innerhalb der möglichen Verarbeitungszeit benötigt wird. Somit besteht auch die Gefahr, dass bei unerwartet hohen Vortriebsleistungen oder verkürzten Wartungspausen – z.B. wenn weniger Abbauwerkzeuge als prognostiziert gewechselt werden müssen – nicht zeitnah die zum Vortrieb erforderliche Menge an Mörtelmaterial bereitsteht. Da zumindest bei Lockergesteinsvortrieben mit Ringspaltverpressung durch Lisenen im Schildschwanz kein Vortrieb ohne simultane Ringraumverpressung stattfinden kann, sind neuerliche Vortriebsunterbrechungen die Konsequenz.

Bei zementfreien Mörteln wäre es durchaus möglich, einen zusätzlichen Mörtelvorratsbehälter auf dem Nachläufer als Puffer bereitzustellen, so dass stets mehr als die theoretisch erforderliche Mörtelmenge bereit steht. Die Entkopplung der Mörtelbereitstellung von den Vortriebszyklen verspricht zum einen, auch bei einem deutlichen Mehrverbrauch an Verpressmörtel ausreichend Material zur Verfügung stellen zu können ohne auf einen neuen Mörtelcontainer warten zu müssen. Zum anderen wäre es somit möglich, den Gesamtverbrauch an Mörtel zu reduzieren, da keine verlorenen Überschussvolumina nach einem abgeschlossenen Vortriebszyklus wieder aus dem Tunnel herausgefahren

werden müssten. Durch die fehlende Zementhydratation besteht praktisch auch keinerlei Gefahr der Verkrustung von Containerwandung und Agitatorschnecke: Eine gründliche Reinigung nach jedem Umlauf ist daher nicht unbedingt erforderlich.

Ein Blick auf die prozentuale Verteilung der Gesamtvortriebszeit (ohne Anfahrphase) für das Projekt Unterinntalbahnhof, Hauptbaulos H3-4 Tunnel Münster/Wiesing (Österreich 2006-09), siehe Abbildung 3.1, zeigt, dass die Summe aller unplanmäßigen Unterbrechungen (Wartezeiten) mit nahezu einem Drittel auch bei aktuellen Projekten immer noch einen großen Anteil haben. Eine Bauzeitverkürzung und damit Kostenersparnis könnte insbesondere durch eine Reduktion der Stillstandszeiten erreicht werden, wobei anteilig auch eine Optimierung des Verpresssystems und des dabei verwendeten Materials als ein entsprechendes Potential angesehen werden kann.

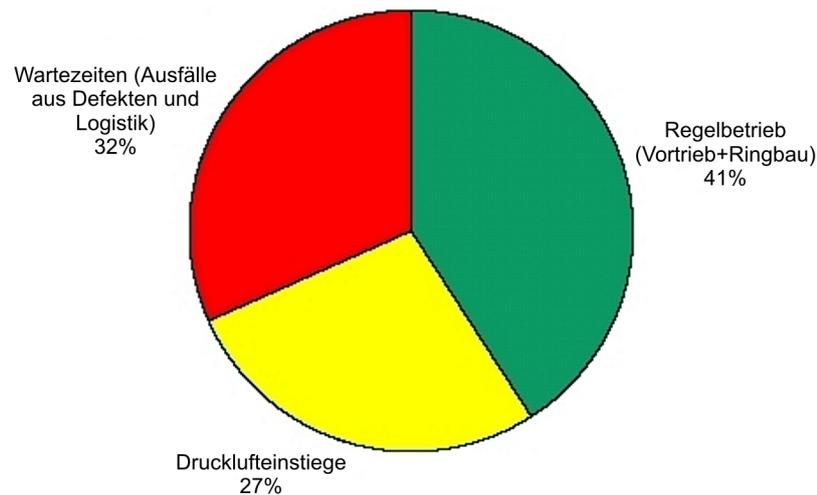


Abbildung 3.1: Verteilung der Vortriebszeit beim Tunnel Münster/Wiesing, nach Quelle: [86]

Zementfreie Mörtelsysteme stellen dabei eine besonders interessante Alternative dar, da sie im Gegensatz zu einem Zwei-Komponenten-Material (Zement-Bentonit-Suspension und Beschleuniger) keine Anpassung der auf der Schildmaschine zu installierenden Einrichtungen erfordern und daher auch nach Vortriebsbeginn jederzeit eine Umstellung von konventionellen, zementhaltigen auf zementfreien Mörtel und umgekehrt möglich ist.

3.1.2 Reduktion von Tübbingschäden

Neben dem Aspekt der Reduzierung zeitkritischer Abhängigkeiten hat unter anderem das Beispiel Herrentunnel Lübeck, siehe Seite 19, gezeigt, dass eine gute Abstimmung des Verpressgutes bei der Ringspaltverpressung schildvorgetriebener Tunnel helfen kann, Tübbingschäden zu verhindern oder zumindest zu reduzieren. Ziel sollte es daher sein, der Tübbingröhre möglichst früh nach dem Ausfahren aus der Maschine eine steife Bettung zu bieten.

Dies ist insbesondere erforderlich, um longitudinale Schnittgrößen, die aus der Schildmaschine (Eigengewicht und Vortriebspresenkräfte), den Nachläuferachsen und der Auftriebskraft im Frischmörtel resultieren, nah hinter dem Schildschwanz wieder in den Baugrund einzuleiten. Als analoges statisches Modell kann ein elastisch gebetteter Kragarm dienen, siehe Abbildung 3.2: Dessen Verformung am linken freien Ende (Schildmaschine) ist umso größer je länger er ist, ebenso steigt

sein Einspannmoment und damit die Belastung des Tübbingausbaus mit zunehmender Länge stark überproportional an.

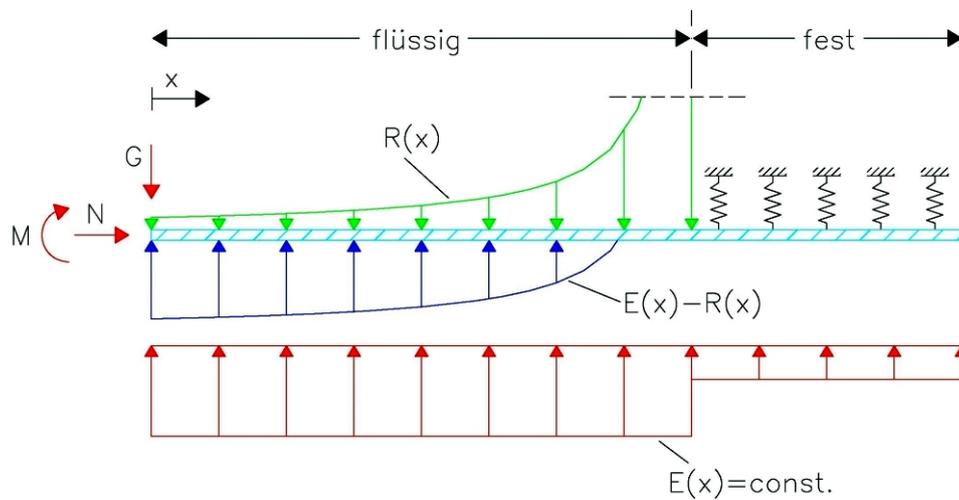


Abbildung 3.2: Statisches Modell

Zur Sicherstellung einer frühzeitigen Bettung wird von Auftraggeber-Seite oftmals eine hohe einaxiale Druckfestigkeit q_u , z.B. in Höhe von $q_u = 0,5 \text{ MN/m}^2$ bereits nach 24 Stunden gefordert, wobei dieser Parameter als Ersatzkennwert für die schwieriger zu ermittelnde Steifigkeit anzusehen ist und deutlich über eine sinnvolle geotechnische Anforderung hinausgeht. Da die meisten Tübbingschäden ohnehin bereits 5 bis 10 Ringe nach dem Ausfahren aus dem Schildschwanz zu registrieren sind, also bevor ein deutliches Ansteifen eines zementhaltigen Mörtels infolge Hydratation des Zementes erfolgt sein kann, stellt die genannte Forderung offenbar keine wirksame Maßnahme dar, um Tübbingschäden sicher vorzubeugen.

Wie bereits im Abschnitt 2.4 dargestellt, erfolgt im wasserdurchlässigen Baugrund eine Mörtelfiltration mit einhergehendem Scherfestigkeitszuwachs, was sich günstig auf die Bettungseigenschaften des Ringspaltmaterials auswirkt. Prinzipiell ist es somit denkbar, einen Mörtel zu verwenden, der allein durch diesen Vorgang seine kurzfristige und endgültige Steifigkeit und Scherfestigkeit gewinnt, also ein vollkommen zementfreies Mörtelmaterial.

3.2 Lösungsansatz

Während die Ausnutzung logistischer Vorteile bei der Verwendung von zementfreien Mörtelsystemen ein positiver Nebeneffekt ist, bedarf es einer genaueren Untersuchung der Faktoren, die eine zeitnahe Bettung der Tunnelröhre beeinflussen.

Zunächst wird dafür der in der Abbildung 2.9 vorgestellte Ansatz von BEZUIJEN und TALMON bezüglich der im Ringraum wirksamen Kräfte betrachtet: Das Einsetzen konkreter Werte für einen Tunnel mit einem Außendurchmesser $D = 9,00 \text{ m}$, Ringspaltweite $h = 15 \text{ cm}$ und Tübbingstärke 40 cm (Tübbingwichte $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$) zeigt, dass ein fließfähiger Mörtel mit einer Fließgrenze τ in der Größenordnung von $\tau = 0,5 \text{ kN/m}^2$ und Wichte $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$ nur etwa einem Viertel der entstehenden Einwirkung E (Auftriebskraft) unmittelbar, d.h. in der Ringebene, mit einem

Widerstand R entgegenwirken kann, da lediglich eine „verschmierte“ Tunnelwichte angesetzt werden kann:

Einwirkung E infolge Auftriebskraft:

$$\begin{aligned} E &= \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot (\gamma_{Moertel} - \gamma_{Tunnel}) \\ &= \frac{\pi}{4} \cdot 9,00^2 \cdot (20,0 - 4,08) = 1.013 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (3.1)$$

$$\text{mit: } \gamma_{Tunnel} = \left[\frac{\pi}{4} \cdot (9,00^2 - (9,00 - 2 \cdot 0,40)^2) \cdot 24,0 \right] / \left(\frac{\pi}{4} \cdot 9,00^2 \right) = 4,08 \text{ kN/m}^3$$

Der Widerstand R infolge Mörtelfließgrenze τ_F nach Abbildung 2.9 ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} R &= F_{max} = \tau_F \cdot (D^2 / \Delta r) \\ &= 0,5 \cdot (9,00^2 / 0,15) = 270 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (3.2)$$

Ein Gleichgewichtszustand für jeden einzelnen Tübbingring – unabhängig von der Lastabtragung in Längsrichtung – ist für die obenstehenden Annahmen aber möglich, wenn eine *nicht* konsolidierte Mörtelschichtdicke, siehe auch Abbildung 2.10, von lediglich noch $15 \cdot (270/1.013) \approx 4$ cm vorhanden ist. Mit einem Mörtelmaterial mit einer höheren Fließgrenze von $\tau_F \geq 1.013 \cdot 0,15/9,00^2 = 1,9$ kN/m² könnte ebenfalls ein Gleichgewichtszustand eingestellt werden, ein solches Material wäre aber nicht mehr fließfähig.

Ziel sollte es daher sein, das Mörtelmaterial so einzustellen, dass es in den Förderleitungen fließfähig ist und im Ringraum schnell an Steifigkeit und Scherfestigkeit infolge des Auspressens von Anmachwasser gewinnt.

3.3 Ziele

Die meisten im Kapitel 2 vorgestellten Arbeiten zur Ringspaltverpressung, allen voran die umfangreichen und tiefgehenden Analysen bei den niederländischen Tunnelbauprojekten seit etwa 1995 von BEZUIJEN und TALMON, beziehen sich auf die Beschreibung der Vorgänge bei der Ringspaltverpressung sowie deren Auswirkungen bezüglich der Druckverteilung (Flüssigkeitsdruck im Bauzustand und Erddruckverteilung im Endzustand) für die Bemessung der Tunnelschale und die zu erwartenden Verformungen des Baugrundes (Setzungen).

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen insbesondere die Eigenschaften des Mörtelmaterials im frischen und verfestigten, d.h. drainierten Zustand untersucht werden. Da vortriebsbedingte Einflüsse auf das Drainierungsverhalten von zementfreien Mörteln bisher lediglich auf der Grundlage von Erfahrungswerten berücksichtigt worden sind – dies betrifft vor allem die Dicke und Permeabilität eines Bentonit-Filterkuchens beim Flüssigkeitsschild, siehe die Auswertung der Druckmessungen

am Groene Hart Tunnel (Seite 31) – sollen auch bezüglich der Beschreibung der Stützdruckübertragung neue charakteristische Ansätze entwickelt werden, die keine auf der sicheren Seite liegende Annahmen für die Bewertung der Standsicherheit enthalten.¹

Ziel ist es, exaktere Anforderungen bezüglich der Materialeigenschaften zu definieren als die in Ausschreibungstexten oftmals geforderte hohe einaxiale Druckfestigkeit bereits im Alter von einem Tag. Auch die bereits in manchen LV-Anforderungen zu findende Formulierung „entsprechend den Eigenschaften des umliegenden Baugrunds“ stellt in sehr steifen Bodenformationen ein Kriterium dar, welches die Anwendung eines zementfreien Ringspaltmaterials einschränken bzw. unmöglich machen würde. Schließlich gilt es zu bedenken, dass auch in Schluffen und Tonen von nur weicher bis steifer Konsistenz Tunnel weitgehend mängelfrei erstellt worden sind.

3.4 Vorgehensweise

Im Laufe des Verarbeitungsprozesses muss ein zementfreies Mörtelmaterial zur Ringspaltverpressung vielfältigen Anforderungen genügen: Zunächst muss es pumpfähig sein um zum Einbauort – dem Ringspalt – zu gelangen. Dort soll es rasch drainieren um Festigkeit und Steifigkeit zu entwickeln, was letztlich zur Sicherstellung einer ausreichenden Bettung für den Endzustand, also über die gesamte Lebensdauer des Bauwerks erforderlich ist. Die vorliegende Arbeit ist daher zunächst in die vier nachfolgend genannten Prozessschritte gegliedert, die sich mit den verschiedenen relevanten Faktoren im einzelnen befassen. Diese sind:

1. der Einfluss der Ortsbruststützung,
2. die Frischmörteleigenschaften zur Gewährleistung der Pumpfähigkeit,
3. der Übergang von der Suspension zum Feststoff und
4. die Feststoff-Eigenschaften.

Zur Veranschaulichung und zur Bewertung, ob bestimmte Einflüsse unter praxisüblichen Randbedingungen einen signifikanten Einfluss haben, wird nachfolgend ein Beispieletunnel im wassergesättigten Lockergestein definiert, siehe Abbildung 3.3. Dabei handelt es sich um Abmessungen eines üblichen Eisenbahntunnel, im Konkreten werden folgende Annahmen getroffen:

- Ausbruchdurchmesser: $D = 9,00$ m
- Überdeckung: $1,5 \cdot D = 13,5$ m
- Flurabstand des Grundwassers: 2 m
- Ringspalthöhe: $\Delta r = 15$ cm
- Tübbingstärke: $h = 40$ cm

¹Im Zuge von Vortrieben mittels EPB-Schild werden bei Böden ohne ausreichend plastische Eigenschaften vielfältige, u.a. von THEWES und BUDACH [87] beschriebene Möglichkeiten der Konditionierung mittels Wasser, Schaum oder auch Bentonit [88] angewendet, um ein dickflüssiges bis schollig fließendes Stützmedium über eine Förder-schnecke durch die Druckwand fördern zu können. Da sich dieses innerhalb der Abbaukammer mit der radialen Ausbruchlaibung in Kontakt befindet, ist potentiell auch hier ein gewisser Einfluss auf das Drainierungsverhalten des Ringspaltmörtels beim späteren Verpressen der Schildschwanzfuge zu erwarten. Die Ausführungen in der vorliegenden Arbeit beschränken sich jedoch auf die Randbedingung „Schildvortrieb mit Flüssigkeitsstützung“.

- homogene Baugrundverhältnisse, Wichten $\gamma/\gamma' = 21,0/12,0 \text{ kN/m}^3$
- nichtbindiger Boden mit einem Winkel der inneren Reibung von $\varphi = 32,5^\circ$

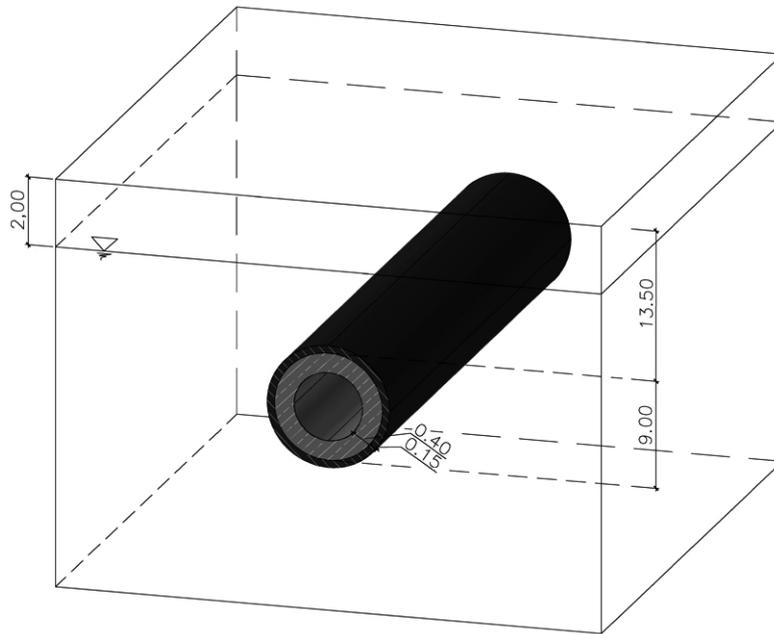


Abbildung 3.3: Bespieltunnel

Darüber hinaus werden bei verschiedenen Fragestellungen die vortriebsbegleitenden Daten des Projekts „City-Tunnel Leipzig“ aus den Jahren 2007-08 ausgewertet und die vorgestellten Beobachtungen und Ansätze dadurch entsprechend untermauert.

4 Einfluss der Ortsbruststützung

4.1 Allgemeines

Wie einführend bereits im Abschnitt 1.1 dargestellt, spiegelt die Flüssigkeitsstützung der Ortsbrust mittels Bentonitsuspension beim Hydroschildvortrieb bzw. mit Erdbrei beim Vortrieb mittels EPB-Maschine den Stand der Technik beim maschinellen Tunnelbau im Lockergestein wider. Ziel dieser Stützmaßnahmen ist es, ein Abgleiten des in der Abbildung 4.1 dargestellten, räumlichen Bruchkörpers an der Ortsbrust zu verhindern, um so die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tunnels und der darüber befindlichen Bebauung zu gewährleisten.

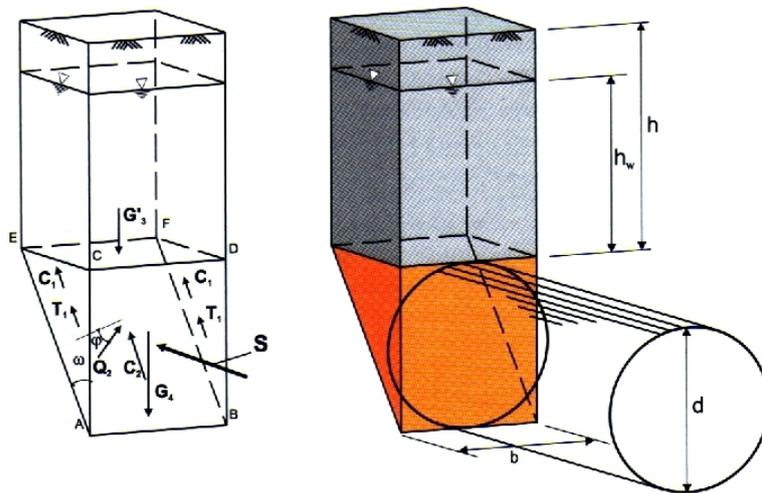


Abbildung 4.1: Bruchkörpermodell nach HORN, Quelle: [89]

Beim Tunnelvortrieb mittels Hydroschild wird der Baugrund an der Ortsbrust gelöst und mit dem in der Abbaukammer befindlichen Bentonitsuspension durchmischt. Durch Zuführung von frischer und Abpumpen von mit Boden aufgeladener Stützflüssigkeit im Sohlbereich der Abbaukammer ist beim Hydroschildvortrieb ein geschlossener Förderkreislauf vorhanden. Die Einregelung des Stützdrucks erfolgt über eine Druckluftblase zwischen Tauch- und Druckwand. Lediglich bei Vortriebsunterbrechungen, bei denen eine Entleerung der Abbaukammer erforderlich ist, z.B. zum Werkzeugwechsel, kommen alternative Stützmaßnahmen mittels Luftdruck und/oder hydraulisch ausfahrbare Verbauplatten zum Einsatz.

4.2 Erforderliche Stützdruckkraft

Der Nachweis der so genannten äußeren Standsicherheit erfolgt unter Verwendung der Bezeichnungen in E-DIN 4126 (Aug. 2004) durch einen Vergleich des ungünstig einwirkenden räumlichen

Erddrucks $E_{ah,k}$ und der günstigen wirksamen Stützkraft S_k , siehe Gleichung 4.1, wobei letztere im Falle des Eindringens der stützenden Flüssigkeit in das Korngerüst des Bodens gemäß Abbildung 4.2 gegenüber der hydrostatischen Stützdruckkraft $S_{H,k}$ abzumindern ist: Es darf somit nur der das Korn stützende Anteil innerhalb des abgleitenden Bodenkörpers 1-5-3-4-1 angesetzt werden. Einzelheiten zu den Stützmechanismen werden im nachfolgenden Abschnitt 4.3 erläutert.

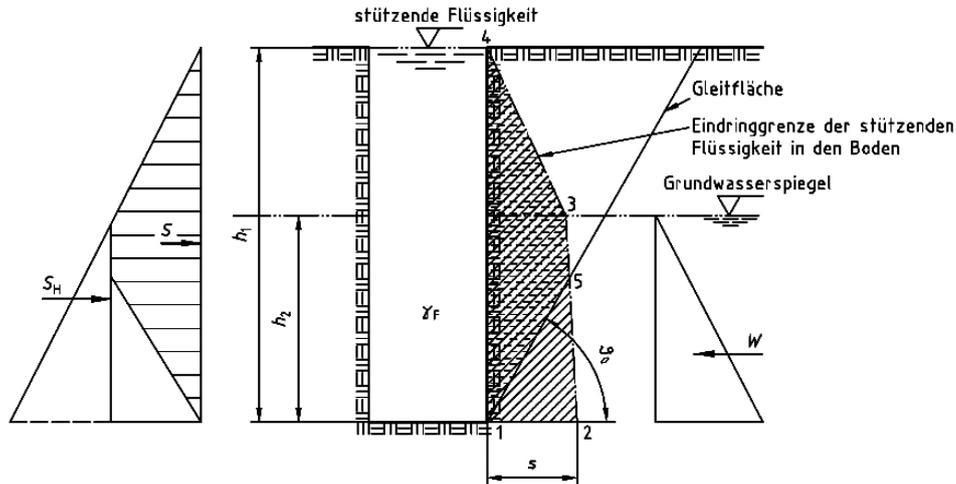


Abbildung 4.2: Wirksamer Stützdruck bei Suspensionsstagnation, Quelle: E-DIN 4126

Wie von BABENDERERDE und HAHN [89] aufgezeigt wird, erfolgt die Berechnung des an der Ortsbrust einwirkenden Erddrucks zweckmäßigerweise auf der Grundlage des in der Abbildung 4.1 dargestellten Bruchkörpermodells nach HORN, wobei ein räumlicher Siloerddruck angesetzt wird. Der obere prismatische Bruchkörper wird somit an allen 4 Seiten durch vertikale Scherspannungen gestützt und es wirkt nur ein geringer Anteil seiner Eigengewichtskraft (zzgl. etwaiger Oberflächenlasten) auf die Oberfläche des in die Ortsbrust einfallenden Erdkeils ein.

Die Annahme von $K = 0,8$ im Silobereich stellt dabei eine von MELIX [90] in Modellversuchen belegte Größenordnung dar, die bis zu einer Überlagerungshöhe von $h = 2,5 \cdot D$ verhältnismäßig gut approximiert und auf der sicheren Seite liegt. Nach v. TERZAGHI und JELINEK [91] sind mit $K = 1,0$ theoretisch auch höhere Werte möglich, was jedoch mit großen Relativverschiebungen und Setzungen an der Geländeoberfläche verbunden ist. Andere Berechnungsansätze, wie die im DWA-Arbeitsblatt ATV-A 161 [92] für Rohrvortriebe aufgeführten, beschränken aus diesem Grund den ansetzbaren Seitendruckbeiwert sogar auf $K = 0,5$. Wie von ANAGNOSTOU und KOVÁRI [93] belegt, würde mit $K = 0,8$ die Seitenreibung am unteren Teilbruchkörper – dem Keil – überschätzt, so dass auf der Grundlage ihrer Vergleichsberechnungen hier nur ein Wert von $K = 0,4$ gerechtfertigt erscheint. KIRSCH und KOLYMBAS [94] zeigen auf, dass es eine Vielzahl weiterer Ansätze gibt, die zu stark voneinander abweichenden Ergebnissen bezüglich der Größe der erforderlichen Stützdruckkraft, bis zu einem Faktor 10 und mehr führen.

Details zu den einzelnen Rechenschritten im Zuge einer solchen Stützdruckberechnung werden u.a. von GIRMSCHIED [95] ausführlich dargestellt, wobei zur Berechnung des einwirkenden räumlichen Erddrucks $E_{ah,k}$ eine Gleitflächenvariation gemäß dem COULOMB'schen Extremalprinzip erforderlich ist. Die numerische Lösung mittels Tabellenkalkulationsprogramm ist daher empfehlenswert und wurde u.a. im Rahmen der Diplomarbeit von EIMANNS [96] umgesetzt. Das Modell liefert für den im Abschnitt 3.4 beschriebenen Beispieltunnel in einem rolligen Boden mit einem inneren

Reibungswinkel von $\varphi_k = 32,5^\circ$ und den oben erwähnten Annahmen bezüglich des Seitendruckansatzes ($K = 0,8$ im Prismenbereich und $K = 0,4$ im Keilbereich) charakteristische Einwirkungen aus Erddruck von $E_{ah,k} = 1.494$ kN für einen maßgebenden Gleitflächenwinkel $\vartheta_a = 63,6^\circ$ bzw. aus Wasserdruck von $W_k = 10.179$ kN.

Des Weiteren kann bei Annahme eines Bodenkorndurchmessers $d_{10} = 0,8$ mm bei Verwendung einer Bentonitsuspension mit einem Tongehalt $g = 50$ kg/m³ und einer Fließgrenze $\tau_F = 15,8$ N/m², siehe Tabelle 4.2, das vorhandene Druckgefälle nach Gleichung 4.13 mit einem auf der sicheren Seite liegenden Faktor $a = 2,0$ zu $f_{SO} = 2,0 \cdot 15,8/0,8 = 39,5$ kN/m³ abgeschätzt werden, so dass im vorliegenden Fall eine Abminderung der wirksamen Stützdruckkraft über einen Beiwert $\eta_2 = 0,70$ für $f_{SO} \leq 50$ gemäß E-DIN 4126, Tabelle 2 zu berücksichtigen ist.

Unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten für ungünstige und günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand 1A, Lastfall 1 oder 2 nach DIN 1054 Berichtigung 4, ergibt sich eine ansetzbare, die Bodenkörner stützende Kraft S_k bzw. ein vorhandener auf das Korngerüst einwirkenden Stützdruck in Höhe der Tunnelachse Δp_m . Ein möglicher Anpassungsfaktor $\eta_0 = 1,20$ im Sinne eines erhöhten aktiven Erddrucks für bauliche Anlagen im kritischen Einflussbereich der flüssigkeitsgestützten Erdwand wird an dieser Stelle nicht bzw. mit dem Faktor $\eta_0 = 1,00$ angesetzt:

$$\begin{aligned} \eta_0 \cdot E_{ah,k} \cdot \gamma_{G,dst} &\leq \underbrace{\eta_2 \cdot (S_{H,k} - W_k)}_{S_k} \cdot \gamma_{G,st} & (4.1) \\ 1,00 \cdot 1.494 \cdot 1,05 &\leq S_k \cdot 0,95 \\ \rightarrow S_k &\geq 1.651 \text{ kN} \\ \Delta p_m &= \frac{S_k/\eta_2}{A_0} = \frac{1.651/0,70}{\pi/4 \cdot 9,00^2} = 37,1 \text{ kN/m}^2 \\ &\hat{=} 0,37 \text{ bar} \end{aligned}$$

Die erforderliche charakteristische hydrostatische Stützdruckkraft $S_{H,k}$ bzw. der erforderliche mittlere Suspensionsdruck in Höhe der Tunnelachse $p_{Susp,m}$ betragen somit:

$$\begin{aligned} S_{H,k} = \frac{S_k}{\eta_2} + W_k &= \frac{1.651}{0,70} + 10.179 = 12.538 \text{ kN} \\ \rightarrow p_{Susp,m} &= \frac{S_{H,k}}{A_0} = \frac{2.359 + 10.179}{\pi/4 \cdot 9,00^2} = 197,1 \text{ kN/m}^2 \\ &\hat{=} 1,97 \text{ bar} \end{aligned}$$

Ein Vergleich der Werte Δp_m und $p_{Susp,m}$ zeigt, dass der wirksame Stützdruckanteil Δp_m für den Beispieeltunnel mit Grundwasserpegel nahe der Geländeoberkante weniger als 20% des mittleren Gesamtdrucks (hydrostatischer Suspensionsdruck) $p_{Susp,m}$ ausmacht.

Neben den geotechnischen Sicherheitsbetrachtungen sind zur Festlegung des einzustellenden Stützdrucks während des Vortriebs auch maschinenspezifische Toleranzen zu berücksichtigen. Zu diesen zählt zum einen die Niveauschaltung in der Arbeitskammer, mit welcher der Suspensionspegel auf etwa ± 1 m eingeregelt werden kann. Entsprechend 1 m Wassersäulendifferenz ist demnach eine erste Korrektur von $p_{Susp}^+ = 0,1$ bar anzusetzen. Zum anderen ist auf der Grundlage von Maschinenherstellereangaben aufgrund von Mess- und Regelungsungenauigkeiten ein zusätzlicher pauschaler Sicherheitsabstand in der Größenordnung von $p_{Susp}^+ = 0,1$ bar erforderlich.

Unter der Annahme, dass alle benannten Sicherheitszuschläge nicht oder nur kurzzeitig zur Aufrechterhaltung der Ortsbruststützung erforderlich sind, kann davon ausgegangen werden, dass der auf das Korn übertragene Stützdruck Δp in der Größenordnung von $\Delta p = 0,36 + 0,10 + 0,10 = 0,56$ bar liegt. Dementsprechend werden nachfolgende experimentelle Untersuchungen mit einem Suspensionsdruck von $\Delta p = 0,5$ bar absolviert.

4.3 Stützdruckübertragung

Aufgrund des Überdrucks der Stützflüssigkeit gegenüber dem Grundwasserdruck kommt es zu einer Strömung desselben in Richtung des angrenzenden Gebirges. Je nach den Eigenschaften des Baugrunds und des Stützmediums liegt dabei entweder eine Stützdruckübertragung infolge Membranbildung oder über statische Schubspannungen, siehe Abbildung 4.3, vor. Als das Korn stützende Druck ist dabei der Druckanteil Δp wirksam, der sich aus der Differenz von Stützdruck p_{Susp} und Grundwasserdruck p_w ergibt: $\Delta p = p_{Susp} - p_w$.

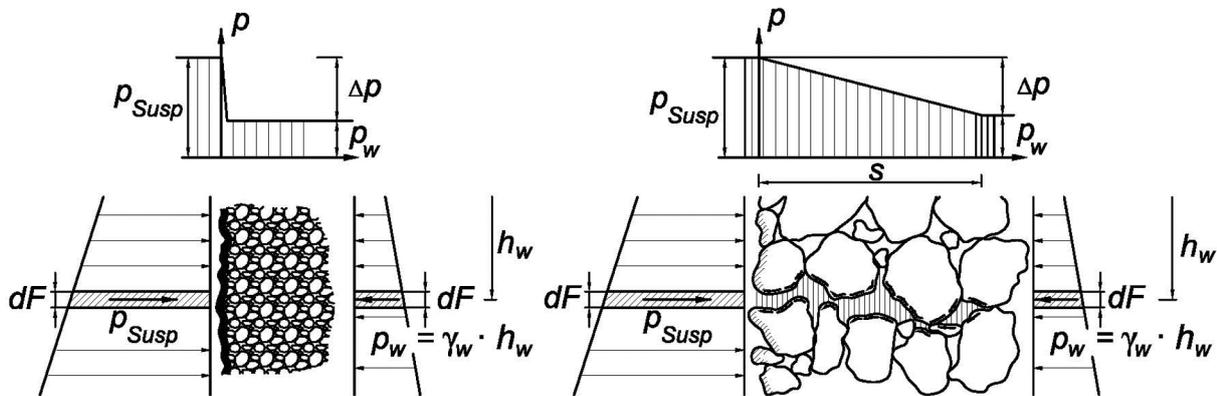


Abbildung 4.3: Mechanismen der Stützdruckübertragung, nach Quelle: [97]
links: Membranbildung, rechts: Statische Schubspannungen nach Suspensions-Stagnation

Während ein an der Ortsbrust anwachsender Filterkuchen aus den Feststoffanteilen der (ggf. regenerierten) Suspension bzw. der in den Boden eingedrungene Bentonitpfropfen durch das Rotieren des Schneidrades immer wieder zerstört wird, verbleibt im Gegensatz dazu das hinter den Räubern des Schneidrades radial abgelagerte Stützmedium an der Ausbruchlaibung bzw. im radial angrenzenden Bodenbereich.

Damit entsteht eine Grenzschicht, die gegenüber dem umgebenden Gebirge eine reduzierte Permeabilität aufweist und damit einen Einfluss auf den Drainierungsvorgang des Ringspaltmaterials beim anschließenden Verpressen der Schildschwanzfuge hat. Aus diesem Grund werden die beiden möglichen Mechanismen der Stützdruckübertragung nachfolgend zunächst kurz beschrieben und anschließend die Auswirkungen auf den Filtrationsvorgang des Ringspaltmörtels detaillierter analysiert und rechnerisch abgeschätzt.

Wie unter anderem von HAUGWITZ und PULSFORT [97] dargestellt, wird im Rahmen der Standsicherheitsnachweise suspensionsgestützter Erdwände nach E-DIN 4126 bei feinkörnigen Böden mit einem Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang $d_{10} \leq 0,2$ mm eine Filterkuchen-Membranbildung unterstellt, so dass in diesem Fall auf den Nachweis der Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern

oder Korngruppen verzichtet werden kann. Für gröbere Böden mit $d_{10} > 0,2$ mm ist ein genauere Nachweis der Stützkraftübertragung durch einen Vergleich des vorhandenen Druckgefälles f_{S0} mit dem erforderlichen Druckgefälle $f_{S0,1}$ unter Berücksichtigung entsprechender Teilsicherheitsbeiwerte zu erbringen: $f_{S0} \geq \gamma_{G,dst} \cdot f_{S0,1}$.

Diese normative Unterscheidung zwischen grobkörnigen und feinkörnigen Böden mit einem Grenzwert von $d_{10} = 0,2$ mm ist als eine auf der sicheren Seite liegende Annahme für die Nachweise der Standsicherheit anzusehen. Das Ziel dieser Arbeit – die Prognose einer erforderlichen Filtrationsdauer des Verpressmörtels im Ringraum – stellt im Sinne von DIN 1054 jedoch keine Grenzzustandsbedingung dar, so dass eine Betrachtung charakteristischer Werte und Randbedingungen an dieser Stelle sinnvoller erscheint.

4.3.1 Membranbildung

Die Stützdruckübertragung in feinkörnigen Böden erfolgt über Normalspannungen, d.h. die Flüssigkeitsdruckdifferenz Δp wird über eine nur gering wasserdurchlässige Filterkuchen-Membran aus Bentonitpartikeln auf die Oberfläche der Erdwand übertragen: $\Delta p = \Delta p_{Fk}$. Diese Membran ist (ebenso wie anteilig ggf. auch der Baugrund) als Filtermedium für den zu drainierenden Ringspaltemörtel anzusehen, d.h. das Porenwasser aus dem anwachsenden Filterkuchen muss auch diese angrenzenden Schichten durchströmen. Um die Drainierugsdauer des Verpressgutes zuverlässig abschätzen zu können, sind somit entsprechende Kenntnisse bezüglich deren Permeabilität erforderlich.

Der Einfluss der einzelnen Bereiche dieses zweistufigen Filtermediums kann anhand der jeweiligen Schichtstärken berücksichtigt werden, wobei Strömungswiderstände R_i , ausgedrückt durch den Quotienten von Schichtdicke h_i und zugehörigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_F definiert werden:

$$R_i = h_i / k_{F,i} \quad (4.2)$$

Für den Bentonit-Filterkuchen werden dabei zunächst Erfahrungswerte für die Filterkuchen- Enddicke und die Durchlässigkeit (siehe Seite 31) angesetzt, der Baugrund wird als wasserdurchlässig im Sinne von DIN 18130 mit einem k_F - Wert von $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s angenommen. Für die Angabe einer äquivalenten Schichtdicke des Baugrundes ist prinzipiell eine genauere Kenntnis der Potentialdifferenzen erforderlich, in einer ersten Abschätzung kann aber, bezogen auf die Tunnelfirste des Beispieletunnels aus Abschnitt 3.4, die Distanz zum Grundwasserhorizont angesetzt werden.

Bentonit-Filterkuchen: $h_{Fk} = 2,5$ mm, $k_{F,Fk} = 1,0 \cdot 10^{-10}$ m/s

$$R_{Bent} = 2,5 \cdot 10^{-3} / 1,0 \cdot 10^{-10} = 2,5 \cdot 10^7 \text{ s}$$

Baugrund: $h_{Baugrund} = 11,5$ m, $k_{F,Baugrund} = 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s

$$R_{Boden} = 11,5 / 1,0 \cdot 10^{-5} = 1,15 \cdot 10^6 \text{ s}$$

Ein Vergleich der Werte zeigt auf, dass der Strömungswiderstand des umliegenden Baugrundes etwa um den Faktor 20 geringer ist als jener des Bentonit-Filterkuchens und somit bei diesen Randbedingungen, also bis zu einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von etwa $k_F = 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, auch

als ideal-durchlässig mit $k_F = \infty$ angesehen werden kann. Entsprechend vereinfacht, d.h. ohne den Widerstand eines Filtermediums, kann die Differentialgleichung 4.3 des vorliegenden Filtrationsvorgangs mit einhergehendem Filterkuchenwachstum für einen vergleichbar durchlässigen Untergrund, wie er in den nachfolgenden Ausführungen dieses Kapitels 4 lediglich betrachtet werden soll, formuliert werden.

Wie unter anderem von HÖFLINGER und PONGRATZ [98] dargestellt, bildet die Formulierung von DARCY zur Beschreibung der Durchströmung poröser Schichten dafür die Grundlage. Demnach ist der differentielle Filtratwasserdurchfluss dV/dt bei gegebener Filterfläche A und konstantem Potentialunterschied Δh infolge Druckdifferenz $\Delta p = \Delta h \cdot \gamma_w$ vom (stetig anwachsenden) Filterkuchenwiderstand $R_{Fk} = h_{Fk}/k_{F,Fk}$ abhängig:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{A \cdot \Delta h}{h_{Fk}(t)/k_{F,Fk}} \quad (4.3)$$

Anstelle des Filtratvolumens V kann zunächst eine Angabe der durch das Auspressen von Filtratwasser hervorgerufenen „Setzung“ s erfolgen: $s = V/A$. Des Weiteren kann diese als bezogener Volumenverlust a_v infolge Drainierung aufgefasst und auf die anfängliche Dicke h_0 der Frischsuspension bezogen werden: $s = a_v \cdot h_0$. Bei Annahme eines inkompressiblen Filterkuchens entspricht die dabei entstandene Filterkuchendicke h_{Fk} gerade dem Anteil $h_{Fk} = h_0 - s = (1 - a_v) \cdot h_0$, so dass die obenstehende Gleichung 4.3 auch folgendermaßen dargestellt werden kann:

$$\frac{dh_{Fk}}{dt} \cdot \frac{a_v}{1 - a_v} = \frac{\Delta h}{h_{Fk}(t)/k_{F,Fk}} \quad (4.4)$$

Trennung der Variablen und Integration für (zeitweise) konstanten Potentialunterschied $\Delta h = \Delta p/\gamma_w = \text{const.}$ infolge Stützdruck Δp liefert zunächst die erforderliche Filtrationsdauer t und schließlich durch Umformung die zeitabhängige Filterkuchendicke h_{Fk} .

$$dt = \frac{a_v}{1 - a_v} \cdot \frac{1}{\Delta h} \cdot \left(\frac{h_{Fk}(t)}{k_{F,Fk}} \right) \cdot dh_{Fk} \quad (4.5)$$

$$t = \frac{a_v}{1 - a_v} \cdot \frac{1}{\Delta h} \cdot \left(\frac{1/2 \cdot h_{Fk}^2}{k_{F,Fk}} \right) \quad (4.6)$$

$$\rightarrow h_{Fk} = \sqrt{2 \cdot \frac{1 - a_v}{a_v} \cdot \Delta h \cdot k_{F,Fk} \cdot \Delta t} \quad (4.7)$$

Bei Vernachlässigung der Porenzahl- und Durchlässigkeitsänderung für ein geringeres Spannungsniveau können die erforderlichen Kennwerte $(1 - a_v)/a_v$ und $k_{F,Fk}$ am einfachsten aus Filterpressenversuchen nach E-DIN 4126 an der Stützflüssigkeit im Zuge der vortriebsbegleitenden Qualitätssicherung ausgewertet werden. $(1 - a_v)/a_v$ entspricht dabei, wie obenstehend aufgeführt, dem Verhältnis von Filterkuchendicke h_{Fk} zur Setzung s : $(1 - a_v)/a_v = (h_{Fk} \cdot A)/V$. Somit gilt:

$$k_{F,Fk} = \frac{V/A \cdot h_{Fk} \cdot \gamma_w}{2 \cdot t \cdot \Delta p} \quad (4.8)$$

Das Einsetzen der nach API genormten Randbedingungen in Bezug auf den Filterpressenquerschnitt von $A = 45,1 \text{ cm}^2$, den Filtrationsdruck von $\Delta p = 7,0 \text{ bar} \hat{=} \Delta h = 70 \text{ m}$ und die Versuchsdauer von $t = 7,5 \text{ min}$ liefert folgende einfach zu handhabende Gleichung 4.9, in der das im Standzylinder aufgefangene Filtratvolumen V in [ml] und die zu messende Filterkuchenhöhe auf dem Filterpapier nach Versuchsende h_{Fk} in [mm] einzusetzen ist:

$$k_{F,Fk} = 3,52 \cdot 10^{-12} \cdot V \cdot h_{Fk} \quad (4.9)$$

mit: V [ml] ; h_{Fk} [mm]

Insbesondere bei regenerierten Suspensionen beträgt die Filterkuchenhöhe im Allgemeinen mehrere Millimeter, so dass eine Messung mit einer Abweichung von $\Delta h_{Fk} = \pm 0,5 \text{ mm}$ hinreichend genaue k_F -Werte liefern kann. Beispielsweise ist für eine typische regenerierte Arbeitssuspension $h_{Fk} = 4 \text{ mm}$ und $V = 30 \text{ ml}$, so dass die Permeabilität mit $k_F = 3,52 \cdot 10^{-12} \cdot 4 \cdot 30 = 4,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ beziffert werden kann. Gegebenenfalls kann die Filtrationsdauer (mit entsprechender Anpassung der obenstehenden Gleichung 4.9) verlängert werden, bis eine ausreichende Filterkuchenmasse vorliegt. Da es sich bei der Kuchenfiltrationsgleichung 4.7 um eine Wurzelfunktion handelt, liegt nach einer verdoppelten Versuchsdauer ein um den Faktor $\sqrt{2}$ dickerer Filterkuchen vor.

Eine exaktere Ermittlung der Filterkuchenhöhe h_{Fk} kann indirekt über die Bestimmung des Wassergehaltes des Filterkuchens (ohne Filterpapier und nach Abstreifen anhaftender Suspension) durch Ofentrocknung nach DIN 18121-1 erfolgen. Da vorausgesetzt werden kann, dass der Filterkuchen wassergesättigt ist, besteht folgender Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt w und der Filterkuchendichte ρ_{Fk} :

$$\rho_{Fk} = \frac{1 + w}{1/\rho_s + w/\rho_w} \quad (4.10)$$

Schließlich ergibt sich die Filterkuchenhöhe h_{Fk} aus der ebenfalls bekannten Feuchtmasse G_f :

$$h_{Fk} = \frac{G_d + G_w}{\rho_{Fk} \cdot A} \quad (4.11)$$

Eine Auswertung des Suspensionsprotokolls (siehe Tabelle 4.1) für die Vortriebsbereiche des City-Tunnels Leipzig in denen auch Druckmessungen im Ringraum durchgeführt wurden – entsprechende Auswertungen werden im Unterabschnitt 6.4.3 vorgestellt – zeigt die Größenordnung der Filterkuchenpermeabilität auf: Demnach ist diese bei den Frischsuspensionen mit etwa $k_F = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ ca. eine Zehnerpotenz niedriger als bei den regenerierten Arbeitssuspensionen, deren Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte im Bereich von $1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} < k_F < 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ (Mittelwert $\bar{x} = 4,1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$, Variationskoeffizient $\sigma/\bar{x} = 33 \%$) liegen. Über eine entsprechende Größenordnung berichtet auch ARWANITAKI bei der Herstellung von Schlitzwänden [113].

Die Höhenverhältnisse h_{Fk}/s sind für die in der Tabelle 4.1 aufgelisteten Vortriebe sowie auch weitere Bereiche in Abbildung 4.4 dargestellt. Demnach besteht eine tendenzielle Abhängigkeit dieses den Filtrationsvorgang beeinflussenden Parameters von der Suspensionsdichte ρ , d.h. bei

Tabelle 4.1: Auszug aus dem Suspensionsprotokoll vom „City-Tunnel Leipzig“

Vortrieb Nr.	F/A ¹	Dichte ρ [t/m ³]	Filtrat- wasser V [ml]	Filter- kuchen h_{Fk} [mm]	Höhen- verhältnis h_{Fk}/s [-]	Wasserdurchl.- Beiwert k_F [m/s]	Anmerkungen
1.000	F	1,05	11	0,5	0,21	$1,94 \cdot 10^{-11}$	vor Vortriebsbeginn
1.000	A	1,03	35	3	0,39	$3,70 \cdot 10^{-10}$	-
1.003	A	1,07	32	4	0,56	$4,50 \cdot 10^{-10}$	-
1.197	A	1,33	27	5	0,84	$4,75 \cdot 10^{-10}$	-
1.203	A	(1,24)	(16)	(2)	(0,56)	$(1,13 \cdot 10^{-10})$	nach 10 Tagen Stillstand
1.280	A	1,27	33	5	0,68	$5,81 \cdot 10^{-10}$	-
2.100	F	1,08	7	1	0,64	$2,46 \cdot 10^{-11}$	-
3.229	F/A	(1,09)	(19)	(1)	(0,24)	$(6,69 \cdot 10^{-11})$	-
4.331	A	1,17	43	3	0,31	$4,54 \cdot 10^{-10}$	-
5.203	A	1,20	29	4	0,62	$4,08 \cdot 10^{-10}$	-
6.232	A	1,15	33	3	0,41	$3,84 \cdot 10^{-10}$	-
	A	1,17	33	4	0,54	$4,46 \cdot 10^{-10}$	Mittelwerte für A-Susp. ²

¹ Prüfung der Frischsuspension (F), Prüfung der Arbeitssuspension (A)

² Die eingeklammerten Werte wurden bei der Mittelwertbildung nicht berücksichtigt.

erhöhter Feststoffaufladung der Stützflüssigkeit wächst infolge des Abströmens einer bestimmten Menge an Filtratwasser in das den Tunnel umgebende Gebirge eine dickere Filterkuchenschicht h_{Fk} an als bei geringer Feststoffaufladung. Folglich ist der absolute Strömungswiderstand $R_{Fk} = h_{Fk}/k_{F,Fk}$ für das anschließend abzuführende Anmachwasser aus dem Ringspaltmörtel entsprechend größer.

Die relativ große Streuung der im Diagramm eingezeichneten Wertepaare für die gebrauchte Suspension ist vermutlich auf die unterschiedliche Mineralogie der beteiligten Kornanteile zurückzuführen. Aufgrund des sehr hohen Wasseraufnahmevermögens des Bentonits infolge Hydrathüllenbildung entsteht bei dessen Filtration aus der Suspension ein Filterkuchen mit sehr großer Porosität n und hohem Wassergehalt w : In eigenen Versuchen wurden dabei Werte von bis zu $w = 800\%$ bei Filterkuchen aus frischen Bentonitsuspension ermittelt, so dass in Bezug auf den geringen Feststoffanteil relativ große Filterkuchenhöhen gemessen wurden. Die Bodenfeinkornanteile in der regenerierten Suspension tragen ebenfalls zur Erhöhung der Suspensionsdichte bei, können aber im Vergleich zum Bentonit nicht so viel Wasser binden.

Dass absolut eine höhere Permeabilität zu verzeichnen ist, kann damit begründet werden, dass der relativ weite Porenraum der Schluff- und Sandkornanteile nur teilweise mit Tonpartikeln ausgefüllt ist und somit insgesamt weitere Strömungskanäle für die Abführung von Filtratwasser zur Verfügung stehen als bei einem Filterkuchen allein aus Bentonit.

Eine rechnerische Abschätzung der zu erwartenden Filterkuchenhöhen h_{Fk} und Filterkuchenwiderstände $R_{Bent} = h_{Fk}/k_{F,Bent}$ nach einer Filtrationszeit von $t = 8$ h – entsprechend der Zeitspanne zwischen Bodenabbau an der Ortsbrust und Ringraumverpressung – und einem Filtrationsdruck infolge wirksamem Stützdruck von $\Delta p = 0,5$ bar kann mit Hilfe der Gleichungen 4.9 und 4.7 erfolgen, wobei exemplarische Werte aus Filterpressenversuchen nach E-DIN 4126 an einer Frischsuspension bzw. regenerierten Arbeitssuspension angesetzt werden:

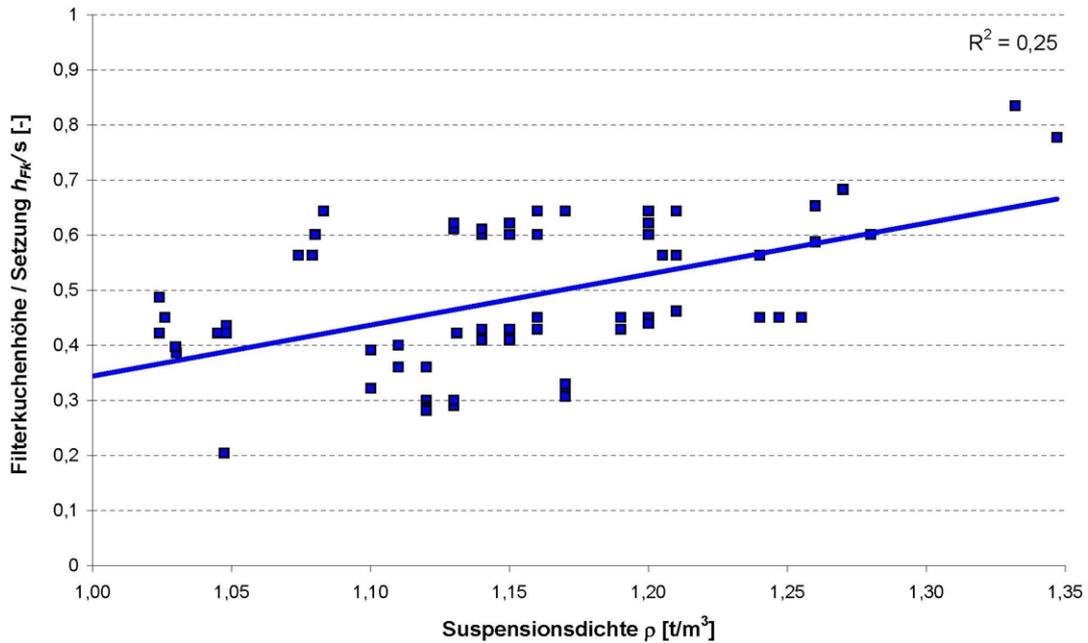


Abbildung 4.4: Abhängigkeit des Höhenverhältnisses h_{Fk}/s von der Suspensionsdichte ρ für ausgewählte Vortriebsabschnitte beim „City-Tunnel Leipzig“ auf Grundlage von Filterpressenversuchen

Frischsuspension: $h_{Fk} = 1 \text{ mm}$; $V = 15 \text{ ml}$

$$\begin{aligned}
 k_{F,Fk} &= 5,28 \cdot 10^{-11} \text{ m/s} \\
 h_{Fk}/s &= \frac{0,1}{15/45,1} = 0,30 \\
 \rightarrow h_{Fk,8h} &= \sqrt{2 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 5,28 \cdot 10^{-11} \cdot (8 \cdot 60 \cdot 60)} = 2,14 \text{ mm} \\
 R_{Bent} &= \frac{2,14 \cdot 10^{-3}}{5,28 \cdot 10^{-11}} = 4,05 \cdot 10^7 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Regenerierte Arbeitssuspension: $h_{Fk} = 4 \text{ mm}$; $V = 30 \text{ ml}$

$$\begin{aligned}
 k_{F,Fk} &= 4,22 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} \\
 h_{Fk}/s &= \frac{0,4}{30/45,1} = 0,60 \\
 \rightarrow h_{Fk,8h} &= \sqrt{2 \cdot 0,60 \cdot 5 \cdot 4,22 \cdot 10^{-10} \cdot (8 \cdot 60 \cdot 60)} = 8,54 \text{ mm} \\
 R_{Bent} &= \frac{8,54 \cdot 10^{-3}}{4,22 \cdot 10^{-10}} = 2,02 \cdot 10^7 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Es zeigt sich also, dass sich die 8-fach höhere Durchlässigkeit der regenerierten Arbeitssuspension wegen des absolut dickeren Filterkuchens nicht in voller Größe in Bezug auf den Strömungswiderstand R an der Ausbruchlaibung bemerkbar macht: Auf Grundlage des obigen Zahlenbeispiels ist hier etwa mit einer Halbierung zu rechnen.

Während die Ermittlung des k_F -Wertes mittels der zuvor dargestellten Auswertung von Parametern aus dem Filterpressenversuch nach E-DIN 4126 lediglich eine näherungsweise Ableitung aus theoretisch bekannten Zusammenhängen darstellt, ist es wie nachfolgend beschrieben auch möglich,

eine direkte Messung der Filterkuchenpermeabilität vorzunehmen. Dabei wird die zu untersuchende Stützflüssigkeit unter dem Druckniveau p in der Filterpresse filtriert, das dem wirksamen Stützdruck Δp in der Abbaukammer, also dem Stützdruck p_{Susp} abzüglich Grundwasserdruck p_w entspricht: $p = \Delta p = p_{Susp} - p_w$.

Da die Filterkuchenhöhe h_{Fk} und damit der Strömungswiderstand R_{Bent} einer solchen Membran mit der Zeit t stetig anwächst, ist eine Festlegung des maßgebenden Filterkuchenalters erforderlich: In Bezug auf die Prognose der zu erwartenden Drainierungszeit eines Ringspaltmörtels ist die ggf. regenerierte Stützflüssigkeit also über eine Zeitdauer zu filtrieren, die der Zeitspanne Δt zwischen dem Abbau des Bodens mittels Schneidrad und dem Einsetzen der Ringspaltverpressung in einem betrachteten Streckenquerschnitt entspricht. In einer ersten, groben Abschätzung kann diese aus der mittleren Vortriebsgeschwindigkeit \bar{v} und der Schildlänge L_{TVM} abgeleitet werden: $\Delta t = L_{TVM}/\bar{v}$. Detailliertere Betrachtungen hierzu werden im Unterabschnitt 6.4.1 vorgestellt.



Abbildung 4.5: Einfüllen von Wasser für den Durchlässigkeitsversuch in der Filterpresse

Nach dieser Zeitspanne Δt wird die überschüssige, noch nicht filtrierte Suspension aus der Filterpresse abgegossen und vorsichtig Wasser auf den Filterkuchen gegeben, siehe Abbildung 4.5. Mittels anschließender erneuter Druckbeaufschlagung unter einem Druck p entsprechend der Druckdifferenz Δp_0 im Zuge der Ringraumverpressung – näheres zur Abschätzung der Größe dieses Druckanteils folgt im Abschnitt 4.5.1 – strömt dieses Wasser infolge eines konstanten hydraulischen Gefälles $i = \Delta h/\Delta l$ mit $\Delta h = p/\gamma_w$ durch das Filterkuchenmaterial mit der Querschnittsfläche A und der Dicke $h_{Fk} = \Delta l$.

Anhand des kontinuierlich, z.B. mittels elektronischer Wägezelle (Teilung des verwendeten Messsystems $V_w^+ \approx 0,05$ ml) zu messenden Wasservolumenstroms q kann der Strömungswiderstand $R_{Bent} = h_{Fk}/k_{F,Fk}$ aus dem bekannten Zusammenhang nach DARCY zwischen hydraulischem Gefälle i und Filtergeschwindigkeit $v = q/A$ mit nachstehender Gleichung 4.12 berechnet werden. R_{Bent} bezeichnet demnach jene Zeitdauer, die 1 m^3 Wasser zum Durchströmen der betrachteten Schicht mit einer Fläche von $A = 1 \text{ m}^2$ bei einer Potentialdifferenz von $\Delta h = 1 \text{ m}$ benötigt.

$$q = A \cdot k_{F,Fk} \cdot i$$

$$\begin{aligned}
 &= A \cdot k_{F,Fk} \cdot \frac{1}{\Delta l} \cdot \Delta h \\
 \rightarrow R_{Bent} &= \frac{A \cdot \Delta h}{q} \quad (4.12)
 \end{aligned}$$

Ein entsprechendes Beispiel mit Messwerten eines solchen Durchlässigkeitsversuches an einem Suspensions-Filterkuchen (generiert aus einer Bentonitsuspension mit $\rho_{Susp} = 1,15 \text{ t/m}^3$ und einem Tongehalt von $g = 40 \text{ kg/m}^3$ zzgl. Aufladung mit einem schluffigen Feinkornmaterial in Form von Quarzmehl mit $d_{50} = 23 \mu\text{m}$) ist in der Abbildung 4.6 dargestellt. Der vorangegangene Filtrationsvorgang erfolgte unter einem Druck von $p = 0,5 \text{ bar}$ über eine Dauer von 6 Stunden.

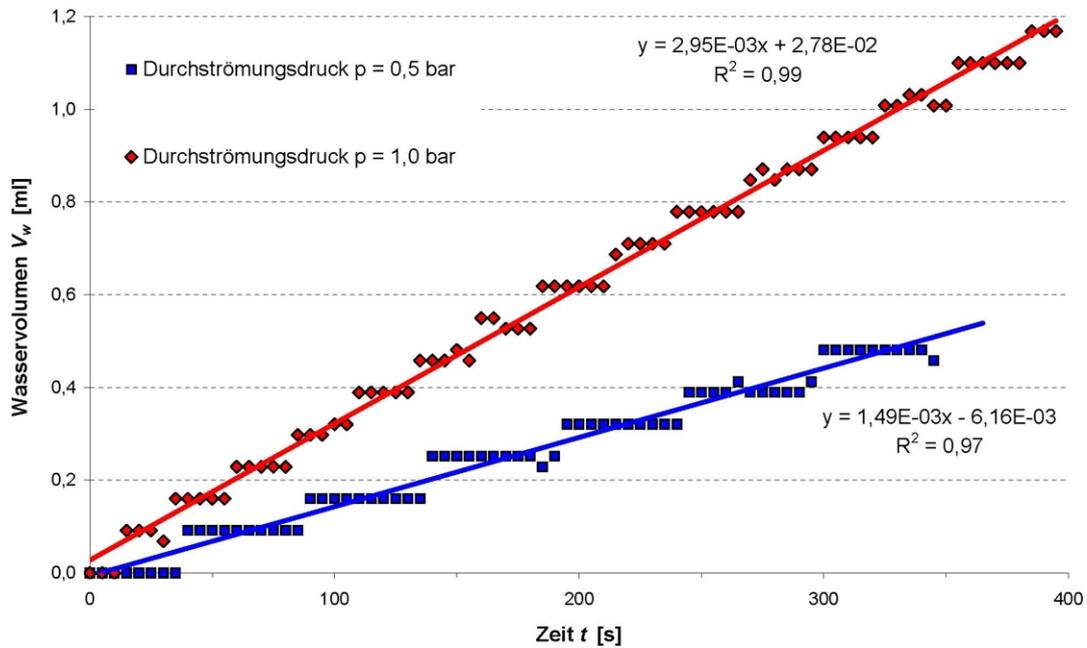


Abbildung 4.6: Filtratwassermenge im Durchlässigkeitsversuch in der Filterpresse

Es zeigt sich, dass das Gesetz von DARCY auch im vorliegenden Fall Gültigkeit hat, d.h. bei verdoppeltem hydraulischen Gefälle i infolge Druckerhöhung ist auch etwa die doppelte Durchflussmenge $q = \Delta V_w / \Delta t$ zu verzeichnen. Einsetzen der Regressionsergebnisse sowie des normativ festgelegten Filterpressenquerschnitts $A = 45,1 \text{ cm}^2$ und des Potentialunterschiedes infolge Druckbeaufschlagung von $\Delta h = p / \gamma_w = 5$ bzw. 10 m in Gleichung 4.12 liefert $R_{Bent} = 4,51 \cdot 10^{-3} \cdot 5,00 / 1,49 \cdot 10^{-9} = 1,51 \cdot 10^7 \text{ s}$ bzw. $R_{Bent} = 4,51 \cdot 10^{-3} \cdot 10,00 / 2,95 \cdot 10^{-9} = 1,53 \cdot 10^7 \text{ s}$.

4.3.2 Suspensions-Stagnation

Ist keine ausreichende mechanische Filterfestigkeit vorhanden, so dringt die Stützflüssigkeit um ein Maß s (sog. Stagnationstiefe) in den Porenraum des Bodens ein und der Druckanteil Δp wird über statische Schubspannungen auf das Korngerüst übertragen: $\Delta p = \Delta p_{Stag}$. In dieser Bodenzone herrscht somit ein Druckgefälle $f_{S0} = \Delta p / s$ vor, das analog zum Strömungsverhalten reinviskoser Flüssigkeiten, bei denen eine Schubspannungsübertragung auf das Korngerüst durch dynamische Strömungsanteile erfolgt, als eine Art Strömungsmassenkraft aufgefasst werden kann.

Nach Gleichung 4.13 kann die Eindringtiefe s als Funktion der Fließgrenze τ_F der Stützflüssigkeit und der Weite des Porenkanals – berücksichtigt durch den maßgebenden Korndurchmesser d_{10} – angesehen werden. Nach den Versuchen von RUPPERT [99], der das Eindringverhalten von Bentonit-suspensionen bereits zu Beginn der 1980er Jahre untersucht hat, ist der Faktor a (mit $2,5 < a < 4,0$ in den erwähnten Versuchsreihen und mit $a = 2,0$ als auf der sicheren Seite liegender Wert nach E-DIN 4126) von der Bentonitsorte abhängig, zudem ist die lineare Beziehung zwischen s und d_{10} nur näherungsweise erfüllt. Eine Übertragung des Faktors a aus Eindringversuchen an einem grobkörnigen Boden auf einen feineren liegt experimentell bestätigt auf der sicheren Seite, weshalb auch im i_0 -Gerät (Permeameter) nach MÜLLER-KIRCHENBAUER aus E-DIN 4126 ein sehr grober und einkörniger Referenzboden ($d_{10} = 6,3$ mm) Verwendung findet, um den Faktor a zu bestimmen.

$$s = \frac{\Delta p_{Stag}}{f_{so}} \approx \Delta p_{Stag} \cdot \frac{d_{10}}{a \cdot \tau_F} \quad (4.13)$$

mit: $a = 2,0$ nach E-DIN 4126

Wie von WEISS [100] zusammengefasst, können die gefundenen Abweichungen von der Theorie vier Gründe haben, wovon insbesondere die beiden erstgenannten als die einflussreichsten angesehen werden können:

1. „Die für das Eindringverhalten verantwortliche Fließgrenze $\text{dyn } \tau_F$ stimmt nicht ausreichend genau mit der nach 1 Minute thixotroper Verfestigung gemessenen Fließgrenze τ_F überein.“
2. „Die Fließgeschwindigkeit darf bei der Messung des Stagnationsgradienten nicht vernachlässigt werden, weil die kinetische Energie der bewegten Flüssigkeit Einfluss auf das Messergebnis hat.“

Nach eigenen Überlegungen ist der Vorgang des Einströmens der Stützflüssigkeit in den Porenkanal des Bodens davon geprägt, dass eine Druckdifferenz Δp zu Beginn, d.h. für $l \approx 0$, nicht allein über statische Schubspannungen infolge der Fließgrenze τ_F auf die Wandung des Porenkanals übertragen werden kann, sondern auch viskose Schubspannungsanteile wirksam sein müssen, die zum Kräftegleichgewicht beitragen. Der Betrag der insgesamt wirksamen Schubspannung τ ergibt sich dabei nach dem Fließgesetz von BINGHAM in Abhängigkeit vom Geschwindigkeitsgefälle $\dot{\gamma}$ anteilig aus der Fließgrenze τ_F und der plastischen Viskosität η_{pl} :

$$\tau = \tau_F + \eta_{pl} \cdot \dot{\gamma} \quad (4.14)$$

Mit fortschreitender Bentonitfront wird die konstante Druckdifferenz Δp über eine immer größere Porenkanallänge l auf die Wandung eines (idealisiert kreisrunden und gerade gestreckten) Porenkanals übertragen, so dass sich der Wert der Wandschubspannung τ allmählich reduziert. Aufgrund der konstanten Größen von τ_F und η_{pl} in der Gleichung 4.14 muss sich damit das Geschwindigkeitsgefälle $\dot{\gamma}$ und so auch die Eindringgeschwindigkeit vermindern, wodurch der Maximalwert der Eindringung – ausgedrückt durch die Stagnationslänge s – asymptotisch und nicht etwa abrupt erreicht wird.

Mit der Verlangsamung der Strömung geht bereits eine erste Strukturverfestigung der Bentonit-suspension einher, so dass ein unterer Grenzwert der Fließgrenze in der Größe der dynamischen Fließgrenze $\tau_{F,dyn}$ unwahrscheinlich gering erscheint und der Auffassung von WEISS zugestimmt werden kann, dass „die Größe f_{SO} nicht von der Fließgrenze dyn τ_F , sondern von einer Fließgrenze mit der Zeit der thixotropen Verfestigung um oder über 1 min bestimmt wird.“

Thixotrope Verfestigung

Bentonitsuspensionen verfügen bekanntermaßen über ein hohes Potential an thixotroper Verfestigung, d.h. die Fließgrenze steigt ohne Scherbeanspruchung an. Die Schlitzwandnorm E-DIN 4126 geht dabei von einer dynamischen Fließgrenze $\tau_{F,dyn}$ als unterem und einer sog. statischen Fließgrenze $\tau_{F,stat}$ als oberem Grenzwert aus, siehe Abbildung 4.7.

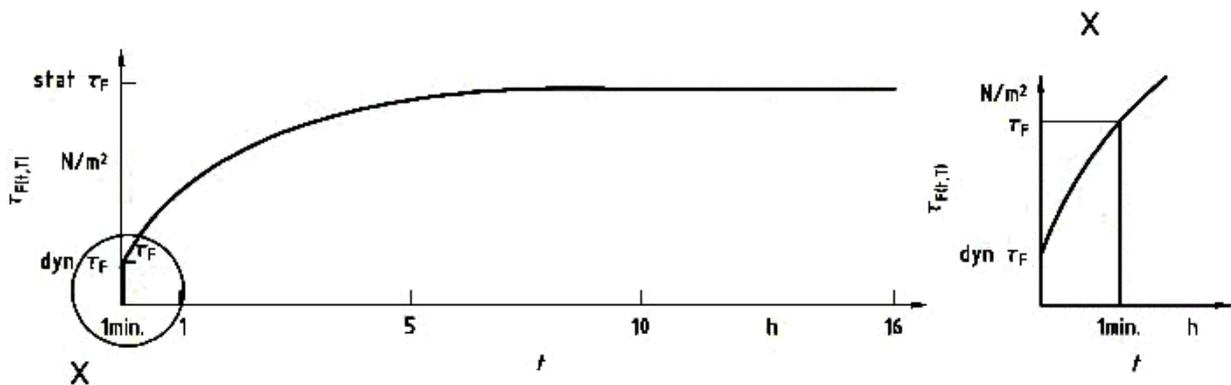


Abbildung 4.7: Normative Idealisierung der thixotropen Verfestigung, Quelle: E-DIN 4126

Um die Verfestigung der Stützflüssigkeit an der Ausbruchlaibung im Ringraum zwischen der initialen Eindringung in den Porenraum des Bodens im Bereich des Schneidrads und dem Passieren des Schildschwanzes mit Ringraumverpressung zu quantifizieren, wurden neben der Ermittlung baustellenüblicher Standard-Parameter auch detaillierte Suspensionsprüfungen bis zu einem Alter von 16 Stunden mittels Pendelgerät nach E-DIN 4126 an Suspensionen mit einem üblichen Vortriebsbentonit (aktivierter Natriumbentonit aus bayrischen Lagerstätten) absolviert, siehe Tabelle 4.2.

Da das Verfahren der E-DIN 4126 zur Abschätzung der dynamischen Fließgrenze und Viskosität aus den Auslaufzeiten des Marsh-Trichters keine zufriedenstellenden Ergebnisse lieferte¹, wurde das Pendelgerät auch zur Messung der dynamischen Fließgrenze $\tau_{F,dyn}$ herangezogen. In Abweichung von den Angaben der Norm, nach welcher der Pendelfaden bis zum Erreichen der Endposition mindestens einen Weg von 150 mm (entsprechend einer Zeitdauer von etwa 5 Sekunden) an der Flüssigkeitsoberfläche zurückgelegt haben sollte, wurde für den Messzeitpunkt $t = 0,5 \text{ s} \approx 0,01 \text{ min}$ ein geringerer Verschiebungsweg gewählt, d.h. die Suspension wurde mittels Rührwerk in unmittelbarer Umgebung der Pendelkugel geschert, so dass sich diese praktisch bereits in der Endstellung befand.

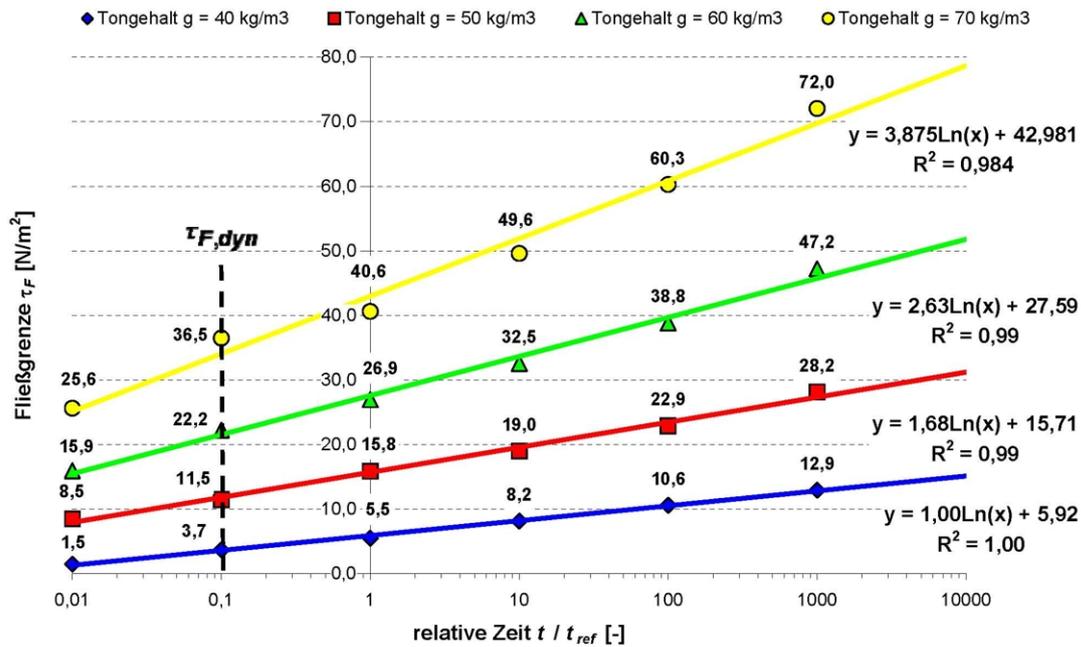
¹Wie von HEINZ [101] dargestellt, ist das Nomogramm von GRODDE aus dem Jahre 1953 sehr empfindlich gegenüber gewöhnlich auftretenden Variationen in der Zeitmessung ($\pm 1 \text{ s}$) und teilweise werden Fließgrenzen unter 0 Pa abgelesen, was keine praktische Bedeutung hat. Auch von MARSH selber wurden die Messungen laut der benannten Quelle nur als vergleichend und zur praktischen Beurteilung des Fließverhaltens angesehen.

Tabelle 4.2: Eigenschaften der untersuchten Bentonitsuspensionen

Tongehalt [kg/m ³]	Marsh- zeiten [s]	Dichte [t/m ³]	Kugel-Nr. Kugelharfe [-]	Fließgrenze Kugelharfe [N/m ²]	Fließgrenze Pendelgerät [N/m ²]	Filtrat- wassermenge [ml]
40	34 / 57	1,023	2	$6,9 \leq \tau_F \leq 10,0$	5,5	14,0
50	37 / 64	1,028	4	$13,7 \leq \tau_F \leq 18,0$	15,8	12,0
60	41 / 76	1,034	6	$25,0 \leq \tau_F \leq 35,7$	26,9	10,5
70	52 / 109	1,040	8	$39,7 \leq \tau_F \leq 49,7$	40,6	9,0

Die so ermittelten Messwerte sind in der Abbildung 4.8 aufgetragen. Die eingezeichneten Ausgleichsgeraden deuten an, dass der Wert der Fließgrenze im untersuchten Zeitraum in sehr guter Korrelation mit Hilfe einer logarithmischen Funktion der Form $y = c_1 \cdot \ln(t) + c_2$ beschrieben werden kann. Der Produktkoeffizient c_1 vor dem Logarithmusausdruck stellt die Steigung der Ausgleichsgeraden dar und der konstante Term c_2 die Referenz-Fließgrenze τ_F zum Zeitpunkt t_{ref} :

$$\tau_{F,i} = \left(\frac{\tau_2 - \tau_1}{\ln\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \right) \cdot \ln\left(\frac{t}{t_{ref}}\right) + \tau_F \quad (4.15)$$

**Abbildung 4.8:** Fließgrenzenentwicklung der untersuchten Bentonitsuspensionen

Dieser eigene Ansatz ist im mathematischen Sinn streng monoton steigend und liefert am linken Rand des Definitionsbereichs für sehr kleine Werte von t/t_{ref} sogar negative Werte der Fließgrenze, was jedoch physikalisch keinen Sinn macht. Somit ist der maßgebende Zeitpunkt für die dynamische Fließgrenze $\tau_{F,dyn}$ festzulegen: Da die Fließgrenze einerseits zum Zeitpunkt $t = 0,01$ min bei abrupt aussetzender intensiver Durchscherung als zu gering erachtet wird und andererseits zum Referenzzeitpunkt $t = 1$ min bereits eine deutliche Strukturерholung stattgefunden hat, stellt die Fließgrenze zum Zeitpunkt $t = 0,1$ min unter Abwägung der zuvor genannten Aspekte ein akzeptables Mittelmaß dar: $\tau_{F,dyn} = \tau_F(t = 0,1 \text{ min})$.

Prinzipiell ist die obige Näherungslösung damit insbesondere für die Abschätzung der Fließgrenze nahe des Referenzzeitpunktes $t_{ref} = 1$ min als Alternative zum Ansatz nach WEISS [100] anzusehen: Dieser hatte versucht, das zeitabhängige Verhalten mit einem exponentiellen Ansatz $y = c_3 - c_4 \cdot \exp(-c_5 \cdot t)$ zu beschreiben. Als Koeffizienten sind dabei für c_3 die statische Fließgrenze $\tau_{F,stat}$ und für c_4 die Differenz zwischen statischer und dynamischer Fließgrenze $\tau_{F,stat} - \tau_{F,dyn}$ anzusetzen; der Faktor c_5 wird von ihm mit dem Begriff „Geschwindigkeitskonstante“ bezeichnet. WEISS selbst hatte jedoch bereits erkannt, dass im Rahmen seiner eigenen Untersuchungen „die gemessenen Werte ... am Anfang, nämlich meist während der ersten Stunde ... nur schlecht angenähert“ werden.

Durch Normierung des eigenen Ansatzes mittels Division durch die Referenzfließgrenze τ_F entsteht folgende Schreibweise, in welcher die Größe der Fließgrenze als Verhältnis zum Referenzzeitpunkt angegeben wird. Der neu eingeführte Beiwert $\kappa = c_1/\tau_F$, der den zeitabhängigen Festigkeitszuwachs beschreibt, wird nachfolgend mit dem Begriff *Thixotropiezahl* κ bezeichnet:

$$\begin{aligned} \frac{\tau_{F,i}}{\tau_F} &= \underbrace{\left(\frac{\tau_2 - \tau_1}{\ln\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \cdot \frac{1}{\tau_F} \right)}_{\kappa=c_1/\tau_F} \cdot \ln\left(\frac{t}{t_{ref}}\right) + 1 \\ &= \kappa \cdot \ln\left(\frac{t}{t_{ref}}\right) + 1 \end{aligned} \quad (4.16)$$

Auch wenn beim gewählten logarithmischen Ansatz kein Maximalwert in Form einer statischen Fließgrenze $\tau_{F,stat}$ erreicht wird, wird dieser Begriff dennoch im Weiteren verwendet. Ergänzend wird im Index der Zeitpunkt i angegeben, auf den sich der Wert der Fließgrenze bezieht: $\tau_{F,stat,i}$. Eine Auswertung der beschriebenen Parameter aus den Pendelgerätversuchen, sowie die Verhältnisse $\tau_{F,stat,i}/\tau_F$ für verschiedene Zeitpunkte sind in der untenstehenden Tabelle 4.3 zusammengestellt.

Tabelle 4.3: Thixotropiezahlen und Verhältnisse $\tau_{F,stat,i}/\tau_F$ für verschiedene Zeitspannen

Tongehalt g [kg/m ³]	Steigung c_1 [N/m ²]	Fließgrenze τ_F [N/m ²]	Thixotropiezahl κ [-]		Verhältnis $\tau_{F,stat,i}/\tau_F$ [-]	
40	1,000	5,92	0,169	2,04 (8h)	2,16 (16 h)	2,23 (24 h)
50	1,684	15,71	0,107	1,66 (8h)	1,79 (16 h)	1,78 (24 h)
60	2,628	25,59	0,103	1,64 (8h)	1,71 (16 h)	1,75 (24 h)
70	3,875	42,98	0,090	1,56 (8h)	1,62 (16 h)	1,65 (24 h)

Eine grafische Darstellung der gemessenen Fließgrenzen τ_F und errechneten Thixotropiezahlen κ in Abhängigkeit vom Tongehalt g ist in der Abbildung 4.9 enthalten, in der analog zu DIN 4127, Bild 2 eine doppeltlogarithmische Skalierung gewählt wurde. Neben dem bekannten Zusammenhang von Tongehalt g und Fließgrenze τ_F kann die Abhängigkeit der Thixotropiezahl κ vom Tongehalt g (auf Grundlage der eigenen Ergebnisse an lediglich einer Bentonitsorte²) ebenfalls mit einem Potenzansatz beschrieben werden.

²Bereits 1952 stellte HÖPLER [102] im Rahmen seiner rheologischen Untersuchungen an Bentonitsuspensionen fest, dass die thixotrope Erstarrung insbesondere vom Gehalt an Soda Na₂CO₃ gesteuert wird: Die Thixotropieerscheinungen sind demnach bei Naturbentoniten (Calciumbentoniten) stärker ausgeprägt und die Regenerationszeiten

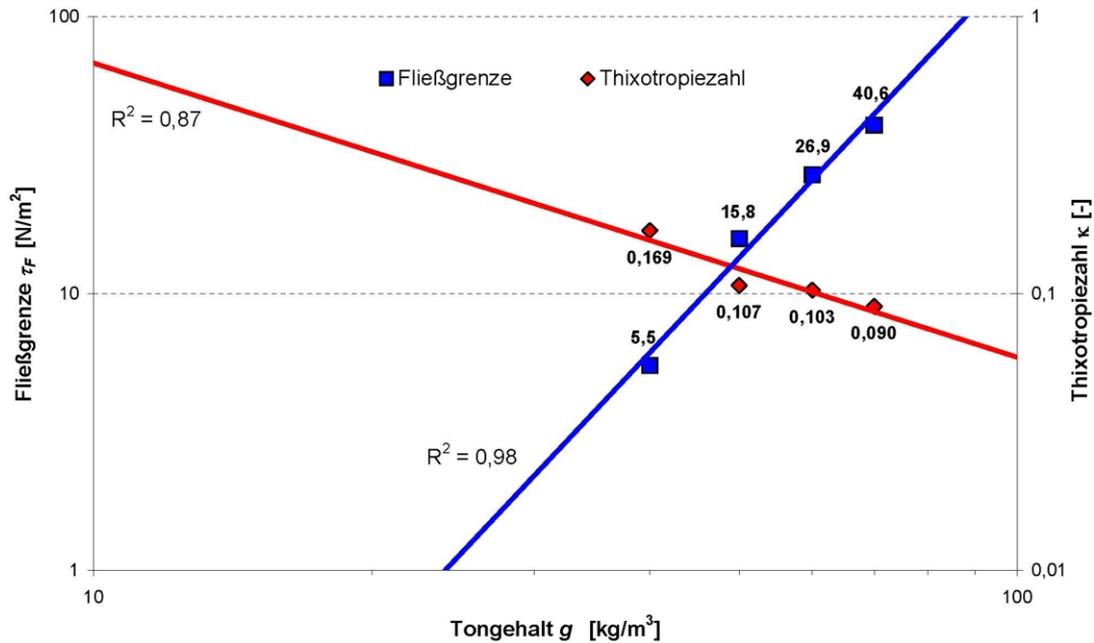


Abbildung 4.9: Fließgrenzen und Thixotropiezahlen der Bentonitsuspensionen

Auswirkungen auf den wirksamen Drainierungsdruck

In Bezug auf das Drainierungsverhalten des Ringspaltmörtels bedeutet die Stagnation der Stützflüssigkeit und die anschließende thixotrope Verfestigung, dass der Porenraum des Bodens nur Wasser aus dem zu entwässernden Ringspaltmörtel aufnehmen bzw. weiterführen kann, wenn der beim Passieren der Abbaukammer entstandene Bentonitpfropfen der Länge s innerhalb des Porenkanals vorgedrückt werden kann.

Die statischen Schubspannungen wirken also einer weiteren Durchströmung entgegen, so dass der das Korn stützende Suspensionsdruck $\Delta p_{Stag} = p_{Susp} - p_w$ nunmehr als Widerstand im Porenraum anzusehen ist, dessen Betrag sich infolge von Thixotropie von Δp_{Stag} auf $\overline{\Delta p_{Stag}}$ erhöht hat:

$$\overline{\Delta p_{Stag}} = \frac{\tau_{F,stat}}{\tau_F} \cdot \Delta p_{Stag} \quad (4.17)$$

Dementsprechend steht für die Drainierung des Ringspaltmörtels, der unter einem Druck p_0 verpresst wird, nur ein reduzierter wirksamer Druck $\Delta p_0 = p_0 - (\overline{\Delta p_{Stag}} + p_w)$ zur Verfügung, siehe hierzu auch Abbildung 4.10:

$$\begin{aligned} \overline{\Delta p_0}(t) &= p_0 - (p_w + \overline{\Delta p_{Stag}}) \\ &= p_0 - \left[p_w + \frac{\tau_{F,stat}}{\tau_F} \cdot (p_{Susp} - p_w) \right] \end{aligned}$$

bedeutend kürzer als bei sog. aktivierten Bentoniten (Natriumbentoniten). Beim erstgenannten ist die Strukturholung bereits nach einer Zeit von ca. 60 Minuten abgeschlossen, beim letzteren auch nach mehreren Stunden noch im Gange.

$$= p_0 - \{p_w + [\kappa \cdot \ln(t/t_{ref} + 1)] \cdot \underbrace{(p_{Susp} - p_w)}_{\Delta p_{Stag}}\} \quad (4.18)$$

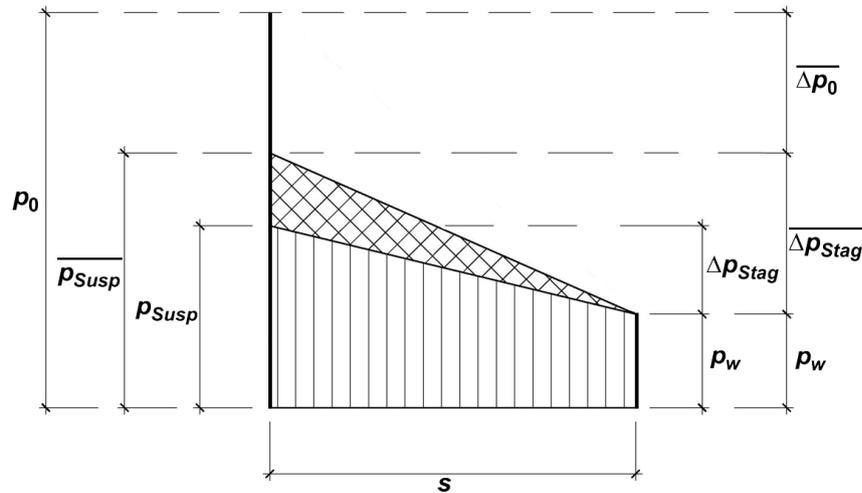


Abbildung 4.10: Druckverhältnisse bei der Ringraumverpressung nach Stützflüssigkeits-Stagnation

Das Einsetzen konkreter Zahlenwerte des Beispieltunnels mit Suspensionsparametern nach Tabelle 4.3 für $t = 8$ h zeigt die Auswirkungen von Fließgrenze und Thixotropie der Suspension auf: Während bei mit Wasser gefüllten Poren die Mörteldrainierung unter einem Druck $\Delta p_0 = 2,95 - 1,15 = 1,80$ bar stattfindet, ist diese im Falle von Bentoniteindringung bereits auf $\Delta p_0 = 2,95 - (1,15 + 0,50) = 1,30$ bar reduziert. Mit Berücksichtigung der thixotropen Verfestigung filtriert der Mörtel nur noch unter einer Druckdifferenz von $\overline{\Delta p_0} = 2,95 - (1,15 + 1,66 \cdot 0,50) = 0,97$ bar, so dass der Drainierungsvorgang eine entsprechend längere Zeitdauer in Anspruch nimmt. Nähere Ausführungen hierzu sind Inhalt des Kapitels 6.

4.4 Suspensionsbedingte Einflüsse auf die Grenzflächenbildung

Die normative Abgrenzung zwischen Membranbildung und stagnierender Eindringung für $d_{10} \leq 0,2$ mm bzw. $d_{10} > 0,2$ mm geht von einer Stützung der Erdwandung (Ortsbrust) mittels *frischer* Bentonitsuspension aus, was beim Hydroschildvortrieb aber eher den Ausnahmefall als die Regel darstellt: Die mit Bodenbestandteilen befrachtete Suspension wird aufbereitet und wieder in den Förderkreislauf gegeben.

Des Weiteren ist zu erwarten, dass auch die Randbedingungen in der Abbaukammer und Modifikationen an Bentonitsuspensionen einen Einfluss auf die Bildung der Grenzfläche an der Ausbruchlängung bzw. die Bentoniteindringung in den Porenraum des Bodens haben könnten. Entsprechende Überlegungen zu den Gesichtspunkten

- Separationstechnik,
- Suspensionsbefrachtung in der Abbaukammer und
- Suspensionsmodifikationen in Böden hoher Durchlässigkeit

sind daher nachfolgend aufgeführt.

4.4.1 Separationstechnik

Das Verfahren der so genannten Separation, d.h. eine Trennung von flüssiger und fester Phase, kommt beim Hydroschildvortrieb sowohl zur Regenerierung als auch zur Entsorgung von mit Boden beladener Stützflüssigkeit aus der Abbaukammer zur Anwendung. In den meist modular aus 20ft-Containereinheiten aufgebauten Anlagen, siehe Abbildung 4.11, erfolgt dabei eine schrittweise Ausscheidung von Kornfraktionen, so dass die Sieblinie des aufzubereitenden Suspensionsstroms zunehmend verfeinert wird.



Abbildung 4.11: Microtunnelling-Separieranlage, Quelle: ITE GmbH

Da eine vollständige Separation mit baustellenüblichen Einrichtungen unmöglich ist, kommt es zu einer Anreicherung von Feinbestandteilen des Bodens in der aufbereiteten Stützflüssigkeit, nachfolgend wird diesbezüglich von einer *Aufladung* der Suspensionen gesprochen. Im Gegensatz dazu wird als *Befrachtung* das Einrühren von Bodenmaterial in der Abbaukammer verstanden. Die oben aufgeführte Grenze zwischen Membranbildung und Stagnation von $d_{10} = 0,2$ mm verschiebt sich damit tendenziell in Richtung eines größeren Korndurchmessers d_{10} .

Wie aus dem in der Abbildung 4.12 dargestellten Fließschema einer Separieranlage erkennbar ist, besteht diese einerseits aus Komponenten zum Regenerieren mit dem Ziel der Wiederverwendung und andererseits aus Teilen zum Entsorgen nicht weiter verwendbarer Bentonitsuspension. Zu ersteren zählen die Schwingsiebeinheit, sowie meist mehrere Zyklonstufen. Zu entsorgende Suspension wird in weiteren Prozessschritten über Zentrifugen und Filterpresseneinheiten (Kammerfilterpressen oder Bandfilterpressen) in einen deponierbaren Zustand (mit ausreichend hoher Scherfestigkeit) überführt oder – wie unter anderem beim Bau des Westerscheldetunnels – mittels dritter Zyklonstufe weiter eingedickt und in flüssiger Form in Gewässer verklappt [103].

Als Faustwert gilt, dass kontinuierlich etwa 20 % der Suspension entsorgt werden müssen, um gleichmäßige Suspensionseigenschaften mit ausreichend geringer Dichte und Feinstoffaufladung im Bereich von $\rho = 1,1 - 1,2$ t/m³ zu erhalten. Jede Regenerierungsstufe wird in der Regel auf mindestens 70 % der gesamten zu Feststoffmasse ausgelegt, so dass insbesondere für eine ausreichend große Siebfläche mit einer Maschenweite von 3-5 mm (Ausführung auch als „Doppeldecker“ mit zwei Siebweiten möglich) für die Grobkornfraktion gesorgt ist, um ein Überlaufen der Suspension mit anschließendem Verstopfen der Zyklone zu vermeiden. Der Siebeinheit schließen sich Zyklone an, in

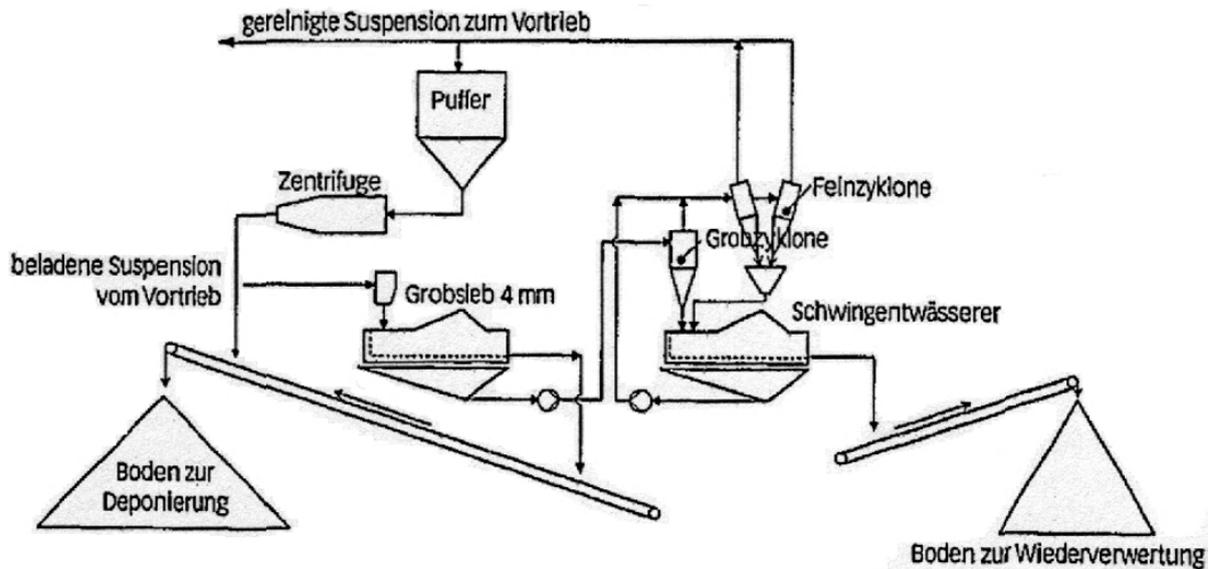


Abbildung 4.12: Fließschema einer Separieranlage, Quelle: [104]

denen durch die Zentrifugalkraft eine weitgehende Abtrennung der sandigen und schluffigen Anteile erfolgt. 2-stufige Anlagen mit 20“ (500 mm) Grob- und 3“ (75 mm) Feinzyklonen sind für Feststoffbefrachtungen von bis zu 20 % einsetzbar, so dass im maschinellen Tunnelbau mit einer Auslegung des Förderkreislaufes auf in der Regel 10 % Feststoff und 90 % Wasser ein ausreichender Sicherheitsabstand vorhanden ist [105]. 1-stufige Anlagen mit einem Durchmesser in der Größenordnung von 6“ (150 mm) liefern noch in Mittelsanden ein befriedigendes Trennergebnis [1].

Als kennzeichnende Größe für die Wirksamkeit von Zyklonen hat sich der Begriff des „Trennschnitts“ etabliert, welcher der in der Bodenmechanik üblichen Bezeichnung d_{50} entspricht, also dem Kornanteil bei 50 % Siebdurchgang. Auf der Grundlage einer in der Tabelle 4.4 zusammengefassten Literaturrecherche kann davon ausgegangen werden, dass der typische Trennschnitt d_{50} für eine Suspension nach dem Passieren der Feinzyklonstufe in der Größenordnung von $d_{50} = 25 - 50 \mu\text{m}$ liegt. Angaben in weiteren Literaturquellen deuten an, dass noch bessere Trennergebnisse möglich sind: Bezüglich des Groene Hart Tunnels in den Niederlanden ist in [76] ein Trennschnitt von $d_{50} = 12 \mu\text{m}$ dargestellt.³

Die benannten Trennschnitte d_{50} sind relativ unabhängig von der mit der Schildmaschine durchfahrenen Bodenschicht, da die Zyklonstufen, wie bereits obenstehend erwähnt, deutlich überdimensioniert sind. Prinzipiell gilt jedoch, dass die Trennwirkung durch erhöhten Feststoffgehalt verschlechtert wird und regenerierte Suspensionen bei 1-stufigen Zyklonen somit durchaus einen Mittelsandgehalt von bis zu 5% aufweisen können [105].

³In der benannten Quelle werden leider keine Angaben darüber gemacht, unter welchen Randbedingungen die Kornverteilungskurven ermittelt wurden, d.h. ob insbesondere eine Agglomeration von Einzelkörnern (die bei Vortrieben im fein- und gemischtkörnigen Baugrund mit Sicherheit vorliegt) durch die Verwendung eines Dispergators bei der Ermittlung der Korngrößenverteilung unterbunden wurde. Etwaige Unterschiede dieser Angaben zu den in der Tabelle 4.4 aufgeführten Angaben aus Baustellenberichten könnten damit in der Versuchsdurchführung begründet liegen.

Tabelle 4.4: Trennschnitte von Separieranlagenkomponenten bei Schildvortrieben

Quelle	Projekt	Jahr	Siebe	Grobzyklon	Feinzyklon	Besonderheiten
[106]	Unterinntalbahnhof Tunnel Münster- Wiesing (A)	2006- 2009	12+3 mm	125 μm	35 μm	–
[107]	Leidingentunnel Calandkanaal Rotterdam (NL)	2005	4+1,2 mm	k.A.	–	nur eine Zyklonstufe
[108]	Portland West Side Willamette River Tunnel (USA)	2004- 2005	6 mm	k.A.	30 μm	3. Zyklonstufe 15 μm
[103, 109]	Westerscheldetunnel (NL)	1999- 2002	100+4 mm	100 μm	25 μm	3. Zyklonstufe 10 μm
[104]	Wesertunnel bei Bremerhaven (D)	1999- 2001	4 mm	85 μm	35 μm	–
[110]	4. Röhre Elbtunnel Hamburg (D)	1997- 2000	4 mm	100 μm	30 μm	–
[111]	New South Airport Link Sidney (AUS)	1997- 1998	40+7 mm	80 μm	50 μm	–

Versuchstechnische Erfassung des Einflusses der Separationstechnik

Um zu überprüfen, welche Auswirkungen die Feststoffaufladung der Bentonitsuspension mit Bodenbestandteilen auf das Eindringverhalten hat, wurde eine Versuchseinrichtung in Anlehnung an das aus E-DIN 4126 bekannte i_o -Gerät, jedoch mit verlängertem Plexiglaszylinder aufgebaut. Ziel war es, die Abhängigkeit der Eindringtiefe s von den Kornverteilungen des Bodens und der Suspension zu untersuchen. Im Wesentlichen bestand dieser Versuchsaufbau, siehe Abbildung 4.13 links außen, aus einer Plexiglassäule mit 50 mm Innendurchmesser und 1000 mm Länge, die an der Oberseite mittels Flansch zwecks Druckluftbeaufschlagung verschlossen werden konnte. An der Unterseite war ein Kugelhahn angeordnet, dem sich ein Schlauch als kommunizierende Röhre zu einem Überlauftopf anschloss.

Die verschiedenen Modellböden in Form von 2 Sanden (Mittelsand mS und Grobsand gS), sowie 4 sandigen Kiesen (Feinkiese fG mit teilweise abgetrennten Sandanteilen), deren Kornverteilungen in der Abbildung 4.14 dargestellt sind, wurden lagenweise in die geflutete Plexiglassäule bei geschlossenem Kugelhahn gegeben und mittels Schlaggabel (wie sie bei der Bestimmung der dichtesten Lagerung nach DIN 18126 verwendet wird) verdichtet. Um ein Entmischen der Böden beim Einfüllen zu verhindern, wurde der Wasserstand schrittweise, d.h. abhängig von der Lage der Bodenfüllung erhöht.

Nach Erreichen der Sollhöhe an Boden und Wasser wurden die insgesamt 7 verschiedenen Suspensionen mit einer großen Bandbreite der gemäß Tabelle 4.4 in der Praxis zu erwartenden Beladung mit Körnern entsprechend den Trennschnitten von $d_{50} = 10 - 55 \mu\text{m}$, Kornverteilungskurven siehe Abbildung 4.15, eingefüllt. Zur Feststoffaufladung der Suspensionen wurden verschiedene Quarzmehle verwendet und eine Suspensionsdichte von $\rho_{S_{usp}} = 1,15 \text{ t/m}^3$ eingestellt. Die Fließgrenze



Abbildung 4.13: Suspensions-Eindringversuch

links: Versuchsaufbau; Mitte: kritische Eindringtiefe $s_{krit} = 18$ cm; rechts: innerer Filterkuchen

τ_F der Suspensionen war dabei unabhängig von der Zugabe des Gesteinsmehls auf Grundlage der Messung mittels Kugelharfe (unter Berücksichtigung der erhöhten Wichte) unverändert.

Die Druckluftbeaufschlagung von $p = 0,5$ bar führte nach dem Öffnen des Kugelhahns zu einem initialen Eindringen der Suspension in den Boden, siehe Abbildung 4.13 Mitte. Nahe der Oberfläche, aber im Inneren des Korngerüsts war eine Kolmatation des Porenraums mit anschließender Filterkuchenbildung zu verzeichnen, so dass kein weiteres Einströmen von Suspension möglich war. Aufgrund des sehr hellen Quarzmehls hebt sich der nachgezeichnete Filterkuchenbereich, siehe Abbildung 4.13 rechts, dabei kontrastreich vom Bodenkorn ab.

Das Maß der so ermittelten maximalen Suspensionseindringung wird nachfolgend als *kritische Eindringtiefe* s_{krit} bezeichnet. Da die Druckdifferenz Δp so groß gewählt wurde, dass keine (alleinige) Stützdruckübertragung durch den Mechanismus der Suspensionsstagnation vorliegen kann, ist die kritische Eindringtiefe als unabhängig von der wirksamen Druckdifferenz anzusehen. Eine entsprechende Bestätigung lieferte die Versuchswiederholung mit einem höheren und einem niedrigeren Druckniveau.

Die jeweiligen in den Versuchen gemessenen kritischen Eindringtiefen s_{krit} wurden auf einen Referenz-Porenanteil von $n_{ref} = 0,30$ und volumetrischen Gesamt- Feststoffgehalt der Suspension (Bentonit und Aufladung in wässriger Phase) $c_{R,ges,ref} = 0,10$ (entsprechend einer Suspensionsdichte von $\rho_{Susp} = 0,10 \cdot 2,65 + 0,90 \cdot 1,00 = 1,165$ t/m³ nach Gleichung 4.21) bezogen, womit zum einen dem Umstand Rechnung getragen wird, dass infolge Eindringung eines bestimmten Suspensionsvolumens bei geringem Porenanteil n eine tiefere Eindringung beobachtet werden kann als bei Böden mit großem Porenraumanteil. Zum anderen kann davon ausgegangen werden, dass das Verstopfen des Porenraums umso schneller stattfindet, desto höher die Gesamt- Feststoffkonzentration $c_{R,ges}$ der Suspension ist.

Aus den in der Abbildung 4.16 dargestellten Ergebnissen ist erkennbar, dass die maximale Eindringtiefe erwartungsgemäß von den Kornverteilungen des eingebauten Bodens und der Suspension

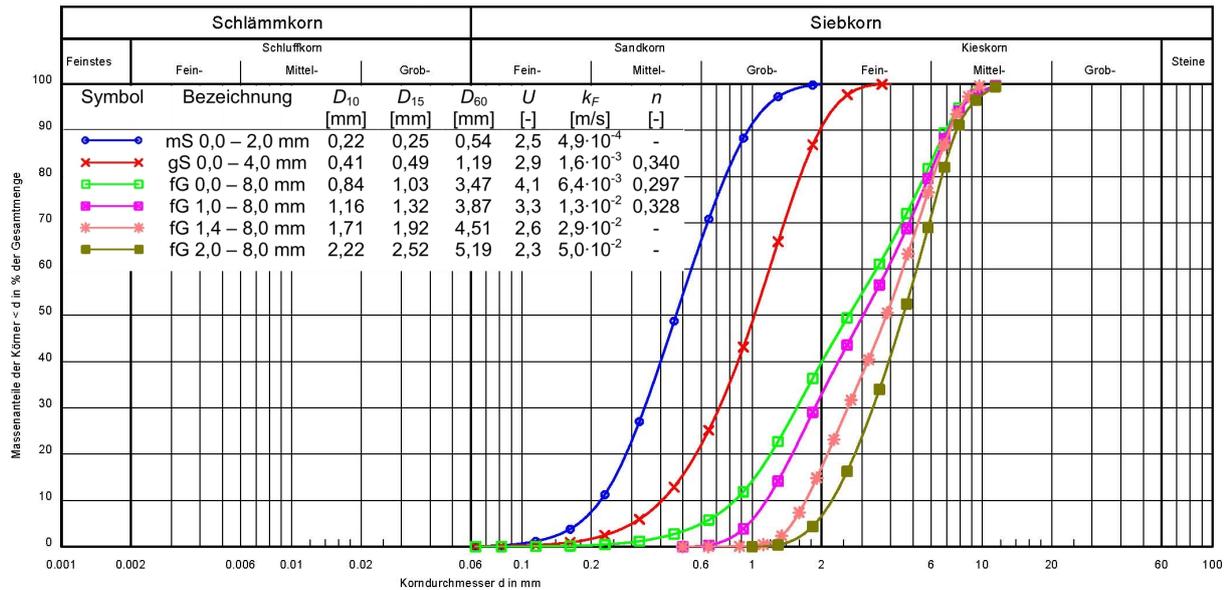


Abbildung 4.14: Kornverteilungskurven der Modellböden

abhängig ist. Auf der x -Achse ist in Anlehnung an das mechanische Filterkriterium nach v. TERZAGHI das Korngrößenverhältnis D_{15}/d_{85} aufgetragen. Der Korndurchmesser D_{15} bezieht sich auf den gröberen Filterboden (Füllboden in der Plexiglassäule) und der Korndurchmesser d_{85} auf den feineren Boden, im konkreten Fall also die aufgeladene Suspension.

Beim Mittelsand bestätigte sich die normative Annahme der äußeren Filterkuchenbildung bei Böden mit einem Korndurchmesser von $d_{10} \leq 0,2$ mm, so dass hier mit $s < 1$ cm praktisch keine Bentoniteindringung beobachtet werden konnte. Bezüglich der beiden größten untersuchten Böden, den Feinkiesen 1,4 – 2,0 mm und 2,0 – 8,0 mm, ist im Gegensatz dazu ein vollständiges Durchströmen des Porenraums (auf Grundlage der maximal im Versuchsstand maximal messbaren Eindringtiefe von 80 cm) zu verzeichnen.

Anhand der Ausgleichsgeraden (durchgezogene Linien) der Ergebnisse an den 3 Böden, in denen eine Eindringung von $s > 1$ cm und anschließende Filterkuchenbildung (Kolmatation) innerhalb des Bodens stattgefunden hat, zeigt sich eine lineare Abhängigkeit der kritischen Eindringtiefe s_{krit} vom Korngrößenverhältnis D_{15}/d_{85} . Alle Ausgleichsgeraden schneiden die x -Achse zwischen $5,59 \leq D_{15}/d_{85} \leq 6,80$, also im Bereich der theoretischen Schlupfkorngröße bei dichtester Lagerung eines Kugelhauferwerks von $D/d = 6,46$, siehe Skizze in der Abbildung 4.16. Bei mitteldichter oder lockerer Lagerung des Bodens ist qualitativ mit einer tieferen Eindringung zu rechnen.

Bei Annahme eines gemeinsamen Schnittpunktes aller Geraden in diesem Punkt kann durch eine zweite Regressionsrechnung mit exponentiellem Funktionsansatz der Form $y = c_1 \cdot \exp(c_2 \cdot x)$ auch die Abhängigkeit des Eindringmaßes von der Porenraumstruktur des anstehenden Bodens, ausgedrückt durch den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_F im Sinne von DIN 18130, erfasst werden. Dies führt auf die in der Gleichung 4.19 dargestellte, empirische und nicht dimensionsechte Näherungslösung, welche beim Einsetzen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes k_F in [m/s], siehe Abbildung 4.14, die vom Korngrößenverhältnis D_{15}/d_{85} abhängige kritische Eindringtiefe s_{krit} in der Einheit [m] ausgibt:

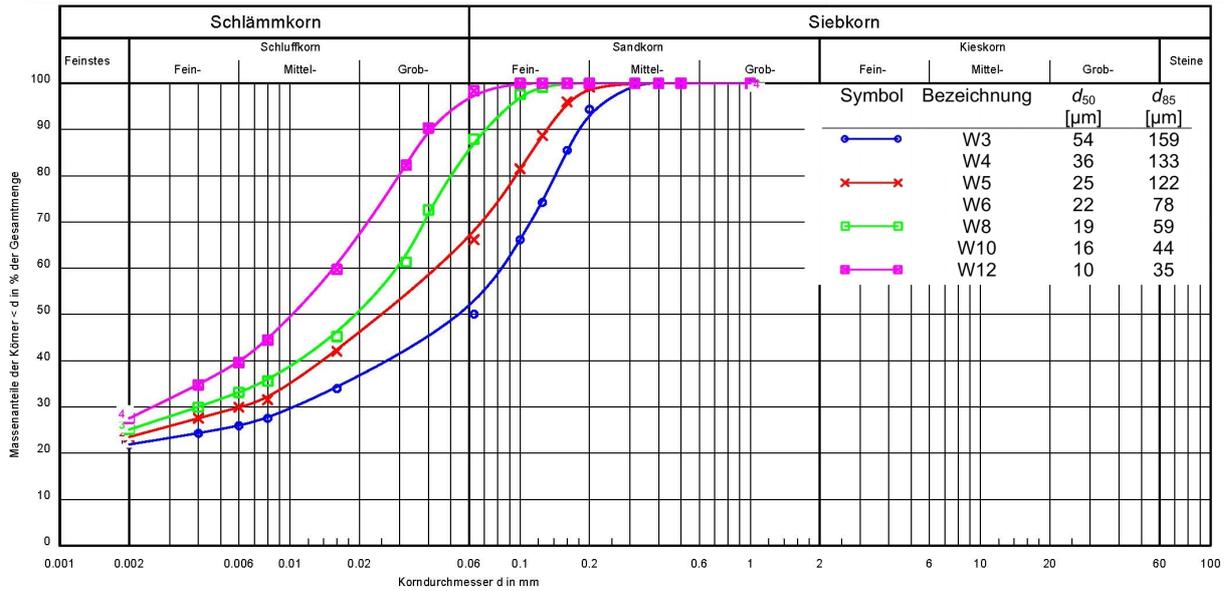


Abbildung 4.15: Kornverteilungskurven der mit Quarzmehl aufgeladenen Bentonitsuspensionen

$$s_{krit} \approx \frac{1}{141} \cdot \exp(186 \cdot k_F) \cdot \left(\frac{D_{15}}{d_{85}} - 6,46 \right) \cdot \frac{n_{ref}}{n} \cdot \frac{c_{R,ges,ref}}{c_{R,ges}} \quad (4.19)$$

mit: $n_{ref} = 0,30$; $c_{R,ges,ref} = 0,10$
 s_{krit} [m] ; k_F [m/s]

Die entsprechenden Näherungslösungen für die zugehörigen, nach DIN 18130-1 ermittelten und in der Abbildung 4.14 aufgeführten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte k_F sind als gestrichelte Linien dargestellt. Aufgrund der exponentiellen Abhängigkeit der kritischen Eindringtiefe s_{krit} vom Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_F , in den gemäß der Näherungslösung 4.20 nach HAZEN wiederum die Korngröße D_{10} quadratisch eingeht, sind bereits bei recht geringen Unsicherheiten bezüglich D_{10} relativ große Abweichungen in s_{krit} zu erwarten. Auf Grundlage der in der Abbildung 4.16 maximal erkennbaren Differenzen zwischen Messung und Näherungslösung von etwa 10% ist der vorgestellte Ansatz für eine erste Abschätzung der maximalen Suspensionseindringung als ausreichend genau zu erachten.

$$k_F = \left(55 + \frac{268}{U + 3,4} \right) \cdot \frac{D_{10}^2}{10.000} \quad (4.20)$$

mit: k_F [m/s] ; D_{10} [mm]

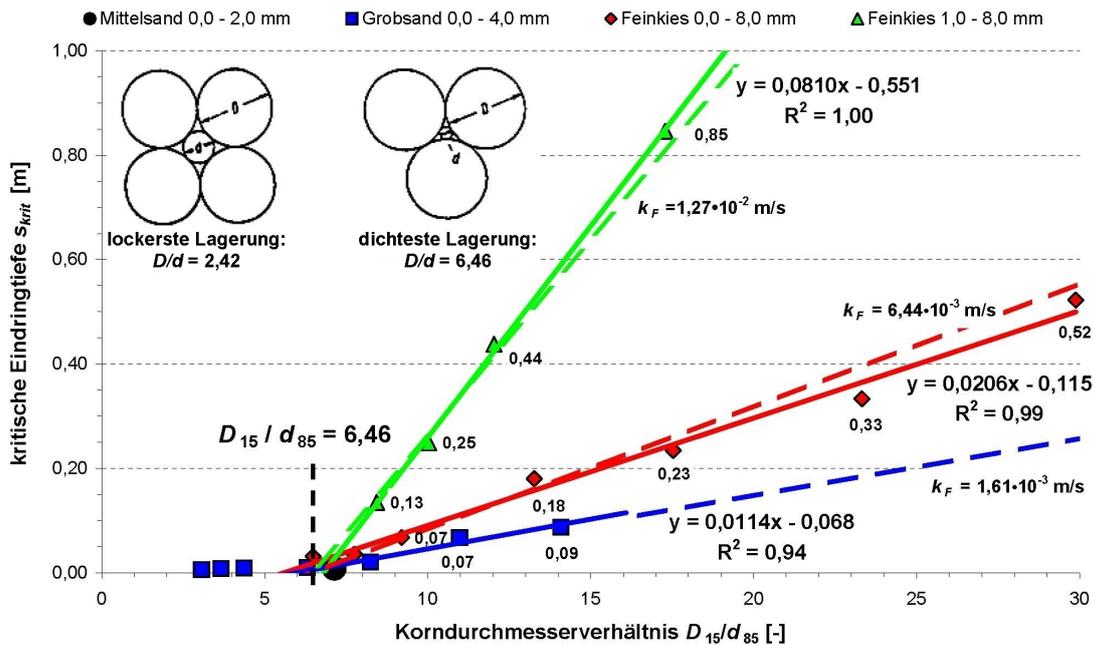


Abbildung 4.16: Kritische Eindringtiefen von aufgeladenen Bentonitsuspensionen

4.4.2 Randbedingungen in der Abbaukammer

Suspensionsspreizung

Der Förderkreislauf einer Tunnelvortriebsmaschine mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust muss so ausgelegt sein, dass die Schleppspannung der strömenden Suspension in den Rohrleitungen ausreichend ist, um das Größtkorn des anstehenden Bodens sicher mitzureißen. Auf der Grundlage der maximal zu erwartenden Vortriebsgeschwindigkeit und einer maximal möglichen Feststofffracht in der Förderflüssigkeit/Stützflüssigkeit wird der Förderleitungsdurchmesser bestimmt, der bei Schildvortriebsmaschinen für den Verkehrstunnelbau zumeist in der Größenordnung von $DN = 300 - 450$ mm liegt.

Zu beachten ist in diesem Zusammenhang, dass der Rohrverschleiß mit höherer Fließgeschwindigkeit zunimmt und der Rohrquerschnitt zum einen daher entsprechend groß gewählt werden muss. Zum anderen ist jedoch eine Mindestströmungsgeschwindigkeit von etwa $v = 3$ m/s zum absetzfreien Transport des den Rechen passierenden Größtkorns erforderlich. Daraus resultiert, dass die Förderrate der Kreiselpumpen selbst bei sehr geringen Vortriebsfortschritten nur relativ geringfügig gedrosselt werden können, siehe Abbildung 4.17. Dies ist insbesondere anhand des 4. Vortriebsabschnitts (1. Abschnitt der Tübbingröhre 2) zu erkennen: Trotz deutlichem Abfall der Vortriebsleistung nach etwa halber Strecke bleiben die Suspensionsförderraten praktisch konstant bzw. steigen sogar an.

Wie von WEHRMEYER [112] dargestellt, wird als Maß der Feststofffracht üblicherweise die Raumkonzentration c_R , siehe Gleichung 4.21 verwendet, die das Verhältnis des Feststoffvolumens V_s zum Gesamtvolumen V angibt. Alternativ kann auch eine Angabe der so genannten „Spreizung“ erfolgen, unter der die Dichteerhöhung, also der Zählerterm der Gleichung zu verstehen ist: $\Delta\rho = \rho_m - \rho_{Susp}$.

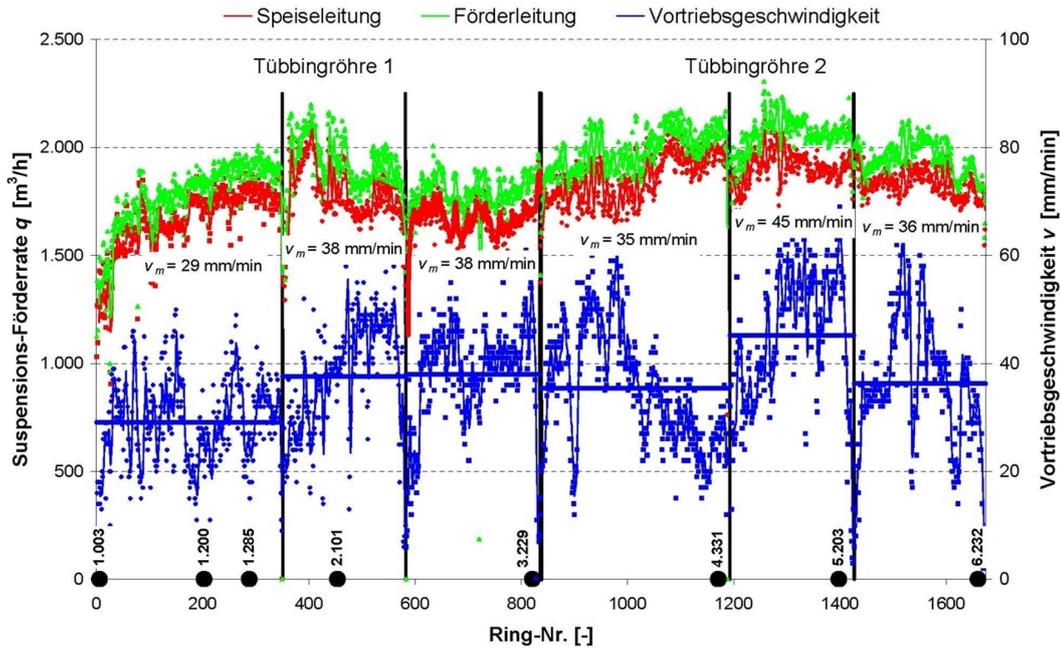


Abbildung 4.17: Förderkreislaufdaten und Vortriebsgeschwindigkeiten „City-Tunnel Leipzig“

$$c_R = \frac{V_s}{V} = \frac{\rho_m - \rho_{Susp}}{\rho_s - \rho_{Susp}} \quad (4.21)$$

Nach Praxiserfahrungen können gemäß der benannten Quelle selbst noch Spitzenwerte der Gemischdichte von $\rho_m = 1,5 \text{ t/m}^3$ störungsfrei gepumpt werden. Dies entspricht gemäß obiger Gleichung bei Annahme einer Dichte der regenerierten Suspension von $\rho_{Susp} = 1,15 \text{ t/m}^3$ und Korndichte des Bodens von $\rho_s = 2,65 \text{ t/m}^3$ einer Raumkonzentration von $c_R = 0,23$ (Feststofffracht $G_s = 0,23 \cdot 2,65 = 0,618 \text{ t/m}^3$) bzw. einer Spreizung von $\Delta\rho = 1,50 - 1,15 = 0,35 \text{ t/m}^3$.

Die Befrachtung in der Abbaukammer kann aber durchaus über dem Wert in der Bentonitförderleitung liegen: Wie aus der Abbildung 4.18 ersichtlich ist, sind an sensiblen Stellen der Abbaukammer Bentonitzuführungen und Düsen installiert, die unter anderem im Schneidradzentrum Verklebungen verhindern und dem Absetzen grober Kornfraktionen an der Sohle im Bereich des Saugstutzens (Rechen, Steinbrecher) entgegen wirken sollen. Im Gegensatz dazu kann die Spreizung aus Gründen der erforderlichen Mindestströmungsgeschwindigkeit beim Durchfahren von Findlingen o.ä. mit sehr geringen Vortriebsfortschritten auch nahezu bei Null liegen.

Kritische Korngröße

Bezüglich der mit Bodenkörnern in der Abbaukammer befrachteten Suspension ist des Weiteren zu berücksichtigen, dass je nach Fließgrenze der Bentonitsuspension nicht alle Kornanteile in Schwebelagern bleiben, also grobkörnige Bestandteile absinken, ohne in einen an der Ausbruchlaibung anwachsenden Filterkuchen eingebettet zu werden.

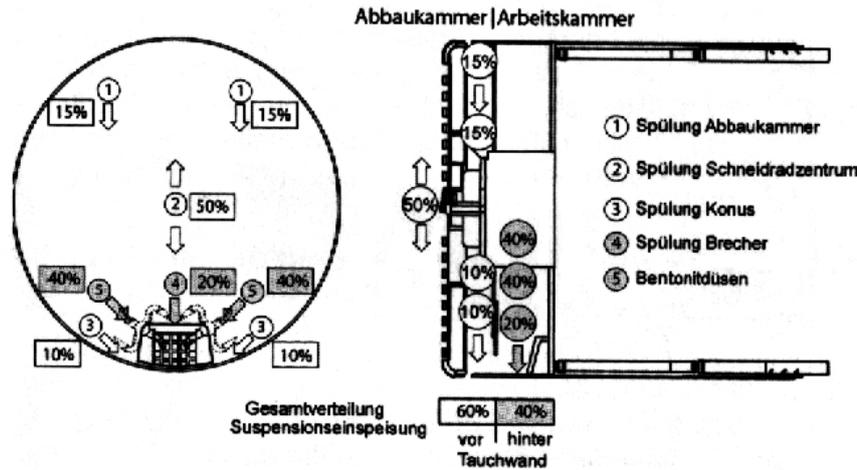


Abbildung 4.18: Verteilung der Suspensionseinspeisung, Quelle: [112]

In den Ausführungen von ARWANITAKI [113], die sich mit der Filterkuchenbildung im Rahmen der Schlitzwandherstellung befassen, wurde unterstellt, dass aufgrund nicht ausreichender Schleppspannung nur Bodenkörner bis zur Grobsandgröße von etwa 2 mm in diesen eingebettet werden. Die nachfolgenden, eigenen Betrachtungen berücksichtigen auch die dynamische Fließgrenze $\tau_{F,dyn}(t = 0,1 \text{ min})$ der Stützflüssigkeit, welche im Weiteren als maßgebend für das In-Schwebenhalten der Bodenkornfraktionen angesehen wird.

Beim Nachweis der inneren Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdwänden, siehe Abschnitt 4.3, ist die Einhaltung eines erforderlichen Druckgefälles nachzuweisen, um ein Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen zu verhindern. Somit kann z.B. für den in den Eindringungsversuchen verwendeten Feinkies 0,0 - 8,0 mm ($d_{10} = 0,84 \text{ mm}$; $\varphi_k = 35^\circ$; $n = 0,297$) gezeigt werden, dass bei dieser Standsicherheitsbetrachtung und Ansatz der in der Tabelle 4.2 aufgeführten Suspensionsparameter ein Tongehalt von $g = 50 \text{ kg/m}^3$ ausreichend ist:

Erforderliches Druckgefälle:

$$\begin{aligned}
 f_{S0,1} &= \frac{\gamma''}{\tan \varphi_d} = \frac{(1-n) \cdot (\gamma_s - \gamma_{Susp})}{\tan \varphi_k / \gamma_\varphi} \\
 &= \frac{(1-0,297) \cdot (2,65 - 1,03) \cdot 9,81}{\tan 35^\circ / 1,15} = 18,3 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned} \tag{4.22}$$

Vorhandenes Druckgefälle:

$$\begin{aligned}
 f_{S0} &= a \cdot \eta_F \cdot \frac{\tau_F}{d_{10}} \\
 &= 2,0 \cdot 0,6 \cdot \frac{15,8}{0,84} = 22,6 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned} \tag{4.23}$$

Ein Vergleich mit einer „kritischen Korngröße“ in Anlehnung an die Bezeichnung und Berechnungsgleichung, siehe Gleichung 4.24, beim Kugelharfenversuch aus E-DIN 4126 nach WEISS zeigt, dass auf der Grundlage einer dynamischen Fließgrenze von $\tau_{F,dyn}(t = 0,1 \text{ min}) = 11,5 \text{ N/m}^2$ und Suspensionsdichte $\rho_{Susp} = 1,15 \text{ t/m}^3$ Bodenkörner bis zu einer Größe von $d_{krit} \approx 5 \text{ mm}$ in Schweben bleiben:

$$\begin{aligned}
 d_{krit} &= \frac{\tau_F}{0,15} \cdot \frac{1}{\gamma_s - \gamma_{Susp}} & (4.24) \\
 &= \frac{11,5}{0,15} \cdot \frac{1}{(2,65 - 1,15) \cdot 9,81} = 5,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Referenzversuch

Um zu prüfen, welchen Einfluss die Feststoffbefruchtung einer regenerierten, mit Bodenkörnern aufgeladenen Suspension und das Absinken grober Bodenbestandteile in der Abbaukammer hat, wurde der bereits beschriebene Suspensions-Eindringversuch ergänzend auch mit entsprechendem Kiessandanteil durchgeführt. Dafür wurde die Kornfraktion 0,0 - 4,0 mm aus dem Feinkies 0,0 - 8,0 mm abgesiebt und unter die mit Quarzmehl aufgeladene Bentonitsuspension mit $\rho_{Sus} = 1,15 \text{ t/m}^3$ gemischt. Die mittlere Dichte der aufgeladenen und befruchteten Suspension betrug dabei $\rho_m = 1,40 \text{ t/m}^3$.

Wie aus der Abbildung 4.19 ersichtlich ist, wird das grobe Kornmaterial in der Suspension an der Bodenoberfläche abgelagert und eine kritische Eindringtiefe $s_{krit} = 18 \text{ cm}$ (von der Oberkante des abgelagerten Materials an) gemessen, die praktisch der Eindringtiefe ohne Vorhandensein zusätzlicher Bodenbefruchtung entspricht, siehe Abbildung 4.13 Mitte.

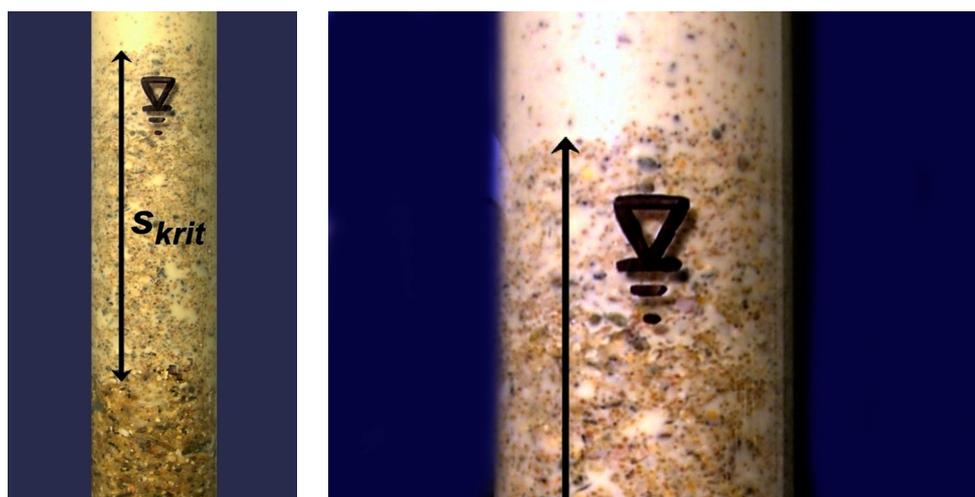


Abbildung 4.19: Eindringversuch mit befruchteter Suspension
links: kritische Eindringtiefe $s_{krit} = 18 \text{ cm}$, rechts: abgelagertes Frachtkorn

Begründet werden kann dies durch die entsprechenden Kornverteilungskurven, siehe Abbildung 4.20: Demnach handelt es sich bei der aufgeladenen und befruchteten Suspension um eine Kornverteilung mit Ausfallkörnung mit fehlendem Kornanteil im Sandkornbereich, die sich entsprechend der jeweiligen Massenanteile aus den beteiligten Körnungslinien, d.h. Suspension und Bodenanteil, zusammensetzt. Wegen der Ausfallkörnung ist diese Kornmischung bereits in sich nicht filterstabil und feinere Bestandteile neigen damit zur Suffosion, d.h. zum strömungsbedingten Transport in angrenzende Bodenzone.

Zusammenfassend kann somit festgehalten werden, dass die Befruchtung der Suspension mit Bodenkörnern in der Abbaukammer keinen wesentlichen Einfluss auf das Eindringverhalten von aufge-

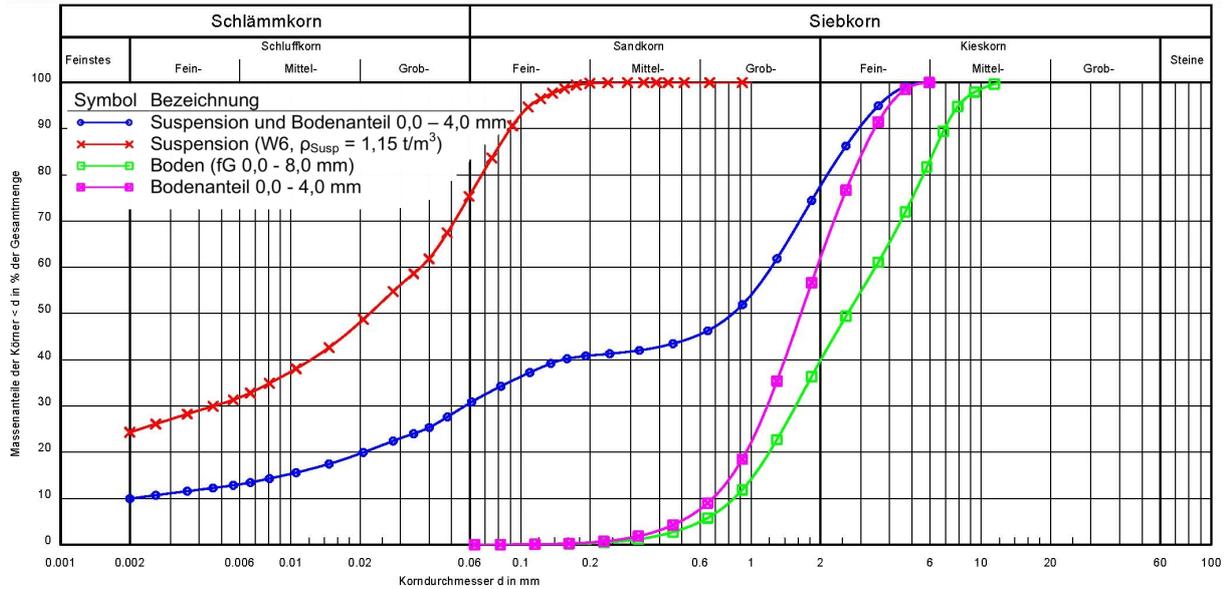


Abbildung 4.20: Kornverteilungskurven bei Bodenbefruchtung

ladenen Bentonitsuspensionen hat und das Maß der maximalen Eindringtiefe s_{krit} somit auch unter diesen Randbedingungen mit Hilfe der Gleichung 4.19 abgeschätzt werden darf.

4.4.3 Bentonitsuspensionen im stark wasserdurchlässigen Baugrund

Einen Sonderfall bezüglich des Eindringverhaltens stellen modifizierte Bentonitsuspensionen für stark und sehr stark wasserdurchlässige Untergründe im Sinne von DIN 18130 dar, also Böden, in denen die Stützung der Ortsbrust bei Korndurchmessern $d_{10} > 1,0$ mm gemäß Abbildung 4.21 als schwierig erachtet wird.

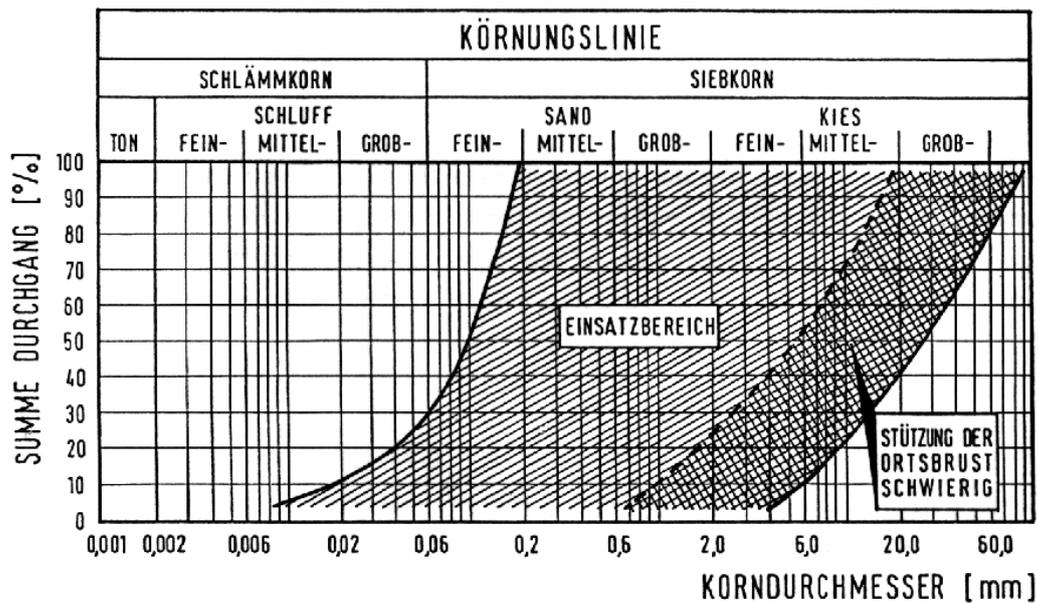


Abbildung 4.21: Einsatzbereiche für Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Quelle: [114]

Wie über einen Rohrvortrieb für die Kühlwasserleitungen des Dampfkraftwerks in Karlsruhe (2009) durch LINDNER et. al [115] berichtet, kann es dabei zu einem vorlaufenden Mehrausbruch der Ortsbrust trotz extremer Bentonitzugabemenge kommen, siehe Abbildung 4.22. Die Verwendung stark bentonitreicher Suspensionen mit Fließgrenzen $\tau_F > 50 \text{ N/m}^2$, wie sie bei der Schlitzwandbauweise durchaus Verwendung finden, ist beim Hydroschildvortrieb aufgrund des Verstopfens der Siebe bzw. Überlaufen der zu reinigenden Suspension in der Separieranlage nicht mehr ausführbar.

Wie von FRITZ [116] dargestellt, ist zur Verbesserung der Stützwirkung in diesen Fällen zum einen ein Polymer-“Doping“ zur Verlangsamung der Suspensionseindringung infolge Viskositätserhöhung der Suspension denkbar. Zum anderen ist die Beimengung von Feststoffen in Form von Feinsand, Vermiculith-Leichtzuschlag oder auch Ton-Pellets ratsam, wobei deren Korngröße so gewählt wird, dass eine in der Abbildung 4.20 erkennbare Ausfallkörnung ergänzt wird. Neben der Korngröße ist jedoch auch die Wahl des Kornmaterials entscheidend: Quellfähiges Bentonitgranulat und deformierbares Vermiculith können sich besser der rauen Ortsbrustfläche anpassen als steife Zugabestoffe.

Ähnlich wie bezüglich der aufgeladenen Suspensionen auf Seite 61 beschrieben, bildet sich dabei infolge Kolmatation des Porenraums des Bodens eine Art innerer Filterkuchen nach dem initialen Eindringen von Suspension aus. Das Abfiltrieren von Kornfraktionen erfolgt hierbei aber mehrstufig: Zunächst werden die relativ groben Beimengungen in der Suspension an der Bodenoberfläche abgelagert, dann erfolgt ein weiteres Verschließen des Porenraums mit den Bodenkörnern der aufgeladenen Suspension. Insoweit kann auch hier, zumindest versuchstechnisch, eine kritische Eindringtiefe s_{krit} ermittelt werden.



Abbildung 4.22: Mehrausbruch der Ortsbrust in sehr durchlässigen Kiesen, Quelle: [115]

4.5 Hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung

Ausgehend von den Beobachtungen bei den Eindringversuchen mit aufgeladenen Bentonitsuspensionen, in denen nach einer initialen Eindringung s_{krit} eine Kolmatation zu verzeichnen ist, kann eine hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung entwickelt werden, siehe Abbildung 4.23. Von einem hybriden, also gemischten Ansatz kann insoweit gesprochen werden, als dass beide im

Abschnitt 4.3 dargestellten Mechanismen – infolge Membranbildung und Suspensionsstagnation, siehe auch Abbildung 4.3 – daran beteiligt sein sollen.

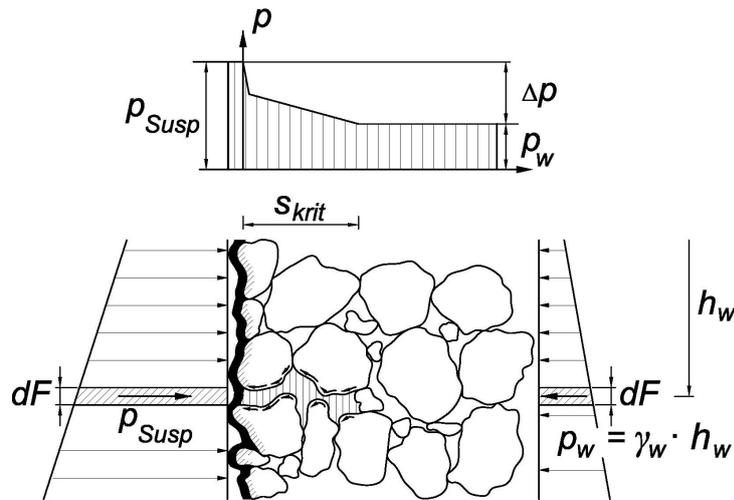


Abbildung 4.23: Hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung

Die Betrachtung eines solchen Modells ist lediglich für die Kalkulation charakteristischer Werte, im Speziellen also der erforderlichen Filtrationsdauer des Verpressmörtels im Ringraum erforderlich; für Standsicherheitsbetrachtungen liegt die Annahme der Stützdruckübertragung mittels statischer Schubspannungen stets auf der sicheren Seite.

4.5.1 Modellansatz

Wie im Rahmen der Ergebnisauswertung der Eindringversuche aufgezeigt, dringen Suspensionen bei einem Korngrößenverhältnis $D_{15}/d_{85} > 6,46$ in den Porenraum des anstehenden Bodens ein, bis die Porenkanäle durch Ablagerung feinsandiger und schluffiger Kornanteile verstopft werden und somit nachfolgend ein Filtrationsvorgang abläuft. Das Maß dieser kritischen Eindringtiefe s_{krit} in der Abbildung 4.23 ist, wie bereits auf Seite 61 erwähnt, unabhängig vom aufgebrachtten Stützdruck. Im Gegensatz dazu ist die Tiefe der Suspensionseindringung s bei Stützdruckübertragung allein mittels statischer Schubspannungen linear von der Druckdifferenz Δp abhängig, siehe Gleichung 4.13.

Im Zuge des hybriden Ansatzes ist somit zunächst zu prüfen, ob die kritische Eindringtiefe s_{krit} infolge Suspensionseindringung überhaupt erreicht wird, d.h. ob diese größer oder kleiner ist als eine Referenz-Eindringtiefe s_{ref} bei Kornstützung allein aufgrund statischer Schubspannungen. Im erstgenannten Fall für $s_{krit} > s_{ref}$ bedeutet dies, dass durch die Aufladung der Suspension praktisch unbeeinflusst eine Stützdruckübertragung mittels statischer Schubspannungen vorliegt: $\Delta p = \Delta p_{Stag}$.

Für $s_{krit} < s_{ref}$ sind im Gegensatz dazu beide Mechanismen wirksam, wobei der verbleibende Druckanteil Δp_{Fk} , der zum Anwachsen eines inneren Filterkuchens mit einhergehender Kolmation führt, nachfolgend als abgeminderter Anteil der Gesamtdruckdifferenz Δp_{Stag} aufgrund der Suspensionseindringung angesehen wird: $\Delta p_{Fk} = \Delta p - \Delta p_{Stag}$. Für sehr kleine Eindringtiefen s_{krit} wird $\Delta p_{Stag} \approx 0$, so dass dann $\Delta p_{Fk} = \Delta p$ gilt. Der hybride Modellansatz stellt somit eine Verallgemeinerung der normativ geregelten Einzelfälle der Stützdruckübertragung mittels Membranbildung und Suspensionsstagnation dar.

Wegen der Eindringung der Suspension von der freien Oberfläche in Richtung des Bodeninneren kann davon ausgegangen werden, dass der maximal mögliche Wert der Schubspannung in Höhe der Fließgrenze auch auf das Korngerüst übertragen wird, wenn das Nachströmen weiterer Suspension durch den entstehenden Filterkuchen verhindert wird und der Bentonitpfropfen der Länge s_{krit} durch nachströmendes Filtratwasser aus der Filterkuchenbildung nachströmt. Unter der Annahme, dass die Suspension auch nach der Ablagerung der Feinkornaufladung im Porenraum des Bodens, d.h. im Bereich des stetig anwachsenden inneren Filterkuchens eine unveränderte Fließgrenze aufweist und die thixotrope Verfestigung durch den geringen Filtratwasserstrom nicht gestört wird, ergibt sich der Anteil der Stützdruckübertragung infolge statischer Schubspannungen aus dem Verhältnis s_{krit}/s_{ref} :

$$\Delta p_{Fk} = \underbrace{(p_{Susp} - p_w)}_{\Delta p} - \Delta p_{Stag} \quad (4.25)$$

$$\begin{aligned} &= \Delta p - \frac{s_{krit}}{s_{ref}} \cdot \Delta p \\ &= \Delta p \cdot \left(1 - \frac{s_{krit}}{s_{ref}} \right) \end{aligned} \quad (4.26)$$

mit: $s_{krit}/s_{ref} \leq 1$

Zu beachten ist, dass die anteiligen Druckdifferenzen Δp_{Stag} und Δp_{Fk} zeitabhängig sind, d.h. sich der Anteil Δp_{Fk} aufgrund thixotroper Verfestigung des in den Porenraum des Bodens eingedrungenen Bentonitpfropfens auf die Größe $\overline{\Delta p_{Fk}}$ reduziert. Einsetzen von Gleichung 4.16 in Gleichung 4.26 führt somit auf die folgende Darstellung:

$$\overline{\Delta p_{Fk}}(t) = \Delta p \cdot \left(1 - \underbrace{\frac{s_{krit}}{s_{ref}}}_{\leq 1} \cdot \underbrace{(\kappa \cdot \ln(t/t_{ref}) + 1)}_{\geq 1} \right) \geq 0 \quad (4.27)$$

Ist das Maß der von der Druckdifferenz Δp unabhängigen kritischen Eindringtiefe s_{krit} fast so groß wie die von der Druckdifferenz abhängige Referenzeindringtiefe s_{ref} , kann der Klammerausdruck der obigen Gleichung im Zeitverlauf, d.h. mit anwachsendem t insgesamt negativ werden. Dies bedeutet, dass ab diesem Zeitpunkt keine weitere Suspensionsfiltration mehr stattfinden kann, also $\overline{\Delta p_{Fk}} = 0$ zu setzen ist.

4.5.2 Numerische Umsetzung

Bei Kenntnis des zeitabhängigen, wirksamen Filtrationsdrucks $\overline{\Delta p_{Fk}}(t)$ ist eine schrittweise Berechnung der Filterkuchenhöhe nach Gleichung 4.7 mit für einen Zeitschritt konstantem $\Delta h = \overline{\Delta p_{Fk}}/\gamma_w$ möglich. Die Suspensions-Filterkuchenhöhe $h_{Fk,i}$ zum Zeitpunkt i wird also ausgehend von der Filterkuchenhöhe $h_{Fk,i-1}$ zum Zeitpunkt $i-1$ zzgl. zeit- und druckabhängigem Inkrement $\Delta h_{Fk}(\Delta t, \Delta p_{Fk})$ berechnet. Die simultane Berücksichtigung aller betrachteten Parameter, d.h.

- Fließgrenze
- Thixotropie
- Suspensionsaufladung
- Korngrößenverteilung von Suspension und Baugrund
- Permeabilität von Bentonitfilterkuchen und Baugrund

erfolgt numerisch mittels Tabellenkalkulationsprogramm, wobei durch eine Sensitivitätsanalyse nachgewiesen wurde, dass der verwendete Berechnungsalgorithmus weitgehend unabhängig von der Zeitschrittweite zuverlässige Ergebnisse liefert. Um eine hohe Auflösung nahe dem Ursprung zu gewährleisten, wurde eine logarithmische Verteilung der Zeitschrittweite angesetzt.

Für ein exemplarisches Beispiel mit Feinkies ($D_{10} = 0,84$ mm; $k_F = \infty$, Kornverteilung des Modellbodens siehe Abbildung 4.14) und Suspension W12 (Korndurchmesser $d_{85} = 35$ μm , Kornverteilungskurve siehe Abbildung 4.15) mit einem Tongehalt von $g = 60$ kg/m^3 (Fließgrenze $\tau_F = 25,6$ N/m^2 ; Thixotropiezahl $\kappa = 0,103$, siehe Suspensionsparameter in der Tabelle 4.3), sowie Filterkuchenpermeabilität $k_F = 4,2 \cdot 10^{-10}$ m/s und Höhenverhältnis $h_{Fk}/s = 0,60$ (siehe typische Kennwerte exemplarischer Filterpressenversuche auf Seite 49) ergeben sich die in der Abbildung 4.24 dargestellten Ergebnisse für eine Suspensionsdichte $\rho = 1,165$ t/m^3 .

Demnach werden unmittelbar nach Abschluss der Eindringung der Suspension in den Boden zum Zeitpunkt $t = 0$ (proportional zum Verhältnis $s_{krit}/s_{ref} = 0,56/0,82$) 69% des wirksamen Stützdruks Δp über statische Schubspannungen auf das Korngerüst des Bodens übertragen. Im zeitlichen Verlauf nimmt dieser Anteil Δp_{stag} zu, so dass im vorliegenden Beispiel nach etwa 90 Minuten der Vorgang der Filterkuchenausbildung bei einer Filterkuchenhöhe $h_{Fk} = 0,9$ mm zum Erliegen kommt – ab hier ist $\Delta p_{Fk} = 0$ zu setzen.

Ein Vergleich dieser Kurve mit anderen Suspensionsrandbedingungen (bei Vernachlässigung der viskosen Fließwiderstände im gegenüber dem Filterkuchen wesentlich durchlässigeren Boden) zeigt auf, welchen Einfluss die Rheologie der Stützflüssigkeit hat. Gegenüber der modellhaften Filterkuchenhöhe (durchgezogene Linie) mit einem Asymptotenwert $h_{Fk} = 0,9$ mm aufgrund der Thixotropie ist mit $\kappa = 0$ in Gleichung 4.27, d.h. ohne Strukturерholung, ein stetiges Wachstum zu verzeichnen (gestrichelte Linie). Der Einfluss der Fließgrenze geht aus der linken eingezeichneten Vergleichskurve hervor: Für $\tau_F \mapsto 0$ konvergiert Δp_{Fk} gegen Δp , so dass diese Kurve das maximale Filterkuchenwachstum für ein vorhandenes $\Delta p = \text{const.}$ ohne Beeinflussung durch eine Suspensions-Fließgrenze darstellt.

4.5.3 Typische Berechnungsergebnisse

Im Rahmen einer Parameterstudie zeigte sich, dass ein Asymptotenwert der Filterkuchenhöhe h_{Fk} wie im obigen Beispiel innerhalb von beim Schildvortrieb üblicher Zeitspannen nur selten erreicht wird. Zumeist ist aufgrund der Thixotropie der Suspension lediglich eine Verlangsamung des Filterkuchenwachstums zu verzeichnen. Typische Berechnungsergebnisse für verschiedene grobkörnige Böden mit bezüglich der Kornverteilung identischen Suspensionen, aber angepassten Fließgrenzen zur Einhaltung des Nachweises der inneren Standsicherheit, können der untenstehenden Abbildung 4.25 entnommen werden.

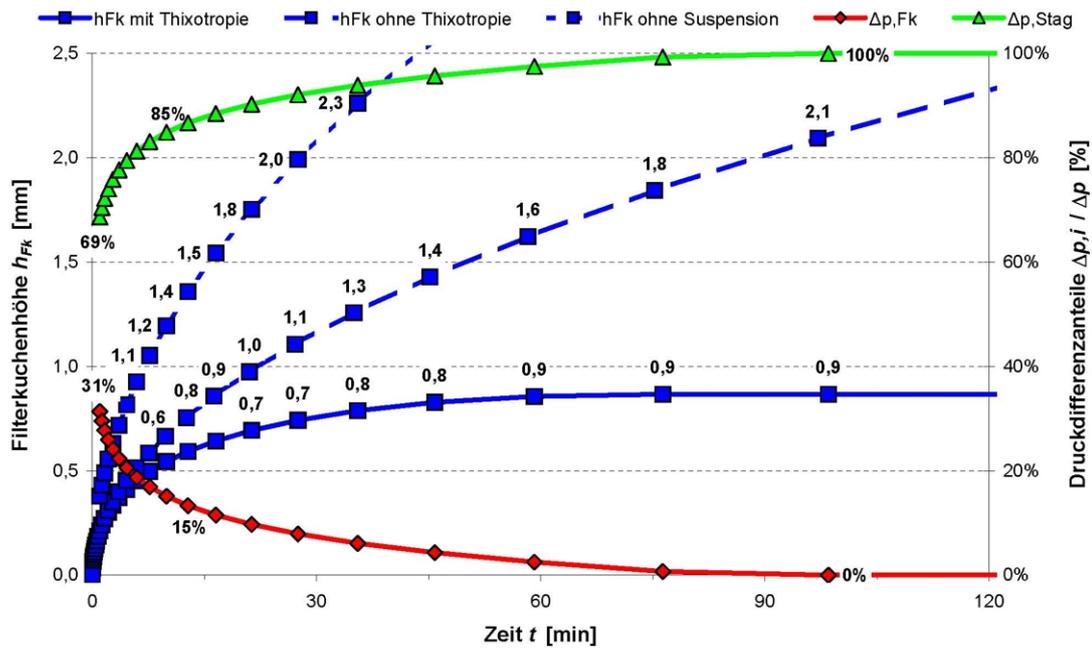


Abbildung 4.24: Exemplarische Filterkuchenberechnung nach hybrider Modellvorstellung

Es zeigt sich, dass es aufgrund der exponentiellen Abhängigkeit der kritischen Eindringtiefe s_{krit} vom Durchlässigkeitsbeiwert k_F , also mit größerem Korndurchmesser D_{10} zu einer überproportionalen Eindringung kommt, so dass dann wie bei den Feinkiesen fG 1,0 - 8,0 mm und fG 1,4 - 8,0 mm eine Stützdruckübertragung allein durch statische Schubspannungen erfolgt. Beim Grobsand gS 0,0-2,0 zeigt sich, dass die beladene Suspension filterfest ist und somit nicht in den Boden eindringt. Somit stellt diese oberste Kurve eine obere Grenze mit maximalem Filterkuchenwachstum dar. Beim Feinkies fG 0,0 - 8,0 mm ist im Vergleich dazu, wie auch im vorangegangenen Beispiel, der Einfluss von Suspensionsfließgrenze und Thixotropie erkennbar, so dass das Filterkuchenwachstum entsprechend vermindert ist und schließlich zum Erliegen kommt.

4.6 Schlussfolgerungen

In den Ausführungen des Kapitels 4 konnte dargestellt werden, dass bei der Stützung von Erdwänden mit Bentonitsuspension zumeist beide normativ geregelten Mechanismen – Stützdruckübertragung infolge Membranbildung und mittels statischer Schubspannungen nach Suspensionsstagnation – anteilig wirksam sind. Die Größe der beiden Anteile wird dabei maßgeblich von den beteiligten Korngrößen D_{15} des Baugrundes und d_{85} der regenerierten Stützflüssigkeit beeinflusst.

Die entwickelte hybride Modellvorstellung kann vor allem für charakteristische Fragestellungen hilfreich sein, insbesondere ist auf Grundlage der nunmehr bekannten zeitabhängigen Größe der Filterkuchenhöhe h_{Fk} und der Anlassdruckdifferenz $\overline{\Delta p_{Stag}}$ eine differenzierte Abschätzung der Filtrationsdauer des Ringspaltmörtels im Ringraum unter Berücksichtigung der permeabilitätsmindernden Wirkung der Stützflüssigkeit an der Ausbruchlaibung möglich.

Nach dem Voranschreiten des Schildes wird in einem betrachteten Querschnitt mit dem Einsetzen der Ringspaltverpressung die Stützflüssigkeit im Bereich des Schildschwanzes verdrängt, so dass der

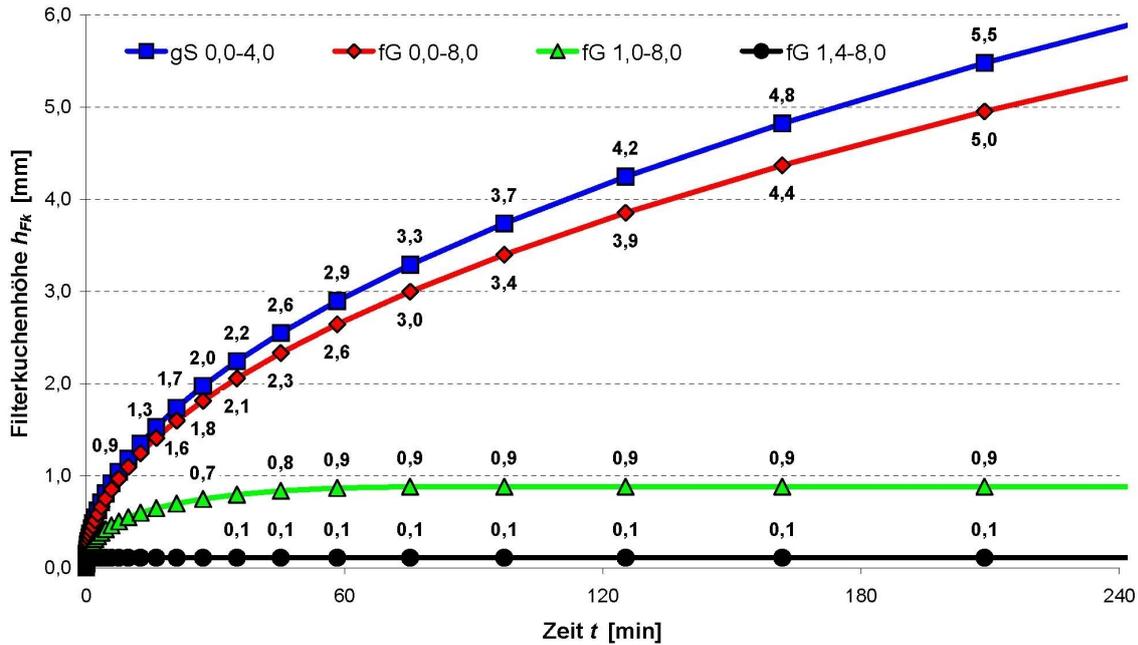


Abbildung 4.25: Parameterstudie für verschiedene Modellböden bei Verwendung von Bentonitsuspensionen mit angepasster Fließgrenze τ_F und identischem Beladungs-Korndurchmesser $d_{85} = 78 \mu\text{m}$

an der Ausbruchlaibung anhaftende Suspensions-Filterkuchen nicht weiter anwächst. Der Anteil $\overline{\Delta p_{Stag}}$ bleibt bei einer Druckerhöhung im Ringraum von Suspensionsdruck p_{Susp} auf den Mörtelverpressdruck p_0 konstant.

Der Bentonitpfropfen der Länge s wird also lediglich infolge des Filtratwasserstroms aus dem Ringspaltmörtel – nach dem Passieren des Suspensions-Filterkuchens – innerhalb des Porenraums weitergeschoben. Unter Berücksichtigung der hybriden Modellvorstellung der Stützdruckübertragung ergibt sich auf Grundlage der Gleichung 4.18 folgende Größe des eine Drainierung des Ringspaltmörtels bewirkenden Druckanteils:

$$\overline{\Delta p_0(t)} = p_0 - \left\{ p_w + \left[\kappa \cdot \ln \left(\frac{t}{t_{ref}} \right) + 1 \right] \cdot \left[(p_{Susp} - p_w) \cdot \frac{s_{krit}}{s_{ref}} \right] \right\} \quad (4.28)$$

Aber nicht nur für den maschinellen Tunnelbau, sondern auch für andere Fragestellungen im Spezialtiefbau, wie u.a. bezüglich der Größe des ansetzbaren Wandreibungswinkels δ bei Schlitzwänden, liefert das vorgestellte Modell neue Ansatzpunkte.

5 Frischmörteleigenschaften

Um festzustellen, ob ein bestimmter Mörtel-Mischungsentwurf zur Verwendung als Ringspaltmörtel geeignet ist, müssen die Randbedingungen im Zuge des maschinellen Tunnelbaus beachtet werden. Dazu zählt insbesondere, dass der zu verwendende Mörtel im Zusammenhang mit den pumpentechnischen und einsatzspezifischen Gegebenheiten – in Bezug auf den Schildvortrieb also z.B. Förderung mittels Kolbenpumpe durch ca. 35 m Rohr- und Schlauchleitung mit Innendurchmesser DN 65 mm gegen einen bestimmten Druck im Ringraum – pumpfähig sein muss, um zum Einbauort, dem Ringspalt, zu gelangen.

Ausgehend von einer Literaturrecherche wird im Abschnitt 5.1 zunächst erörtert, was konkret unter dem Begriff „pumpfähig“ zu verstehen ist. Anschließend werden in den Abschnitten 5.2 bis 5.4 Auswertungen von eigenen Versuchsreihen vorgestellt, mit deren Hilfe schildvortriebsspezifische Einflüsse untersucht wurden und so im Abschnitt 5.5 Empfehlungen bezüglich des Mischungsentwurfs für einen zementfreien Ringspaltmörtel zur Gewährleistung eines erfolgreichen Verpressvorgangs abgeleitet werden konnten. Grundlage der Versuchsreihen sind vor allem Pumpversuche in einer Modellrohrstrecke und rheologische Messungen an Mörteln, aber auch baustofftechnologische und bodenmechanische Elementversuche, die zur Beurteilung der Pumpfähigkeit geeignet erscheinen.

5.1 Pumpfähigkeit von Betonen und Mörteln

Bezüglich der Strömungsmechanik von Mörteln in Rohrleitungen kann auf Veröffentlichungen zu Pumpbetonen zurückgegriffen werden. Obwohl deren Verwendung weit verbreitet ist, finden sich in der Literatur nur verhältnismäßig wenige Ausführungen zu dieser Thematik wieder. Schwerpunkt der meisten wissenschaftlichen Aufsätze ist das Wandreibungsverhalten von Betonen in Rohrleitungen, das insbesondere für die Prognose der zu installierenden Pumpenleistung in Bezug auf Förderrate und Förderdruck von Bedeutung ist.

Nach DE LARRARD [117] müssen vor allem zwei Kriterien erfüllt sein, um einen Beton als „pumpfähig“ bezeichnen zu können:

- Der Pumpbeton (bzw. hier Mörtel) muss mit mäßigem Förderdruck innerhalb der Schlauch- und Rohrleitungen zu bewegen sein.
- Es darf zu keiner Separierung der verschiedenen Mörtelbestandteile kommen, was sonst zum Auftreten von Stopfern führen würde.

5.1.1 Theorie der Rohrströmung von Dickstoffen

Um eine gewünschte Förderrate mit moderaten Förderdrücken zu erreichen, muss ein Pumpbeton ausreichend fließfähig sein, also eine geringe Reibung zwischen Beton bzw. Mörtel und Rohrwand aufweisen. Auch wenn die Konsistenz von Ringspaltmörteln ohnehin recht fließfreudig eingestellt wird, damit sich das Material optimal im Ringraum verteilen kann und die Einhaltung eines maximalen Förderdrucks im Gegensatz zur Förderung von Konstruktionsbetonen im Hochbau eher unproblematisch ist, sind die nachfolgenden Ausführungen bezüglich der Theorie der Rohrströmung von Dickstoffen aber dennoch von Bedeutung, um die Prozesse im Zuge einer unerwünschten Stopferbildung – Einzelheiten hierzu werden im Unterabschnitt 5.1.4 vorgestellt – zu verstehen.

Scherfließen und Pfropfenfließen

Wie von MÜLLER und HAIST [128] beschrieben, stellt die Rohrwandung eine Störung der Partikelpackung der feststoffreichen Suspension in Form von Beton oder Mörtel dar. Um den Rohrquerschnitt in diesem Bereich dennoch vollständig auszufüllen, ist gegenüber dem Gesamtsystem ein lokal erhöhter Feinanteil erforderlich. Wie von KAPLAN [129] dargestellt, führt dieser größere Leimanteil an der Rohrwandung dazu, dass sich die mittlere Strömungsgeschwindigkeit v als Summe zweier Anteile zusammensetzt, siehe auch Abbildung 5.1:

- dem Scherfließen v_c und
- dem Pfropfenfließen v_g .

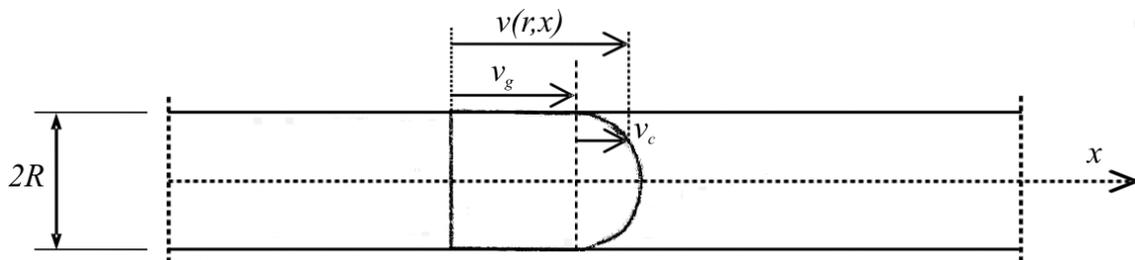


Abbildung 5.1: Kombinierte Scher- und Pfropfenströmung, Quelle: nach [129]

Als Scherfließen ist dabei das Strömungsverhalten wie bei NEWTON'schen Fluiden zu verstehen, bei dem eine Geschwindigkeit von null unmittelbar an der Rohrwand vorliegt. Beim Pfropfenfließen, das den überwiegenden Anteil des Gesamtdurchflusses bei Dickstoffen ausmacht, ist im Gegensatz dazu das Strömen eines in sich praktisch ungescherten Blocks zu verzeichnen.

Gesättigter und ungesättigter Mörtel

Bei der Berechnung der zu erwartenden Pumpendrucke muss grundsätzlich zunächst zwischen gesättigten und ungesättigten Mörteln unterschieden werden. Bei einem gesättigten Material ist der Zwischenraum des Zuschlags mit Mehlkornleim, der wiederum wassergesättigt ist, vollständig gefüllt. Somit wird die auf den Mörtel einwirkende Spannung in der Förderleitung (Pumpendruck) durch einen Porenwasserdruck getragen. Ist zu wenig Mehlkornleim bzw. Anmachwasser vorhanden,

so kommt es zum unmittelbaren Kontakt der Zuschlagkörner, was, wie aus Abbildung 5.2 ersichtlich ist, erheblichen Einfluss auf den Strömungswiderstand hat. Praktische Bedeutung haben also lediglich wassergesättigte Mörtel, die Betrachtung als ungesättigtes Medium hilft jedoch, die Verhältnisse bei einer möglichen Stopferbildung zu beschreiben.

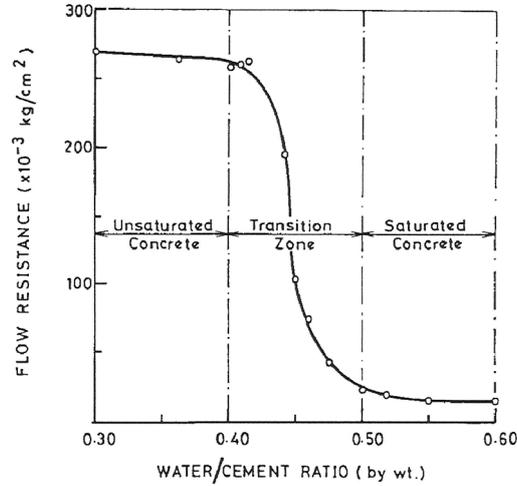


Abbildung 5.2: Einfluss der Sättigung auf den Förderdruck, Quelle: [127]

Ein entsprechender Vergleich von gesättigten und ungesättigten Betonen wird von BROWNE und BAMFORTH [127] aufgezeigt: Unterschiede liegen demnach insbesondere bezüglich der Abhängigkeit der Wandschubspannungen vor. Typischerweise kann bei gesättigten Betonen im bodenmechanischen Sinn von undrainierten Scherverhältnissen ausgegangen werden, so dass die Scherspannung τ – hier die Wandschubspannung – unabhängig vom vorhandenen Druckniveau p ist und lediglich von der Strömungsgeschwindigkeit v des Fördermediums beeinflusst wird, siehe Gleichung 5.1.

Die Konstanten τ_0 und λ sind dabei als charakteristische Strömungskonstanten für eine bestimmte Materialkombination in Bezug auf Mörtel- und Rohrmaterial anzusehen. Neben dem Aufbringen eines initialen Drucks zur Überwindung der Wandhaftspannung τ_0 ist in Anlehnung an das Fließgesetz $\tau = \tau_F + \eta_{pl} \cdot \dot{\gamma}$ von BINGHAM (siehe auch Seite 52), das zumeist für die rheologische Beschreibung von pumpbaren Betonen herangezogen wird, ein zusätzlicher Anteil in Abhängigkeit des Schergeschwindigkeitsgefälles und damit von der mittleren Strömungsgeschwindigkeit v aufzubringen:

$$\tau = \tau_0 + \lambda \cdot v \quad (5.1)$$

Aus der Kräftebilanz an einem infinitesimalen Materialstück in einem Förderrohr, siehe Abbildung 5.3 links, kann die nachfolgende Differentialgleichung 5.2 formuliert werden, welche auf die in der Gleichung 5.3 angegebene Lösung führt. Diese beschreibt eine lineare Abhängigkeit des Drucks p im Abstand x hinter der Pumpe, p_0 stellt den Pumpendruck dar. Bezüglich des genauen Lösungsweges wird auf die oben benannte Quelle verwiesen.

Für gesättigte bzw. undrainierte Randbedingungen gilt also:

$$p \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} - (p + dp) \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} - \pi \cdot D \cdot \underbrace{(\tau_0 + \lambda \cdot v)}_{\tau} \cdot dx = 0 \quad (5.2)$$

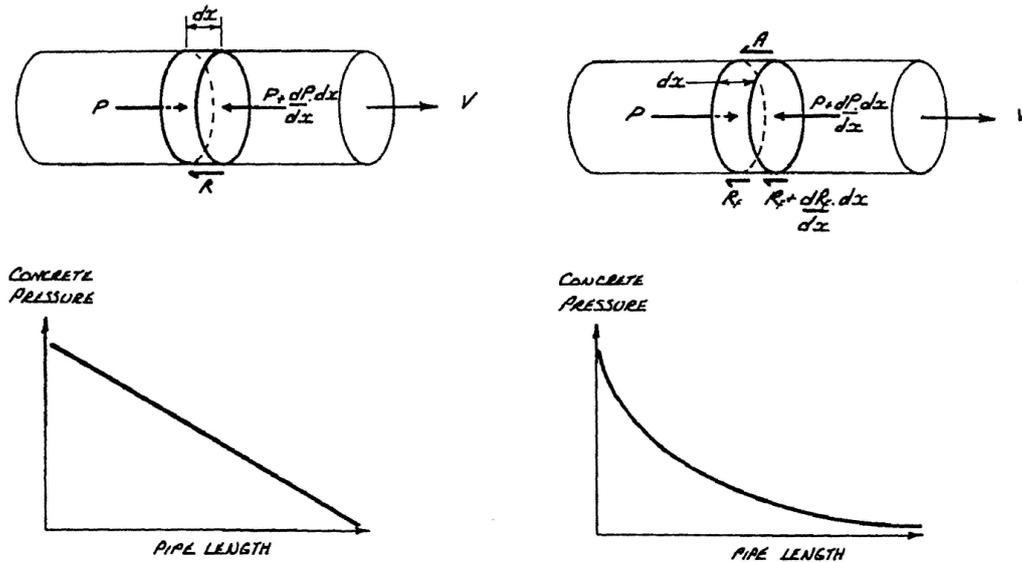


Abbildung 5.3: Rohr-Druckverläufe bei undrainierten und drainierten Scherverhältnissen, Quelle: [127]

$$\rightarrow p = p_0 - \frac{4 \cdot \tau \cdot x}{D} \quad (5.3)$$

Bei drainierten Randbedingungen ist das in den Leitungen befindliche Mörtelmaterial aufgrund des geringen Wassergehaltes nur schwer verformbar und weist bodenähnliche Eigenschaften auf. Insbesondere verfügt es im Gegensatz zum fließfähigen Mörtel über eine innere Reibung, was zur Folge hat, dass der radiale Rohrdruck p_{rad} ungleich dem longitudinalen Druck p ist. In Analogie zur bodenmechanischen Erddruckberechnung kann das Verhältnis beider Drücke durch einen „Erddruckbeiwert“ K erfasst werden: $p_{rad} = K \cdot p$.

Des Weiteren kann die Größe der Scherspannung eines ungesättigten Mörtelpropfens an der Wandung der Förderleitung gemäß dem MOHR-COULOMB'schen Schergesetz, also infolge von Kohäsion bzw. Adhäsion τ_0 und spannungsabhängigem Reibungsanteil $\tan \delta$ formuliert werden:

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_0 + \tan \delta \cdot p_{rad} \\ &= \tau_0 + \tan \delta \cdot K \cdot p \end{aligned} \quad (5.4)$$

Aufgrund der Spannungsabhängigkeit des Druckverlustes bzw. der Druckdifferenz dp im Rohrstück der Länge dx , siehe Abbildung 5.3 rechts, ist diese in Abhängigkeit von p zu formulieren, siehe Gleichung 5.5. Vereinfacht wurde dabei ein mittlerer Druck von $p + dp/2$ auf der gesamten Länge dx unterstellt.

Für ungesättigte bzw. drainierte Randbedingungen gilt somit:

$$p \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} - (p + dp) \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} - \underbrace{\pi \cdot D \cdot \left[\tau_0 + \tan \delta \cdot K \cdot \left(p + \frac{dp}{2} \right) \right]}_{\tau} \cdot dx = 0 \quad (5.5)$$

$$\rightarrow p = p_0 \cdot \exp\left(\frac{-4 \cdot \tan \delta \cdot K \cdot x}{D}\right) - \frac{\tau_0}{\tan \delta \cdot K} \left[1 - \exp\left(\frac{-4 \cdot \tan \delta \cdot K \cdot x}{D}\right) \right] \quad (5.6)$$

Durch Auflösen der Gleichung 5.6 nach x und Einsetzen konkreter Zahlenwerte, d.h. eines maximalen Pumpendrucks von $p_0 = 60 \text{ bar} \hat{=} 6.000 \text{ kN/m}^2$ und $p = 0 \text{ kN/m}^2$ am freien Ende der Betonförderleitung mit einem Durchmesser von DN 65 mm, zeigt sich, dass ein ungesättigter Mörtel nicht pumpbar ist bzw. ein kurzer Leitungsabschnitt x_{max} mit nicht fließfähigem Mörtelmaterial – einem so genannten Stopfer – ausreicht, um die Förderleitung zu blockieren.

Dabei wurde ein Winkel der inneren Reibung des nicht mehr fließfähigen Materials von $\varphi = 40^\circ$ – entsprechend den bodenmechanischen Eigenschaften (siehe Unterabschnitt 7.3.2) des drainierten Mörtelmaterials, die im Kapitel 7 genauer charakterisiert werden – und ein Rohrwandreibungswinkel von $\delta = \tan(1/2 \cdot \varphi) = \tan(20^\circ) = 0,364$ angesetzt. Als Erddruckbeiwert K innerhalb des sehr starren Förderrohrs kann eine Größenordnung des Erdruhedruckbeiwertes nach JAKY von $K = K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,357$ unterstellt werden. Des Weiteren wurde eine den Druckverlust initiiierende Rohrwandadhäsionsspannung von $\tau_0 = 1 \text{ kN/m}^2$ angesetzt:

$$\begin{aligned} x_{max} &= -\frac{D}{4 \cdot \tan \delta \cdot K} \cdot \ln \frac{\tau_0}{p_0 \cdot \tan \delta \cdot K + \tau_0} \\ &= -\frac{0,065}{4 \cdot 0,364 \cdot 0,357} \cdot \ln \frac{1}{6000 \cdot 0,364 \cdot 0,357 + 1} = 0,83 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.7)$$

Selbst bei einem Druck von $p_0 = 200 \text{ bar}$ wäre lediglich eine Förderweite $x_{max} = 0,98 \text{ m}$ zu erreichen.

5.1.2 Prüfung der Fließfähigkeit

Indexversuche

Um einen ersten Eindruck der Fließfähigkeit zu erhalten, werden im Zuge von Eignungsuntersuchungen und zur Qualitätskontrolle auf der Baustelle die rheologischen Eigenschaften zumeist nur mit Hilfe von Ersatzparametern in Indexversuchen erfasst, z.B. in Form eines Ausbreitmaßes, des Setzmaßes im Slumpversuch oder einer Trichterauslaufzeit. Wie von KORDTS [118] dargestellt, wird je nach Art des Versuchs eine der beiden maßgeblichen rheologischen Einflussgrößen – Fließgrenze oder Viskosität – stärker gewichtet.

Die Ermittlung des Ausbreitmaßes mit dem Ausbreittisch nach DIN 1048-1/DIN EN 12350-5 bzw. mit dem Slump-Kegel nach DIN EN 12350-2 dient demnach vorwiegend zur Beurteilung der Fließgrenze und die Messung der Auslaufzeit der Viskositätsbestimmung, für Mörtel ist der HÄGERMANN-Ausbreittisch nach DIN EN 1015-3 weit verbreitet. Wie z.B. von v. ECKARDSTEIN [119] aufgeführt, sollte die Konsistenz von Pumpbetonen im Bereich von F2 oder F3 nach DIN EN 206-1 liegen, siehe Tabelle 5.1, so dass dieser „leicht glattgestrichen werden kann und die Oberfläche dabei entsprechend glänzt“.

Der zweite wichtige, auf Seite 75 genannte Aspekt zur Sicherstellung der Pumpfähigkeit – das Separationsverhalten – wird häufig anhand des Absonderns von so genanntem Blutwasser bewertet, wofür zumeist Drucktöpfe zum Einsatz kommen, die als Filterpresse mit einseitiger Drainiermöglichkeit konzipiert sind. Aufgrund des relativ kleinen Größtkorndurchmessers bei Ringspaltmörteln von höchstens $d_{max} = 8 \text{ mm}$ bietet sich hierfür die Prüfeinrichtung für Bentonitsuspensionen

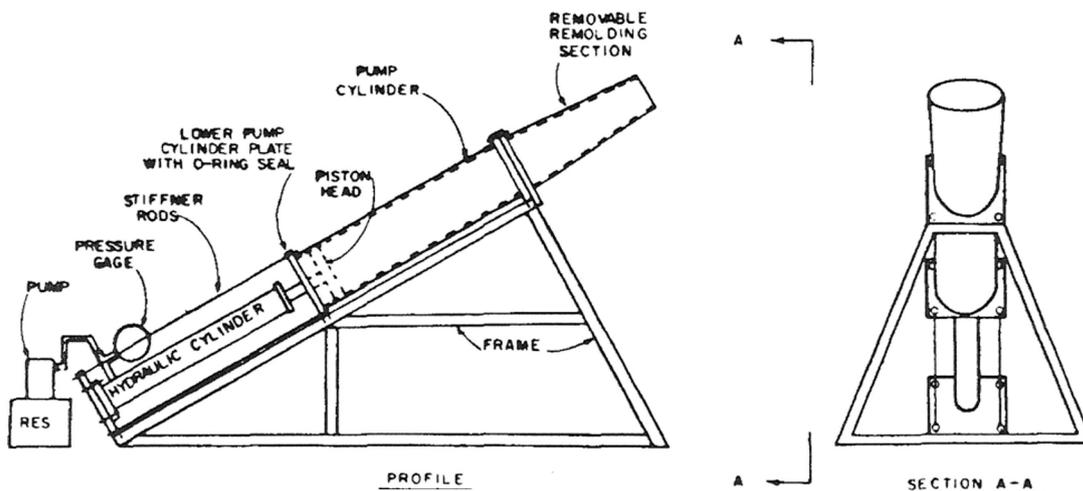
Tabelle 5.1: Konsistenzklassen von Frischbeton nach DIN EN 206-1, Quelle: [120]

Konsistenzklasse	C0	F1 C1	F2 C2	F3 C3	F4	F5	F6
Ausbreitmaß [cm]	–	≤ 34	35...41	42...48	49...55	56...62	≥ 63
Verdichtungsmaß c [-]	≥ 1,46	1,45...1,26	1,25...1,11	1,10...1,04	–	–	–
Konsistenzbeschreibung	sehr steif	steif	plastisch	weich	sehr weich	fließfähig	sehr fließfähig
Eigenschaften des Feinmörtels	erdfeucht	erdfeucht und etwas nasser	weich	flüssig	sehr flüssig		
Eigenschaften des Frischbetons beim Schütten	lose	lose/schollig	schollig bis zusammenhängend	schwach fließend	fließend		
Verdichtungsart	kräftig wirkende Rüttler und/oder kräftiges Stampfen bei dünner Schüttlage		Rütteln	Rütteln	„Entlüften“ durch Stochern oder leichtes Rütteln		

nach E-DIN 4126 mit reduziertem Druckniveau von beispielsweise 1 bis 2 bar an. Weitere einfache Möglichkeiten zur Kontrolle der Blutwassermenge ohne Druckbeaufschlagung ist die Beobachtung des Absetzmaßes im 1-Liter-Standzylinder [125] oder durch Abschöpfen, wie es im „Eimerverfahren“ in DIN EN 480-4 beschrieben ist.

Ermittlung rheologischer Parameter

Stellvertretend für genauere Untersuchungen der Rohrwandreibung sei an dieser Stelle die Arbeit von BEST und LANE [121] genannt: Sie untersuchten mit Hilfe des in der Abbildung 5.4 dargestellten Modellversuchs, welcher Kolbendruck erforderlich ist, um den in einem Rohr befindlichen Beton in Bewegung zu versetzen. Mittels Anbauten wie einem Reduzierstück konnten auch Indizes für eine ausreichende Verformbarkeit bewertet werden, die Ergebnisse wurden anschließend mit Druckmessungen aus Feldversuchen verglichen.

**Abbildung 5.4:** Versuchsaufbau zur Prüfung der Pumpfähigkeit nach BEST und LANE, Quelle: [121]

Zur besseren Prognose von Druckverlusten in einer Betonförderleitung sind rheometrische Untersuchungen erforderlich, aus denen die beiden in der Gleichung 5.1 benannten Rohrreibungsanteile abgeleitet werden können. Eine Möglichkeit stellen dabei Beton-Rheometer mit einem aufgrund der groben Gesteinskörnung von bis zu 63 mm großen Probevolumen dar. Als Beispiel sei an dieser Stelle

das Messsystem MLPC®BTRHEOM aus Frankreich mit 7 Litern Fassungsvermögen erwähnt [122]. Rheometricsysteme für Betone gelten in der Praxis jedoch als relativ kompliziert händelbar, d.h. sie liefern häufig keine reproduzierbaren Ergebnisse und gestatten zumeist nur eine unzureichend genaue Prognose der Durchfluss-Druck-Beziehung.

Eine neuartige Möglichkeit zur Messung der Rohrreibungsverluste stellt das Gleitrohr-Rheometer von KASTEN (Fa. Putzmeister AG, Aichach) dar, siehe Abbildung 5.5. Wie in [123] beschrieben wird, ist das Messgerät aus einem stehenden Kolben aufgebaut, über den ein Rohr vertikal nach unten gleitet. Dabei übt der im Rohr befindliche Dickstoff einen Druck auf den Sensor im Kolben aus. Auf Grund des Bewegungsablaufs des abwärts gleitenden Rohres entstand der Name Gleitrohr-Rheometer. Durch die Verwendung verschieden großer an das Rohr anzuhängender Massen wird die Gleitgeschwindigkeit variiert und mittels kontinuierlicher Druck- und Weg- bzw. Geschwindigkeitsmessung die Abhängigkeit zwischen Förderdruck und Fördermenge als Fließkurve in mehreren Punkten bestimmt. Aus den Messwerten können dann Beiwerte als Äquivalente für die Fließgrenze und die plastische Viskosität von nicht thixotropen BINGHAM-Medien abgeleitet werden.



Abbildung 5.5: Gleitrohr-Rheometer von Putzmeister, Quelle: [124]

5.1.3 Materialeigenschaften zur Sicherstellung der Pumpfähigkeit

Bei Pumpbetonen und -mörteln kommt es insbesondere darauf an, dass eine ausreichende Menge an Mehlkorn mit einem Korndurchmesser von $d < 0,125$ mm vorhanden ist, das bei herkömmlichen Baustoffen üblicherweise aus dem Zementanteil, sowie ggf. Flugasche oder Gesteinsmehl gebildet wird. Der Mehlkornleim soll, wie unter anderem von v. ECKARDSTEIN [119] dargestellt, die innere Reibung des zu fördernden Materials infolge Schmierwirkung gering halten und zudem, wie bereits ausführlich dargestellt, die einwirkende Spannung, d.h. den Pumpendruck, als Flüssigkeitsdruck tragen, so dass das Auftreten von „Korn-zu-Korn“-Kräften unterbunden wird.

Dafür muss soviel Mehlkornleim vorhanden sein, dass jedes Einzelkorn satt umhüllt werden kann, siehe Abbildung 5.6. Die erforderliche Menge wird demnach auch vom Verhältnis von Kornoberfläche zu Kornvolumen bestimmt, also vom Durchmesser des verwendeten Größtkorns. Entsprechend beeinflusst die Kornform den erforderlichen Mehlkorngehalt: Ein plattiges oder gebrochenes Korn

weist gegenüber der idealen Kugelform ein ungünstigeres Verhältnis von Kornoberfläche zu Kornvolumen auf. Als Anhaltswert ist in der benannten Quelle ein Mindestmehlkorngehalt von 525 kg/m^3 bei einem runden Größtkorn von $d_{max} = 8 \text{ mm}$ angegeben, welcher bei gebrochenem Korn um ca. 10 % erhöht werden sollte.

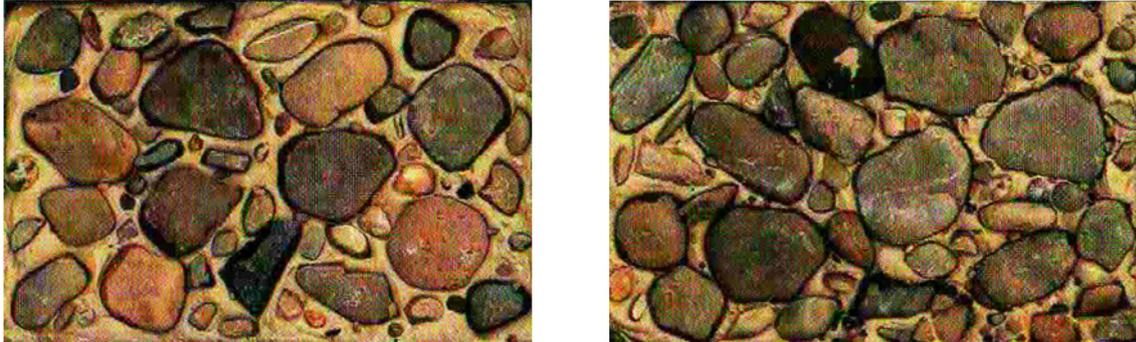


Abbildung 5.6: Mehlkornleim im Beton, Quelle: [119]
links: Gut pumpbarer Beton, rechts: Schlecht pumpbarer Beton

Wie KAPLAN, DE LARRARD und SEDRAN [126] gezeigt haben, darf der Mehlkornleim des Betons/Mörtels nicht zu dünnflüssig eingestellt werden, da ansonsten grobkörnige Kornfraktionen wegen der wiederholten Beschleunigung und Verzögerung infolge der einzelner Hübe bei einer Kolbenpumpe in Richtung der Mörtelfront wandern, also eine sog. Segregation vorliegt. Ebenso verstärkt sich bei hohem Wassergehalt die Neigung zum Bluten mit einhergehender Verfestigung im Ruhezustand.

Als weitere betontechnologische Eigenschaft wird in Lehrbüchern, wie dem von GRÜBL, WEIGLER und KARL [131], eine ausreichend gute Verformbarkeit zur Überwindung von Querschnittänderungen und Krümmungen angegeben, welche durch die Einstellung einer plastischen bis weichen Konsistenz nach Tabelle 5.1 und der Verwendung relativ sandreicher Zuschlagmischungen „im oberen Bereich der Sieblinien zwischen A und B“ sichergestellt werden soll.

5.1.4 Bildung von Stopfern

Als Stopferbildung wird das Verkeilen grober Mörtelbestandteile bezeichnet, zu dem es kommt, wenn im Mörtel nicht ausreichend den Pumpendruck tragender Mehlkornleim (so genannte „Schlempe“) zur Verfügung steht. Die Einwirkungen infolge des Kolbenhubs werden in diesem Bereich dann nicht mehr als Flüssigkeitsdruck getragen, sondern durch Korn-zu-Korn-Spannungen, was zu einem – in Längsrichtung der Pumpstrecke betrachtet – überproportionalen Förderdruckanstieg bis zum Blockieren der Pumpe führt. Bezüglich der Stopferbildung ist nach KAPLAN, DE LARRARD und SEDRAN [126] zwischen den vier nachfolgend genannten Ursachen zu unterscheiden:

1. Stopferbildung beim Befüllen der Förderleitung,
2. Stopferbildung während des Pumpvorgangs,
3. Stopferbildung bei Wiederaufnahme des Pumpbetriebs nach Unterbrechung und
4. Stopferbildung beim Reinigen der Leitungen.

Während die unter 2. und 4. genannten Punkte baustellenpraktisch relativ einfach unterbunden werden können, nämlich durch die Einhaltung eines gleichmäßigen Pumpenförderstroms bzw. der Verwendung von Rohrreinigungsbällen oder „Molchen“ beim Ausdrücken der Leitungen mittels Wasser oder Druckluft, erfordern die unter 1. und 3. erwähnten Ursachen eine Anpassung der Mörtelzusammensetzung.

Stopferbildung beim Anpumpen

Um ausreichend schmierenden Leim bereits beim Befüllen der Leitung zur Verfügung zu stellen, auf dem ein Mörtelpfropfen durch die Rohr- und Schlauchleitungen gleiten kann, ist es bei der Pumpförderung von Betonen über längere Distanzen erforderlich, die Leitungen vorzuschmieren. Dafür wird im Hochbau üblicherweise zunächst Zementleim ohne Zuschlag in den Pumpentrichter gegeben und erst anschließend das eigentliche Fördergut eingefüllt.

Bei einer Pumpförderung von Betonen über kürzere Distanzen ist dies nicht unbedingt erforderlich und auch auf Tunnelvortriebsmaschinen für den Verkehrstunnelbau mit einer Leitungslänge von etwa 30 m wird eine Vorschmierung zumeist nur über das Einfüllen von einigen Litern Bentonitsuspension (ohne zusätzliches Mehlkorn) realisiert. Auch wenn dadurch bereits eine erste Benetzung der Rohrwandung geschaffen wird, welche die Neigung zur Stopferbildung deutlich zu reduzieren vermag, so muss die auf Seite 76 beschriebene Störung der Partikelpackung im Weiteren aber dennoch vor allem über Mehlkornanteile ausgeglichen werden.

Dafür steht nur das im Mörtel selbst vorhandene Feinmaterial zur Verfügung, so dass die Mörtelfront beim Durchströmen der leeren Förderleitung an Mehlkornleim verliert, ggf. bis hin zur Stopferbildung. Der Verlust an schmierendem Material kann durch eine nicht sorgfältige, verkantete Verlegung der Förderrohre oder undichte Kupplungen begünstigt werden, so dass an diesen Stellen häufig ein Austritt von Feinkornleim oder Wasser zu verzeichnen ist.

Stopferbildung nach Vortriebsunterbrechungen

Damit bei Wiederaufnahme des Pumpenbetriebs keine der gefürchteten Stopfer auftreten, darf ein Fördergut keine zu starken Absetzerscheinungen, so genanntes „Bluten“ zeigen, da sich dadurch die Fließfähigkeit des ausgebluteten Materials verringert. Beim Schildvortrieb muss dabei auch das Auftreten von mitunter zeitlich recht ausgedehnten Vortriebsunterbrechungen für den Ringbau, Drucklufteinstiege zwecks Wartung der Abbauwerkzeuge oder infolge außerplanmäßiger Stillstände berücksichtigt werden.

Während die Mörtel Eigenschaften eines zementfreien Mörtels in den Vorratsbehältern mittels Agitatorumwälzung praktisch zeitlich unbegrenzt aufrechterhalten werden können, ist eine Beeinflussung des Mörtels, der sich bereits innerhalb der Rohrleitung befindet, nicht mehr möglich. Infolgedessen kann es aufgrund zeitlich ausgedehnter Stillstandszeiten der Verpresspumpen auch bei Mörteln, die im kontinuierlichen Vortrieb ohne Schwierigkeiten pumpbar sind, zu Problemen beim Wiederanlaufen der Pumpen kommen.

5.2 Eigene Untersuchungen zu Stopfern bei Ringspaltmörteln

Nachdem ausgeführt wurde, welche Zusammenhänge dem Auftreten von Stopfern zugrunde liegen, soll im Rahmen eigener Betrachtungen nun studiert werden, welche baustofftechnologischen Eigenschaften bei zementfreien Ringspaltmörteln gewährleistet sein müssen, um entsprechende Blockierungen des Fördersystems zu vermeiden.

Zunächst soll geprüft werden, welche Mehlkornmaterialien grundsätzlich für die Verwendung in einem zementfreien Mörtel zur Ringspaltverpressung geeignet sind. Zur Gegenüberstellung verschiedener Einflussgrößen wird nachfolgend ein 1. Referenzmörtel definiert, von dessen Mischungsentwurf aus Modifikationen am Mörtelmaterial zur Verbesserung der Pumpfähigkeit abgeleitet werden sollen. Des Weiteren wird eine Modellrohrstrecke vorgestellt, in der sowohl Aspekte der Stopferbildung beim Befüllen des Leitungsstranges als auch Probleme beim Wiederanlaufen der Verpresspumpe studiert werden konnten.

5.2.1 Ausgangsstoffe für Ringspaltmörtel

Wie bereits im Abschnitt 1.3 bezüglich einiger ausgewählter Projekte der jüngeren Vergangenheit dargestellt, bestehen Ringspaltmörtel (unabhängig davon, ob es sich um konventionelle zementhaltige oder zementfreie Materialien handelt) aus folgenden Rohstoffen:

- Gesteinskörnung mit einem Größtkorndurchmesser $d_{max} = 2 - 8$ mm,
- Füller mit einem Korndurchmesser $d < 0,125$ mm in Form von Gesteinsmehl oder einem Sekundärrohstoff wie Flugasche,
- stabilisierende Zusatzstoffe und Zusatzmittel,
- ggf. Fließmittel,
- Wasser.

Ausgehend von den Mischungsentwürfen in den Tabellen 1.1 und 1.2 kann der gängige Anteil der Gesteinskörnung (Kies und Sand) in einem Ringspaltmörtel mit ca. 1.200 bis 1.300 kg/m³ beziffert werden. Ausgehend von einer Korndichte $\rho_s = 2,65$ t/m³ beträgt der volumetrische Anteil damit ca. 450-490 l/m³, die restlichen Bestandteile bilden den Leim, so dass dessen Anteil bei den erwähnten Projekten etwa 50-55 Vol.-% ausmacht. Für die eigenen nachfolgenden Betrachtungen wurde zunächst ein 1. Referenzmörtel mit jeweils 50 Volumen-% Mehlkornleim und Gesteinskörnung mit Größtkorndurchmesser $d_{max} = 6$ mm gewählt, siehe Tabelle 5.2.

Eine Stabilisierung zur Reduzierung von Blutungserscheinungen erfolgte mit 5 Massen-% Kaolin vom Fülleranteil. Nähere Details zur Stabilisierung und den dabei Verwendung findenden Zusatzstoffen- und -mitteln werden auf Seite 90 vorgestellt.

Der Wassergehalt wurde so eingestellt, dass der Mörtel ein Ausbreitmaß von $a = 21,0 - 22,0$ cm, ermittelt mit dem HÄGERMANN-Ausbreittisch nach DIN EN 1015-3, also eine gut fließfähige Konsistenz aufwies. Ein geringeres Ausbreitmaß führte nach entsprechenden Vorversuchen zu einer verminderten Fließfähigkeit, ein erhöhtes Ausbreitmaß hatte hingegen die Sedimentation größerer Kornfraktionen im Mörtel, also ein Entmischen zur Folge. Vor der Bestimmung des Ausbreitmaßes

erfolgte auch eine Ermittlung des so genannten Setzfließmaßes (analog zum Slump-Versuch) vor dem 15-maligen Fallenlassen des Ausbreittisches.

Tabelle 5.2: Mischungsentwurf des 1. Referenzmörtels

Mörtelbestandteil	Massenanteil [kg/m ³]	Volumenanteil [l/m ³]
Kies 2-6 mm	585	220
gewaschener Sand 0-2 mm	740	278
Füller	585	221
Kaolin	29	11
Wasser	270	270
Summe	2.209	1.000

Um identische Mörtel Eigenschaften verschiedener Chargen sicherzustellen, erfolgte das Anmischen mit einer Gesamtmischzeit von 5 Minuten unter Verwendung eines Mörtelmischers nach DIN EN 196-1 mit niedriger Drehzahl von 140 U/min gemäß folgendem Ablauf: Zunächst wurden die festen Mörtelbestandteile abgewogen und trocken vermengt, anschließend erfolgte ein Einrieseln in das Anmachwasser bei laufendem Mischer. Nach 1 Minute wurde der Mischer ausgeschaltet und innerhalb von 60 Sekunden der Mörtel an der Wandung der Schüssel mittels Schaber entfernt und in die Mitte derselben gegeben. Anschließend wurde der Mischvorgang über eine Zeitdauer von 3 Minuten, weiterhin mit niedriger Drehzahl von 140 U/min, fortgesetzt.

Zuschlag

Nach GRÜBL, WEIGLER und KARL [131] können die einzelnen Massenanteile A einer Gesteinskörnung mit $d_{max} = 6$ mm ebenso wie im Fall der stetigen Regelsieblinie nach DIN 1045-2 mit Größtkorndurchmessern $d_{max} = 8/16/32/63$ mm mit der untenstehenden Gleichung 5.8 für Kornanteile mit $d > 0,125$ mm ermittelt werden. Diese Regelsieblinienbereiche werden mit den Buchstaben A bis C und einer Zusatzzahl für das Größtkorn bezeichnet. Nahezu unabhängig vom Größtkorn beträgt der Exponent n für die Sieblinie A rund $2/3$ und für die Sieblinie B rund $1/4$; für die Sieblinie C ist n sehr klein.

Da A-Sieblinien für Ringspaltmörtel nicht verformungsfähig genug, also zu sandarm sind, wurde eine Sieblinie AB, entsprechend einem Exponenten $n = 0,43$ gewählt und die Kornanteile auf Grundlage einer Optimierungsrechnung aus mehreren Quarzsand-/Quarzkies-Fractionen als Sackware (Sand 0,2-2,0 mm, Kies 2-4 mm und Kies 3-6) gemischt. Die Kornverteilungskurve des Zuschlags mit gewaschenem Sand dieses 1. Referenzmörtels (zusammen mit theoretischen Sieblinien A6 und B6 nach Gleichung 5.8) ist in der Abbildung 5.7 dargestellt, des Weiteren ist auch bereits die Kornverteilung eines Zuschlags mit optimiertem Sandanteil abgebildet.

$$A = \frac{100}{1 - (0,125/d_{max})^n} \cdot \left[\left(\frac{d}{d_{max}} \right)^n - \left(\frac{0,125}{d_{max}} \right)^n \right] \quad (5.8)$$

mit: d_{max} Größtkorn des Zuschlags [mm]
 d Siebweite [mm]

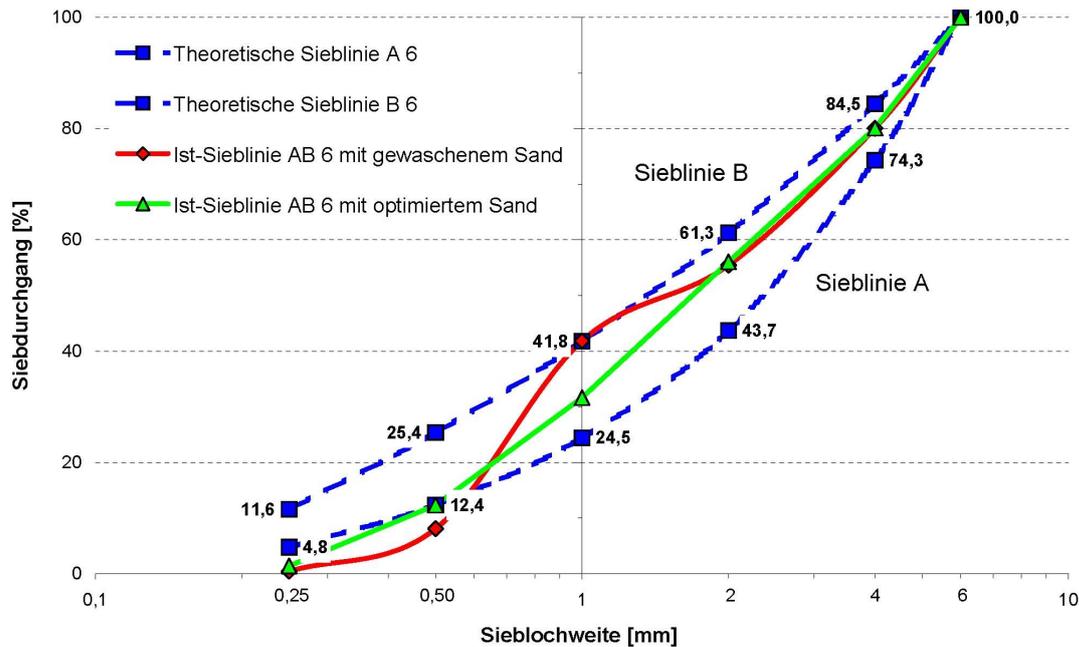


Abbildung 5.7: Sieblinien der verwendeten Zuschläge im 1. und 2. Referenzmörtel

Füller

Das Füllermaterial in einem zementfreien Ringspaltmörtel muss insbesondere zwei Anforderungen erfüllen:

1. Der Leim soll möglichst robust sein, d.h. eine geringe Änderung der Zugabewassermenge darf zu keinem übermäßigen Ansteifen oder Verflüssigen des Mörtels führen.
2. Der Leim soll keinen oder nur geringen zeitabhängigen Veränderungen, welche die Konsistenz beeinflussen, unterliegen.

Im Rahmen einer grundsätzlichen Studie sollte daher zunächst geprüft werden, welche Mehlkorn-typen als Füllermaterialien diesen Anforderungen am besten entsprechen können. Betrachtet wurden:

- ein Kalksteinmehl (KSM) mit 5 Massen-% Kornanteil über $d = 90 \mu\text{m}$,
- eine Steinkohlenflugasche (FA) nach DIN EN 450-1 und
- ein Hüttensandmehl (HSM).

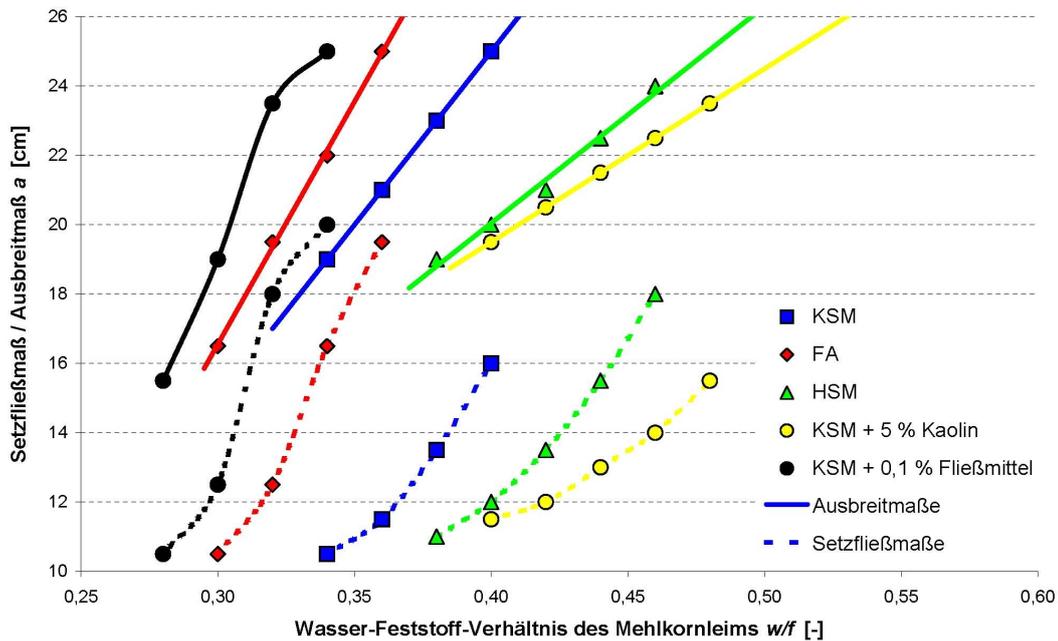
Nähere Spezifikationen können der untenstehenden Tabelle 5.3 entnommen werden. Die Dichtebestimmung erfolgte mittels Heliumpyknometer „Pycnomatic 200“ der Fa. Porotec GmbH (Hofheim), zur Ermittlung der Kornverteilungskurven und damit der angegebenen Korndurchmessers d_i stand ein Lasergranulometer „Analysette 22 MicroTec plus“ der Fa. Fritsch GmbH (Idar-Oberstein) zur Verfügung.

Tabelle 5.3: Eigenschaften der untersuchten Mehlkorntypen

Parameter	Einheit	Kalksteinmehl	Flugasche	Hüttensandmehl
Dichte	[g/cm ³]	2,64	2,29	2,81
Spezifische Oberfläche nach BLAINE	[cm ² /g]	4.120	5.710	3.490
Rückstand 45 μm -Sieb ¹	[%]	23	18	4
Korndurchmesser d_{10}	[μm]	2,1	1,4	1,7
Korndurchmesser d_{50}	[μm]	14,3	8,8	10,3
Korndurchmesser d_{90}	[μm]	58,4	96,1	39,7

¹ Ermittelt durch Nasssiebung nach DIN 18123

Leimrobustheit Um die Robustheit verschiedener Mörtel zu vergleichen, ist es zweckmäßig, die Konsistenz anhand von Ausbreitmaßen in Abhängigkeit des Wasser-Feststoff-Verhältnisses darzustellen, siehe Abbildung 5.8: Die durchgezogenen Linien repräsentieren die Ausbreitmaße und die gepunkteten die Setzfließmaße. Werden zunächst jeweils nur die 3 mittleren Kurven für Kalksteinmehl (KSM), Flugasche (FA) und Hüttensandmehl (HSM) ohne Zusatzstoff/Zusatzmittel betrachtet, so zeigt sich, dass offenbar eine lineare Abhängigkeit des Ausbreitmaßes vom Wasser-Feststoff-Verhältnis vorliegt (beim Setzfließmaß ist näherungsweise eine quadratische Abhängigkeit erkennbar) und die Steigungen der eingezeichneten Ausgleichsgeraden unterschiedlich groß sind: Je flacher eine Gerade geneigt ist, desto robuster verhält sich der Mörtel gegenüber einer Zugabewasserschwan-
kung.

**Abbildung 5.8:** Konsistenzen des 1. Referenzmörtels für verschiedene Mehlkorntypen

Im Gegensatz dazu ist der x -Achsenabschnitts-Wert nicht von Bedeutung, da er lediglich einen Hinweis darauf gibt, ab welchem w/f -Wert überhaupt eine Sättigung des Mehlkornleims zu verzeichnen ist. Dieser Sättigungspunkt kann beispielsweise mit dem für Flugaschen bekannten PUNKTE-Verfahren [132] ermittelt werden.

Die unterschiedliche Robustheit kann insbesondere auf die Mineralogie der Feinkornmaterialien

zurückgeführt werden, sie wird aber auch von der Mahlfeinheit beeinflusst. Aufgrund positiver und negativer Oberflächenladungen beim Calciumcarbonat CaCO_3 des Kalksteinmehls und den CaO-reichen Phasen beim Hüttensandmehl ist eine Agglomeration von Partikeln in der Suspension vorhanden, die sich in Form einer Fließgrenze bemerkbar macht. Je mehr Wasser einer solchen Suspension zugegeben wird, desto geringer wird der Einfluss dieser Oberflächenbindungen und es ist eine Reduktion der Fließgrenze zu verzeichnen.

Aufgrund des hohen Quarzanteils in der Flugasche sind die Oberflächen nahezu vollständig negativ geladen, womit elektrostatische Abstoßungen einhergehen. Eine reine Quarzmehlsuspension entwickelt aus diesem Grund auch keine Fließgrenze, dieser Effekt wird z.B. von SPANKA, GRUBE und THIELEN [133] beschrieben. Auch die verflüssigende Wirkung von Fließmitteln/ Betonverflüssigern beruht unter anderem auf dieser Dispergierung. Weitergehende Details zu interpartikulären Kräften und der Wirkungsweise von Fließmitteln werden an dieser Stelle nicht ausgeführt und können z.B. der Arbeit von KORDTS [118] entnommen werden.

Der beschriebene Einfluss der Dispergierung wird auch anhand der äußerst linken Kurve in obestehender Abbildung deutlich, wobei dem Mörtel mit Kalksteinmehl 0,1 Massen-% vom Füller eines Fließmittels zugegeben wurde. Im Gegensatz dazu ist, wie aus der äußerst rechten Kurve ersehen werden kann, bei der Verwendung von Stabilisierern, wie dem im vorliegenden Fall eingesetzten Kaolin, generell eine Zunahme der Robustheit mit einhergehendem Anstieg des Wasseranspruchs zur Einstellung einer bestimmten Konsistenz zu verzeichnen, siehe Abbildung 5.9.

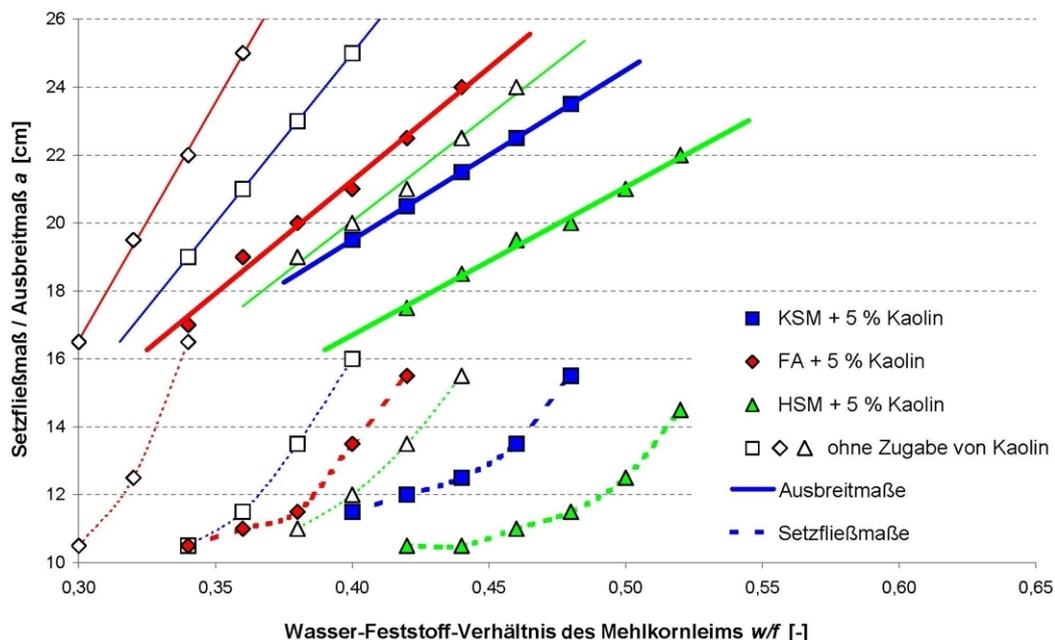


Abbildung 5.9: Konsistenzen für verschiedene Mehlkorntypen mit und ohne Kaolin-Stabilisierer

Insgesamt sind also alle 3 betrachteten Mehlkorntypen in einem zementfreien Ringspaltmörtel einsetzbar, sofern sie durch die Verwendung entsprechender Zusatzstoffe/Zusatzmittel ausreichend robuste Leime liefern.

Zeitabhängige Veränderungen Als Füller ist in einem zementfreien Mörtel ein Material wünschenswert, dass möglichst keinen oder nur geringen zeitabhängigen Veränderungen unterliegt, wel-

che die Konsistenz beeinflussen. Nur so kann eine gleichbleibend hohe Qualität des Verpressvorgangs in Bezug auf den gefahrenen Verpressdruck und somit das in den Ringraum eingebaute Mörtelvolumen erreicht werden. Als maximaler Verarbeitungszeitraum in den nachfolgenden eigenen Betrachtungen wurden 72 Stunden zu Grunde gelegt, was in etwa der Wochenend-Stillstandszeit entspricht.

Vor der Konsistenzprüfung mittels HÄGERMANN-Tisch erfolgte jeweils ein händisches Durchmischen des Materials mit Hilfe einer Mörtelkelle, um den Einfluss der Mörtelumwälzung mittels Agitator im Mörtelvorratsbehälter bei der Realausführung abzubilden. Zu beachten ist hierbei also, dass die Fließfähigkeit ohne erneute Ruhezeit des Mörtels bestimmt wurde: Die Konsistenz eines bereits in den Rohrleitungen befindlichen Materials, das über mehrere Stunden einem Sedimentationsvorgang unterlag und wieder angepumpt wird, kann also mitunter steifer sein.

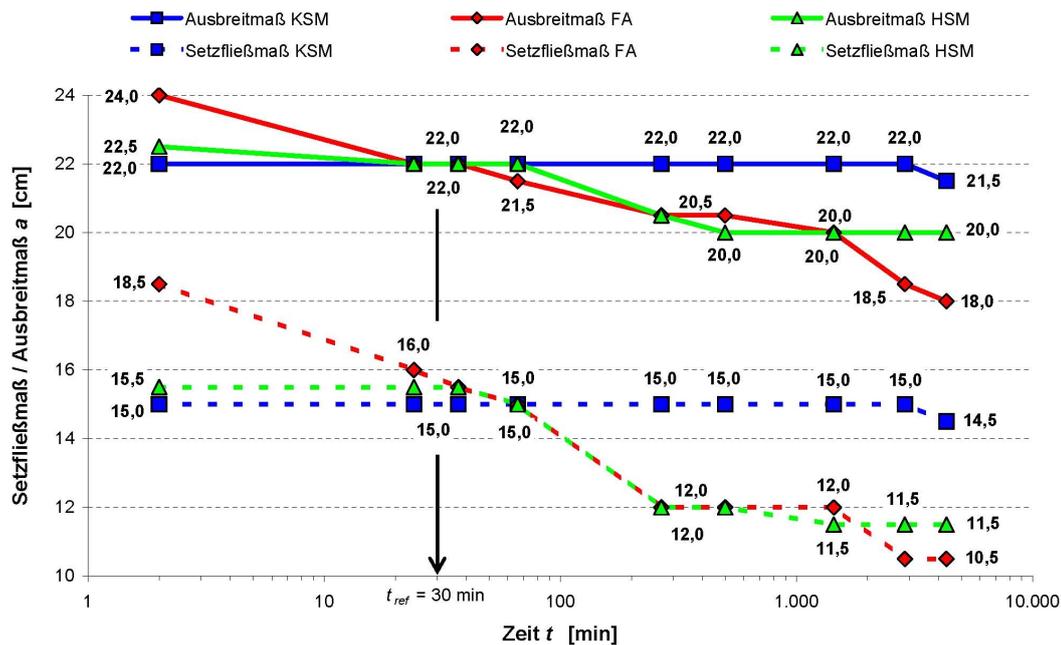


Abbildung 5.10: Zeitabhängige Konsistenzen des 1. Referenzmörtels mit verschiedenen Mehlkorntypen

Die entsprechenden Kurvenverläufe für die 3 Mörtel mit unterschiedlichem Mehlkorntyp sind in der Abbildung 5.10 dargestellt. Aus diesen geht hervor, dass die Verwendung von Kalksteinmehl zu einer zeitlich sehr ausgedehnten, konstanten Konsistenz führt: Auch nach 3 Tagen $\hat{=}$ 4.320 Minuten ist praktisch noch der Ausgangswert von $a = 15,0/22,0$ cm erhalten. Bezüglich des Mörtels mit Hüttensandmehl ist nach Verstreichen dieser Zeitspanne eine geringe Reduktion der Fließfähigkeit zu verzeichnen, mit $a = 12,0/20,5$ cm ist es aber zweifelsohne noch pumpfähig.

Bei der Flugasche ist im Gegensatz dazu eine deutliche Zeitabhängigkeit der Fließeigenschaften vorhanden: Um das Material auf die Vergleichskonsistenz von $a = 15,0/22,0$ cm nach 30 Minuten einzustellen, war eine derartige Wassergehalterhöhung erforderlich, dass unmittelbar nach dem Anmischen ein Setzfließmaß/Ausbreitmaß von $a = 18,5/24,0$ cm zu verzeichnen war und eine Entmischung des Zuschlags vom relativ dünnflüssigen Mehlkornleim einherging. Eine fließfähige Konsistenz konnte bei diesem Material lediglich bis 24 Stunden $\hat{=}$ 1.440 Minuten nach dem Anmischen eingestellt werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das verwendete „Kalksteinmehl 5/90“ (5% des

Korns sind laut Hersteller größer als $d = 90 \mu\text{m}$) am besten der Forderung nach einer langen, gleichbleibenden Konsistenz nachkommt und deshalb der Mischungsentwurf in der Tabelle 5.2 mit Kalksteinmehl als Füller als 1. Referenzmörtel für weitere Fragestellungen bezüglich der Pumpfähigkeit betrachtet wird.

Im Fall der Flugasche ist zunächst eine deutliche Überdosierung des Anmachwassers erforderlich, um zumindest im Alter von einem Tag noch eine Fließfähigkeit sicherzustellen. Aus Gründen einer einhergehenden Entmischung des Mörtelmaterials erscheint dabei die verstärkte Zugabe stabilisierender Zusatzstoffe oder Zusatzmittel geboten. Vermutlich ist die Reduktion der Fließfähigkeit des Flugasche-Mörtels auf das Aufzehren von Zugabewasser infolge des Ablöschens freier Kalkanteile zurückzuführen, was auch ein Temperaturanstieg um etwa 2°C innerhalb der ersten 60 Minuten indiktorisiert.

Stabilisierende Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Im Gegensatz zu einem zementhaltigen Material, in dem eine erste Stabilisierung bereits durch die Rekristallisation des erstarrungsregulierenden Sulfatträgers erreicht wird [134], sind solch günstige Eigenschaften bei den drei vorgestellten Mehlkorntypen zur Verwendung in einem zementfreien Verpressmörtel nicht zu erwarten.

Um hier eine übermäßige Sedimentation des Mehlkorns mit einhergehendem Ansteifen des Ringspaltmörtels zu unterbinden, müssen stabilisierende Zusatzstoffe und/oder -mittel zugegeben werden, die das Auftreten dieser so genannten Blutungserscheinungen zu reduzieren vermögen. Da hiermit strukturelle Veränderungen des Mörtelgefüges einhergehen, ist eine negative Auswirkung auf den Drainierungsvorgang des zementfreien Ringspaltmaterials zur Entwicklung von Scherfestigkeit und Steifigkeit nicht auszuschließen.

Im Rahmen der nachfolgenden Betrachtungen sollen daher zunächst verschiedene Stabilisatoren auf ihre generelle Verwendbarkeit hin in einem zementfreien Mörtelmaterial untersucht werden. Inhalt dieses Kapitels 5 ist allein der Aspekt der Sicherstellung der Pumpfähigkeit, Betrachtungen zum Einfluss auf den Drainierungsvorgang folgen im Kapitel 6. Folgende Zusatzstoffe und -mittel werden betrachtet:

- ein aktivierter Natriumbentonit,
- ein Kaolinmehl aus Ost-Deutschland,
- ein natürliches Zeolith-Material aus osteuropäischen Lagerstätten,
- Microsilica, sowie
- zwei stabilisierende Betonzusatzmittel nach DIN EN 934-2.

Bentonit Wie unter anderem von FAHN [135] dargestellt, wird beim Aufquellen von Bentonit ein Montmorillonit-Kristall in seine 15 bis 20 Einzellamellen aufgeteilt. Wegen eines negativen Ladungsüberschusses werden die einzelnen Silikat-Lamellen von Calcium- oder Natrium-Kationen über dünne Wasserbrücken in einer so genannten Kartenhausstruktur (Kante auf Fläche) elektrostatisch miteinander verbunden. Da das Verschieben oder Zerstören dieser Kontakte eine Kraft erfordert,

zeigt sich in Abhängigkeit der Anzahl und Festigkeit der Bindungen eine Scherfestigkeit bzw. Fließgrenze der Suspension, die das Absinken feiner Kornfraktionen zu unterbinden vermag.

Kaolin Beim verwendeten Kaolinmehl mit einer spezifischen Oberfläche nach BLAINE von $9.980 \text{ cm}^2/\text{g}$ beruht die Wirkung sowohl auf der Ausfüllung des Zwickelraums, als auch, wie aus den Ausführungen von SCHELLHORN und KRAUSS [136] hervorgeht, auf einer Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften. Hierbei spielen, ähnlich wie beim Bentonit, interpartikuläre Kräfte in Form von elektrostatischen Bindungen eine entscheidende Rolle.

Zeolith Wie FENG und PENG [138] darstellen, werden natürliche Zeolithe vor allem aufgrund ihrer puzzolanischen Reaktionsfähigkeit als Zusatzstoff in Betonen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit (Verminderung einer treibenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion) eingesetzt, aber auch der positive Nebeneffekt der Stabilisierung wurde durch SAHMARAN et al. [137] bereits detaillierter untersucht. Die genaue Wirkungsweise ist bislang aber noch ungeklärt, als wahrscheinliche Einflussgröße wird die hohe Adsorptions- und Ionentauschfähigkeit dieser Gerüstsilikate mit besonders weitmaschig angelegten Strukturen angesehen [139]. Das verwendete Zeolith-Material wies einen BLAINE-Wert von $5.840 \text{ cm}^2/\text{g}$ auf.

Microsilica Nach dem Stand der Technik findet gräuliches Microsilica mit einem typischen mittleren Korndurchmesser in der Größenordnung von $d = 0,15 \text{ }\mu\text{m}$ im Hochfesten Beton Verwendung, in dem es durch das Auffüllen der Zwickelräume den Zementstein dichter macht und damit die Druckfestigkeit steigert [131]. Aber auch seine sedimentationsmindernde Wirkung im Frischbeton ist hinreichend genau bekannt, wobei häufig eine erhöhte „Klebrigkeit“ des Leims zu verzeichnen ist.

Polymerverdicker Bei einem der beiden bauaufsichtlich zugelassenen Betonzusatzmittel nach DIN EN 934-2 handelt es sich um ein Produkt auf organischer Polymer-Basis, nähere Angaben wollten seitens des Herstellers aber leider nicht abgegeben werden. Wie von BROCK, GROTEKLAES und MISCHKE [140] aufgeführt, sind die meisten Produkte dieses Stabilisierertyps aber Cellulosederivate, deren Wirkung im Wesentlichen auf einer Verdickung der flüssigen Phase beruht, die durch Quellen und „Verhaken“ der Polymermoleküle untereinander zustande kommt: Aufgrund der Viskositätserhöhung der flüssigen Phase verlangsamt sich nach dem STOKES'schen Gesetz die Sinkgeschwindigkeit der mehlfeinen Teilchen und das Material bleibt insgesamt länger verarbeitbar und zeigt geringere Blutungserscheinungen.

Nano-Silica-Suspension Beim zweiten Zusatzmittel handelt es sich um einen anorganischen Stabilisierer auf der Basis hochdisperser Kieselsäure, so genanntem Nano-Silica. Wie unter anderem von EYERER [141] beschrieben, liegen SiO_2 -Partikel mit Durchmessern im Bereich von 30 nm im Gegensatz zu größeren Quarzkörnern in regelmäßig geordneten Agglomeraten vor. In einer Suspension können dabei mittels Wasserstoffbrückenbildung Wechselwirkungen zu anderen Stoffen auftreten: Die entstehende Gerüststruktur bewirkt ein Eindicken, also Stabilisieren der Flüssigkeit.

5.2.2 Versuchsaufbau der Modellrohrstrecke

Zur realitätsnahen Betrachtung der Phänomene im Zuge einer Stopferbildung wurde im Laboratorium für Bodenmechanik, Erd- und Grundbau der Bergischen Universität Wuppertal eine Modellrohrstrecke aufgebaut. Zur Förderung der Mörtel kam in den absolvierten Versuchen eine so genannte Mohnopumpe (Exzenter-Schneckenpumpe) der Fa. NETZSCH (Waldkraiburg) mit einem Innendurchmesser von DN 65 mm, Nenndruck 7,0 bar und einer elektrischen Antriebsleistung von 1,5 kW zum Einsatz, siehe Abbildung 5.11. Alle anderen Teile waren Originalkomponenten, wie sie auf einer Schildmaschine dem Stand der Technik entsprechend zu finden sind.



Abbildung 5.11: Komponenten der Modellrohrstrecke
links: Exzenter-Schneckenpumpe DN 65 mm, rechts: Drucksensor

Kurz hinter der Pumpe, nach einem T-Stück zum Einführen eines Rohrreinigungsballs, wurde mittels angeschweißtem 3/4"-Druckmessumformer mit Keramikmembran, Typ LMK 331 der Fa. BD Sensors (Thierstein) der sich einstellende Pumpendruck registriert. Daran schloss sich der eigentliche insgesamt 23 m lange Förderleitungsstrang aus Betonförderrohren und Betonförderschläuchen mit 3" Carbofer-Schnellkupplungen der Fa. TechnoBochum (Bochum) an, siehe Abbildung 5.12, ebenfalls in der Nennweite DN 65 mm. Die geraden Abschnitte des Leitungsstranges wurden aus den Rohren gebildet, die Betonförderschläuche wurden als Krümmer mit einem großen Radius von ca. 1,50 m verlegt.

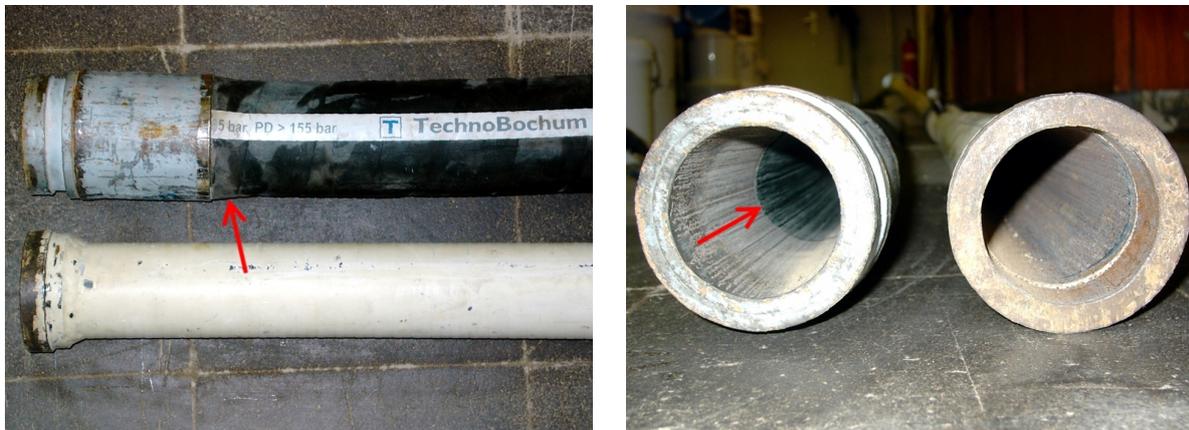


Abbildung 5.12: Betonförderleitungen DN 65 mm

Die Versuchsdurchführung erfolgte stets gemäß einheitlichen Randbedingungen: Demnach wurde vor dem Befüllen mit Mörtel ein nasser Rohrreinigungsball mittels Luftdruck durch die Förderleitung geschoben, um diese gleichmäßig mit Wasser zu benetzen. Die Pumpenförderrate wurde in allen Versuchen (soweit nicht anders angegeben) mit $q = 1,0 \text{ m}^3/\text{h} \hat{=} 16,7 \text{ l}/\text{min}$ bewusst sehr niedrig gewählt, um eine hohe zeitliche Auflösung bezüglich erwarteter Druckspitzen zu erzielen.

5.3 Untersuchungen zur Stopferbildung beim Anpumpen

Gegenüber der Realausführung auf einer TVM – hier erfolgt ein Vorschmieren der Förderleitung üblicherweise mit Bentonitsuspension – lagen in den eigenen Pumpversuchen, in denen lediglich eine Benetzung der Rohrwandung vor dem Einfüllen des Mörtels mit Wasser erfolgte, ungünstigere Randbedingungen vor. Eine weitere Einschränkung stellt die Verwendung einer Schneckenpumpe anstelle der üblichen, leistungsstärkeren Kolbenpumpen dar, siehe hierzu auch Unterabschnitt 1.2.5. Die nachfolgenden Betrachtungen liegen damit, bezüglich der Vermeidung von Stopferbildungen bei der Realausführung auf der sicheren Seite.

Wie auf Seite 83 bereits ausführlicher dargestellt wurde, muss unabhängig davon, wie die Vorschmierung erfolgt, eine Grenzschicht an der Rohrwandung aus den Feinkornanteilen des Mörtels zum Ausgleich der dort vorliegenden Störung der Partikelpackung ausgebildet werden. Insgesamt ist zu erwarten, dass eine bestimmte Mindestleimmenge nicht unterschritten werden darf, um ein Durchströmen des Verpressmaterials von der Pumpe durch die Förderleitung über die Lisene im Schildschwanzblech bis in den Ringraum sicher zu gewährleisten. Die Ableitung einer solchen Mindestmehlkornmenge ist insoweit von Bedeutung, als mit steigendem Mehlkorngehalt potentiell die Steifigkeit und Scherfestigkeit des drainierten, die Tübbingröhre bettenden Mörtelmaterials absinkt. Aus geotechnischer Sicht ist es daher anzustreben, einen Ringspaltmörtel mit möglichst viel grober Körnung und wenig Mehlkornanteilen zu verwenden.

Die Betrachtung eines zementfreien Mörtels (in dem lediglich der Zementanteil durch ein weitgehend inertes Gesteinsmehl etc. substituiert wurde) gestattet es dabei, eine genaue Charakterisierung des geförderten Materials vorzunehmen, ohne dass wie bei einem konventionellen Mörtel eine chemische Wasserbindung, die auch bereits in den frühen Phasen der Hydratation stattfindet, eingesetzt hat. Beispielsweise ist die Ermittlung des genauen Wassergehalts in einem Mörtelstopfer aus Zementmörtel nicht zuverlässig möglich, da der Trocknungsvorgang im Ofen eine deutlich längere Dauer in Anspruch nimmt als die Zeitspanne zwischen dem Anmischen und dem Erstarrungsbeginn des Zementes im Sinne von DIN EN 196-3, die bei einem Wasser-Zement-Wert (w/z -Wert) im Bereich der Normsteife etwa vier Stunden beträgt.

Insoweit können die Ergebnisse auch dazu dienen, das Verhalten zementhaltiger Dickstoffe bei der Pumpförderung besser zu verstehen, da ohne die Beeinflussung durch chemische Reaktionen und Strukturveränderungen (Zementhydratation) exaktere Rückschlüsse auf physikalische Vorgänge wie das Rohrwand-Reibungsverhalten möglich sind.

5.3.1 Druckverläufe

Wie aus den gemessenen Pumpendrücker beim Befüllen des Förderleitungsstranges mit dem 1. Referenzmörtel aus der Tabelle 5.2 (siehe Abbildung 5.13) hervorgeht, liegt eine lineare Beziehung

zwischen Leitungslänge und Pumpendruck gemäß Gleichung 5.3 lediglich zu Beginn dieses Vorgangs vor. Bei den ersten beiden Leitungsmaterialwechseln an den Stellen $x' = 5,2$ m und $x' = 7,7$ m, d.h. Übergängen von Rohr- auf Schlauchleitung und umgekehrt, sind nur geringe Druckschwankungen wahrzunehmen. Bezüglich der nächsten beiden Wechsel an den Stellen $x' = 8,9$ m und $x' = 11,4$ m handelt es sich bereits um ausgeprägte Druckspitzen, die schnell wieder abklingen.

Im letzten dargestellten Rohrabschnitt tritt auch ohne Materialänderung (d.h. Übergang von Rohr- auf Schlauch-Leitung) eine Druckspitze auf, welche in der Abbildung 5.14 detaillierter dargestellt ist. Anhand der eingezeichneten exponentiellen Ausgleichsfunktion ist erkennbar, dass der in der Gleichung 5.6 vorgestellte Ansatz für drainierte Scherverhältnisse diese Zusammenhänge offensichtlich hinreichend genau beschreibt.

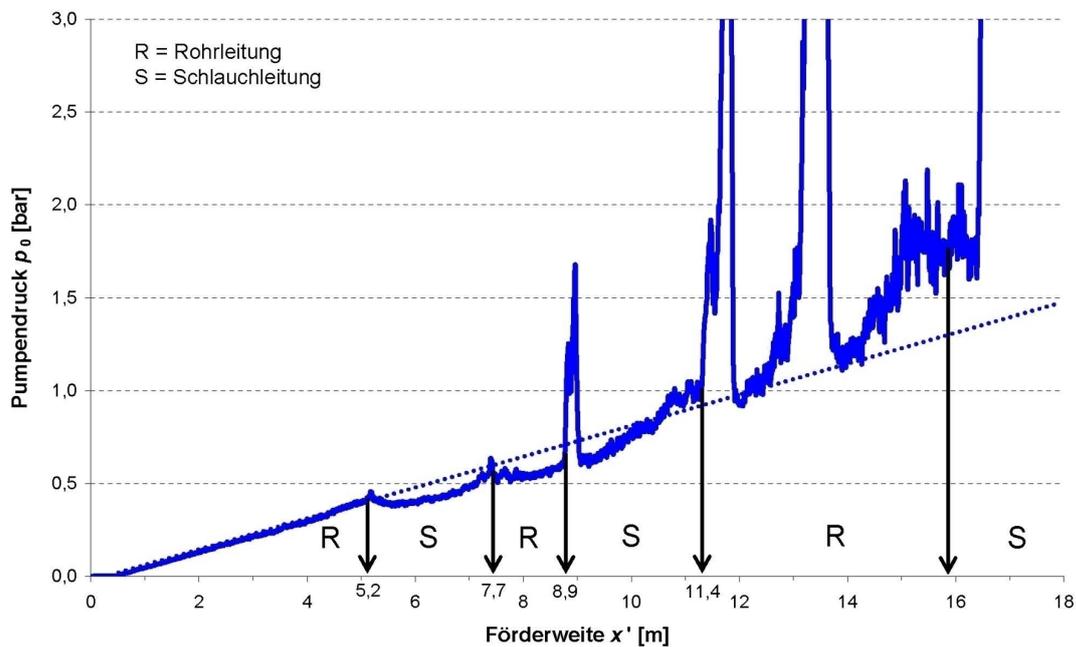


Abbildung 5.13: Druckverlauf beim Befüllen der Mörtelförderleitung

Ebenso unvermittelt wie sich die Druckerhöhung eingestellt hat, folgt auch wieder ein Druckabfall hinter $x' = 13,5$ m in der Abbildung 5.13. Dies deutet an, dass ein Wechsel von drainierten zu undrainierten Randbedingungen und umgekehrt mitunter sehr spontan erfolgen kann. Als ursächlich können bereits geringe Änderungen der Rohrwandigenschaften (z.B. Querschnitt, Rauigkeit, Benetzung mit Wasser aus dem letzten Reinigungsvorgang) vermutet werden. Wie aus der extrapolierten, punktiert dargestellten Linie erkennbar ist, nähert sich der gemessene Pumpendruck stets wieder einem unteren Grenzwert, also dem Verlauf des Pumpendrucks für ein wassergesättigtes Material mit undrainierten Scherverhältnissen an.

Beim Übergang von Rohr auf Schlauchleitung an der Stelle $x' = 15,9$ m ist das Verformungsvermögen des Mörtels und der Pumpendruck von maximal gemessenen 25 bar nicht mehr ausreichend, um ein Weiterströmen zu gewährleisten. Die Mörtelfront war dabei exakt bis zum Übergang der klemmenden Manschette auf die eigentliche Schlauchleitung vorgedrungen, siehe Pfeil-Markierungen in der Abbildung 5.12.

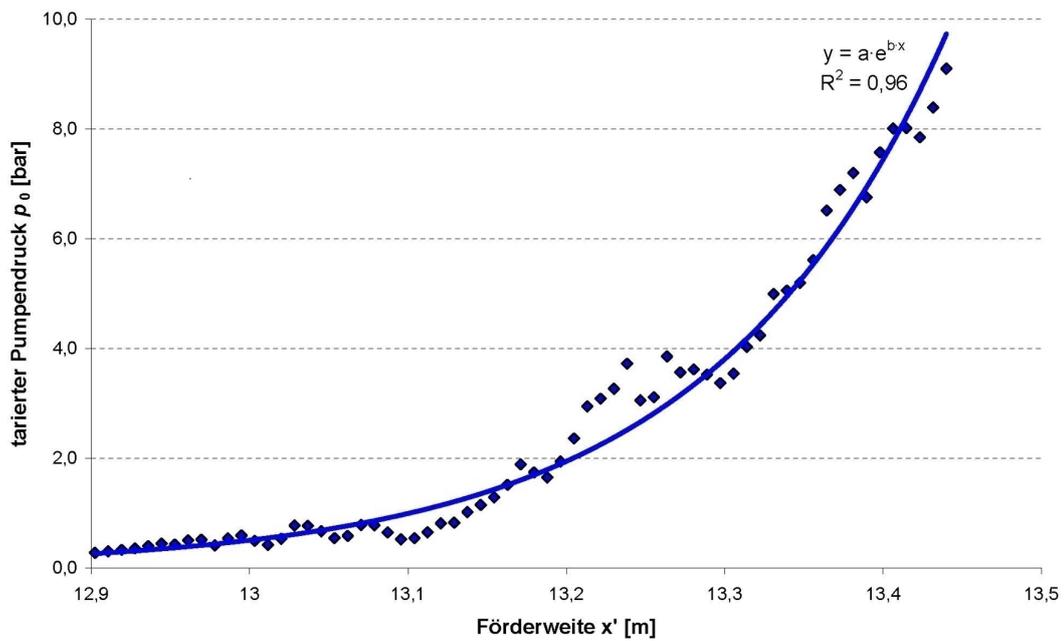


Abbildung 5.14: Druckerhöhung bei Ankündigung eines Stopfers

5.3.2 Stopfereigenschaften

Nach dem Festfahren der Pumpe wurde die Leitung im Bereich des Stopfers abgeschlagen und das verfestigte Material vollständig in Abschnitten von ca. 10 cm Länge entnommen. Deutlich zu erkennen sind dabei vor allem die fehlende Fließfähigkeit und die eng aneinander befindlichen Kieskörner, siehe Abbildung 5.15.



Abbildung 5.15: Verfestigtes Mörtelmaterial nach Stopferbildung

An diesen Proben wurden die folgenden bodenmechanischen Parameter bestimmt:

- Wassergehalt w durch Ofentrocknung nach DIN 18121-1

- Kornverteilungskurve durch Nasssiebung nach DIN 18123
→ Bestimmung des massebezogenen Mehlkornanteils mit Korndurchmesser $d < 0,125$ mm
- Porenanteil n der Zuschlagkörnung mit $d > 0,125$ mm
→ Ermittlung des volumetrischen Leimanteils, der bei angenommener Wassersättigung aus dem Feinkorn- und Wassergehalt abgeleitet werden kann und gerade n entspricht

Der Verlauf aller drei Parameter in Leitungsrichtung hinter der Mörtelfront mit der Ordinate $x = 0$ ist in der untenstehenden Abbildung 5.16 dargestellt. Es zeigt sich, dass gegenüber dem offensichtlich von der Durchströmung des Rohrstranges unbeeinflussten Bereichs $x > \approx 70$ cm deutlich erkennbare Unterschiede vorhanden sind: Während sowohl der massenbezogene Feinkornanteil vom Gesamtfeststoff als auch der volumetrische Leimanteil im Mörtel recht stetig ansteigen, ist bezüglich des Wassergehaltes w im Bereich $0 < x < 55$ cm ein einheitlich niedriges Niveau von im Mittel $\bar{w} = 8,1$ % (bei Nichtberücksichtigung des Messwertes von $w = 7,0$ %) zu verzeichnen, das nach einem Übergangsbereich $55 < x < 70$ cm wieder die Ausgangskennwerte des Frischmörtels, d.h. einen Wassergehalt $w = 13,9$ %, Porenanteil $n = 50$ % und massenbezogenen Feinkornanteil von $31,8$ % annimmt.

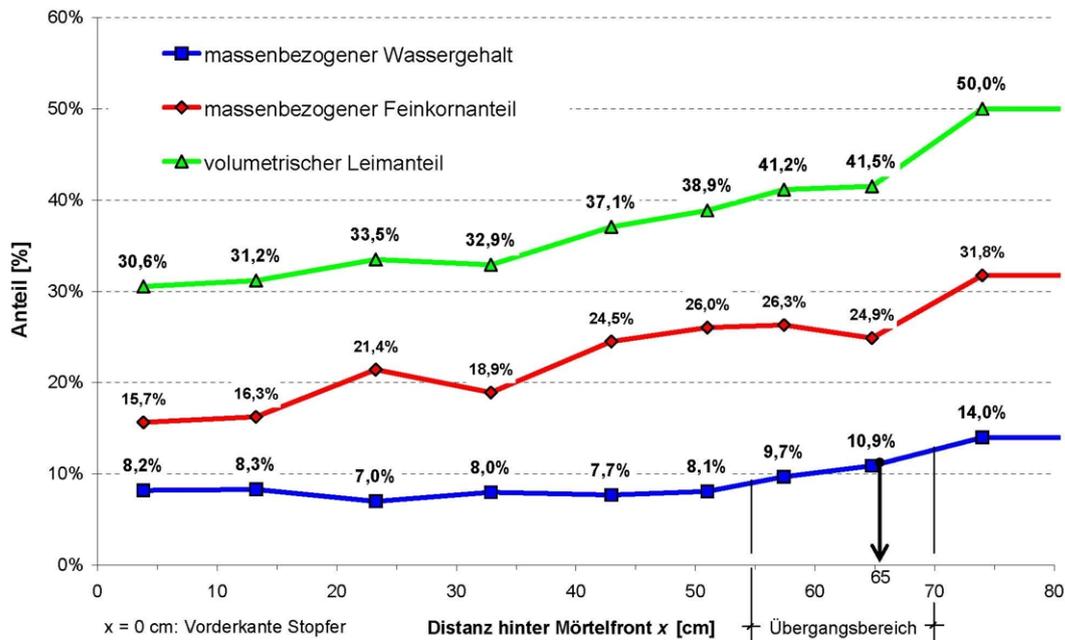


Abbildung 5.16: Verlauf verschiedener Kennwerte im Mörtelstopfer

Im Rahmen einer visuellen Bewertung der Fließfähigkeit bestätigte sich am ehesten der Verlauf des Wassergehaltes: Demnach liegt hinter der Mörtelfront ein ausgedehnter Bereich von sehr steifer Konsistenz des Materials nach Tabelle 5.1 vor, dem sich ein nur etwa 10 cm langer plastischer Übergangsbereich anschließt, gefolgt von eindeutig fließfähigem Material. Ein gleitender Übergang, wie es die beiden anderen Kurven in der Abbildung 5.16 andeuten, ist optisch nicht nachvollziehbar. Aufgrund der guten Übereinstimmung des Wassergehaltes mit dem visuellen Eindruck des Materials wird in den nachfolgenden Auswertungen überwiegend auch nur dieser Parameter betrachtet.

Auf Grundlage des Wassergehaltes w kann auch die Angabe einer genauen Länge des Pfropfens mit verfestigtem Mörtelmaterial erfolgen: Per eigener Definition entspricht diese Länge gerade der

Distanz x hinter der Mörtelfront, in der ein mittlerer Wassergehalt w' aus Stopferwassergehalt und Frischmörtelwassergehalt des verwendeten 1. Referenzmörtels erreicht wird: $w' = (w_{\text{Stopfer}} + w_{\text{Frischmoertel}})/2$. Für die vorliegenden Ergebnisse beträgt dieser Wert also $w' = (8,1 + 13,9)/2 = 11,0\%$, so dass durch Auswertung der Abbildung 5.16 die Länge des Stopfers in diesen Versuch mit etwa $x = 65$ cm beziffert werden kann.

5.3.3 Reduzierte Leitungslänge

Nachdem feststeht, dass die genaue Ausdehnung eines Mörtelstopfers auf Grundlage eines stark reduzierten Wassergehalts lokalisiert werden kann, wurden analoge Versuche mit reduzierter Leitungslänge absolviert, in denen es zu keinem Blockieren der Pumpe infolge Stopferbildung kam. Das Material wurde nach einer Distanz von $x' = 5,20$ m bzw. $x' = 8,90$ m aus der Förderleitung entnommen und wiederum an Teilproben der Wassergehalt ermittelt, siehe Abbildung 5.17. In diesem Diagramm mit angepasster Skalierung der y -Achse ist auch nochmals die Verteilung des Wassergehaltes vom zuvor ausführlich beschriebenen Versuch mit Entnahme des verfestigten Stopfermaterials nach einer Förderweite von $x' = 15,9$ m dargestellt.

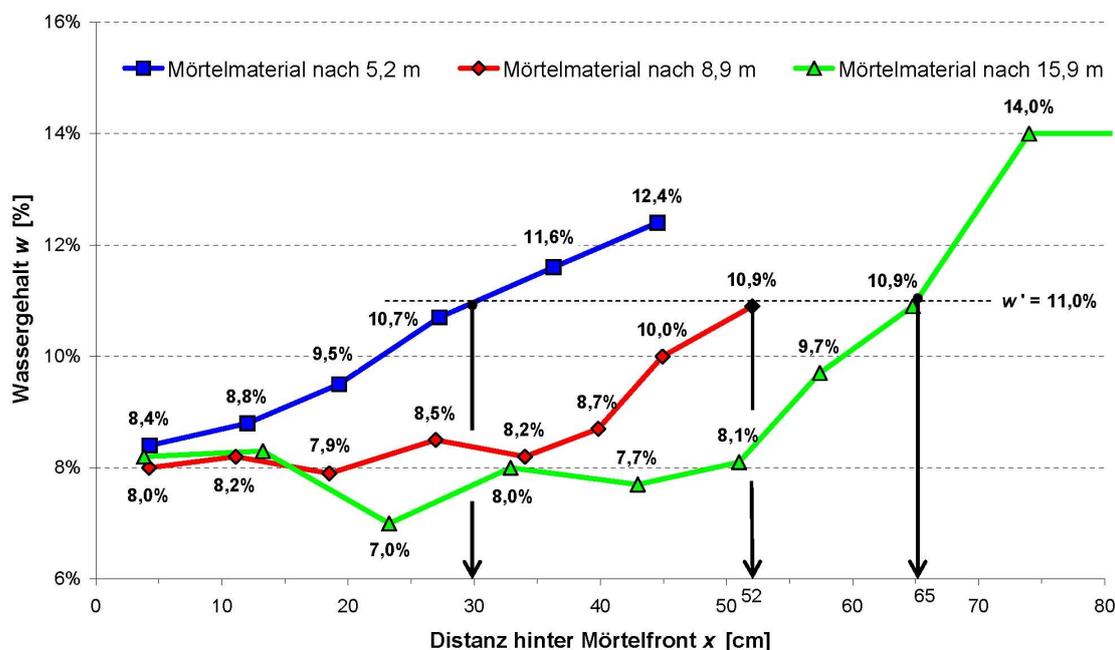


Abbildung 5.17: Verlauf des Wassergehaltes im Mörtelmaterial nach verschiedenen Förderweiten

Aus diesen Verläufen ist erkennbar, dass auch bereits nach einer Förderweite von $x' = 8,90$ eine ausgedehnte angesteifte Mörtelzone mit einem praktisch identischen mittleren Wassergehalt von $\bar{w} = 8,2\%$ wie beim Pumpversuch mit der Förderweite $x' = 15,9$ m (mittlerer Wassergehalt des verfestigten Mörtelbereichs von $w = 8,1\%$) vorliegt. Mit einem Wassergehalt von $w = 8,4\%$ gilt dies zumindest auch bereits für die vorderste Mörtelfront des Einzelversuchs mit der Förderweite $x' = 5,20$ m.

Die bisher vorliegenden Ergebnisse lassen somit folgende Schlüsse zu:

1. Im Zuge des Befüllens der Förderleitung kommt es zunächst vor allem an Querschnittsänderungen, später auch spontan zu Drucksprüngen. Ursächlich dafür ist offensichtlich ein Ansteifen

des Materials an der Mörtelfront, wobei es zu unvermittelten Übergängen von undrainierten zu drainierten Scherverhältnissen und umgekehrt kommt und die Druckverläufe gemäß der Gleichung 5.6 einen exponentiellen Verlauf aufzeigen. Letztlich kann die Verformungsfähigkeit soweit eingeschränkt sein, dass selbst geringe Querschnittsänderungen – wie im vorliegenden Fall von 65 mm Rohrleitung auf 63 mm Schlauchleitung – zum Blockieren des Fördersystems führen können.

- Nach den vorliegenden Ergebnissen ist das Auftreten eines Stopfers beim Befüllen der Förderleitung offenbar keine spontane Erscheinung, sondern ein kontinuierlicher Prozess, in dessen Verlauf Wasser und Mehlkorn zur Benetzung der Rohrwandung „verbraucht“ wird. Insbesondere kommt es zu keiner allmählichen Versteifung der Mörtelfront – diese ist bereits nach wenigen Metern Förderweite zu verzeichnen – sondern es wächst lediglich die Länge des Pfropfens mit verfestigtem Mörtelmaterial stetig an.

Viel wichtiger als die Einstellung einer optimalen Konsistenz an der Mörtelfront scheint daher die Bereitstellung von ausreichend Mehlkornleim zu sein.

5.3.4 Modifikation der Materialeigenschaften

Zur Ermittlung der für die Schmierung der Rohrwandung zur Verfügung stehenden Menge an Mehlkornleim kann das Modell der rheologisch wirksamen Leimschichtdicke in Selbstverdichtenden Betonen von WÜSTHOLZ [130] herangezogen werden. Demnach kann der Gesamtleimanteil $V_{L,ges}$ in einem Beton (oder Mörtel) in eine Zwickelleimmenge $V_{Leim,Zw}$ und eine Überschussleimmenge $V_{Leim,Ue}$ aufgeteilt werden, siehe Abbildung 5.18. Die Zwickelleimmenge wird durch die Porosität der Zuschlagkörnung bestimmt und steht nicht für eine Schmierung der Zuschlagkörner bzw. bei der vorliegenden Problemstellung für die Schmierung der Rohrwand zur Verfügung.

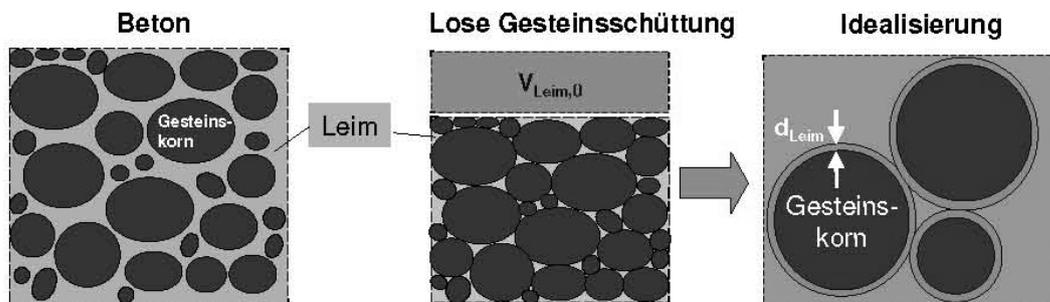


Abbildung 5.18: Schematische Darstellung von Zwickelleim und Überschussleim, Quelle: [130]

Die vorhandene Überschussleimmenge kann wie folgt berechnet werden:

$$V_{Leim,Ue} = V_{Leim,ges} - \frac{G_d}{\rho_s} \cdot \left(\frac{n_{max}}{1 - n_{max}} \right) \quad (5.9)$$

mit: $V_{Leim,Ue}$ Überschüssiges Leimvolumen je m^3 Frischbeton
 $V_{Leim,ges}$ Gesamtleimvolumen je m^3 Frischbeton
 G_d Masse der Gesteinskörnung je m^3 Frischbeton
 ρ_s Korndichte des Zuschlags
 n_{max} Porenanteil bei loser Schüttung

Um einen Anhaltswert der Zwickelleimmenge in einem Mörtel zu erhalten, kann der Porenraum der Gesteinskörnung in loser Schüttung bestimmt werden, wofür sich aufgrund des geringen Größtkorndurchmessers bei Ringspaltmörteln von höchstens $d_{max} = 8$ mm der bodenmechanische Versuch zur Bestimmung des Porenraums n_{max} in lockerster Lagerung nach DIN 18126 anbietet. Es wird also unterstellt, dass die Anordnung der Gesteinskörnung in einem fließfähigen mineralischen Baustoff etwa derjenigen in loser Schüttung entspricht.

Im Rahmen einer eigenen Versuchsreihe wurden entsprechend dem benannten Verfahren die Porenraumanteile verschiedener Sieblinien ermittelt, wobei sowohl die Sieblinienform (Betrachtung einer Sieblinie AB und einer sandreicheren Sieblinie B) als auch der Größtkorndurchmesser d_{max} variiert wurden. Die jeweiligen Kornanteile (Kies und Sand) sind in der untenstehenden Tabelle 5.4 aufgeführt.

Tabelle 5.4: Kies- und Sandanteile verschiedener Sieblinien [Kiesanteil / Sandanteil]

	$d_{max} = 2$ mm	$d_{max} = 4$ mm	$d_{max} = 6$ mm	$d_{max} = 8$ mm
Sieblinie AB	- / 100 %	34,5 % / 65,5 %	47,5 % / 52,5 %	56,5 % / 43,5 %
Sieblinie B	- / 100 %	28,5 % / 71,5 %	40,0 % / 60,0 %	47,5 % / 52,5 %

Die Kieskornanteile $d > 2$ mm der zu untersuchenden Kornverteilungen mit Größtkorndurchmessern von 4, 6 und 8 mm wurden wiederum auf Grundlage einer Optimierungsrechnung aus mehreren Quarz-Körnungen (Kies 2-4 mm, Kies 3-6 mm und Kies 2-8 mm) gemischt. Bezüglich des Sandes wurde eine weitergehende Unterscheidung vorgenommen: Da am Markt aufgrund der schwierigeren Aufbereitung üblicherweise keine Sand-Regelsieblinien analog zu den Gesteinskörnungen verfügbar sind, müssen zumeist unmittelbar die Kornverteilungen Verwendung finden, die angeboten werden. In der Parameterstudie wurden daher 3 verschiedene Sande betrachtet:

- der gewaschene und damit praktisch feinkornfreie Sand 0,2-2,0 mm des 1. Referenzmörtels,
- ein natürlicher Rheinsand 0,0-2,0 mm und
- ein optimierter Sand gemäß einer Soll-Sieblinie AB 2 aus 20% Feinsand, 25 % Mittelsand und 55 % Grobsand.

Die ermittelten Porenanteile n_{max} in loser Schüttung bzw. lockerster Lagerung sind in der untenstehenden Abbildung 5.19 zusammengefasst. Es ist erkennbar, dass insbesondere der verwendete Größtkorndurchmesser Einfluss auf die Porosität n_{max} und damit die vorhandene Überschussleimmenge $V_{Leim,Ue}$ bei konstantem Gesamtleimvolumen $V_{Leim,ges}$ hat: Bezüglich des Rheinsandes (mittlere Kurven) ist eine Differenz von etwa $0,44 - 0,36 \hat{=} 8$ % zwischen Größtkorn $d_{max} = 2$ mm und $d_{max} = 8$ zu verzeichnen. Des Weiteren zeigt sich, dass der Einfluss der Sieblinienform (AB oder B) aufgrund des hohen Sandanteils von ca. 45 bis 70 % in den Kornmischungen mit $d_{max} \geq 4$ mm praktisch vernachlässigbar gering ist. In Konsequenz ist vielmehr die Kornabstufung der Sandkornfraktion $d \leq 2$ mm von Bedeutung.

Bereits mit einer Reduzierung des Porenraumanteils um 3 %, d.h. Verwendung des optimierten Sandes anstelle des gewaschenen Sandes im Zuschlag mit $d_{max} = 6$ mm (siehe eingekreiste Werte in der Abbildung 5.19) könnte die für die Schmierung der Rohrwand verfügbare Leimmenge gemäß Gleichung 5.9 von $V_{Leim,Ue} = 500 - 500 \cdot [0,40/(1 - 0,40)] = 167$ l/m³ auf $V_{Leim,Ue} = 500 - 500 \cdot [0,37/(1 - 0,37)] = 206$ l/m³, also um 23 % erhöht werden.

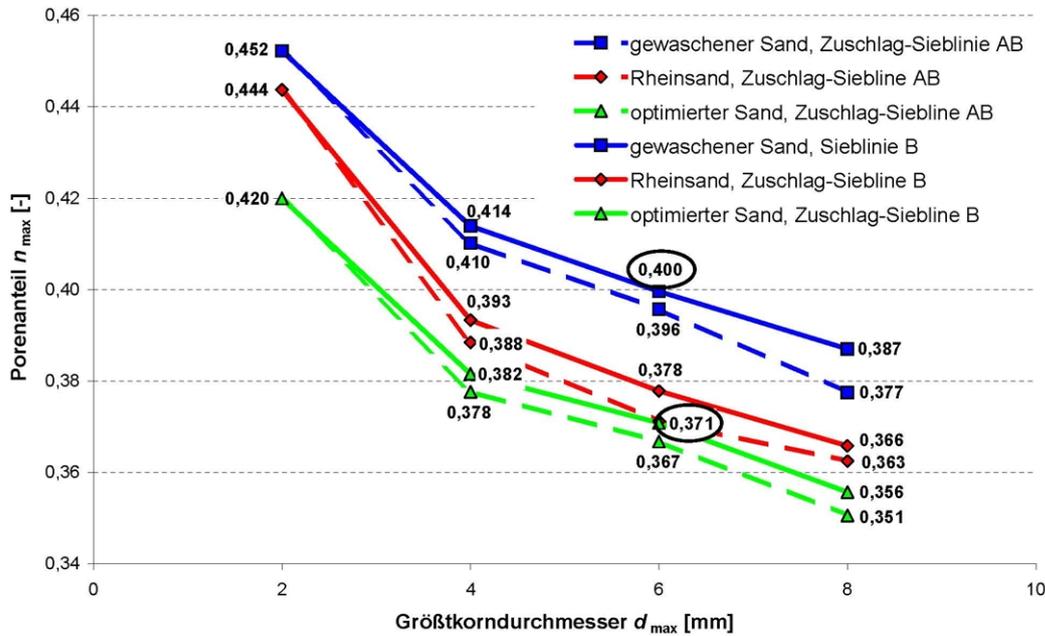


Abbildung 5.19: Porengehalte n_{max} verschiedener Kornverteilungskurven

Von dieser Erkenntnis ausgehend wurden 3 modifizierte Mischungsentwürfe entwickelt. Diese sind ebenso wie die 1. Referenzmischung aus der Tabelle 5.2 mit den zugehörigen Überschussleimmen (unterste Zeile) in der Tabelle 5.5 zusammengefasst. Die Kornverteilungskurve der optimierten Gesteinskörnung, die sowohl in der Modifikation 1 als auch in der Modifikationen 3 verwendet wurde, kann der Abbildung 5.7 auf Seite 86 entnommen werden. Im Konkreten wurden folgende Anpassungen des Mischungsentwurfs vorgenommen:

- Verwendung von optimierter, feinsandhaltiger Gesteinskörnung (Modifikation 1),
- Erhöhung des Gesamtleimgehaltes um 5 auf 55 Vol.-% durch Verringerung des Gesamtanteils der Gesteinskörnung (Modifikation 2),
- Durchführung beider Maßnahmen (Modifikation 3).

Tabelle 5.5: Mischungsentwürfe und Leimanteile in den absolvierten Pumpversuchen

Mörtelbestandteil	Einheit	1. Referenzmischung	Modifikation 1	Modifikation 2	Modifikation 3
Kies 2-6 mm	[kg/m ³]	665	665	595	595
gew. Sand 0-2 mm	[kg/m ³]	660	-	595	-
opt. Sand 0-2 mm	[kg/m ³]	-	660	-	595
Kalksteinmehl	[kg/m ³]	585	585	660	660
Kaolin	[kg/m ³]	29	29	33	33
Wasser	[kg/m ³]	270	270	290	290
Parameter					
Zuschlag G_d	[kg/m ³]	1.325	1.325	1.190	1.190
Porenanteil n_{max}	[-]	0,40	0,37	0,40	0,37
Gesamtleim $V_{Leim,ges}$	[l/m ³]	500	500	550	550
Überschussl. $V_{Leim,Ue}$	[l/m ³]	167	206	250	286

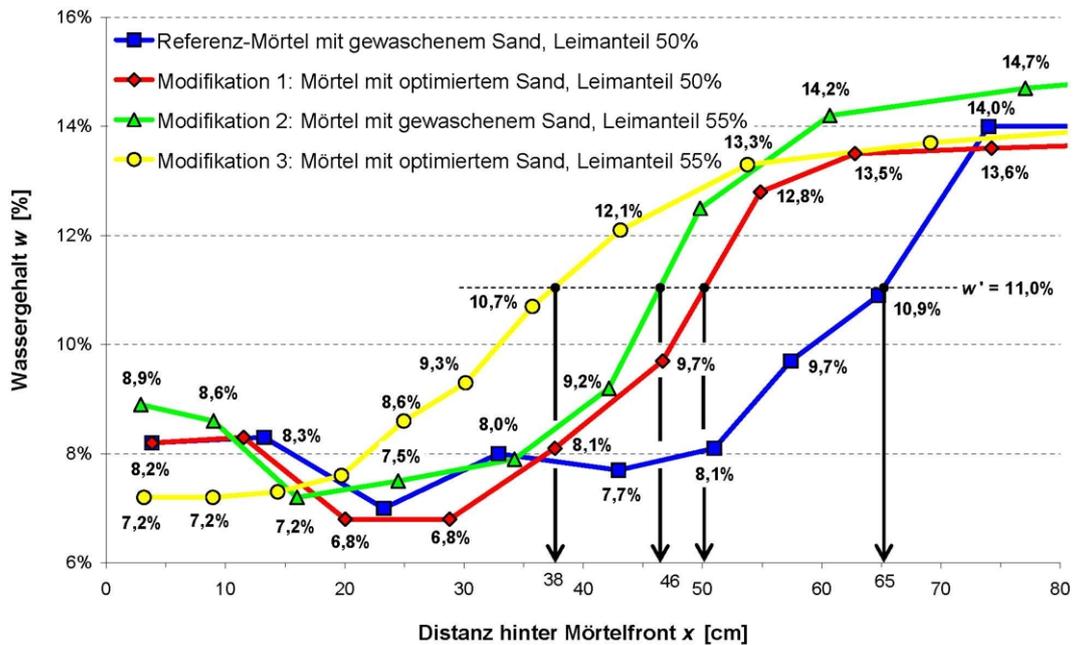


Abbildung 5.20: Verlauf des Wassergehaltes im Mörtelmaterial bei verschiedenen Mischungsentwürfen

Bei den Pumpversuchen mit diesen 3 Modifikationen konnte das verfestigte Mörtelmaterial nach dem Durchströmen einer Förderleitungslänge von $x' = 15,9$ m – hier war beim Pumpversuch mit dem 1. Referenzmörtel eine Stopferbildung zu verzeichnen – wiederum abschnittsweise entnommen und der Wassergehalt w ermittelt werden, siehe Abbildung 5.20. Erwähnt sei an dieser Stelle, dass mit dem Mörtel der Modifikation 3 auch eine Durchströmung der Gesamtleitungslänge von 23 m ohne Blockierung des Pumpenstroms möglich war.

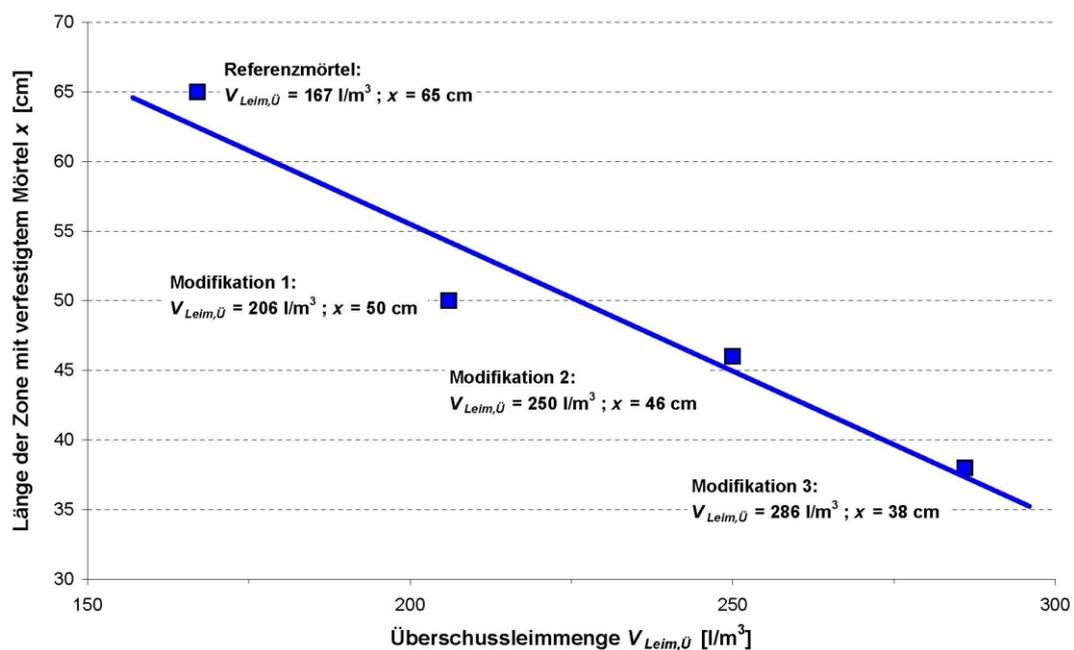


Abbildung 5.21: Zusammenhang von Überschussleimmenge und Stopferlänge

Es zeigt sich, dass die obenstehenden Überlegungen bezüglich der kontinuierlichen Stopferentwicklung zutreffend sein dürften und durch eine Erhöhung der Überschussleimmenge $V_{Leim,Ue}$ die Ausdehnung eines Pfropfens mit entwässertem Mörtelmaterial reduziert werden kann. Qualitativ und quantitativ kann dabei eine recht gute Korrelation zwischen dem Überschussleimanteil und der Pfropfenlänge verzeichnet werden, siehe Abbildung 5.21.

Die aus diesen Versuchen zur Untersuchung der Stopferentwicklung beim Anpumpen abzuleitenden Empfehlungen bezüglich des Mischungsentwurfs eines zementfreien Ringspaltmörtels werden später zusammen mit den Schlussfolgerungen aus den Stopferuntersuchungen nach Vortriebsunterbrechungen vorgestellt, die Inhalt des nachfolgenden Abschnitts 5.4 sind.

5.4 Untersuchungen zur Stopferbildung nach Stillständen

Neben der Gewährleistung des problemfreien Anpumpens bedeutet „Pumpfähigkeit“ für Ringspaltmörtel beim maschinellen Tunnelbau im Schildvortrieb mit Tübbingausbau, dass das Verpressmaterial auch nach längeren Vortriebsunterbrechungen wieder in Strömung gebracht werden kann. Die maximal mögliche Zeitspanne wird dabei einerseits maßgeblich durch die Wahl des Mehlkorns bestimmt: Wie auf Seite 90 beschrieben, scheinen sich Kalksteinmehl und Hüttensandmehl diesbezüglich günstiger zu verhalten als Flugasche.

Andererseits darf das Verpressmaterial, nach dem es den Mörtelvorratsbehälter verlassen hat und in die Förderleitung gelangt ist, keiner übermäßigen Sedimentation von Kornanteilen mit einhergehendem Absetzen von freiem Wasser an der Oberfläche, dem so genannten „Bluten“ unterliegen, da hiermit eine Reduktion des Wassergehaltes im Material und damit eine Erhöhung des Fließwiderstandes einhergeht. Als sekundärer Effekt kann dies wiederum das im Unterabschnitt 5.1.1 beschriebene Auftreten von drainierten Scherverhältnissen mit Korn-zu-Korn-Spannungen bis hin zur Verstopfung der Förderleitung nach sich ziehen.

5.4.1 Rheologische Messungen an mineralischen Baustoffen

Um die Wirkung der im Unterabschnitt 5.2.1 aufgeführten Stabilisierer in Abhängigkeit ihrer Dosierung zu bewerten, wurden rheologische Oszillationsmessungen an Mehlkornleimen mit dem luftgelagerten Rheometer HAAKE Rheostress 600 der Fa. Thermo Fisher Scientific (Karlsruhe) mit einer speziellen Baustoffmesszelle absolviert, siehe Abbildung 5.22. Bei diesem Gerät handelt es sich um einen Searle-Typ mit feststehendem Messbecher (Innendurchmesser $D_i = 70$ mm nach Abzug der Lamellen-Profiltiefe von 2 mm) und rotierendem/oszillierendem offenen Flügeldrehkörper (Außendurchmesser $D_a = 59$ mm, Höhe $h = 50$ mm). Folgende Arten der Versuchssteuerung sind mit diesem System möglich:

- CR-Modus: „Controlled Rotation“ im Rotationsversuch
→ Vorgabe der Drehzahl und Messung des dabei auftretenden Drehmomentes
- CS-Modus: „Controlled Stress“ im Rotations- oder Oszillationsversuch
→ Vorgabe des Drehmomentes (Schubspannungsvorgabe) und Messung der resultierenden Drehzahl (Rotationsversuch) bzw. der Rotorauslenkung (Oszillationsversuch)

- CD-Modus: „Controlled Deformation“ im Oszillationsversuch
→ Vorgabe einer Rotorauslenkung und Messung des dabei auftretenden Drehmomentes

Seitens der Geräte-Steuerung findet automatisch eine Berücksichtigung der Massenträgheiten von Motor und Rotor, also eine Drehmomenten-Korrektur bei Beschleunigungsvorgängen statt. Entsprechendes gilt für die Torsionssteifigkeit der Rotorwelle: hier wird die Verdrillung korrigiert. Des Weiteren ist eine so genannte „Microstress-Kontrolle“ integriert, die abhängig von der Rotorposition die Luftlagerreibung berücksichtigt. Wie seitens des Herstellers [144] aufgeführt wird, bietet dieses System bei der Charakterisierung von mineralischen Baustoffen insbesondere folgende Vorteile:

- Verhinderung einer Gleitschichtbildung durch Lamellenprofilierung
- großes Probenvolumen von ca. 300 ml bei 70 mm Füllhöhe



Abbildung 5.22: Rheometriesystem HAAKE Rheostress 600 mit Baustoffmesszelle
links: Rheometer-Arbeitsplatz, rechts: Profilierte Messzelle und offener Flügelrotor

Nachteilig ist jedoch, dass durch die Profilierung des Bechers und des verwendeten Flügelrotors kein homogenes Scherfeld vorliegt und somit lediglich so genannte Relativmessungen durchgeführt werden können.¹

Im Gegensatz dazu erlauben Messsysteme mit exakt vorgegebenem Scherspalt (z.B. eine koaxiale Zylindergeometrie nach DIN 53019-1) so genannte Absolutmessungen, mit denen physikalische Kenngrößen – Fließgrenze τ_0 und plastische Viskosität η_{pl} im Fließgesetz nach BINGHAM $\tau = \tau_0 + \dot{\gamma} \cdot \eta_{pl}$ – ermittelt werden können. Nach der Nomenklatur aus DIN 53019-1, Tabelle 1 besteht folgender Zusammenhang zwischen dem gemessenen Drehmoment M und der Schubspannung τ bzw. zwischen Winkelgeschwindigkeit ω und Schergeschwindigkeitsgefälle $\dot{\gamma}$:

$$\tau = M/k_\tau \quad ; \quad \dot{\gamma} = \omega/k_\dot{\gamma} \quad (5.10)$$

Die Schubspannungskonstante k_τ und die Schergeschwindigkeitskonstante $k_\dot{\gamma}$ sind dabei Kennwerte der jeweiligen Messgeometrie. Im Rahmen von Relativmessungen werden diese Konstanten üblicherweise zu $k_\tau = k_\dot{\gamma} = 1$ gesetzt, so dass ersatzweise unmittelbar das Drehmoment M und der Drehwinkel ϕ bzw. die Winkelgeschwindigkeit ω ausgewertet werden.

¹Auch eine Kalibrierung mittels *nicht-NEWTON*'scher Referenzflüssigkeit mit einer Fließgrenze τ_F kann bestenfalls als Näherung angesehen werden, da die Größe der Scherfestigkeit eines solchen Fluids in der Regel aufgrund von Thixotropieeffekten auch von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig ist.

Da zu erwarten ist, dass in den zu absolvierenden Versuchen die Sedimentation des Mehlkorns im Leim und das Absetzen von Blutwasser zu einer Entmischung des Probematerials führt, wäre die Angabe einer Fließgrenze und einer Viskosität – hierbei müssen homogene Eigenschaften vorausgesetzt werden – streng genommen ohnehin nicht ganz korrekt. Die ersatzweise Angabe eines Drehwinkels ϕ und eines Drehmomentes M stellt also auf der Grundlage dieser Überlegungen sinnvolle relative Ersatzparameter zur Beschreibung des relativen Verfestigungsverhaltens im Verhältnis zu einer Referenzmischung infolge von Sedimentationseffekten dar.

Rheologische Oszillationsversuche

Üblicherweise erfolgt eine rheologische Charakterisierung von mineralischen Baustoffen wie im Falle von HAIST und MÜLLER [142] durch die Ableitung von relativen Fließkurven, die mit rotatorischen Messungen ermittelt werden können: Hierbei wird das gemessene Drehmoment M in Abhängigkeit von der Winkelgeschwindigkeit ω aufgetragen. Nachteilig bei diesen rotatorischen Messungen ist die Zerschering der Probe auch bereits bei sehr niedrigen Drehzahlen, d.h. strukturelle Änderungen wie ein Ansteifen einer Suspension infolge Partikelsedimentation werden durch die Scherung beeinflusst.

Bei so genanntem visko-elastischen Verhalten, also bei Materialien die aufgrund von Viskosität sowohl Eigenschaften einer Flüssigkeit als auch wegen des Vorliegens einer Fließgrenze Eigenschaften eines Feststoffs aufweisen, bieten oszillatorische Messungen die Möglichkeit der praktisch zerstörungsfreien Prüfung, sofern die Probe nur im elastischen Spannungsbereich unterhalb der Fließgrenze beansprucht wird. Messtechnische Voraussetzung dafür ist eine ausreichend hohe Auflösung des Rheometers bezüglich Drehmoment und Rotorstellung: Mit $M_{min} = 0,5 \mu\text{Nm}$ bzw. $\phi_{min} = 0,012$ mrad sind diese bei dem beschriebenen Messsystem als erfüllt anzusehen.

Die Deformationen bei oszillatorischen Messungen sind zur Einhaltung der Beanspruchung des Probematerials im linear-viskoelastischen Bereich so gering zu wählen, dass die Mobilisierung des Reibungswiderstandes aus der Gesteinskörnung eines Mörtels nicht erfasst werden kann: Hierfür wären Verformungen mindestens in der Größe des vorliegenden Größtkorndurchmessers erforderlich. Auch wenn die Messgeometrie des beschriebenen Rheometriesystems speziell für die Charakterisierung von Baustoffen mit einem Korndurchmesser von bis zu 2 mm entwickelt wurde, so werden bei unterkritischer Scherbeanspruchung innerhalb des linear-viskoelastischen Bereiches lediglich die Eigenschaften der Mehlkornstruktur gemessen. Geht die Beanspruchung über diese Grenze hinaus, kann mit zunehmender Lastspielzahl eine immer deutlichere Entmischung des Mörtelmaterials beobachtet werden, die eine sinnvolle Auswertung der ermittelten Daten unmöglich macht. Die genannten Vorzüge gelten also überwiegend für Rotations-Messungen.

Wie unter anderem von MEZGER [143] dargestellt, kann der rheologische Oszillationsversuch an einem 2-Platten-Modell erläutert werden, siehe Abbildung 5.23 links: Während die untere Platte unbeweglich ist, wird die obere mit einer Kraft $\pm F$ um ein Maß $\pm s$ verschoben und es ist eine Verzerrung $\gamma = s/h$ des zwischen den beiden Platten befindlichen Materials infolge einer Schubspannung $\tau = F/A$ zu verzeichnen.

In Anlehnung an das HOOKE'sche Gesetz für ideal-elastische Materialien kann aus dem Verhältnis von Schubspannungs-Amplitude τ_A zu Verzerrungsamplitude γ_A (sofern die Grenze des linear-viskoelastischen Bereiches nicht überschritten wird) ein komplexer Schubmodul G^* abgeleitet wer-

den: $G^* = \tau(t)/\gamma(t) = \text{const.}$ Dabei ist es sowohl möglich, das rheologische Experiment im CD-Versuch deformationsgesteuert (Vorgabe eines Drehwinkels ϕ) als auch im CS-Versuch schubspannungsgesteuert (Vorgabe eines Drehmomentes M) zu fahren.

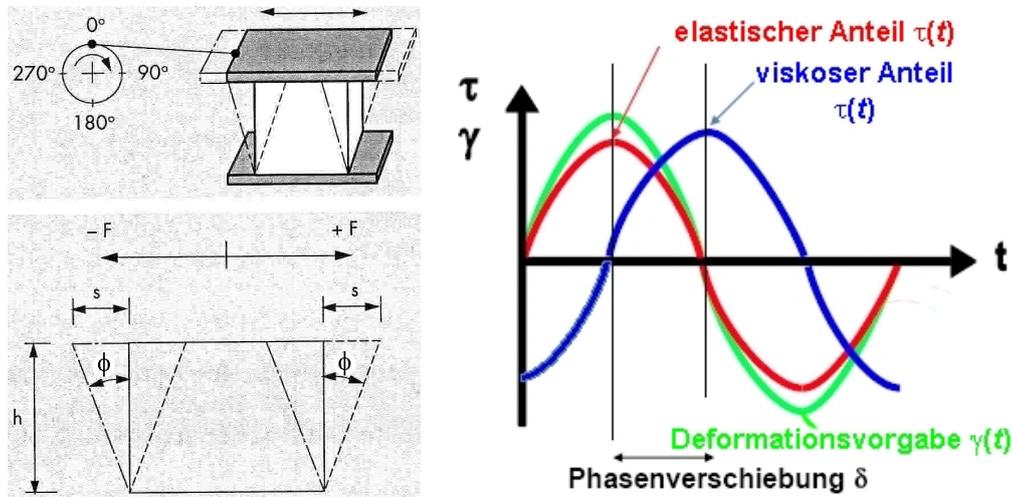


Abbildung 5.23: Rheometrischer Oszillationsversuch
links: 2-Platten-Modell, Quelle: [143] ; rechts: Phasenverschiebung, Quelle: [144]

Bei viskoelastischen Materialien, wie den zu untersuchenden Mehlkornleimen, findet aufgrund viskoser Scheranteile keine vollkommene elastische Rückstellung statt. Infolgedessen ist bei diesen Materialien eine Phasenverschiebung $0^\circ \leq \delta \leq 90^\circ$ zu beobachten, d.h. auf eine oszillierende Schubspannungsvorgabe $\tau = \tau_A \cdot \sin(\omega t)$ erfolgt eine durch den Phasenwinkel δ berücksichtigte, zeitlich verzögerte Reaktion $\gamma = \gamma_A \cdot \sin(\omega t - \delta)$, siehe Abbildung 5.23 rechts. Eine Zerlegung in elastische (in Phase schwingende) und viskose (phasenverschobene) Komponenten führt auf die folgende Darstellung aus [144]:

$$\gamma(t) = \gamma_A \cdot \sin(\omega t - \delta) = \gamma_A \cdot \left[\underbrace{\sin(\omega t) \cdot \cos(\delta)}_{\text{in Phase}} - \underbrace{\cos(\omega t) \cdot \sin(\delta)}_{90^\circ \text{ phasenverschoben}} \right] \quad (5.11)$$

Wie unter anderem von HAIST [145] erläutert wurde, lässt sich der komplexe Schubmodul G^* zur besseren Anschaulichkeit als Summe aus einem Realteil – im Folgenden als Speichermodul G' bezeichnet – und einem Imaginärteil – nachfolgend als Verlustmodul G'' bezeichnet – darstellen, siehe auch Abbildung 5.24:

$$G^* = G' + i \cdot G'' \quad (5.12)$$

Der Speichermodul G' bezeichnet dabei den in Phase befindlichen Anteil der Steifigkeit des Materials und kann mit der Phasenverschiebung δ , der Spannungsamplitude τ_A und der Dehnungsamplitude γ_A nach Gleichung 5.13 berechnet werden. Der Verlustmodul G'' berücksichtigt hingegen die phasenverschobenen, viskosen Anteile der Verformung. In den durchgeführten Relativmessungen mit $k_\tau = k_\gamma = 1$ ist $\tau_A = M_A$ und $\gamma_A = \phi_A$ zu setzen. Die relativen Moduln haben dann die Einheit eines Drehmomentes M dividiert durch einen Drehwinkel ϕ in Bogenmaß, also wiederum eines Drehmomentes: $[\text{Nm}/1] = [\text{Nm}]$.

$$G' = \frac{\tau_A}{\gamma_A} \cdot \cos(\delta) \quad ; \quad G'' = \frac{\tau_A}{\gamma_A} \cdot \sin(\delta) \quad (5.13)$$

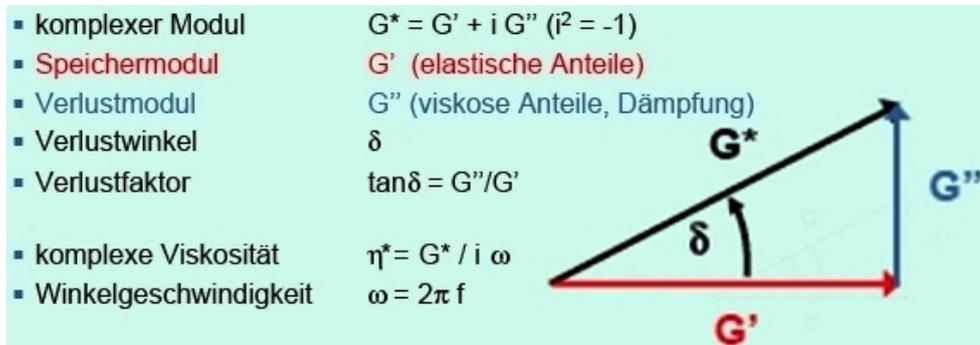


Abbildung 5.24: Bestimmbare Größen im Oszillationsversuch, Quelle: [144]

Leimcharakterisierung

Zur Charakterisierung der verschiedenen Mehlkornleime in den eigenen Versuchen wurden so genannte Amplitudensweep- Versuche durchgeführt, in denen das oszillierende Drehmoment schrittweise gesteigert wurde (CS-Versuch nach der Definition auf Seite 102). Zur Schaffung reproduzierbarer Ergebnisse ist dabei die Einhaltung eines stets identischen Messprofils in allen Einzelversuchen erforderlich. Die zugehörigen 5 Segmente eines Charakterisierungsversuchs, die nachfolgend näher beschrieben werden, sind mit den jeweiligen Geräteparametern in der Tabelle 5.6 aufgeführt.

1. Zunächst wird der mit 291 ml Leim befüllte Messbecher mittels Lift in die Messposition gefahren. Ausgehend von einer Füllhöhe des Leims im Becher von 70 mm ergibt sich mit der Flügelhöhe der verwendeten Messgeometrie von 50 mm ein Abstand zwischen Becherboden und Flügel bzw. die Überdeckung des Flügels mit Leim von $s = 10$ mm.
2. Zur Homogenisierung wird das Material intensiv vorgeschert, wobei die Drehzahl im CR-Modus linear von 10 auf 0 U/s innerhalb einer Minute zurückgefahren wird.
3. Anschließend fährt der Rotor in eine optimale, d.h. in die reibungsärmste Position.
4. Zum Abbau von Zwängungen erfolgt vor der eigentlichen Messung eine geringe, regelmäßige oszillatorische Scherung des Materials im elastischen Bereich mit einer Frequenz $f = 1$ Hz.
5. Im Rahmen der eigentlichen Mörtelcharakterisierung wird das die Probe scherende Drehmoment in 50 logarithmisch verteilten Schritten von $M = 25$ auf $10.000 \mu\text{Nm}$ gesteigert, die Oszillationsfrequenz beträgt hierbei ebenfalls $f = 1$ Hz. Zur Verbesserung der Darstellung wird die Messung für jeden Drehmomentschritt 10-fach wiederholt und ein Mittelwert ausgegeben.

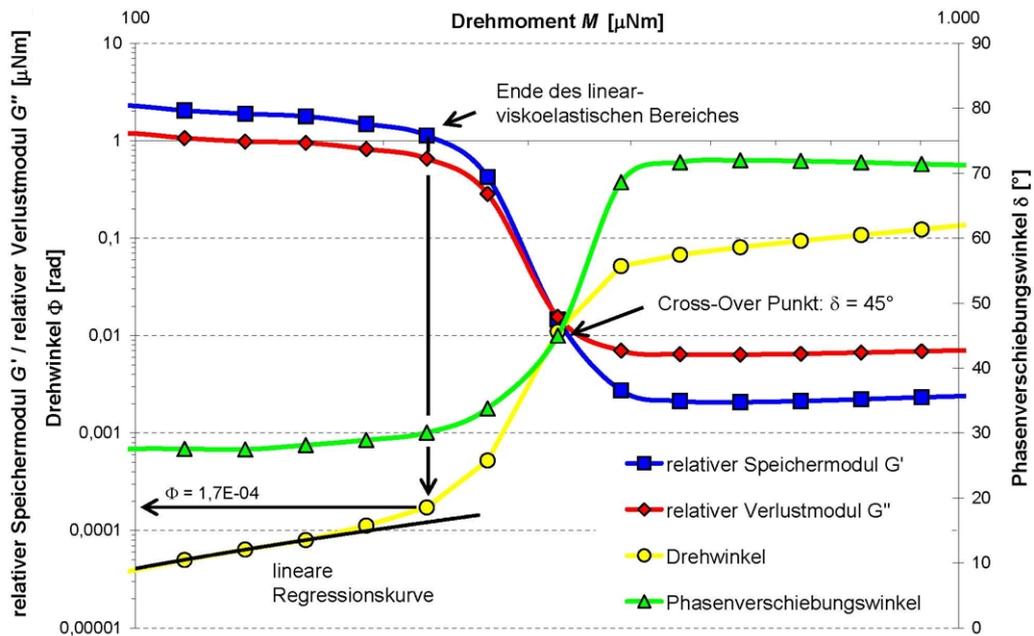
Ein exemplarisches Ergebnisdiagramm bei Verwendung einer Kalksteinmehl-Suspension ohne stabilisierende Zusatzmittel mit einem Wasser-Feststoff-Verhältnis $w/f = 0,36$ ist in Abbildung 5.25 dargestellt: Auf der Abszisse ist das (schrittweise gesteigerte) Drehmoment M aufgetragen und auf den Ordinaten die Messgrößen des Oszillationsversuchs. Dies sind auf der linken y -Achse sowohl die

Tabelle 5.6: Geräteparameter für das Messprofil in den Amplitudensweep-Versuchen

Segment	Typ	Dauer	Parameter
1	Lift	-	$s = 10 \text{ mm}$
2	Rot-Rampe	60 s	$\omega = 62,8 - 0 \text{ rad/s (lin.) } (\hat{=} 10\text{-}0 \text{ U/s})$
3	Setzen	-	Rotor in optimale Position fahren
4	Osz-Zeit	60 s	CS-Modus mit $M = 25 \mu\text{Nm}$, $f = 1 \text{ Hz}$
5	Osz-AS	-	CS-Modus mit $M = 25 - 10^5 \mu\text{Nm}$, $n = 50 \text{ (log.)}$, $f = 1 \text{ Hz}$

Rot: Rotation Osz: Oszillation AS: Amplitudensweep

errechneten Anteile des komplexen Schubmoduls G^* in Form von Speichermodul G' und Verlustmodul G'' als auch die gemessene Winkelauslenkung ϕ des Rotors infolge Drehmomentbeanspruchung. Auf der rechten y -Achse ist der Phasenverschiebungswinkel δ skaliert, der Werte zwischen $0^\circ \leq \delta \leq 90^\circ$ annehmen kann.

**Abbildung 5.25:** Verlauf eines Amplitudensweep-Versuchs für den Teilbereich $100 \leq M \leq 1.000 \mu\text{Nm}$

Bezüglich der Verläufe der Schubmoduln G' und G'' ist im linken x -Achsenbereich zunächst ein nahezu konstanter Verlauf bis etwa $M = 200 \mu\text{Nm}$ zu verzeichnen: Hier endet der linear-viskoelastische Bereich und die Struktursteifigkeit bricht ein. Da die Festlegung eines exakten Grenzwertes schwierig, d.h. zumeist nur visuell möglich ist, wird der so genannte „Cross-Over Punkt“ als mathematisch berechenbarer Grenzwert für $G' = G''$ mit $\delta = 45^\circ$ als Ersatzkennwert ausgegeben [143]. Dieser charakteristische Punkt bezeichnet für eine gewählte Oszillationsfrequenz f in Relativmessungen das Drehmoment M (bzw. in Absolutmessungen die Schubspannung τ), bei dessen Überschreitung die Materialeigenschaften nicht mehr vorwiegend elastisch, sondern eher viskos sind.

Aus der Begrenzung des linear-viskoelastischen Bereiches kann, wie in der Abbildung mittels Pfeilen angedeutet, auch eine zugehörige maximale Deformation, d.h. ein Drehwinkel ϕ abgeleitet werden: Bei dessen Überschreitung ist eine Abweichung vom theoretisch vorhandenen linearen Verlauf (siehe lineare Regressionskurve) zu verzeichnen. Im vorliegenden Beispiel unterliegt der betrachtete Mehl-

kornleim also lediglich einer unterkritischen Scherbeanspruchung, solange der Flügeldrehkörper um $\phi < 1,7 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \hat{=} 1,7 \cdot 10^{-4} \cdot 180/\pi \approx 0,01^\circ$ ausgelenkt wird. Die Kenntnis einer solchen maximalen Deformation ist für die nachfolgend erläuterten Zeit-Oszillationsversuche, in denen die Wirksamkeit der verschiedenen im Unterabschnitt 5.2.1 bereits näher vorgestellten Stabilisierer-Typen in Abhängigkeit von ihrer Dosierung verglichen werden soll, von Bedeutung.

Zeit-Oszillationsversuche

Zum Vergleich der Wirksamkeit verschiedener Stabilisierer wurden Zeit- Oszillations- Versuche absolviert, d.h. eine zeitabhängige Änderung der Struktursteifigkeit erfasst. Dabei wurde gemäß dem in der Tabelle 5.7 angegebenen Messprofil verfahren, wobei – wie bereits obenstehend beim Amplitudensweep- Versuch beschrieben – eine definierte Vorscherung des Materials erfolgte und erst nach einer Oszillationszeit von einer 1 Minute zum Abbau von Zwängungsspannungen der eigentliche Messungsnulldpunkt festgelegt wurde.

Aufgrund nicht mehr ausreichender Winkelauflösung (bei der gewählten Oszillations-Frequenz von $f = 1 \text{ Hz}$) waren in probeweise aufgezeichneten Kurvenverläufen bereits so deutliche Sprünge vorhanden, dass keine zufriedenstellende Auswertung mehr möglich war. Mit der Durchführung als deformationsgesteuerter Versuch (CD-Versuch) mit einem Oszillations-Drehwinkel von $\phi = 100 \text{ mrad}$ konnte dem Problem im CS-Modus erfolgreich begegnet werden, dass bei konstant geringem Drehmoment von $M < 200 \mu\text{Nm}$ zur Gewährleistung einer Scherung im linear-viskoelastischen Bereich zu Versuchsbeginn mit zunehmender Strukturverfestigung eine stetig geringere Deformation zu verzeichnen wäre.

Tabelle 5.7: Geräteparameter für das Messprofil in den Daueroszillations-Versuchen

Segment	Typ	Dauer	Parameter
1	Lift	-	$s = 10 \text{ mm}$
2	Rot-Rampe	60 s	$\omega = 62,8 - 0 \text{ rad/s (lin.)} (\hat{=} 10-0 \text{ U/s})$
3	Setzen	-	Rotor in optimale Position fahren
4	Osz-Zeit	60 s	CD-Modus mit $\phi = 100 \text{ mrad}$, $f = 1 \text{ Hz}$
5	Osz-Zeit	7.200 s	CD-Modus mit $\phi = 100 \text{ mrad}$, $f = 1 \text{ Hz}$

Rot: Rotation Osz: Oszillation

Ein exemplarischer Versuchsverlauf, wiederum für die Kalksteinmehl-Suspension mit einem Wasser-Feststoff-Verhältnis von $w/f=0,36$, ist in der Abbildung 5.26 dargestellt: Demnach ist im Zeitverlauf ein stetiger Zuwachs des Speichermoduls G' zu verzeichnen. Im Gegensatz dazu können sowohl beim Verlustmodul G'' als auch beim Phasenverschiebungswinkel δ Maximalwerte bereits im Zeitverlauf und nicht erst am Ende der Messdauer verzeichnet werden. Als Ursache dafür können drei Aspekte vermutet werden:

- Durch Absinken von Feststoffpartikeln liegt ein zunehmend inhomogenes Probematerial vor, so dass sich diese Kenngrößen von einem homogenen Material unterscheiden. Von Inhomogenitäten kann insoweit ausgegangen werden, als im Bereich der Leimoberfläche eine Verflüssigung (Blutwasser) zu verzeichnen ist und es in Richtung des Becherbodens zunehmend zu einer Verdichtung des Korngerüsts infolge von Eigengewichtskräften kommt, worauf auch entsprechende Ergebnisse aus Elementversuchen (siehe Unterabschnitt 5.4.3) hindeuten.

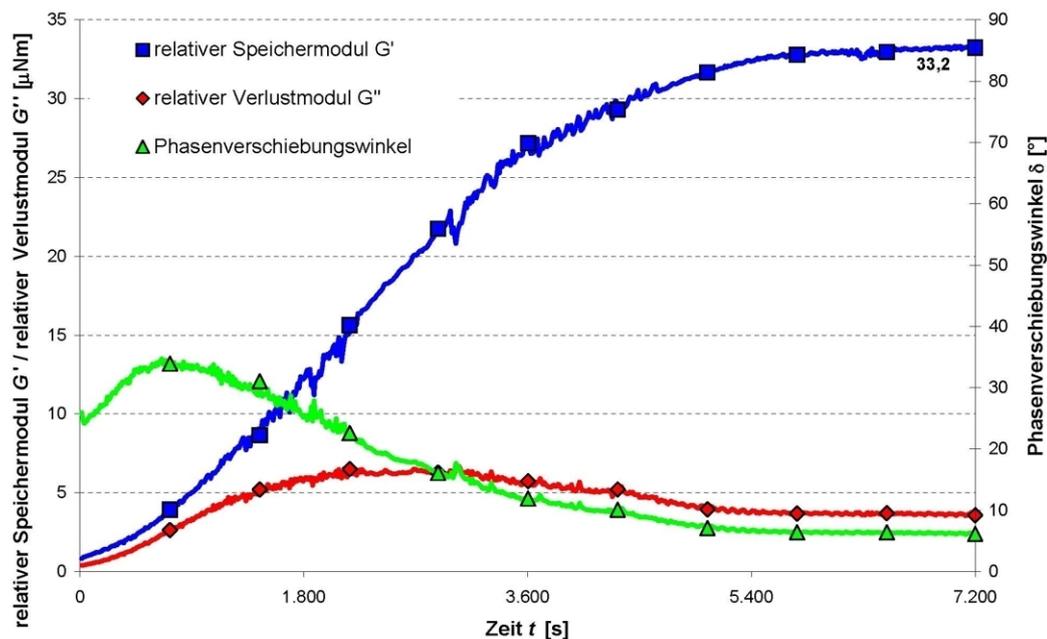


Abbildung 5.26: Verläufe relativer rheologischer Parameter im Zeit-Oszillationsversuch über 2 Stunden

- Durch die Verwendung einer offenen Flügelgeometrie kann sich infolge Fließgrenzenänderung die Form des mitbewegten Leimpfropfens ändern. Zum einen führt dies zu einem geänderten Verhältnis von wirksamer Oberflächen-Schubspannung zu gemessenem Drehmoment.
- Zum anderen ist durch diese Anhaftung auch eine Beeinflussung der Massenträgheit des Gesamtsystems und damit des gemessenen Drehmoments bei Beschleunigung denkbar. Diese liegt im Oszillationsversuch bei jeder einzelnen Schwingung vor, da sich das Material beim Erreichen der Verformungsamplitude ϕ_A im Totpunkt in Ruhe befindet und in Gegenrichtung wieder beschleunigt werden muss.

Korrelation mit Flügelscherfestigkeiten

Da die Angabe eines auf einer komplexen Zahlenzerlegung basierenden Speichermoduls G' wenig anschaulich ist, sollte mit Hilfe von Flügelscherversuchen (unter Verwendung einer für bodenmechanische Versuche üblichen, geschlossenen Flügelgeometrie) eine mögliche Korrelation von Speichermodul G' und Fließgrenze τ_F geprüft werden.

Wie aus den Mobilisierungsverläufen mehrerer Flügelscherversuche an der Kalksteinmehl-Suspension mit $w/f = 0,36$ in der Abbildung 5.27 hervorgeht, kann mit zunehmender Ruhezeit des Mehlkornleims eine erhöhte Festigkeit $\tau_F = \max \tau$ verzeichnet werden. Auffällig ist hierbei, dass mit zunehmender Ruhezeit auch eine Vergrößerung des Mobilisierungsweges bis zum Erreichen der Fließgrenze τ_F , also des Drehwinkels einhergeht.

In der Abbildung 5.28 sind die so ermittelten Scherfestigkeiten τ_F in Abhängigkeit von der Zeit t aufgetragen, vergleichend ist der Zeitverlauf des Speichermoduls G' aus der Abbildung 5.26 dargestellt. Ein Vergleich beider Kurven zeigt auf, dass Ähnlichkeiten vorhanden sind: Insbesondere das Abflachen der G' -Kurve im Oszillationsversuch nach etwa 90 Minuten $\hat{=} 5.400$ s stimmt mit dem

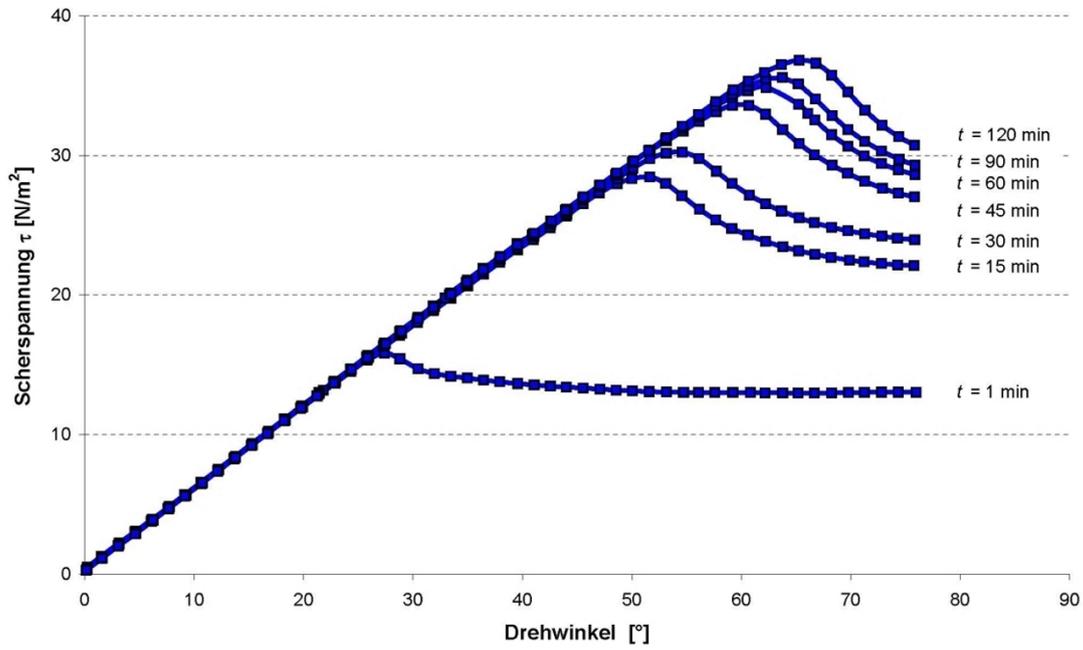


Abbildung 5.27: Mobilisierungskurven einer Kalksteinmehl-Suspension

verminderten Zuwachs der Scherfestigkeiten τ_F ab etwa diesem Zeitpunkt in den Flügelscherfestigkeiten überein. Der Zeitpunkt des Abklingens des Sedimentationsvorgangs kann also sowohl aus den Oszillationsversuchen als auch aus den Flügelscherversuchen abgeleitet werden.

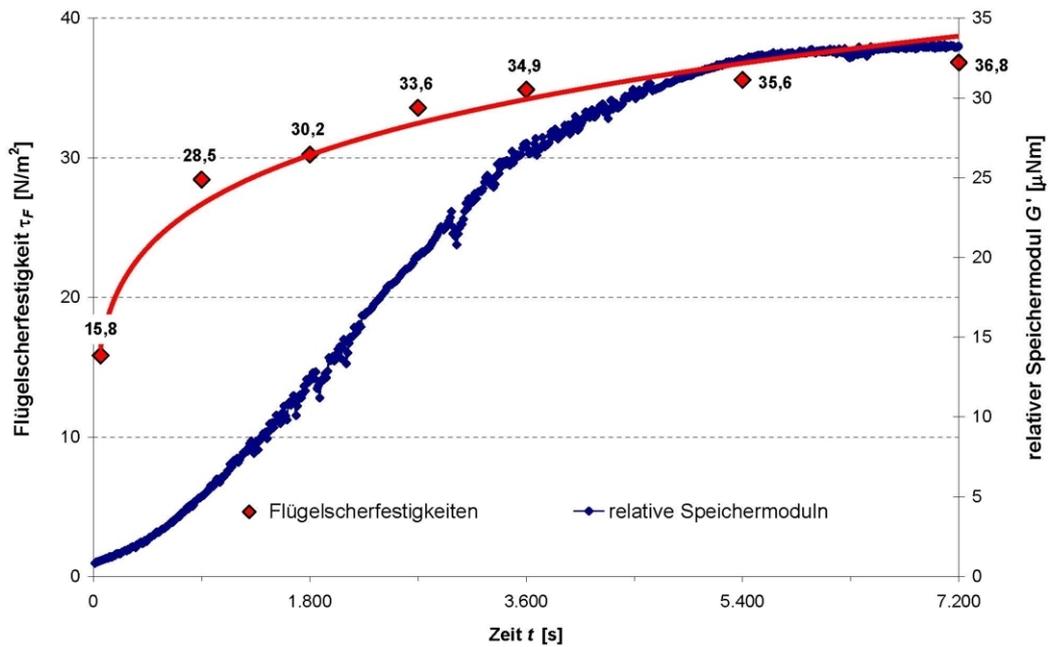


Abbildung 5.28: Flügelscherfestigkeiten und relative Speichermodul einer Kalksteinmehl-Suspension

Ergebnisse der Zeit-Oszillations-Versuche über 2 Stunden

In einem nächsten Schritt wurden stabilisierte Kalksteinmehl-Suspensionen betrachtet, wobei zur ersten Abschätzung der Wirksamkeit in Abhängigkeit von der Dosierung eine Versuchsdauer von 2 Stunden gewählt wurde. Die Wasser-Feststoff-Verhältnisse waren dabei so eingestellt, dass im 1. Referenzmörtel ein Ausbreitmaß a (ermittelt mit dem HÄGERMANN-Tisch) von $a = 21,5 \pm 0,5$ cm erzielt wurde. Entsprechende w/f -Werte können den Konsistenzkurven aus den Abbildungen im Anhang entnommen werden.

Anhand von ebenfalls absolvierten Amplitudensweep-Versuchen an allen betrachteten Leimen wurde zunächst nachgewiesen, dass mit der gewählten Auslenkung von $\phi = 100$ mrad bei keinem untersuchten Probematerial der linear-viskoelastische Bereich verlassen wird. Als vergleichender Einzelwert ist in der Abbildung 5.29 der Wert des Speichermoduls G' nach 120 Minuten in Abhängigkeit von der Dosierung aufgetragen.

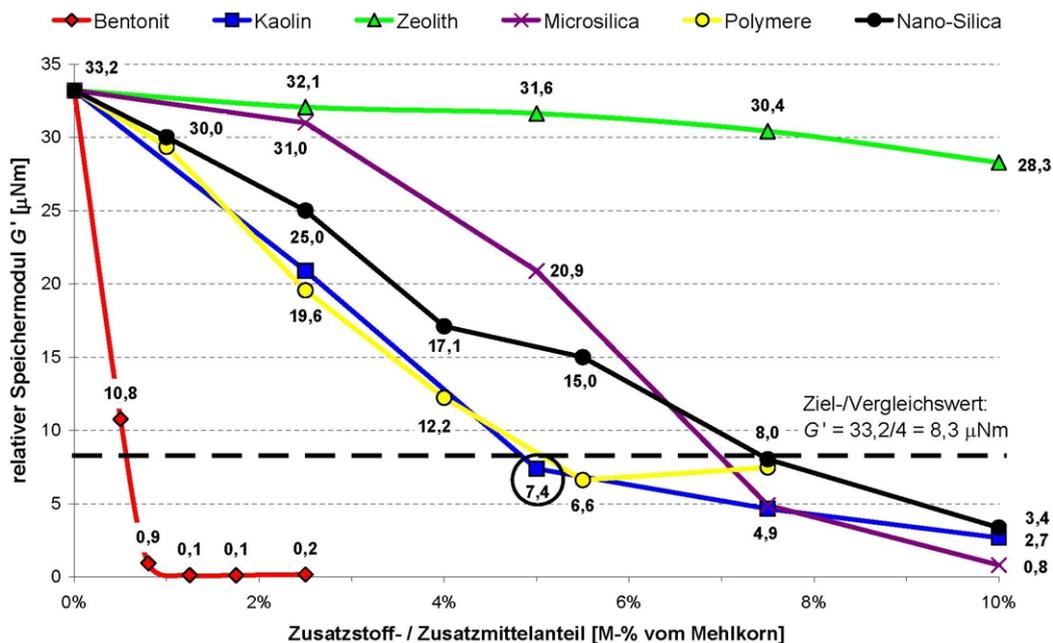


Abbildung 5.29: Speichermoduln nach 2 Stunden Ruhezeit/Oszillationszeit

Aus dieser Darstellung geht hervor, dass in Abhängigkeit von der Zusatzstoff/Zusatzmitteldosierung eine unterschiedlich stark ausgeprägte Wirksamkeit verzeichnet werden kann. Der Referenzpunkt $G' = 33,2 \mu\text{Nm}$ ist dabei wiederum die Kalksteinmehl-Suspension ohne Stabilisierer. Während beim Bentonit offenbar bereits eine sehr geringe Konzentrationen von etwa 1 Massen-% des Füllers zur Stabilisierung ausreicht, ist beim Zeolith selbst bei Einsatz von 10-Massen-% praktisch keine Wirkung zu verzeichnen. Bei den 4 weiteren betrachteten Stoffen kann von einer Abhängigkeit der Dosierung ausgegangen werden.

Eine deutliche Verringerung der Absetzerscheinungen mit einhergehender Reduktion der Struktursteifigkeit auf etwa $1/4$ des unstabilierten Kalksteinmehls – diesen Wert repräsentiert die eingezeichnete horizontale Linie – kann bei einer Dosierung in der Größenordnung von 5 bis 8 Massen-% verzeichnet werden. Dieser Vergleichswert wird gewählt, da für den 1. Referenzmörtel bei einer Kaolinzugabe von 5 % (siehe eingekreister Wert) nach 48 h Ruhezeit noch eine fließfähige Konsistenz des

Mörtels, nachgewiesen anhand eines Ausbreitversuchs mit HÄGERMANN-Tisch, verzeichnet werden konnte.

5.4.2 Ergebnisse der Zeit-Oszillations-Versuche über 48 Stunden

Ausgehend von diesen Zugabemengen sollte in einer zweiten Versuchsserie geprüft werden, wie wirksam diese Stoffe über einen längeren Zeitraum sind: Die Zeit-Oszillationsversuche wurden daher mit verlängerter Versuchsdauer von 48 Stunden für jene Dosierungen wiederholt, die eine Reduktion des Speichermoduls G' auf lediglich etwa $G' = 33,2/4 \approx 8 \mu\text{Nm}$ nach 2 Stunden Ruhezeit bewirkten. Entsprechend aufgezeichnete Verläufe sind Inhalt des in der Abbildung 5.30 dargestellten Diagramms, der angestrebte Referenzpunkt von $G' = 8 \mu\text{Nm}$ zum Zeitpunkt $t = 7.200 \text{ s}$ ist als ausgefüllter Kreis eingetragen. Des Weiteren ist der Referenzversuch mit Kalksteinmehl ohne Stabilisierer in der äußerst linken Kurve dargestellt.

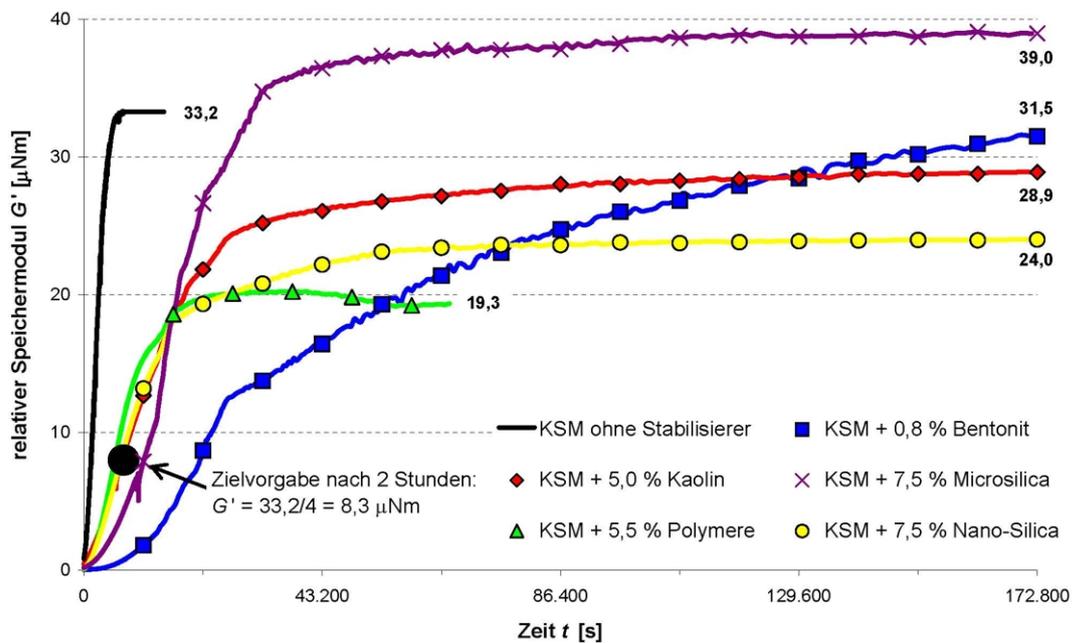


Abbildung 5.30: Zeitverlauf des Speichermoduls im Zeit-Oszillations-Versuch über 48 Stunden

Es zeigt sich, dass die verschiedenen Stabilisierer bei in etwa vergleichbarem Schubmoduln G' zum Zeitpunkt $t = 7.200 \text{ s} \hat{=} 2 \text{ h}$ im höheren Probealter voneinander differierende Wirkungen entwickeln. Insbesondere ist die Struktursteifigkeit mit $G' = 39,0 \mu\text{Nm}$ nach 48 h bei der Verwendung von Microsilica sogar höher als wenn auf die Verwendung eines Stabilisierers verzichtet würde. Ähnliches zeigt sich bezüglich der Verwendung des Bentonits: Hier wird mit $G'_{48h} = 31,5 \mu\text{Nm}$ nahezu der Referenz-Speichermodul von $G'_{48h} = 33,2 \mu\text{Nm}$ erreicht.

Auffällig beim Bentonit ist auch der streng monotone Anstieg der Kurve, bei allen anderen Materialien werden Asymptotenwerte erreicht. Ein nicht dargestellter Verlauf dieser Kurve bei logarithmischer Skalierung der x -Achse deutet an, dass – wie in der Abbildung 4.8 auf Seite 54 bezüglich der thixotropen Verfestigung bei Stützflüssigkeiten beschrieben – die Struktureigenschaften des Stabilisierers anstelle jener der sedimentierten Suspension gemessen wurden.

Ausgehend von dieser Erkenntnis muss somit angenommen werden, dass die Endwerte des Speichermoduls G'_{48h} auch bei den anderen Zusatzstoffen nicht unbedingt direkt vergleichbar sind. Die Aussagekraft solcher Langzeit-Oszillationsversuche ist also aufgrund der verschiedenen Wirkungsmechanismen der Stabilisierer (siehe Seite 90) als recht begrenzt anzusehen. Diese Betrachtungsweise erscheint aber durchaus geeignet, die Auswirkungen der Dosierung *eines* Stabilisierertyps zuverlässig zu vergleichen.

Eine Übertragung der Ergebnisse aus den rheologischen Oszillationsversuchen auf die jeweiligen Mörtel gestaltet sich ebenfalls schwierig, d.h. es konnte keine zufriedenstellende Korrelation von zeitabhängigem Speichermodul G' und einem Ausbreitmaß a gefunden werden. Aus diesem Grund sollten für die eigentliche Beurteilung der zeitabhängigen Fließfähigkeit von Ringspaltmörteln Elementproben untersucht werden, die eine entsprechende Gesteinskörnung enthalten. Diese Betrachtungen sind Inhalt des Unterabschnittes 5.4.3.

Kosten-Nutzen-Betrachtung Der betrachtete Parameter des Speichermoduls G'_{2h} zum Vergleich der Wirksamkeit verschiedener Stabilisierer nach einer Ruhezeit von 2 Stunden bestätigt recht gut den subjektiven Eindruck der Pumpbarkeit beim händischen Durchmischen des Materials auch im höheren Mörtelalter.

Von den jeweiligen in den Zeit-Oszillationsversuchen über 48 Stunden betrachteten Dosierungen ausgehend wird in der Tabelle 5.8 ein kalkulatorischer Vergleich aufgezeigt. Alle Angaben beziehen sich auf einen Mehlkornleim, der im 1. Referenzmörtel aus Tabelle 5.2 mit einem volumetrischen Leimanteil von 50% zu einem Ausbreitmaß von $a = 21,5 \pm 0,5$ cm, ermittelt mit dem HÄGERMANN-Tisch, führt. Aufgrund des geänderten Wasseranspruchs in Abhängigkeit vom Stabilisierertyp (siehe Anhang) kann dabei teilweise eine Änderung des Fülleranteils verzeichnet werden. Alle nachfolgend genannten Preise basieren auf einer eigenen Marktrecherche aus Juli 2010.

Tabelle 5.8: Kosten für verschiedene Stabilisierertypen je m^3 Frischmörtel¹

Stabilisierer	Fülleranteil [kg/m ³]	Stabilisiereranteil [M-% vom Füller]	Anteil [kg/m ³]	Preis [Euro/kg]	Kosten Stabilisierer [Euro/m ³]
Bentonit	610	0,8 %	4,9	0,20	0,98
Kaolin	585	5,0 %	29,3	0,05	1,47
Zeolith	575	> 10,0 %	> 57,5	0,35	> 20,13
Microsilica	670	7,5 %	50,3	0,90	45,30
Polymere	600	5,5 %	33,0	1,10	36,30
Nano-Silica-Suspension	600	7,5 %	45,0	1,95	87,75

¹ Stand der Marktrecherche: Juli 2010

Ausgehend von einem marktüblichen Preis für einen konventionellen, zementhaltigen Ringspaltmörtel von derzeit etwa 110-140 Euro/m³ (in Abhängigkeit des Zementanteils) zeigt sich anhand der in der Tabelle aufgeführten Werte, dass als wirtschaftlich sinnvolle Stabilisierertypen lediglich Bentonit und Kaolin in Frage kommen.

5.4.3 Beurteilung des Sedimentationsverhaltens anhand von Elementversuchen

Wie bereits einführend zu den Oszillationsmessungen auf Seite 102 geschildert, sind bei dieser Art der rheologischen Untersuchung die Deformationen nicht ausreichend groß, um das Fließverhalten eines Mörtels mit Zuschlagkörnung beurteilen zu können. Vielmehr wird mit der Angabe eines zeitabhängigen Speichermoduls G' lediglich ein Indiz für das Ansteifverhalten infolge von Sedimentations- und Thixotropieeffekten des Mehlkornleims betrachtet.

Bekanntermaßen sind die Auswirkungen von Blutungserscheinungen bezüglich einer Konsistenzänderung aber bedeutsamer, je größer das verwendete Zuschlagkorn ist: Ein Mörtelmaterial, welches lediglich Sand enthält, verhält sich aufgrund einer geringeren Strukturfestigkeit bezüglich des Ansteifens infolge Blutens weniger scherfest als eines, das auch Kies enthält. Die endgültige Beurteilung, ob ein zementfreies Ringspaltmaterial unter dem Aspekt der Wiederanpumpbarkeit förderbar ist, muss also anhand von Materialversuchen erfolgen, in denen keinerlei Kornfraktionen fehlen. Dafür wird nachfolgend wieder das Mörtelmaterial der Modifikation 3 aus der Tabelle 5.5 betrachtet.

Wie von WAGNER et al. [146] bereits genauer untersucht wurde, wird die Sedimentationsneigung von mineralischen Baustoffen durch die Behältergeometrie beeinflusst. Laut der benannten Quelle führen SCHIESSL, WEBER, SCHWAMBORN und LEISSNER [147] dies auf eine Filterwirkung des Betons zurück: Demnach erhöht sich bei Probebehältern mit konstantem Durchmesser und zunehmender Füllhöhe der Filterwiderstand des Korngerüstes. Ab einer Füllhöhe von etwa 200 mm ist dieser Widerstand schließlich so groß, dass nur noch wenig Blutwasser aus den unteren Bereichen an die Oberfläche gelangt. Potentiell ist aber auch der Einfluss von Reibungseffekten an der Behälterwandung eine denkbare Einflussgröße.

Von diesen Darstellungen ausgehend, soll zunächst geprüft werden, inwieweit sich die Rohrgeometrie der Förderleitung DN 50 mm oder DN 65 mm auf Schildvortriebsmaschinen günstig oder ungünstig auf das Blutungsverhalten auswirkt. Folgende Aspekte werden betrachtet:

- Die Füllhöhe mit Mörtel in einem Behälter mit konstantem Durchmesser,
- die Abhängigkeit des Rohrdurchmessers und
- die Lage des Rohres, d.h. ob es horizontal liegt oder vertikal steht.

Abhängigkeit der Füllhöhe eines Rohrstutzens

Ausgehend von standardmäßig zur Herstellung bodenmechanischer Probekörper verwendeter Rohrstutzen mit einem Innendurchmesser von DN 100 mm wurden diese mit dem Mörtelmaterial verschieden hoch befüllt (4/8/12/16/20 cm) und nach 24 Stunden das Material schichtweise entnommen.

Durch Ofentrocknung nach DIN 18121-1 ermittelte Wassergehalte w in Abbildung 5.31 zeigen, dass in Abhängigkeit von der Füllhöhe zwar unterschiedliche Verteilungen vorliegen, der minimale Wassergehalt von $w_{min} = 11,5 \%$ (verbunden mit der höchsten Scherfestigkeit) aber für alle Füllhöhen praktisch identisch ist. Entsprechendes gilt näherungsweise auch für die eingetragenen mittleren Wassergehalte von $11,9 \% \leq \bar{w} \leq 12,5 \%$. Die Ordinate $z = 0$ bezeichnet dabei die Mörteloberkante.

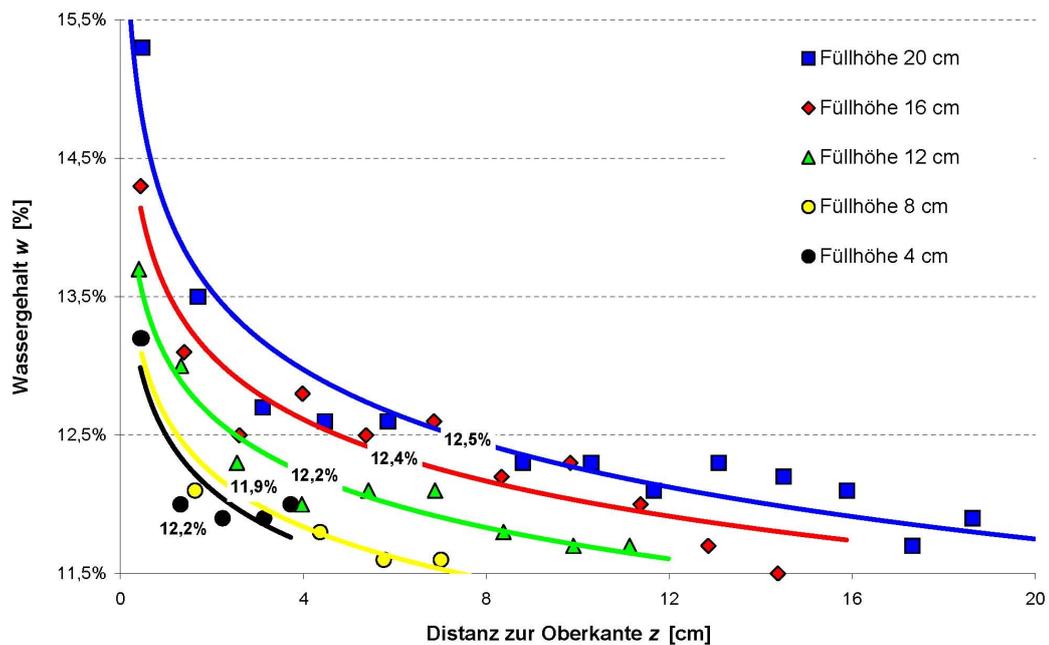


Abbildung 5.31: Wassergehaltverteilungen im stehenden Rohr DN 100 mm nach 24 Stunden

Auf Grundlage dieser Versuchsreihe kann zunächst festgehalten werden, dass zwar in Abhängigkeit der eingefüllten Mörtelhöhe verschiedene Wassergehaltsverteilungen beobachtet werden können, aber sowohl im Mittel als auch bezüglich des minimalen Wassergehaltes praktisch identische Materialeigenschaften vorliegen.



Abbildung 5.32: Beobachtung des Blutungsverhaltens in Abhängigkeit der Rohrgeometrie links: Abgesetzter Mörtel in einem Rohr DN 40 mm nach 24 Stunden, rechts: Mörtel und Blutwasser

Abhängigkeit von Rohrdurchmesser und Lage

Um das Blutungsverhalten in Abhängigkeit von der Geometrie näher zu untersuchen, wurden 200 mm lange PE-Rohre mit den Nennweiten DN 40, DN 50 und DN 70 mm unmittelbar nach dem vollständigen Befüllen mit Mörtel mittels Deckeln unter Verwendung von Heißkleber verschlossen

und stehend oder liegend gelagert. Nach dem Abziehen der Deckel nach verschiedenen langen Ruhezeiten konnte zunächst freies Blutwasser abgossen und anschließend der Wassergehalt des Materials bestimmt werden, siehe Abbildung 5.32.

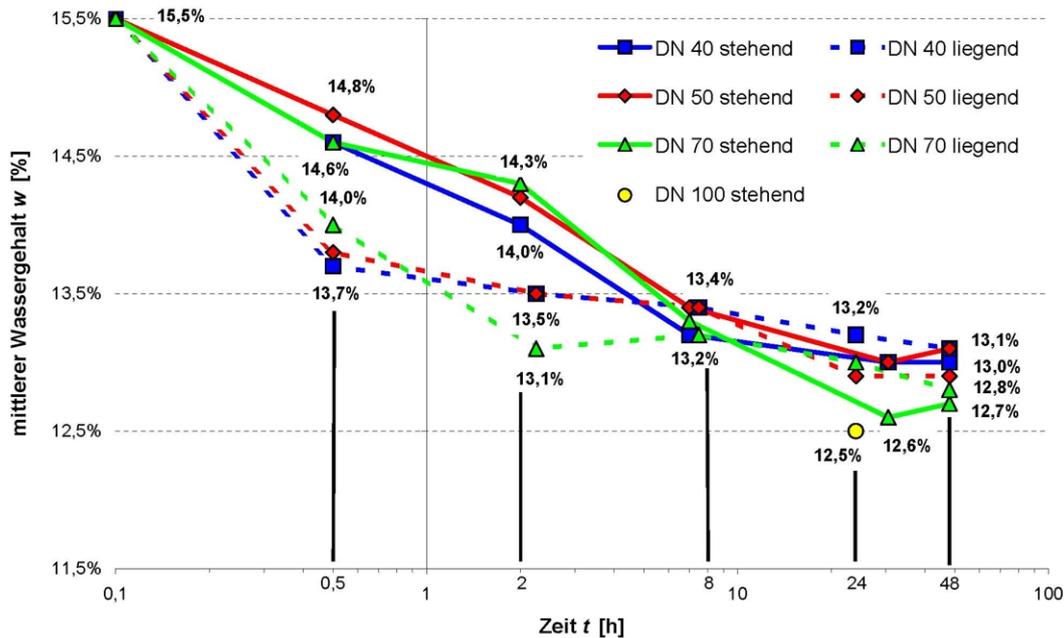


Abbildung 5.33: Abhängigkeit des mittleren Wassergehaltes von der Rohrgeometrie

Diese Wassergehalte sind in der Abbildung 5.33 dargestellt, wobei eine logarithmische Skalierung der Zeitachse gewählt wurde. Als einzelner Punkt ist auch der mittlere Wassergehalt nach einer Ruhezeit von 24 Stunden im Rohr mit Nenndurchmesser DN 100 mm, siehe obenstehende Betrachtungen zur Abhängigkeit von der Füllhöhe eines Rohrstützens, eingezeichnet.

Aus dieser Darstellung kann abgeleitet werden, dass ein Einfluss bezüglich der Lage, d.h. ob eine horizontale oder vertikale Rohrorientierung vorliegt, lediglich bis etwa zu einer Ruhezeit von 8 Stunden einen Einfluss hat. Nach einer Ruhezeit von 24 Stunden und mehr können lediglich Wassergehaltsabweichungen von ca. 0,5 % verzeichnet werden. Insoweit liegen auch hier offenbar unabhängig von der Ausrichtung und des Rohrdurchmessers vergleichbare Mörtelkonsistenzen vor.

Zeitabhängigkeit der Konsistenz

Nachdem mit dem einfach zu bestimmenden Ersatzparameter des Wassergehalts w ausgeschlossen werden konnte, dass eine maßgebliche Beeinflussung der zeitabhängigen Mörtel­eigenschaften von der Rohrgeometrie zu erwarten ist, sollte eine genauere Charakterisierung baustofftechnologischer und bodenmechanischer Kenngrößen erfolgen. Dafür wurden nach dem Absaugen von Blutwasser mittels Vakuumpumpe und anschließender händischer Homogenisierung die nachfolgend genannten Parameter bestimmt:

- Die Mörtelkonsistenz mit dem Ausbreittisch nach HÄGERMANN und
- eine Flügelscherfestigkeit, die näherungsweise als rheologische Fließgrenze τ_F in Mörtel-Strömungsberechnungen angesetzt werden kann.

Als Probebehälter wurde dabei ein stehendes Rohr mit Durchmesser DN 100 mm und 200 mm Länge gewählt, da nur so eine ausreichende Menge an Material für die jeweiligen Versuche zur Verfügung gestellt werden konnte.

Wie bereits aus den obenstehenden Ausführungen bekannt und in der Abbildung 5.34 dargestellt, führt das Absondern von Blutwasser an der Mörteloberfläche zu einer Reduktion von Wassergehalt w und Fließfähigkeit, was sich an einem verminderten Ausbreitmaß/Setzfließmaß a bemerkbar macht. Analog dazu ist ein Zuwachs der ermittelten Flügelscherfestigkeit (unter Verwendung einer großen Flügelgeometrie mit Höhe $h = 100$ mm und Durchmesser $D = 50$ mm) zu verzeichnen.

Ausgehend von einer Anfangsfließgrenze $\tau_F = 120$ N/m² des sehr fließfreudig eingestellten Materials ist im Alter von 48 Stunden bereits eine Größenordnung $\tau_F = 740$ N/m² zu verzeichnen. Im Vergleich zu einem im bodenmechanischen Sinn nach DIN EN ISO 14688-1 breiigen Boden ist dies aber immer noch ein sehr geringer Wert, so dass weiterhin von einem Frischmörtel und nicht etwa von einem bodenähnlichen Material gesprochen werden kann.

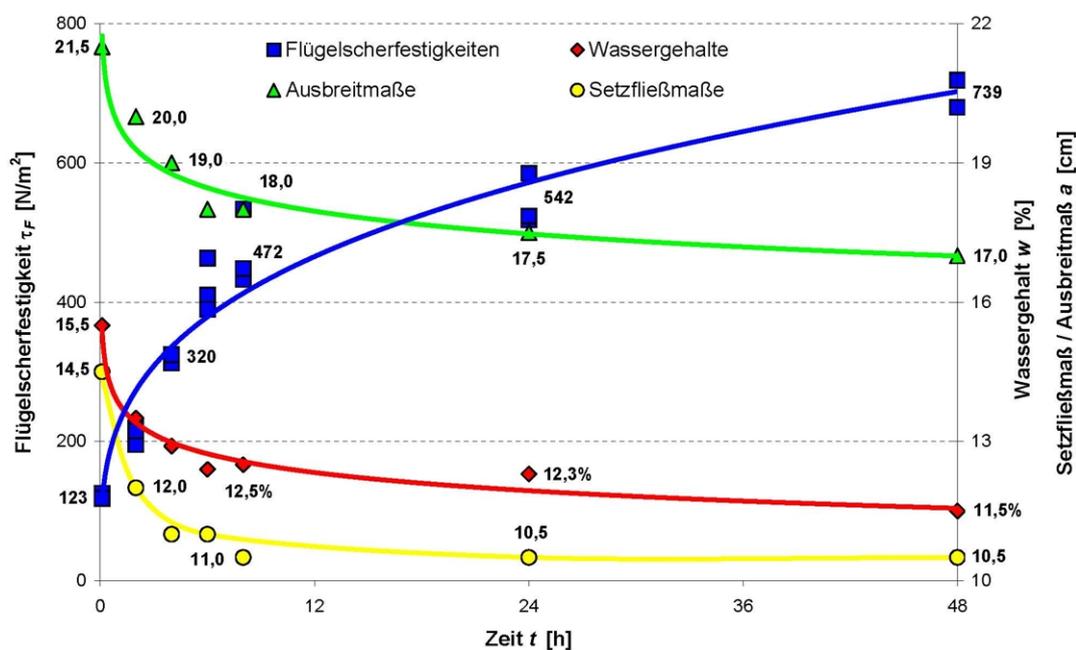


Abbildung 5.34: Zeitabhängige Parameter des ausgebluteten Mörtelmaterials

Zusammenfassend kann eine Beurteilung der Pumpbarkeit unter dem Aspekt der Wiederanpumpbarkeit dadurch erfolgen, dass frisches Mörtelmaterial in einem Rohrstutzen ausblutet und nach dem Abschöpfen des Blutwassers und anschließender Homogenisierung repräsentative Parameter in Form von Wassergehalt w , Ausbreitmaß/Setzfließmaß a und Scherfestigkeit τ_F mittels Flügelsonde bestimmt werden.

Die Bestimmung des rheologischen Parameters G' (Speichermodul) mit Hilfe von Oszillationsversuchen zeigt die erwähnten Schwierigkeiten bei der Auswertung und Interpretation. Demnach ist einerseits keine einfache Übertragung der Ergebnisse von Messungen an Mehlkornleimen auf Mörtel möglich und andererseits aufgrund unterschiedlicher Wirkungsmechanismen bereits die Vergleichbarkeit der Wirksamkeit verschiedener Stabilisierertypen schwierig.

5.4.4 Druckverläufe beim Wiederanpumpen

Mit dem Mörtelmaterial der Modifikation 3 (siehe Tabelle 5.5 auf Seite 100) welches mit 5% Kaolin lediglich mäßig stabilisiert ist, wurden Pumpversuche in der Art absolviert, dass nach unterschiedlich langen Stillstandszeiten ein Wiedereinschalten der Pumpe erfolgte und der zeitliche Druckverlauf entlang der Rohrstrecke registriert wurde. Die Länge der Förderleitung betrug in diesen Versuchen 23 m (ohne zusätzlichen Gegendruck) und die Förderrate wurde zu $q = 1,0 \text{ m}^3/\text{h}$ eingestellt.

Wie aus den Druckverlaufskurven der Abbildung 5.35 ersichtlich wird, kann mit zunehmender Verweildauer des zementfreien Verpressmörtels in der Förderleitung ein Anstieg des Pumpendrucks beim Wiederanlauf des Fördersystems verzeichnet werden. Ausgehend von einer Nullmessung, d.h. Einschalten der Pumpe nach etwa 1 Minute Stillstand, beträgt der Pumpendruck nach 2 Stunden Förderunterbrechung mit $p_{max} = 2,2 \text{ bar}$ bereits etwa den doppelten Wert. Der Druckverlauf mit einem Maximalwert beim Wiederanlaufen nach 4 Tagen $\hat{=}$ 96 Stunden Ruhezeit von $p_{max} \approx 7,0 \text{ bar}$ ist aus Gründen der übersichtlicheren Darstellbarkeit der restlichen Ergebnisse auf der rechten, sekundären y -Achse skaliert.

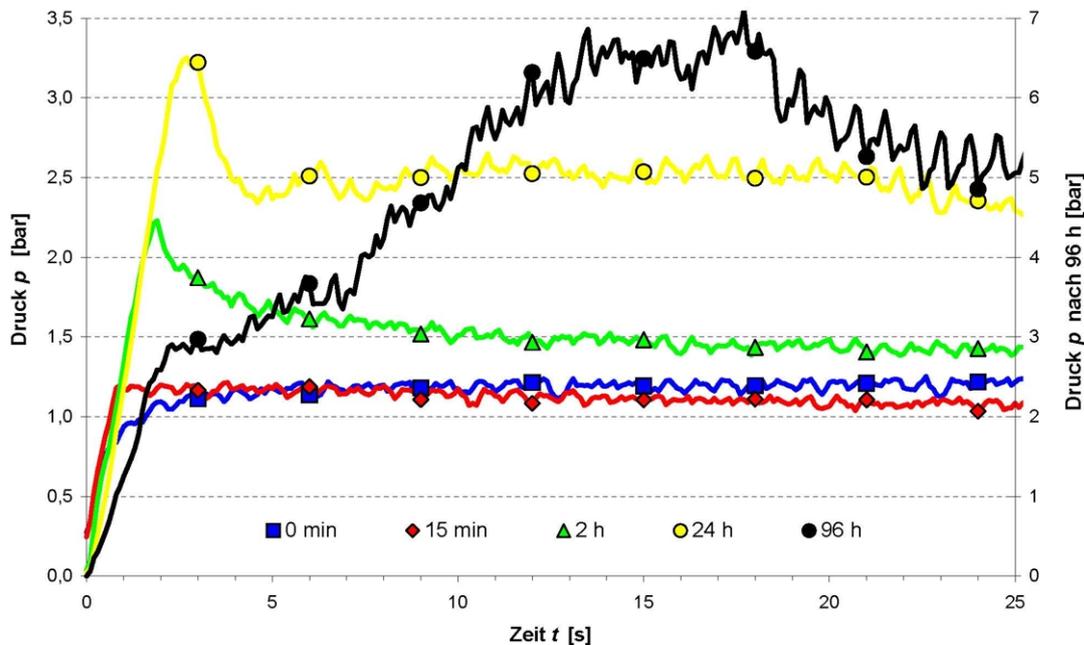


Abbildung 5.35: Pumpendrucke beim Wiederanlaufen des Fördersystems

Trotz dieses deutlich höheren erforderlichen Druckniveaus zum Weiterschieben des Mörtelmaterials in der Förderleitung kam es selbst bei der eingesetzten Schneckenpumpe zu keinem Blockieren des Fördersystems, also auch zu keiner Stopferbildung. Wie in der Abbildung 5.36 erkennbar ist, war unmittelbar nach dem Wiedereinschalten zunächst ein Ausdrücken von freiem Blutwasser aus der Förderleitung zu verzeichnen, bevor das eigentliche Mörtelmaterial am Ende der Leitung austrat. Dieses lag mit einem Setzfließmaß/Ausbreitmaß von $a = 10,5/17,5 \text{ cm}$ gegenüber dem eingefüllten Frischmörtel mit $a = 14,5/21,5 \text{ cm}$ in deutlich steiferer Konsistenz vor; die Änderung des Wassergehaltes w kann mit 11,3 % gegenüber 15,5 % beziffert werden.

Auch wenn die Materialeigenschaften bewusst nicht noch besser, d.h. sedimentationsärmer eingestellt wurden, so zeigt sich, dass dieses Material trotz zu beobachtender Entmischungen auch nach 4

Tagen noch ausreichend fließfähig war. Folgerichtig kann es wegen der Beachtung der einsatzspezifischen Randbedingungen auf einer TVM als „pumpfähig“ für diesen Verwendungszweck bezeichnet werden.



Abbildung 5.36: Mörtelförderung beim Wiederanlauf des Pumpensystems nach 4 Tagen
links: Primärer Blutwasserfluss, rechts: Sekundärer Mörtelfluss

5.5 Zusammenfassung und Empfehlungen zum Mischungsentwurf

Wie in den Pumpversuchen beim Befüllen des Rohrstrangs gezeigt werden konnte, ist die Entwicklung eines Stopfers in dieser Phase des Pumpvorgangs auch nach Benetzung/Vorschmierung der Leitungswandung mit Wasser oder Bentonitsuspension ein kontinuierlicher Prozess, in dessen Verlauf insbesondere Leim (Mehlkorn und Wasser), aber auch Sandanteile aus dem Mörtel bis zu einem Korndurchmesser von ca. $d = 1,5$ mm „aufgebraucht“ werden.

Wichtiger als das Einstellen einer optimalen Mörtelkonsistenz ist also die Bereitstellung von ausreichend Mehlkornleim. Auf Grundlage der eigenen Versuchsreihen mit einem Durchmesser der verwendeten Mörtelförderleitung von DN 65 mm kann ein Wert der erforderlichen Überschussleimmenge von $V_{L,Ue} \approx 285$ l/m³ angegeben werden, mit dem die Befüllung einer Leitungslänge (nach Benetzung der Rohrwandung mit Wasser) von $L \approx 25$ m ohne Ausbildung eines Stopfers möglich war.

Zur Bereitstellung einer ausreichenden Menge an Überschussleim im Mörtel ist es von Bedeutung, die Sieblinie der Gesteinskörnung bis in den Feinsandbereich zu optimieren, d.h. auch Kornfraktionen mit einem Durchmesser $d_{50} < 0,2$ mm sollten gezielt in solche Betrachtungen einbezogen und am Markt verfügbaren Sandkörnungen beigemischt werden. Dies ist aufgrund der bodenmechanischen Belange, d.h. wegen der Forderung nach einem möglichst großen Korndurchmesser zur Entwicklung einer hohen Scherfestigkeit und Steifigkeit, gegenüber der Zugabe weiteren Mehlkorns vorzuziehen.

Das Volumen der vorhandenen Überschussleimmenge wird aber nicht nur durch die Form der Sieblinie, also die Porosität der Gesteinskörnung beeinflusst, sondern hängt auch von der Zuschlagmenge ab: Ausgehend von den vorliegenden Ergebnissen stellt ein volumetrischer Gesteinskörnungsanteil von 45 % (entsprechend einer Masse von $G_d = 450 \cdot 2,65 \approx 1.200$ kg/m³ Frischmörtel) und einer

Gesamtleimmenge von 55 Vol.-% bei einer guten Abstufung der Sieblinie bis in den Feinsandbereich hinein ein sinnvoll abgewogenes Maß dar. Dies bedeutet, dass auch hier den geotechnischen Belangen, d.h. der Forderung nach möglichst viel Zuschlagkorn zur Erhöhung der Steifigkeit und Festigkeit unter Beachtung jenen der Pumpfähigkeit – der Bereitstellung von viel schmierendem Mehlkorn – ausreichend Rechnung getragen wird. Aufgrund der bei Ringspaltmörteln in der Praxis Verwendung findenden Gesteinskörnungen mit erhöhtem Sandanteil ist die Form der Sieblinie für Kornanteile $d > 2$ mm, d.h. ob eher eine Sieblinie AB oder B vorliegt, bezüglich des Einflusses auf die Bereitstellung der Überschussleimmenge vernachlässigbar gering.

Prinzipiell ist zu erwarten, dass die beobachteten Vorgänge beim Befüllen der Förderleitung unter Verwendung einer Exzenter-Schneckenpumpe DN 65 mm qualitativ auf die Realausführung mittels Kolbenpumpe (siehe technische Daten der Verpresseinrichtungen auf Seite 8) übertragbar sind bzw. dass die eigenen Betrachtungen durch die Vorbenetzung der Rohrwandung mit Wasser anstelle von Bentonitsuspension auf der sicheren Seite liegen.

Aufgrund der wesentlich höheren Strömungsgeschwindigkeit bei der Verwendung einer Kolbenpumpe ist zudem zu erwarten, dass etwaige Leitungs-Engstellen besser überwunden werden können als im langsamen, kontinuierlichen Mörtelfluss. Dies betrifft vor allem geringe Querschnittsänderungen wie die Übergänge zwischen Rohr- und Schlauchleitungen, an denen in den eigenen Versuchen eine Stopferbildung zu verzeichnen war, aber auch den bezüglich einer Stopferbildung sehr sensiblen Bereich des Lisenenanschlussblocks, siehe auch Abbildungen 1.8 und 5.37.

Mit Hilfe einer rheologischen Charakterisierung von Mehlkornleimen sollte die Wirksamkeit verschiedener stabilisierender Zusatzstoffe und Zusatzmittel in einer Kalksteinmehl-Suspension verglichen werden, was aufgrund unterschiedlicher Wirkungsmechanismen aber nur bedingt möglich war. Auf Grundlage des relativen Speichermoduls G' im Oszillationsversuch nach einer Ruhezeit des Mörtels bzw. Zeit-Oszillationsdauer von 2 Stunden als Vergleichsparameter konnten aber erforderliche Stabilisiererdosierungen zum Erreichen einer vergleichbaren Struktursteifigkeit in diesem Alter abgeschätzt werden.

Eine Kosten-Nutzen-Betrachtung für diese Kennwerte zeigte auf, dass eine Präferenz zugunsten von Bentonit oder Kaolin in einem zementfreien Ringspaltmörtel naheliegend ist. Erwähnt sei an dieser Stelle, dass der erforderliche Bentonit-Gehalt in einem zementfreien Material wesentlich geringer ist als bei konventionellem Zementmörtel, da es im erstgenannten zu keiner Deaktivierung des Natriumbentonits durch Calcium-Ionen kommt.

Zur eigentlichen Beurteilung der Wiederanpumpbarkeit eines zementfreien Ringspaltmörtels im Alter von mehreren Tagen ist die Betrachtung einer ausgebluteten Elementprobe sinnvoll. Als Behältergeometrie, in der ein Absetzen des Materials über die entsprechende Zeitdauer zunächst erfolgen muss, kann ein Rohrstützen von $D = 100$ mm Durchmesser und $h = 200$ mm Höhe Verwendung finden: Wie im Rahmen der Betrachtungen zum Einfluss der Rohrgeometrie gezeigt wurde, entsprechen die so ermittelten Kennwerte in etwa (mit der Tendenz, dass sie auf der sicheren Seite liegen) den Bedingungen, wie sie bei einem Rohrdurchmesser DN 50 mm oder DN 65 mm einer Mörtelförderleitung auf der TVM vorliegen.

Ein Indexversuch mit guter Trennschärfe auch im hohen Mörtelalter stellt die Ermittlung einer Flügelscherfestigkeit τ_F (unter Verwendung einer großen Flügelgeometrie mit einer Höhe $h = 100$ mm und Durchmesser $D = 50$ mm) dar: Hier konnte – ausgehend von der Scherfestigkeit/Fließgrenze nach einer Ruhezeit von 24 Stunden von $\tau_{F,24h} = 540$ N/m² – ein Ansteifen auf etwa den 1,4-fachen

Wert von $\tau_{F,48h} = 740 \text{ N/m}^2$ nach 48 Stunden nachvollzogen werden. Im Gegensatz dazu war bei der Betrachtung der zeitabhängigen Konsistenz lediglich eine geringe Reduktion der Fließfähigkeit auf dem HÄGERMANN-Tisch von $a_{24h} = 10,5/17,5 \text{ cm}$ auf $a_{48h} = 10,5/17,0 \text{ cm}$ zu verzeichnen.

Durch die Wahl einer ausreichenden Menge an stabilisierenden Zusatzstoffen (und ggf. der Wahl eines feineren Mehlkorns) sollte das Mörtelmaterial zur Sicherstellung einer ausreichenden Pumpfähigkeit bezüglich des Wiederanpumpens auch nach ausgedehnten Ruhezeiten in der Förderleitung die folgenden Indexwerte wie beim betrachteten Mörtelmaterial der Modifikation 3 nach etwa einem Tag zeigen, wobei insbesondere aus dem oben genannten Grund die Einhaltung einer maximalen Fließgrenze/Flügelscherfestigkeit τ_F nachgewiesen werden muss:

- Setzfließmaß/Ausbreitmaß nach HÄGERMANN: $a \geq 11,0/17,5 \text{ cm}$,
- Flügelscherfestigkeit: $\tau_F \leq 600 \text{ N/m}^2$.

Mit den Pumpversuchen zur Prüfung der Möglichkeit des Wiederanpumpens des Mörtelmaterials der Modifikation 3 in Abhängigkeit von der Ruhezeit des Mörtels konnte gezeigt werden, dass trotz eines Drucks von mehr als $p = 7,0 \text{ bar}$ und deutlicher Entmischung des Fördergutes nach 4 Tagen eine Wiederaufnahme des Fördervorgangs möglich war. Ein Vergleich mit dem maximal gemessenen Druck von etwa $p = 3,5 \text{ bar}$ nach einer Ruhezeit von lediglich einem Tag stellt aber klar, dass auch nach dieser Zeit etwa eine entsprechende Verfestigung, d.h. $\tau_F \leq 600 \text{ kN/m}^2$ vorhanden sein sollte, um ein Wiederaufahren des Fördersystems zuverlässig zu erlauben.

Aufgrund der insgesamt sehr positiven Eigenschaften des Mörtelmaterials mit der Bezeichnung „Modifikation 3“ in Bezug auf die Pumpfähigkeit sowohl beim Anpumpen als auch bei Wiederaufnahme des Pumpvorgangs nach ausgedehnten Stillstandszeiten wird dieses Material auch bei der Ermittlung von genaueren bodenmechanischen Parametern im Kapitel 7 weiter betrachtet und entsprechende Auswirkungen auf die Bettungseigenschaften eines solchen „erhärteten“ Ringspaltmaterials dargestellt. Nachfolgend wird dieses auch als „2. Referenzmörtel“ bezeichnet.

5.6 Lisenen-Restdruck

Da der Ort des erforderlichen Drucks – der Ringraum – und der Ort, an dem er gemessen wird – der Druckaufnehmer am Lisenenkugelhahn – durch die Verpresslisenen räumlich voneinander getrennt sind, bedarf es einer genauen Kenntnis der in diesem Bereich zu erwartenden Druckdifferenz, um im Ringraum selbst den erforderlichen Druck einstellen zu können.

Da die Verpresspumpen, wie bereits im Unterabschnitt 1.2.5 erläutert wurde, bezüglich ihrer Fördermenge deutlich überdimensioniert sind, liegen zwischen den einzelnen Kolbenhüben relativ lange Pausen. Die Pausendauer beträgt mindestens einige Sekunden, bei den Verpresslisenen im Bereich der unteren Schildhälfte (durch die üblicherweise deutlich weniger Mörtel verpresst wird als auf der oberen Hälfte) bei geringen Vortriebsleistungen aber durchaus auch eine Minute und länger. In dieser Zeit, in der das Material in der Leitung ruht und sich entspannen kann, indem viskositätsabhängige Druckanteile aufgrund der nicht stattfindenden Materialscherung abgebaut werden, verbleibt lediglich ein geringer Restdruck (zzgl. Ringraumdruck) im Rohrstrang, der auf die Fließgrenze des Mörtels zurückzuführen ist.



Abbildung 5.37: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Lisenen-Restdrucks

Ein entsprechender Versuchsaufbau, mit dem dieser Restdruck beim Ausschalten der Förderpumpe bestimmt werden konnte, ist in Abbildung 5.37 dargestellt. Dabei handelt es sich um einen durch die Fa. Herrenknecht AG zur Verfügung gestellten Lisenenanschlussblock mit nachfolgendem ovalen, DN 65 mm entsprechenden Querschnitt, durch den mittels der im Unterabschnitt 5.2.2 bereits vorgestellten Schneckenpumpe verschiedene Mörtelmaterialien gefördert wurden.

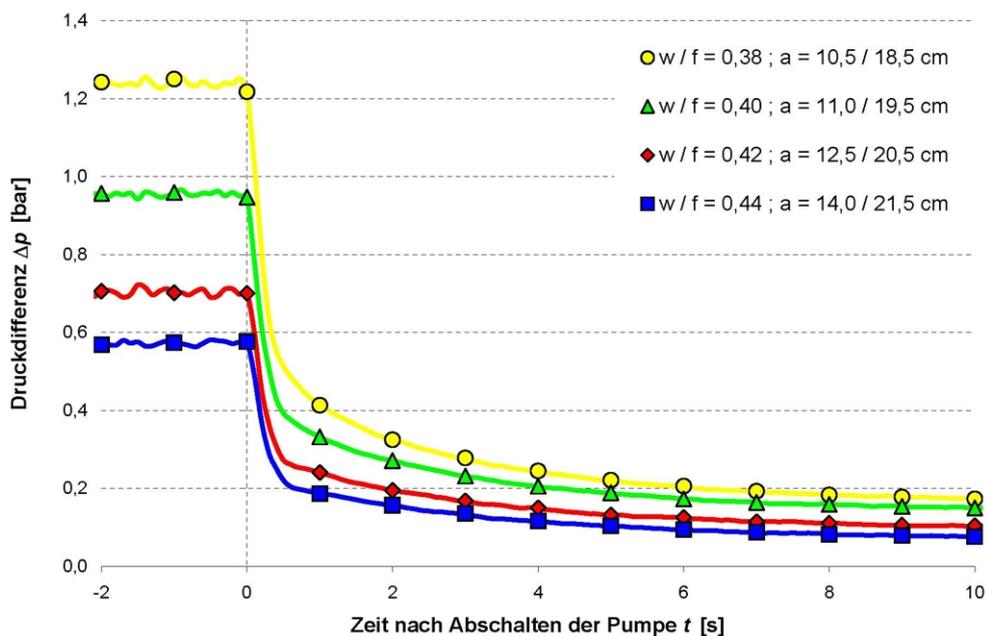


Abbildung 5.38: Lisenen-Restdrücke in Abhängigkeit von der Mörtelkonsistenz

Vom Mischungsentwurf her handelte es sich dabei wiederum um den 1. Referenzmörtel aus Tabelle 5.2, lediglich der Wassergehalt und damit die Konsistenz wurde in den 4 Einzelversuchen variiert. Die entsprechenden Wasser-Feststoff-Verhältnisse des Mehlkornleims sowie die dazugehörigen Setzfließmaße/Ausbreitmaße a , ermittelt mit dem Ausbreittisch nach HÄGERMANN, sind im Ergebnisdiagramm der Abbildung 5.38 dargestellt.

Demnach kommt es nach dem Abschalten der Schneckenpumpe zum Zeitpunkt $t = 0$ s zu einem raschen Abfall auf einen Restdruck. Es ist zu erkennen, dass dabei eine Abhängigkeit von der Konsistenz vorhanden ist, prinzipiell ist der im Lisenensystem verbleibende Restdruck aber bei allen untersuchten Mörteln mit ca. $\Delta p = 0,1 - 0,2$ bar relativ gering. Da lediglich das letzte Teilstück des Fördersystems vor dem Ringraum betrachtet wird, ist das Ergebnis unabhängig vom verwendeten Pumpentyp und die Ergebnisse der Laborpumpversuche mittels Schneckenpumpe sollten unmittelbar auf die Realausführung mit einer Kolbenpumpe übertragbar sein.

6 Drainierungsverhalten

Bei der Ringspaltverpressung im Zuge eines maschinellen Tunnelvortriebs mit Tübbingauskleidung kommt es auch in nur gering wasserdurchlässigem Baugrund aufgrund der Druckdifferenz zwischen Verpressmörtel und Porenwasserdruck im Boden zu einem Verlust von Anmachwasser aus dem Mörtel, wobei dieses in das den Tunnel umgebende Gebirge abströmt. Dieser Prozess kann nach TALMON und BEZUIJEN [76] mit Hilfe der Filtrationstheorie beschrieben werden. Darüber hinaus kann auf Grundlage der Erkenntnisse zur hybriden Form der Stützdruckübertragung aus Abschnitt 4.5 auch der Einfluss stagnierter Suspension, d.h. der Druckanteil für das Verschieben eines stagnierten und thixotrop verfestigten Bentonitpfropfens Berücksichtigung finden.

Diese Wasserabgabe führt zunächst zu einer Reduzierung der Fließfähigkeit des Verpressgutes und schließlich zu einer weitgehenden Drainierung des Materials über die gesamte Ringraumhöhe, so dass dieses auch ohne hydraulische Nacherhärtung wie bei einem Zementmörtel als künstlich eingebrachter Boden bezeichnet werden kann.

Dieser Effekt begünstigt die Stabilisierung der Tunnelröhre im Bauzustand, da er die noch nicht gebettete Länge L in der Abbildung 6.1 mit $h_{FK} < \Delta r$, auf der es zum Aufschwimmen der Tunnelröhre im frischen Mörtel kommt, begrenzt. Für baupraktische Fragestellungen wie der Biegebeanspruchung in Tunnellängsrichtung (siehe Abschnitt 2.3) ist es daher von Bedeutung, die erforderliche Drainierungsdauer des Ringspaltmaterials und damit die Größe des ungebetteten Bereichs L der Tübbingröhre zu kennen.

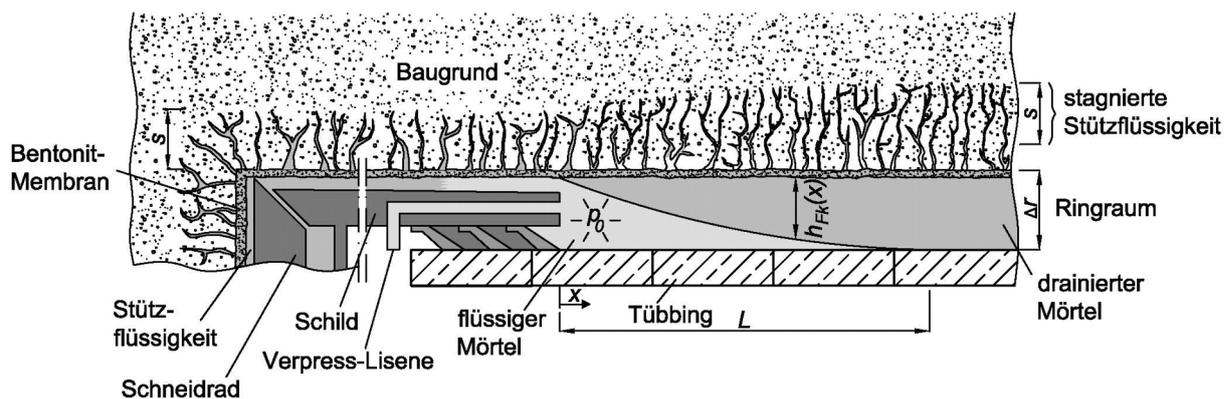


Abbildung 6.1: Mörtelfiltration im Ringraum gegen Bentonit-Membran und stagnierte Stützflüssigkeit

Nicht nur beim maschinellen Tunnelbau im Schildvortrieb kommt es zur Abgabe von Wasser aus einem Baustoff in den angrenzenden Baugrund, sondern auch bei anderen geotechnischen Verfahren: Als Beispiel ist die Herstellung einer Einphasen-Dichtwand zu nennen, bei der Filtratwasser aus der später hydraulisch erhärtenden Stützflüssigkeit in das Porensystem hinter der zu stützenden Erdwand abfließt. SCHLÖTZER, MÜLLER-KIRCHENBAUER und FRIEDRICH [148] unterscheiden

hierbei zwischen der mechanisch gestörten Filtration, bei welcher der wachsende Filterkuchen durch die Aushubarbeiten ständig wieder zerstört wird und der ungestörten Filtration, bei welcher die Gesamt-Filtratwasserabgabe der Dichtwandmasse in Abhängigkeit von der Zeit durch eine Wurzelfunktion beschrieben werden kann.

Ein entsprechender Vorgang liegt auch bei der Herstellung der Verbundstrecke von Verpressankern vor, wie MCKINLEY im Rahmen seiner Dissertation [149] ausführt. Hier entweicht, soweit es die Baugrundpermeabilität zulässt, Wasser aus der dafür verwendeten Zementsuspension. Eine bodenmechanische Beschreibung von Zementsuspensionen nach der Drainierung, jedoch noch vor der Hydratation, ist laut dem Autor sinnvoll und nützlich: Die Eigenschaften des drainierten Materials entsprechen demnach etwa denen eines steifen Schluffs.

6.1 Filtrationstheorie mit Berücksichtigung eines Filtermediums

Bei der Drainierung von Mörteln durch das Auspressen von Anmachwasser liegt ebenfalls – wie bei der im Unterabschnitt 4.3.1 beschriebenen Membranbildung bei Bentonitsuspensionen im feinkörnigen Baugrund – eine so genannte Fest-Flüssig-Filtration vor, bei der die festen Bestandteile (Mehlkorn und Zuschlagkorn) aus dem Mörtel auf dem Filtermedium in Form der wasserdurchlässigen, aber mit Bentonitsuspension benetzten Ausbruchlaibung im Ringraum abgelagert werden und ein wassergesättigter Mörtel-Filterkuchen ausgebildet wird.

Anders als bei der Betrachtung von relativ wasserundurchlässigen Bentonitfilterkuchen im stark wasserdurchlässigen Baugrund, muss im vorliegenden Fall der Strömungswiderstand des Filtermediums R_{Fm} Berücksichtigung finden. Dementsprechend ist der Nennerterm der Gleichung 4.3 um einen zweiten Summanden zu erweitern:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{A \cdot \Delta h}{R_{Fk}(t) + R_{Fm}} \quad (6.1)$$

$$\text{mit: } R_{Fm} = R_{Bent} + R_{Boden}$$

Darin bezeichnet R_i wiederum den Strömungswiderstand, welcher sich nach Gleichung 4.2 aus dem Quotienten der Schichtstärke und zugehörigem k_F -Wert im Sinne von DIN 18130-1 ergibt: $R_i = h_i/k_{F,i}$. Das Filtermedium wird anteilig aus dem Bentonitfilterkuchen an der Ausbruchlaibung R_{Bent} und dem dahinter liegenden Baugrund R_{Boden} gebildet, wobei nach TALMON und BEZUIJEN [76] näherungsweise ein virtueller, symmetrischer Porenwasserstrom angenommen werden kann, siehe hierzu Abbildung 6.2:

$$R_{Boden} = \frac{r + \Delta r}{k_{F,Boden}} \cdot \ln \left(\frac{r_0}{r + \Delta r} \right) \quad (6.2)$$

$$\text{mit: } r + \Delta r = r_t$$

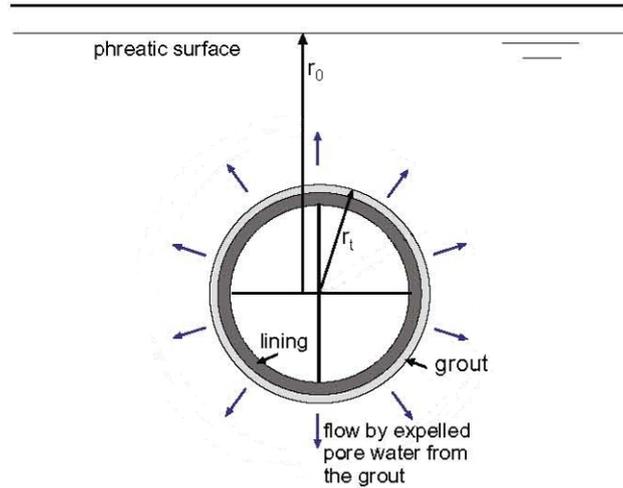


Abbildung 6.2: Mittelung des Strömungswiderstandes nach BEZUIJEN und TALMON, nach Quelle: [76]

Trennung der Variablen in Gleichung 6.1, Integration für (zeitweise) konstanten Potentialunterschied $\Delta h = \overline{\Delta p_0} / \gamma_w = \text{const.}$ infolge Verpressdruck liefert wiederum die zugehörige Filtrationsdauer t . Umformung mittels quadratischer Ergänzung und auflösen nach h_{Fk} führt dann auf das Ergebnis in Gleichung 6.5 mit noch zu bestimmender Integrationskonstante c . Bezüglich der weiteren Parameter wird auf die Ausführungen zu Filtrationsvorgängen ohne Filtermedium (siehe Unterabschnitt 4.3.1 Membranbildung) verwiesen.

$$dt = \frac{a_v}{1 - a_v} \cdot \frac{1}{\Delta h} \cdot \left(\frac{h_{Fk}(t)}{k_{F,Fk}} + R_{Fm} \right) \cdot dh_k \quad (6.3)$$

$$t = \frac{a_v}{1 - a_v} \cdot \frac{1}{\Delta h} \cdot \left(\frac{1/2 \cdot h_{Fk}^2}{k_{F,Fk}} + h_{Fk} \cdot R_{Fm} + c \right) \quad (6.4)$$

$$\rightarrow h_{Fk} = \sqrt{2 \cdot \frac{1 - a_v}{a_v} \cdot \Delta h \cdot k_{F,Fk} \cdot t + (k_{F,Fk} \cdot R_{Fm})^2 - c \cdot 2k_{F,Fk} - k_{F,Fk} \cdot R_{Fm}} \quad (6.5)$$

Mittels Anpassung an die Randbedingung $h_{Fk} = h_{Fk,0}$ für $t = 0$ kann die Integrationskonstante c bestimmt werden, was schließlich auf die in der benannten Quelle dargestellte Formulierung der zeitabhängigen Filterkuchendicke h_{Fk} bei Ringspaltmörteln führt:

$$h_{Fk} = \sqrt{2 \cdot \frac{1 - a_v}{a_v} \cdot \Delta h \cdot k_{F,Fk} \cdot t + (h_{Fk,0} + k_{F,Fk} \cdot R_{Fm})^2 - k_{F,Fk} \cdot R_{Fm}} \quad (6.6)$$

$$\text{mit: } \Delta h = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \overline{\Delta p_0(t)} \quad \text{nach Gleichung 4.28}$$

Anders als bei einem Konsolidationsvorgang nach den Ausführungen von v. TERZAGHI und FRÖHLICH [150], bei dem eine Auflastspannung σ zum Zeitpunkt $t = \infty$ allein durch effektive Spannungen

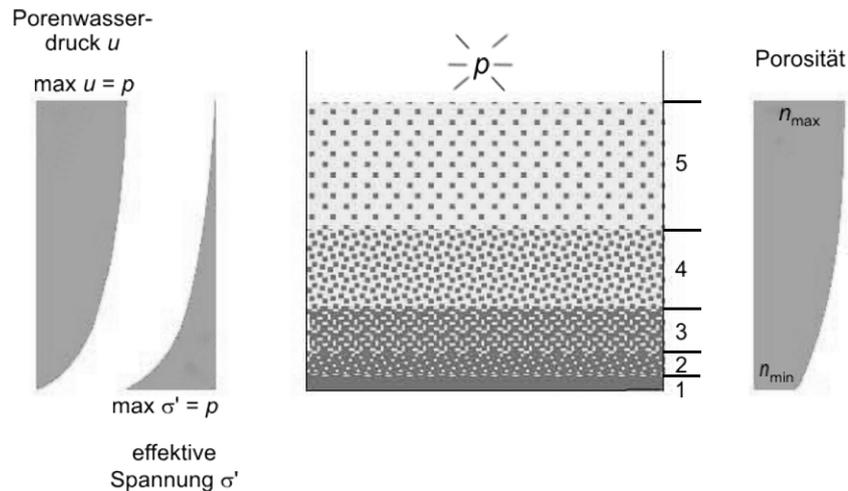


Abbildung 6.3: Struktur kompressibler Filterkuchen, nach Quelle: [151]

σ' des Korngerüstes bei einem Porenwasserdruck von $u = 0$ getragen wird, liegen in einem so genannten kompressiblen Filterkuchen nach ALLES [151] die in der Abbildung 6.3 qualitativ eingezeichneten Spannungsverläufe vor.

Insbesondere weil bei der Filtrationstheorie davon ausgegangen wird, dass der Filterkuchen unendlich weiter anwächst, liegt im Übergangsbereich zur frischen Suspension (Oberkante Schicht 5) ein Porenwasserdruck u in Größe des wirksamen Filtrationsdrucks p vor. Unmittelbar an der Grenze zum Filtermedium (Unterkante Schicht 1) ist das Filterkuchenmaterial am stärksten verdichtet und weist dort eine minimale Porosität n_{min} und eine wirksame Spannung $\sigma' = p$ auf. Infolgedessen ist analog zu einer Veränderung der Porosität n auch eine Beeinflussung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes k_F zu erwarten.

Wie aber unter anderem auch ARWANITAKI [113] ausgeführt hat, die sich mit der Bentonit-Filterkuchenbildung bei der Schlitzwandherstellung befasst hat, stellt der Ansatz eines mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes $k_{F,Fk}$ in der Gleichung 6.6 meist eine ausreichend genaue Näherung dar. Weitere Einzelheiten zu dieser Thematik mit besonderem Bezug auf Ringspaltmörtel werden im Unterabschnitt 6.3.1 ausgeführt.

Ein weiterer Unterschied liegt in der Interaktion von flüssiger und fester Phase vor: Bei einem Filtrationsvorgang (einer Flüssigkeit) ist soviel Porenwasser vorhanden, dass die Suspensionspartikel im Ausgangszustand nicht im Kontakt zueinander stehen. Beim Konsolidationsprozess (eines bodenähnlichen Feststoffs) berühren die Bodenkörner bereits von Beginn an einander und die Auflastspannung p wird sehr zeitnah zumindest teilweise über Korn-zu-Korn-Spannungen getragen.

6.2 Versuchstechnische Beobachtung von Drainierungsvorgängen

6.2.1 Großödometer

Detaillierte Informationen über das Drainierungsverhalten von Ringspaltmörteln können mittels eines Großödometers in Anlehnung an den Vorschlag von TALMON und BEZUIJEN [74] gewonnen werden, siehe Abbildung 6.4. Diese Eigenkonstruktion besteht im Wesentlichen aus einem 50 cm

langen, dickwandigen Stahlrohr mit einem Innendurchmesser von 19,3 cm, das an der Ober- und Unterseite mit Flanschen verschlossen ist. Eine Drainagemöglichkeit für aus dem Mörtel ausgespresstes Porenwasser besteht wie bei der Realausführung – die Tunnelauskleidung in Form von Stahlbetontübbingen ist wasserundurchlässig – nur einseitig in Richtung eines Filterbodens.

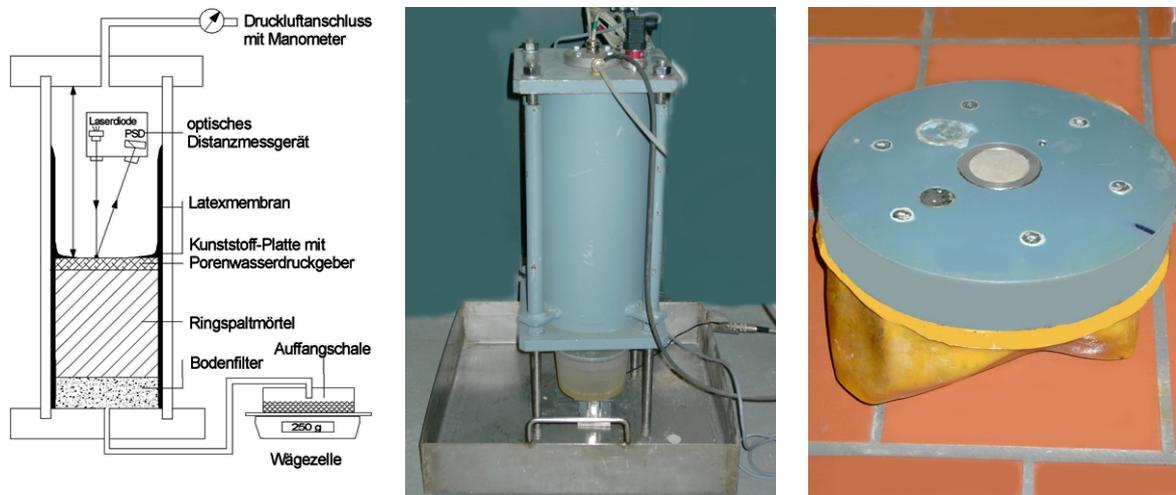


Abbildung 6.4: Großödometer

links: Prinzipskizze, Mitte: Versuchseinrichtung, rechts: Kunststoffplatte mit Porenwasserdruckgeber

Dieser wird 3 cm hoch zusammen mit (unter dem vorliegenden Spannungsniveau als dehnsteif anzusehenden) Abstandhaltern eingebaut und darauf ein Lochblech aufgelegt. Ein Einfetten der Rohrwandung vor dem Einfüllen des Mörtels gewährleistet definierte Randbedingungen in Bezug auf die einwirkende Normalspannung (Reibungsminimierung) und die Entwässerungswege (Unterbindung der Wasserumläufigkeit der Probe). Anschließend wird eine Mörtelmenge von ca. 4 Litern (entsprechend einer Höhe von etwa 14 cm) eingefüllt und die Oberfläche mit einer Kunststoffplatte abgedeckt, so dass die im Zuge der Lasteinwirkung auf die Probe eintretenden Setzungen mit Hilfe einer optischen Distanzmessung erfasst werden können. Zur Plausibilitätskontrolle wird auch die Menge des ausgespressten Porenwassers mittels Wägezelle erfasst.

Gemäß der Realausführung, bei der die Weite des Ringraums Δr konstant bleibt und abströmendes Filtratwasservolumen durch die Zufuhr von Frischmörtel ausgeglichen wird, wurde in einer ersten Versuchskonfiguration die Kunststoffplatte vertikal fixiert und eine punktuelle Einströmung unter Druck stehenden Mörtels über ein 1“-Rohr aus einem Reservoir realisiert. Unmittelbar an der Einströmstelle vollzog sich der Entwässerungsprozess jedoch schneller als in den umliegenden Bereichen, wodurch das Material lokal bereits vollständig drainiert war und der beschriebene Vorgang zum Erliegen kam. Ein nicht unerheblicher Anteil des Mörtels lag dabei noch in fließfähiger Konsistenz vor.

Im zuerst beschriebenen, schließlich ausgeführten Versuchsaufbau wird in Abweichung davon durch die sich mitbewegende Lastplatte zwangsläufig eine vollständige Filtration des fließfähigen Mörtels und eine anschließende Konsolidation des entstandenen Mörtel-Filterkuchens vollzogen, wobei sich die in der Abbildung 6.3 rechts dargestellte Porositätsverteilung auf $n_{min} = \text{const.}$ ändert. Der beschriebene gesamte Prozess aus vollständiger Filtration des fließfähigen Mörtelmaterials und anschließender Konsolidation des Mörtel-Filterkuchens wird nachfolgend als *Drainierung* bezeichnet bzw. es soll von *drainiertem Mörtelmaterial* gesprochen werden.

Aufgrund dieser Zustandsänderung von einer Suspension zu einem Feststoff ist die Anordnung einer Trennschicht in Form einer Latexmembran zum die Drainierung bewirkenden Druckluftpolster erforderlich, um ein Ausblasen von Druckluft durch den Filter gegen Versuchsende wirksam zu unterbinden. Mittels in die Kunststoffplatte integrierter Druckgeber (siehe Abbildung 6.4 rechts) kann die Entwicklung der Druckverhältnisse, d.h. die Verteilung des die Drainierung bewirkenden Luftdrucks p auf effektive Spannungen σ' und Porenwasserdruck u im Mörtelmaterial nachvollzogen werden.

Die Ergebnisse in Form entsprechender Druckverläufe und der Oberflächensetzung an einem exemplarischen Mörtelmaterial sind aus der Abbildung 6.5 ersichtlich, ergänzende Eintragungen stellen die theoretischen Setzungskurven bei einem idealen Filtrations- bzw. Konsolidationsprozess dar. Für letztgenannten wurde die von KOLYMBAS [152] aufgeführte Näherungslösung für die dimensionslose Zeit t_{rel} in Abhängigkeit des Setzungsverhältnisses $\mu = s(t)/s_\infty$ (Konsolidierungsgrad) in nachstehender Gleichung verwendet:

$$t_{rel} = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot \mu^2 & \text{für } \mu \leq 0,6 \\ -0,405 \cdot [0,21 + \ln(1 - \mu)] & \text{für } \mu > 0,6 \end{cases} \quad (6.7)$$

Da aufgrund der mathematischen Beschreibung des Konsolidierungsvorgangs nach v. TERZAGHI und FRÖHLICH der Porenwasserdruck u und die Setzung s nie vollständig abklingen, also im mathematischen Sinne ein Grenzvorgang für $t \mapsto \infty$ beschrieben wird, ist eine Festlegung des Zeitpunktes der unter praktischen Gesichtspunkten zu erwartenden Grenzsetzung s_{grenz} erforderlich: Im dargestellten Diagramm wurde $s_{grenz} = 0,99 \cdot s_\infty$ gewählt.

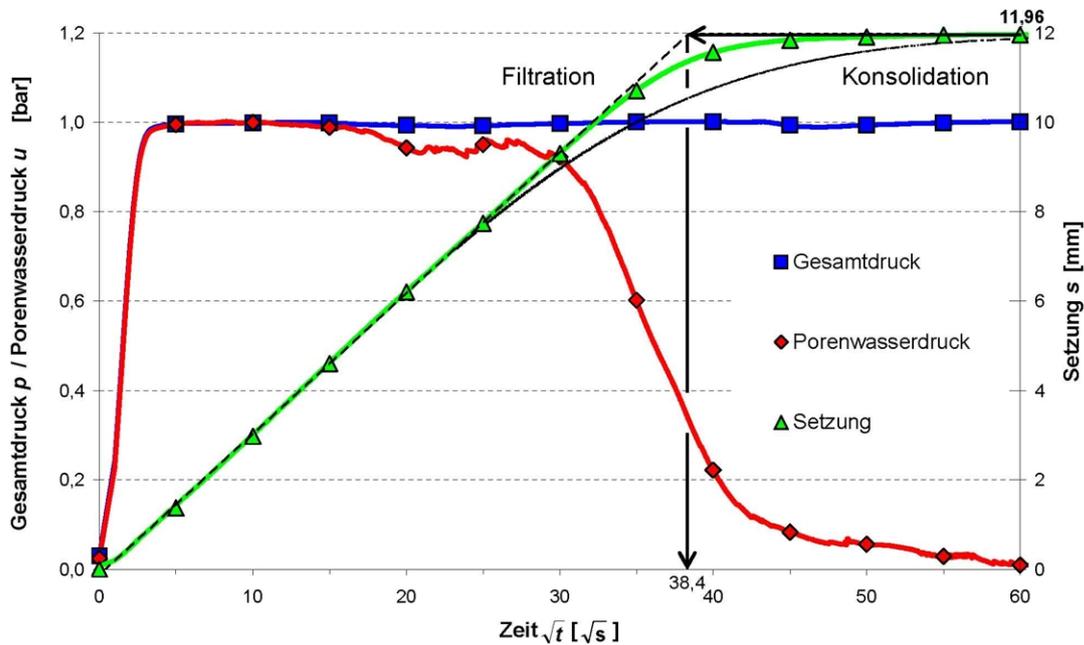


Abbildung 6.5: Setzungsverläufe und Porenwasserdruckentwicklung bei der Drainierung eines Mörtels
Versuchsmaterial: Mörtel mit Flugasche und Gesteinskörnung $d_{max} = 2$ mm

Anhand der Darstellung des zeitlichen Setzungsverlaufs mit einer Skalierung der Zeitachse im \sqrt{t} -Maßstab zeigt sich sowohl bei der Filtration als auch der Konsolidation zunächst ein linearer Ver-

lauf, d.h. wie in Gleichung 6.6 dargestellt, wird eine Wurzelfunktion beschrieben. Bei der Filtrationstheorie wird unterstellt, dass die Verformungsinkremente am Ende des Filtrationsprozesses, beim Erreichen einer vorgegebenen Filterkuchenhöhe schlagartig abklingen. Im Gegensatz dazu ist der Verlauf bei der Konsolidation eher als asymptotisch zu bezeichnen. Insgesamt wird mittels Filtrationstheorie der gemessene Setzungsverlauf über einen längeren Zeitraum besser beschrieben als mittels Konsolidationstheorie, weshalb erstgenannte im Folgenden weiter betrachtet wird.

Näherungsweise kann so eine idealisierte Drainierungszeit $\sqrt{t_1}$ eines Ringspaltmörtels, wie sie in der Abbildung 6.5 mittels Pfeilen angedeutet ist, für das Erreichen der Endsetzung s_{max} extrapoliert werden. Der Setzungsverlauf $s(t)$ bzw. das Volumen des ausgepressten Filtratwassers $V(t)$ ist dabei als Ersatzkenngröße für die während des Filtrationsvorgangs nicht direkt messbare Filterkuchenhöhe $h_{Fk}(t)$ anzusehen. Das nach erfolgter Drainierung ermittelbare Verhältnis von h_{Fk}/s ist jedoch näherungsweise auch bereits während des Filtrationsprozesses gültig. Mit Hilfe von Gleichung 6.8 kann so aus dem Volumenverlust infolge Drainierung a_v die zeitabhängige Filterkuchenhöhe h_{Fk} berechnet werden:

$$h_{Fk}(t) = \frac{1 - a_v}{a_v} \cdot s(t) \quad (6.8)$$

Für das betrachtete Beispiel in der Abbildung 6.5 ergibt sich bei einer anfänglichen Füllhöhe mit frischem Mörtelmaterial von $h_0 = 139$ mm ein Volumenverlust $a_v = 11,96/139 = 0,086 \hat{=} 8,6$ % und somit ein Höhenverhältnis von Filterkuchenhöhe h_{Fk} zu Setzung s von $(1 - a_v)/a_v = (1 - 0,086)/0,086 = 10,63$, so dass zum Zeitpunkt $\sqrt{t_1} = 38,4 \sqrt{s} \hat{=} t_1 = 38,4^2 = 1.475$ s eine Filterkuchenhöhe von $h_{Fk} = 10,63 \cdot 11,96 = 127,1$ mm vorliegt. Je 1 cm eingetretener Setzung Δs ist also ein Filterkuchen-Höhenzuwachs $\Delta h_{Fk} = 10,63$ cm zu verzeichnen.

Ausgehend von der quadratischen Abhängigkeit der Filterkuchenhöhe h_{Fk} von der Zeit t und der linearen Abhängigkeit bezüglich des Druckniveaus p gemäß Gleichung 6.4, können die erforderlichen Drainierungszeiten (bei Vernachlässigung der Porositätsänderung des Filterkuchens für eine andere Auflastspannung $\sigma = p$) abgeleitet werden. Dafür gilt:

$$t_{erf}(h_{Fk}, p) = \left(\frac{h_{Fk}}{h_{Fk,ref}} \right)^2 \cdot \frac{p_{ref}}{p} \quad (6.9)$$

Da eine entsprechend einfache Umrechnung auf andere Randbedingungen möglich ist, wird für die weiteren Betrachtungen die Drainierungsdauer für ein Mörtel-Filterkuchenhöhe von $h_{Fk} = 100$ mm unter einem Druck $p = 1,0$ bar verwendet: $t_{100;1}$.

6.2.2 Modifizierter Filterpressenversuch

Aufgrund der Vielzahl von zu absolvierenden Versuchen ist das Großödometer wegen des relativ großen Probevolumens als zu schwer handhabbar anzusehen. Deshalb wurde parallel ein angepasster Versuchsaufbau auf Grundlage des Standard-Filterpressenversuchs aus E-DIN 4126 entwickelt, der für einen Größtkorndurchmesser von $d_{max} = 8$ mm bei Ringspaltmörteln als ausreichend groß dimensioniert anzusehen ist ($D \approx 10 \cdot d_k$). Ebenso wie im Großödometer wird auf das frische

Mörtelmaterial eine passgenaue, aber dennoch nahezu reibungsfrei vertikal laufende Kunststoffplatte gelegt und (anstelle einer Latexmembran) eine Abdichtung gegen die Druckluft mittels einer dicken Schicht Mehrzweckfett auf der Ringfuge realisiert, siehe Abbildung 6.6.



Abbildung 6.6: Modifizierter Filterpressenversuch

links: Versuchsaufbau, rechts: Kunststoffplatte mit teilweise eingefüllter Fettschicht

Zur besseren Auswertbarkeit wurde die Filtratwassermenge nicht nur zum Zeitpunkt $t = 7,5$ min (wie nach E-DIN 4126) gemessen, sondern kontinuierlich mittels einer Plattformwägezelle der Fa. SOEMER Messtechnik GmbH (Lennestadt), Messbereich 0-300 g, Teilung $< 0,1$ g registriert. Wie bereits beim Großödometerversuch dargestellt, kann so eine Referenzzeit $t_{100;1}$ für das Wachstum von $h_{Fk} = 100$ mm Filterkuchenhöhe unter einem gegenüber der normativen Festlegung reduzierten Druck von $p = 1,0$ bar auf Grundlage einer Regressionsrechnung für den Bereich der nahezu idealen Wurzelfunktion (linearer Bereich bei Skalierung der x -Achse im \sqrt{t} -Maßstab) extrapoliert werden. Ebenfalls ist eine einfache Ableitung des Höhenverhältnisses $h_{Fk}/s = (1 - a_v)/a_v$, sowie nach Umstellen von Gleichung 6.4 die Angabe eines mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes des Mörtel-Filterkuchens $k_{F,Fk}$ möglich:

$$k_{F,Fk} = \frac{s^2 \cdot (1 - a_v)/a_v}{2 \cdot t \cdot p/\gamma_w} \quad (6.10)$$

für $R_{Fm} = 0$

6.3 Eigene Untersuchungen

Im Rahmen von eigenen Untersuchungen zum Drainierungsverhalten von zementfreien Ringspaltmörteln soll zunächst die Abhängigkeit verschiedener Parameter in der Gleichung 6.6 für die Filterkuchendicke h_{Fk} näher analysiert werden. Dazu zählen insbesondere

- der (mittlere) Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Mörtelfilterkuchens $k_{F,Fk}$,
- der Einfluss des Mörtel-Mischungsentwurfs auf das Höhenverhältnis $h_{Fk}/s = (1 - a_v)/a_v$,
- die Veränderung der Drainierungszeit t infolge des Einsatzes von Stabilisierern und

- die Abhängigkeit vom Strömungswiderstand des Filtermediums R_{Fm} .

Bezüglich der ersten 3 aufgeführten Bearbeitungspunkte erfolgt also eine Betrachtung des Drainierungsverhaltens ohne zusätzlichen Strömungswiderstand eines Filtermediums, also für $R_{Fm} \approx 0$ mit einem Filterpapier.

6.3.1 Bestimmung des mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes

Wie Filterpressenversuche an verschiedenen Suspensionen mit der auf Seite 86 näher vorgestellten Flugasche zeigen, ist bei einem großen Volumenverlust infolge Drainierung a_v auch ein erhöhter mittlerer k_F -Wert zu verzeichnen. Der Referenzpunkt $k_{F,ref} = 1,05 \cdot 10^{-7}$ m/s wurde in einem Wasserdurchlässigkeitsversuch mit konstantem hydraulischen Gefälle in der Triaxialzelle an einem unter 1,0 bar vorab konsolidierten Probekörper nach DIN 18130-1 ermittelt: Da hierbei keine weiteren Volumenverluste zu verzeichnen sind, ist $a_v = 0$.

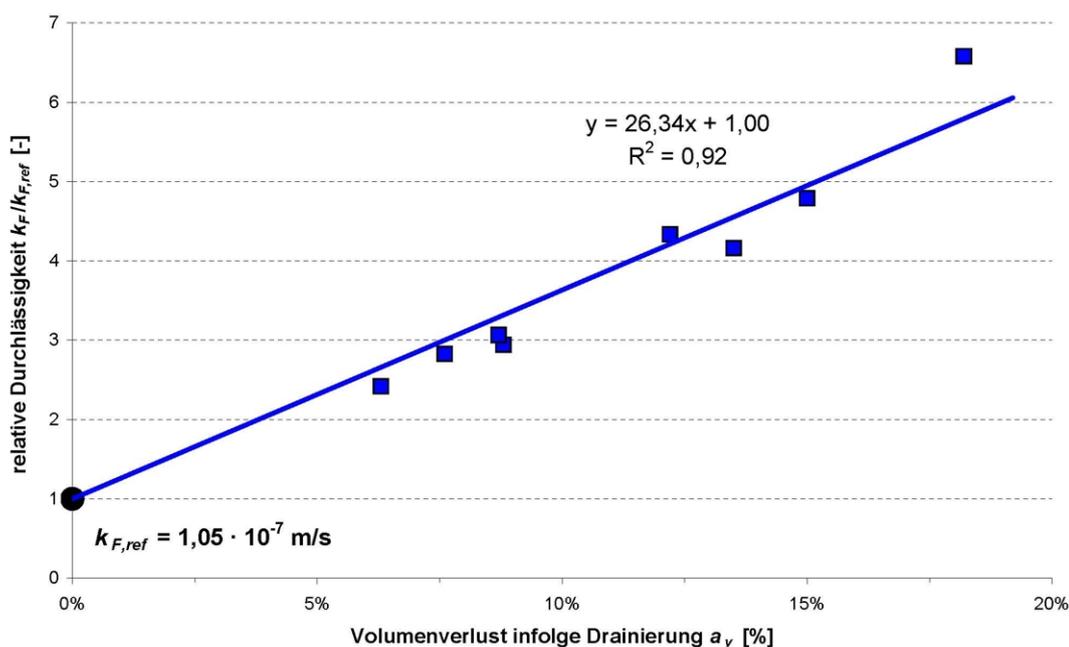


Abbildung 6.7: Abhängigkeit des Filterkuchen- $k_{F,Fk}$ -Wertes vom Volumenverlust infolge Drainierung
Versuchsmaterial: Flugasche-Suspension ohne Gesteinskörnung

Aus diesen Ergebnissen in der Abbildung 6.7 folgt, dass eine Abschätzung des Filterkuchenwachstums auf Grundlage von Drainierungsversuchen einer lediglich bezüglich des Wassergehaltes geänderten, d.h. feststoffärmeren oder -reicheren Suspension praktisch nicht möglich ist. Als Begründung dafür kann angesehen werden, dass nicht nur das leicht abschätzbare, linear eingehende Höhenverhältnis $(1 - a_v)/a_v$ in der Gleichung 6.6 angepasst werden muss, sondern auch der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_F wegen der über die Höhe des Filterkuchenmaterials veränderlichen Porosität, siehe auch Abbildung 6.3.

6.3.2 Abhängigkeit vom Leimanteil

Als weiterer Faktor, der den Drainierungsvorgang eines Mörtels beeinflussen kann, ist der Leimanteil anzusehen. Da das Zuschlagkorn keiner Volumenverringerung im Zuge des Drainierungsvorgangs unterliegt, sondern lediglich der Leim, ist eine entsprechende lineare Abhängigkeit aus der Abbildung 6.8 ersichtlich. Als unterer betrachteter Wert wurde ein Porenraumanteil von 45 % zugrunde gelegt, was nahezu dem Zwickelraumanteil des gewaschenen Zuschlags in loser Schüttung von $n = 0,40$ (siehe Abbildung 5.19) entspricht.

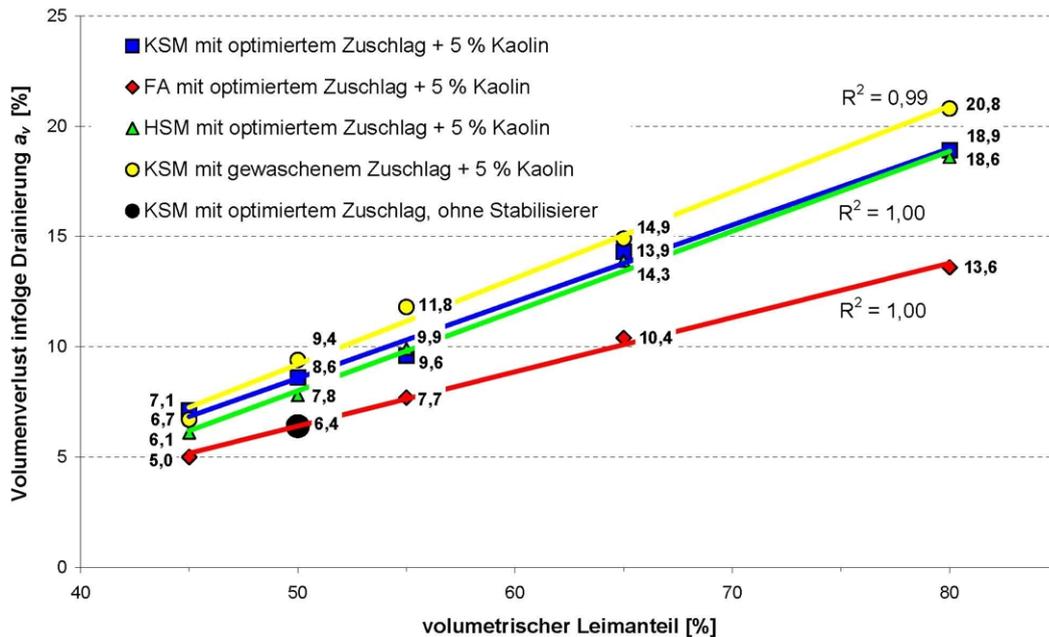


Abbildung 6.8: Abhängigkeit des Volumenverlustes infolge Drainierung a_v vom Leimanteil im Mörtel
Versuchsmaterial: 1. Referenzmörtel (gewaschener Zuschlag) bzw. 2. Referenzmörtel (optimierter Zuschlag)

Beim Vergleich der Steigungen der unteren 3 Kurven für Mörtel mit einheitlichem Zuschlagmaterial und die verschiedenen Mehlkorntypen Kalksteinmehl (KSM), Flugasche (FA) und Hüttensandmehl (HSM) fällt auf, dass bei den Mörteln mit Flugasche als Mehlkorn der geringste Volumenverlust a_v zu verzeichnen ist. Dies bedeutet, dass schon nach Absonderung von relativ wenig Porenwasser der Übergang zu einem feststoffähnlichen Material vollzogen wird. Insoweit werden an dieser Stelle die Untersuchungen des frischen Mörtelmaterials in der Abbildung 5.9 auf Seite 88 bestätigt, wonach bei der Verwendung dieses Mehlkorntyps weniger robuste Leime vorliegen, also mit einer geringen bis mäßigen Wassergehaltänderung eine abrupte Beeinflussung der Konsistenz einhergeht.

Des Weiteren spielt offenbar auch die Wahl des Zuschlags eine Rolle: Beim Kalksteinmehl-Mörtel mit gewaschenem Zuschlag und geringer Überschussleimmenge (verbunden mit einer geringen Schüttdichte der Gesteinskörnung) ist gegenüber dem optimierten Zuschlagmaterial ein dünnflüssigerer Leim mit erhöhtem Wasser-Feststoff-Verhältnis erforderlich, um das Referenzausbreitmaß von $a = 14,0/21,5 \pm 0,5$ cm, ermittelt mit HÄGERMANN-Ausbreittisch, einzustellen. Dieser erhöhte Wassergehalt macht sich auch in einem verlängerten Drainierungsvorgang bemerkbar, da insgesamt mehr Wasser aus dem Mörtelmaterial ausgepresst wird.

Werden diesbezüglich die extrapolierten Drainierungszeiten $t_{100;1}$ zum Wachstum von $h_{Fk} = 100$

mm Filterkuchen unter einem Druck von $p = 1,0$ bar verglichen, siehe Abbildung 6.9, so zeigt sich, dass auch hier zunächst eine lineare Abhängigkeit vom Leimanteil vorliegt. Ab einem volumetrischen Leimanteil von ca. 65 % ist jedoch ein Abfall der Steigung auf einen konstanten Ast zu verzeichnen: Hier ist offenbar kein Einfluss der Gesteinskörnung auf den Auspressvorgang von Porenwasser vorhanden, d.h. es liegen vermutlich keine Korn-zu-Korn-Kontakte der Zuschlags mehr vor, was sich auch in einem deutlich verringerten bodenmechanischen Steifemodul bemerkbar machen müsste.

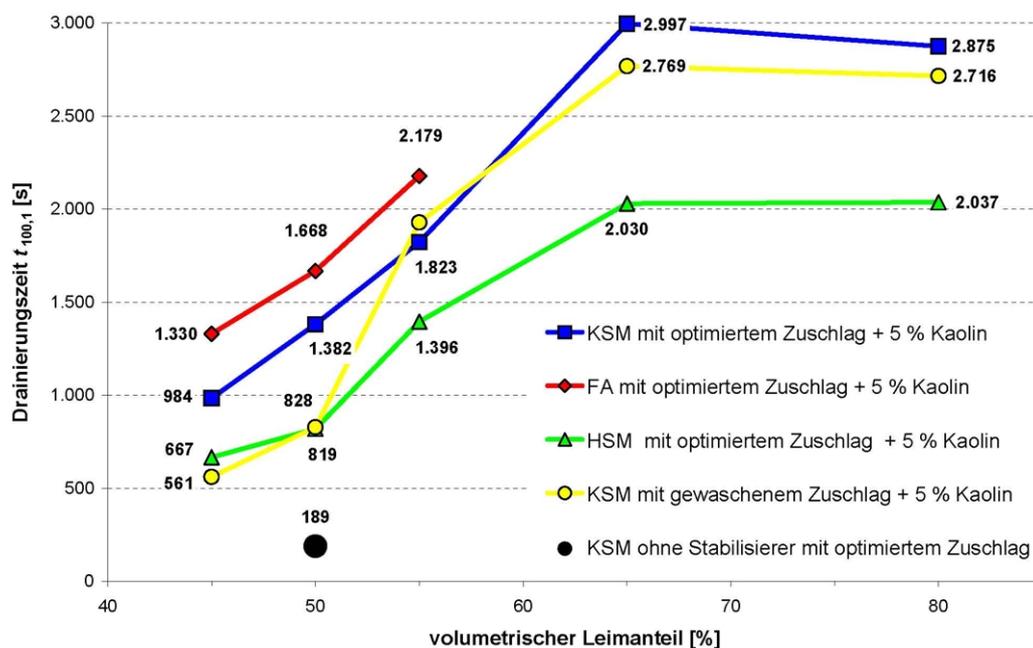


Abbildung 6.9: Abhängigkeit der Drainierzeit $t_{100,1}$ vom Leimanteil im Mörtel

Versuchsmaterial: 1. Referenzmörtel (gewaschener Zuschlag) bzw. 2. Referenzmörtel (optimierter Zuschlag)

Ein Vergleich der verschiedenen Mehlkorntypen zeigt auch hier Unterschiede auf, insbesondere scheinen bei der Flugasche dichtere Filterkuchen zu entstehen als beim Kalkstein- oder Hüttensandmehl. Entsprechendes Indiz dafür ist die Tatsache, dass trotz geringerer, obenstehend betrachteten Volumenverlust infolge Drainierung a_v mehr Zeit zum Auspressen des Porenwassers vergeht. Eine Bestätigung liefern auch die granulometrischen Kennwerte in der Tabelle 5.3: Bei der Flugasche liegt demnach die größte spezifische Oberfläche nach BLAINE von $5.170 \text{ cm}^2/\text{g}$ sowie der geringste Korndurchmesser $d_{10} = 1,4 \mu\text{m}$ vor.

Unterschiede sind wiederum auch bezüglich des verwendeten Zuschlags zu verzeichnen. Wie aus dem Vergleich der beiden Kurven für die Mörtel mit Kalksteinmehl hervorgeht, tritt beim größeren, gewaschenen Zuschlag die Drainerung (trotz erhöhter Gesamtwassermenge) schneller ein als beim optimierten Zuschlag. Als ursächlich hierfür kann das insgesamt dichtere Gefüge des letztgenannten Mehlkornanteils angesehen werden, so dass hier engere und stärker gewundene Drainagewege im Mörtelfilterkuchen vorliegen dürften.

6.3.3 Einfluss der Grenzflächenpermeabilität

Um den Einfluss einer verminderten Grenzflächenpermeabilität infolge Filterkuchenbildung der Stützflüssigkeit an der Ausbruchlaibung im Ringraum zu quantifizieren, wurden Drainierungsversu-

che mit dem modifizierten Filterpressenversuch gemäß den Ausführungen im Unterabschnitt 6.2.2 in der Art durchgeführt, dass vor dem Einfüllen des Mörtels zunächst ein Suspensionsfilterkuchen generiert wurde, wie es auf Seite 50 beschrieben ist. Demnach filtrierte die mit Quarzmehl aufgeladene Bentonit-Suspension unter einer Druckdifferenz $\Delta p = 50 \text{ kN/m}^2$ über eine Dauer von $t = 6 \text{ h}$, so dass der Strömungswiderstand R dieser Schicht einen Wert von etwa $R_{Bent} = 1,5 \cdot 10^7 \text{ s}$ aufwies.

Die Versuchsergebnisse am 2. Referenzmörtel mit Kaolin sind sowohl für eine Filtration gegen eine solch gering wasserdurchlässige Filterschicht als auch gegen ein ideal-durchlässiges Filterpapier in der Abbildung 6.10 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Drainierungszeit durch die Filterkuchenmembran deutlich verlängert wird (siehe Kurven 1 und 3) und insbesondere ein nahezu linearer Verlauf der letztgenannten bis nahezu zum Versuchsende beobachtet werden kann. Dies deutet an, dass der Drainierungsvorgang praktisch unbeeinflusst vom stetigen Filterkuchenwachstum abläuft, also der Strömungswiderstand in selbigem vernachlässigbar gering ist und nur der konstante Anteil im Filtermedium überwunden werden muss. In Konsequenz ist es bei Vorliegen eines Suspensions-Filterkuchens also anzustreben, die abzuführende Gesamtwassermenge, also den Volumenverlust infolge Drainierung des Mörtel a_v möglichst gering zu halten.

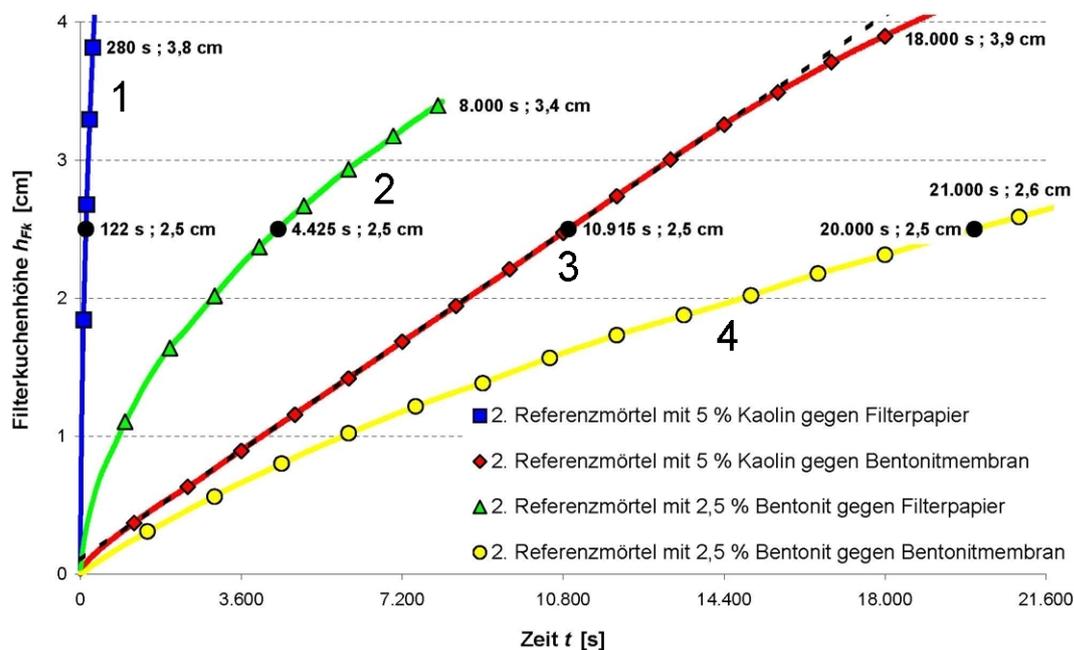


Abbildung 6.10: Abhängigkeit der Mörtel-Filterkuchenhöhe von Mörtel- und Grenzflächenpermeabilität
Versuchsmaterial: 2. Referenzmörtel mit Kalksteinmehl

Ein entsprechender Einfluss ist auch beim wesentlich wasserundurchlässigeren Mörtelmaterial mit hohem Bentonitanteil zur Stabilisierung zu verzeichnen (siehe Kurven 2 und 4), jedoch überwiegt hier der charakteristische Wurzelverlauf. Die Kenndaten der betrachteten Mörtel sind in der Tabelle 6.1 zusammengefasst.

6.3.4 Einfluss stabilisierender Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Besonderes Augenmerk wird darauf gerichtet, die Auswirkungen der verschiedenen im Unterabschnitt 5.2.1 vorgestellten und bezüglich der Wirksamkeit der Reduktion von Sedimentationser-

Tabelle 6.1: Mörtel- und Filterkuchenparameter

Versuch Nr.	Mörteltyp	a_v [%]	$(1 - a_v)/a_v$ [-]	k_F [m/s]
1 und 3	2. Referenzmörtel + 5 % Kaolin	9,6	9,4	$2,93 \cdot 10^{-8}$
2 und 4	2. Referenzmörtel + 2,5 % Bentonit	14,0	6,2	$1,27 \cdot 10^{-9}$

scheinungen bereits mittels rheometrischer Oszillationsmessungen untersuchten Stabilisierertypen zu beobachten und zu bewerten. Da im Rheometer nur Leime ohne Zuschlagkörnung und keine Mörtel bezüglich ihrer Neigung zum Bluten charakterisiert werden konnten, werden auch hier bezüglich ihres Einflusses auf die Drainierbarkeit von Ringspaltmörteln die Leime betrachtet. Dies ist insoweit zweckmäßig und sinnvoll, da einerseits die Wasserdurchlässigkeit maßgeblich durch das Mehlkorn und weniger durch den Zuschlag bestimmt wird und andererseits die qualitative Übertragbarkeit auf Mörtel gewährleistet ist, siehe Unterabschnitt 6.3.2 zur Variation der Leimmenge.

Als Kennwert wird wiederum der Parameter der Drainierungszeit $t_{100;1}$ betrachtet. Da, wie obenstehend erwähnt, für die zeitnahe Durchströmung einer gering wasserdurchlässigen Schicht an der Ausbruchlaibung (Bentonit- Filterkuchen) aber auch die in das Gebirge abzuleitende Gesamtwassermenge von Bedeutung ist, wird ebenfalls der Volumenverlust infolge Drainierung a_v betrachtet.

In der Abbildung 6.11 ist die Drainierungszeit $t_{100;1}$ gegen den Speichermodul G'_{2h} aufgetragen, der im Unterabschnitt 5.4.2, Seite 113 als repräsentativer Kennwert zur Beurteilung der Wirksamkeit eines Stabilisierers bzw. einer Stabilisiererdosierung identifiziert wurde. Als Referenzpunkt mit $G'_{2h} = 33,2 \mu\text{Nm}$ wird eine unstabilierte Kalksteinmehl-Suspension mit einem Wasser-Feststoff-Verhältnis von $w/f = 0,36$ gewählt, die innerhalb von $t_{100;1} = 540$ s unter einem Überdruck von $p = 1,0$ bar einen 100 mm hohen Filterkuchen aufbaut.

Anzustreben ist dabei ein Stabilisierer, der zu einer geringen Struktursteifigkeit des Frischmörtels infolge Sedimentation von Mehlkorn und Absetzen von Blutwasser führt, also $G'_\infty \mapsto 0$ aufweist und mit $t_{100;1} \mapsto 0$ eine rasche Drainierung gewährleistet. Zielvorgabe ist also ein Datenpunktpaar nahe des Koordinatenursprungs.

Wie aus den dargestellten Kurvenverläufen ersichtlich ist, erfüllt der Polymerstabilisierer diese Forderung am besten, d.h. auch bei signifikanter Reduktion der Sedimentationsneigung des Mehlkorns ist praktisch keine Verlängerung der Drainierungsdauer $t_{100;1}$ zu verzeichnen. Bei der Verwendung aller anderen Stabilisierertypen ist ein entsprechender Einfluss vorhanden, d.h. die Drainierungsdauer steigt bei erfolgreicher Stabilisierung stark überproportional an. Zu beachten ist hierbei auch die logarithmische Skalierung der y -Achse. Insbesondere bei Verwendung von Bentonit als Stabilisierer ist bei der höchsten hier dargestellten Dosierung von 1,75 % (in einem Mehlkornleim ohne Zuschlag) ein Anstieg auf $t_{100;1} = 77.500$ s $\hat{=}$ 21,5 h zu verzeichnen.

Etwas anders muss die Bewertung der Stabilisierer auf Grundlage der Betrachtung der ausgepressten Gesamtwassermenge, d.h. des Volumenverlustes infolge Drainierung a_v erfolgen, siehe Abbildung 6.12: Diesbezüglich wäre Microsilica zu präferieren, da aufgrund der guten Ausfüllung des Zwickelraums im Mehlkorn nur wenig Wasser zur Einstellung einer fließfähigen Mörtelkonsistenz eingesetzt werden muss, siehe vergleichend auch die Ausbreitmaße im Anhang.

Die Betonzusatzmittel in Form von Polymer-Lösung und Nano-Silica-Suspension erweisen sich hier bei Abwägung der Vor- und Nachteile nur als mittelmäßig, da der zur Einhaltung einer fließfähigen

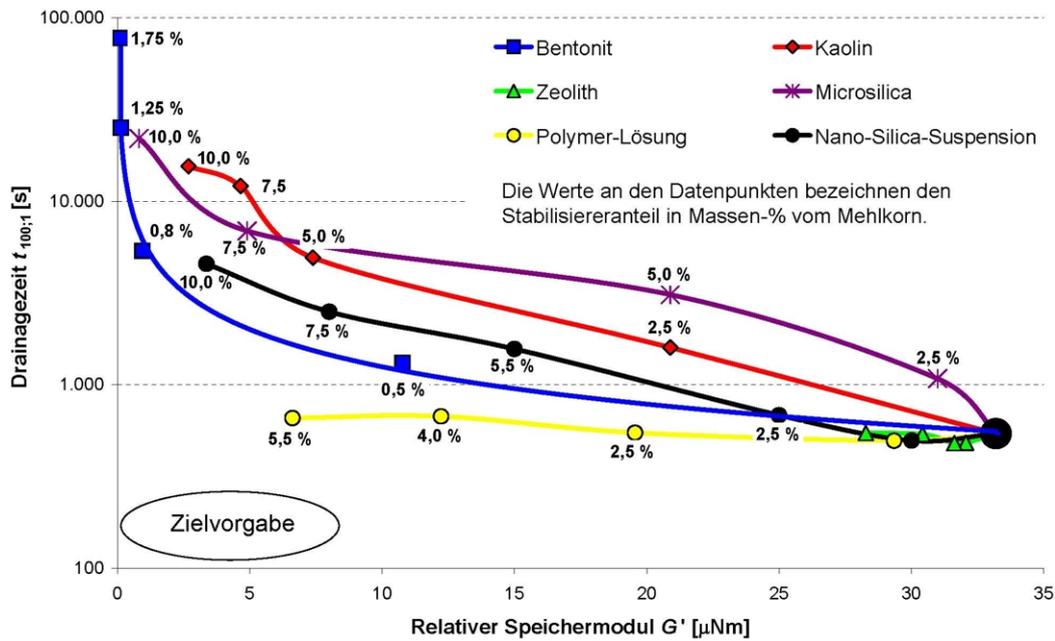


Abbildung 6.11: Abhängigkeit der Drainierungszeit $t_{100;1}$ vom relativen Speichermodul G'_{2h}
 Versuchsmaterial: Kalksteinmehl-Suspension

gen Frischmörtelkonsistenz erhöhte Wasseranspruch zu einer Erhöhung der auszupressenden Filtratwassermenge führt. Ähnliches gilt bezüglich der natürlichen, tonfeinen Zusatzstoffe Kaolin und Zeolith.

6.4 Rechnerischer Ansatz zur Prognose der Drainierungsdauer

Um einen zementfreien Ringspaltmörtel zuverlässig anwenden zu können, bedarf es einer genauen Kenntnis der Auswirkungen projektspezifischer Einflussgrößen. Nachfolgend werden daher 2 physikalische Modelle von BEZUIJEN bzw. TALMON und BEZUIJEN vorgestellt, die es in Kombination mit der im Kapitel 4 neu entwickelten hybriden Modellvorstellung der Stützdruckübertragung sowie der Gleichung der Filterkuchendicke mit Berücksichtigung eines Filtermediums, siehe Abschnitt 6.1, erlauben sollen, die erforderliche Drainierungszeit sicher abzuschätzen.

Zu den noch zu berücksichtigenden Einflüssen zählen

- die Einwirkungszeit der Stützflüssigkeit aus der Arbeitskammer auf die Ausbruchlaibung und
- das Mörtel-Filterkuchen-Wachstum während Vortriebsunterbrechungen.

Anhand einer Parameterstudie bei paralleler Anwendung dieser Modelle sollen Anforderungen an ein zementfreies Ringspaltmaterial in Bezug auf eine rasche Drainierung herausgearbeitet werden, die es erlauben, für die jeweiligen Bodenverhältnisse einen geeigneten Mörtel- Mischungsentwurf zu entwickeln, der einen zeitnahen Übergang des Frischmörtels zu einem bodenähnlichen Feststoff gewährleistet.

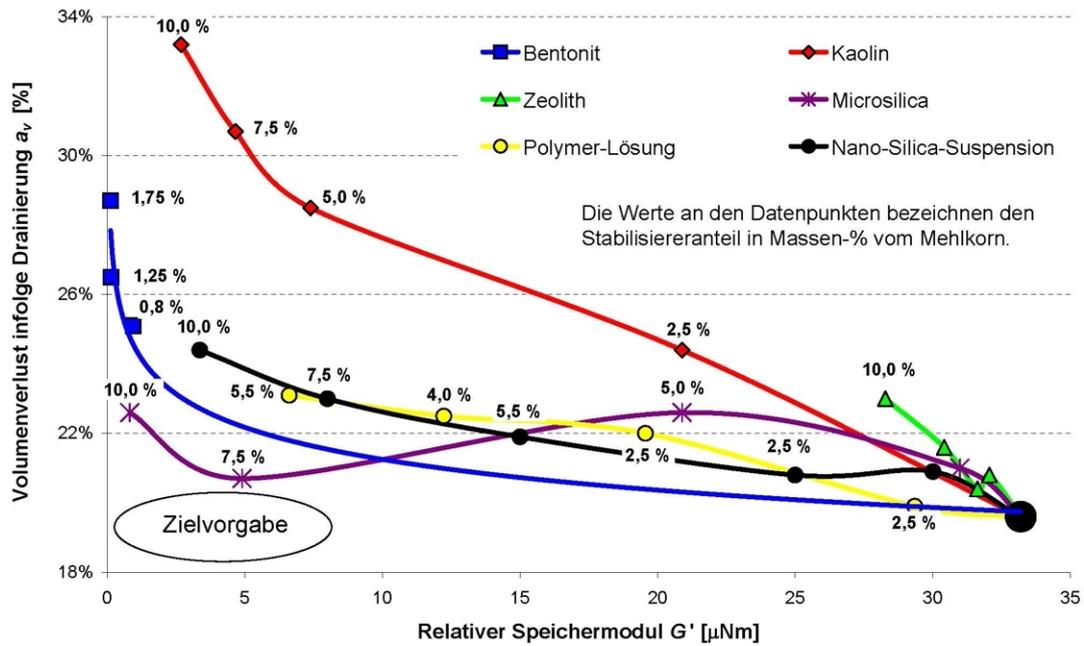


Abbildung 6.12: Abhängigkeit des Volumenverlustes a_v vom relativen Speichermodul G'_{2h}
Versuchsmaterial: Kalksteinmehl-Suspension

Zur Veranschaulichung werden dabei wiederum vortriebsbegleitende Messdaten vom Projekt „City-Tunnel Leipzig“ herangezogen, im Konkreten handelt es sich dabei vor allem um Ringraum-Druckmessungen im Bereich des Tübbingrings Nr. 1.200 (1. Vortriebsabschnitt, Ring 200). Wie aus dem geologischen Längsschnitt in der Abbildung 6.13 ersichtlich ist, befindet sich dieser zwischen den Haltepunkten Bayerischer Bahnhof und Wilhelm-Leuschner-Platz. Beim dort anstehenden Baugrund handelt es sich laut Baugrundgutachten um Mittel- und Feinsande an der oberen Tunnelhälfte und um grüngrauen Schluff mit häufig eingeschalteten Feinsandlagen im Bereich der Sohle. Aufgrund dieser recht feinkörnigen Böden kann davon ausgegangen werden, dass hier eine Stützdruckübertragung allein infolge Membranbildung stattfindet.

6.4.1 Einwirkungsdauer der Bentonitsuspension

Als Eingangswert für die Berechnung der Mörtel-Filterkuchenhöhe nach Gleichung 6.6 bedarf es einer Kenntnis des Strömungswiderstandes des Filtermediums in Form eines aus der Stützflüssigkeit vorab entstandenen Bentonitfilterkuchens $R_{Bent} = h_{Fk,Bent}/k_{F,Bent}$ bzw. des Druckanteils $\overline{\Delta p_{Stag}}$ des im Boden stagnierten Bentonitpfropfens (siehe Abbildung 4.10), da hierdurch nur ein verminderter Filtrationsdruck von $\overline{\Delta p_0} = p_0 - (p_w + \overline{\Delta p_{Stag}})$ zur Drainierung des Mörtelmaterials zur Verfügung steht. Da die Größen dieser Widerstände infolge stetig anwachsender Suspensions-Filterkuchenhöhe $h_{Fk,Bent}$ bzw. Thixotropie zeitabhängig sind, ist es auch von Bedeutung, wie lange die Stützflüssigkeit auf die Ausbruchlaibung im Ringraum eingewirkt hat.

Durch die so genannten aktiven Stützmaßnahmen in Form von unter Druck stehender Bentonitsuspension und Ringraumverpressung mit Mörtel kommt es zu einer Umströmung der TVM. In einem wenige Millimeter bis Zentimeter weiten Spalt (infolge von Überschnitt und Schildkonizität) zwischen Schildmantel und Gebirge liegt dabei eine hydraulische Verbindung vor und es erfolgt ein

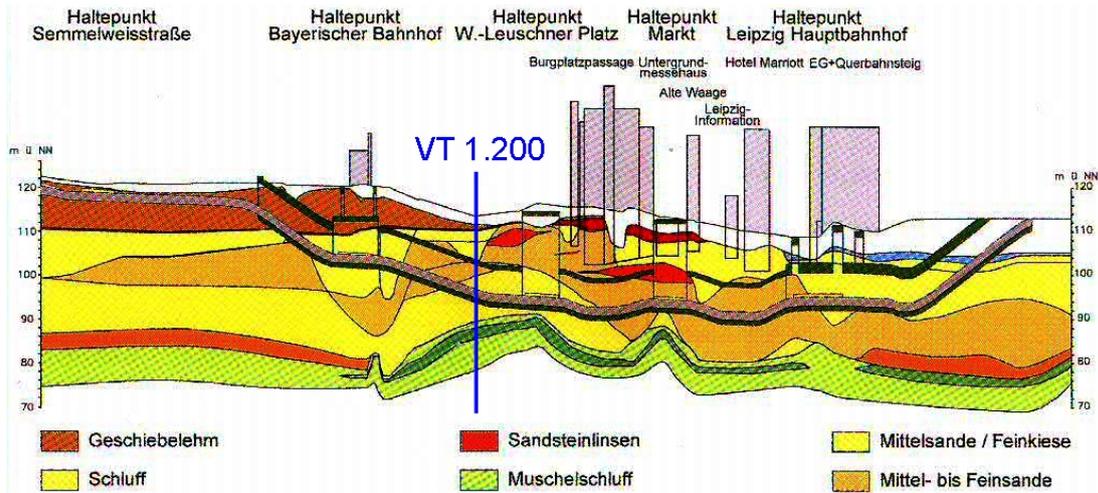


Abbildung 6.13: Geologischer Längsschnitt vom „City-Tunnel Leipzig“, Quelle: [153]

Druckausgleichung zwischen den beiden beteiligten fließfähigen Medien. Üblicherweise ist der Mörtelverpressdruck p_0 größer als der Stützdruck p_{Susp} an der Ortsbrust, so dass ein Druckgefälle vom Schildschwanz in Richtung Schneidrad vorliegt.

Für eine rechnerische Abschätzung dieses Druckverlaufes und damit des Einwirkungsbereiches der Stützflüssigkeit kann das einfache 1-dimensionale Strömungsmodell von BEZUIJEN [154] herangezogen werden, siehe Abbildung 6.14. In diesem wird die Druckverteilung abschnittsweise, unterteilt in mehrere Bereiche der Länge Δx ermittelt, zunächst sowohl unter Annahme einer alleinigen Spaltfüllung mit Bentonitsuspension als auch einer vollständigen Mörtelfüllung. Iterativ wird dabei berücksichtigt, dass mit effektiven Spannungsänderungen $\Delta\sigma'$ des Bodens gegenüber dem natürlichen Spannungszustand des Bodens σ'_0 Verformungen der Ausbruchlaibung (Konvergenzen oder Aufweitungen) u_r einhergehen, welche die Weite des Spaltes $g(x)$ und damit wiederum die Druckdifferenz Δp beeinflussen, siehe Gleichung 6.11.

$$\Delta p = \frac{\Delta x}{g} \cdot \tau_F \tag{6.11}$$

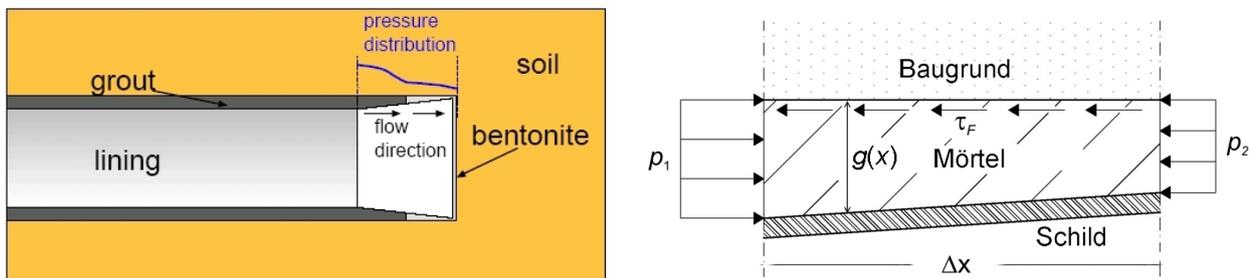


Abbildung 6.14: Idealierte Darstellung einer mit Mörtel und Bentonitsuspension umströmten TVM links: Prinzipskizze, Quelle: [154]; rechts: Spannungen im Schildspalt

Aufgrund der vorliegenden geringen Strömungsgeschwindigkeiten werden viskose Druckanteile vernachlässigt und lediglich jene infolge Fließgrenze τ_F von Mörtel bzw. Stützflüssigkeit berücksichtigt.

Wie bereits im Abschnitt 2.3 aufgeführt, wird die Fließgrenze des Mörtels aufgrund der geringen Oberflächenrauigkeit des Schildmantels lediglich einseitig, im Kontaktbereich zur Ausbruchlaibung angesetzt. Bezüglich der Scherfestigkeit der Stützflüssigkeit wird unterstellt, dass diese beidseitig voll mobilisiert wird.

Die radiale Konvergenz bzw. Aufweitung der Ringraumlaibung u_r wird, wie bereits erwähnt, durch eine Änderung des Bodenspannungsniveaus $\Delta\sigma'$ hervorgerufen, also durch die Differenz zwischen Stützdruck p_{Susp} bzw. Mörtelverpressdruck p_0 im Ringspalt und dem Ausgangsspannungszustand (effektive Spannungen zzgl. Wasserdruck im Boden) $\sigma'_0 + p_w$: $\Delta\sigma' = p_{Susp} - (\sigma'_0 + p_w)$ bzw. $\Delta\sigma' = p_0 - (\sigma'_0 + p_w)$. Nach der benannten Quelle kann die Baugrunddeformation u_r infolge elastischer Entlastung – der Stützdruck ist im Allgemeinen geringer als der natürliche Spannungszustand – nach Gleichung 6.12 berechnet werden. Dabei besteht die in der Gleichung 6.13 aufgeführte Abhängigkeit des Schubmoduls G von der Steifigkeit $E_{u,r}$ auf dem Entlastungs-/Wiederbelastungspfad im eindimensionalen Kompressionsversuch mit behinderter Seitendehnung (Ödometerversuch) [155].

$$u_r = \frac{\Delta\sigma' \cdot (r + \Delta r)}{2 \cdot G} \quad (6.12)$$

$$\text{mit: } G = E_{u,r} \cdot \frac{(1 - 2\nu)}{2(1 - \nu)} \quad (6.13)$$

Bei üblichen Druckverhältnissen ist die so errechnete Spaltweite g stets größer Null, d.h. der Schildmantel wird gänzlich von Bentonitsuspension und Mörtel umströmt und steht nicht im unmittelbaren Kontakt mit dem Baugrund. Wie von BEZUIJEN selbst in [157] diskutiert, stellt dies aber eine Diskrepanz zu Erfahrungen bei ausgeführten Projekten dar. Als ursächlich sind nach eigenen Überlegungen insbesondere zwei Aspekte denkbar:

1. Wie es unter anderem RUSE [156] für den Bruchzustand darstellt, bildet sich in Böden mit einem Reibungswinkel $\varphi \geq 20^\circ$ vor der Ortsbrust ein räumliches Gewölbe aus, so dass eine anteilige Lastumlagerung in Tunnellängsrichtung vorhanden ist. Folglich ist im umliegenden Baugrund und damit auch im Bereich des den Boden stützenden Schildes eine Erhöhung der Erddruckspannungen gegenüber dem Ausgangsspannungszustand zu verzeichnen, was mit größeren Konvergenzen der Ausbruchlaibung u_r bis hin zu einem Spaltmaß von $g = 0$ einhergehen kann.
2. Des Weiteren ist es schwer abschätzbar, inwieweit der Größtkorndurchmesser des Mörtels die mögliche Ausbreitung im Schildspalt beeinflusst. Klar ist aber, dass eine Penetration maximal bis zu einer Spaltweite s möglich ist, die dem Größtkorndurchmesser d_{max} des Mörtels entspricht, da es hier unweigerlich zu einem Verstopfen des Strömungskanals kommen muss.

Auch bezüglich der Abschätzung der Einwirkzeit der Stützflüssigkeit auf die Ausbruchlaibung sind somit entsprechende Unsicherheiten vorhanden. Der benannte Effekt der möglichen Zusammendrückung des dünnen Strömungsspaltens infolge räumlicher Lasterhöhung würde dabei zu einer Verkürzung der Einwirkungsdauer aus Stützflüssigkeit führen, im Gegensatz dazu stellt das teilweise Unterbinden der Umläufigkeit mit Mörtel eine räumliche und zeitliche Ausdehnung des Stützflüssigkeitseinflusses dar. Für eine erste Abschätzung wird dieses Modell dennoch weiter verfolgt, ggf. kann als auf der sicheren Seite liegender Ansatz die Spaltströmung mit Mörtel gänzlich vernachlässigt

werden und die gesamte TVM-Länge als mit Bentonitsuspension umgeben angenommen werden: Die Einwirkzeit und die Widerstände R_{Bent} bzw. $\overline{\Delta p_{Stag}}$ werden dann überschätzt.

Eine solche Druckverteilungsberechnung soll an dieser Stelle für den Vortrieb im Bereich des Tübbingrings Nr. 1.200 beim „City-Tunnel Leipzig“ vorgestellt werden. Die erforderlichen Druck- Eingangswerte für einen nachfolgend betrachteten Schildspalt im Bereich der Sohle sowie weitere Material-Parameter sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Die Suspensionsdaten stellen Mittelwerte der Arbeitssuspension bei diesem Projekt dar, siehe Tabelle 4.1. Die Mörtelparameter wurden im Rahmen von Eignungsuntersuchungen am eingesetzten Mörtelmaterial ermittelt, die am Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik der Bergischen Universität im Jahre 2006 durchgeführt wurden. Die TVM- Abmessungen sind der Veröffentlichung von GLITSCH und REHM [158] entnommen. Der angegebene Überschnitt, sowie der Schubmodul des Baugrundes wurden sinnvoll abgeschätzt.

Tabelle 6.2: Randbedingungen für den Tübbingring 1.200 beim „City-Tunnel Leipzig“¹

Stützdruck:	$p_{Susp} = 210 \text{ kN/m}^2$
Suspensions-Fließgrenze:	$\tau_{F,Susp} = 30 \text{ N/m}^2$
Filterkuchen-Permeabilität:	$k_{F,Bent} = 4,46 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$
Filtrations-Höhenverhältnis:	$h_{Fk}/s = 0,54$
Verpressdruck:	$p_0 = 390 \text{ kN/m}^2$
Frischmörtel-Fließgrenze:	$\tau_{F,Moertel} \approx 500 \text{ N/m}^2$
Filterkuchen-Permeabilität:	$k_{F,Moertel} = 5,60 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
Filtrations-Höhenverhältnis:	$(1 - a_v)/a_v = 6,93$
Schilddurchmesser:	$D = 9,00 \text{ m}$
Schildlänge:	$L = 9,65 \text{ m}$
Überschnitt:	5 mm
Konizität:	$20 \text{ mm} \approx 0,2 \% \cdot L$
Ringspalthöhe:	15 cm
effektive Baugrund-Spannung:	$\sigma' = 270 \text{ kN/m}^2$
Grundwasserdruck:	$p_w = 120 \text{ kN/m}^2$
Schubmodul des Baugrundes:	$G = 70.000 \text{ kN/m}^2$
Bodenpermeabilitäten:	$k_{F,Feinsand} = 4,7 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ $k_{F,Schluff} = 3,3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

¹ Alle Angaben zu Drücken und Spannungen beziehen sich auf die Tunnelsohle.

In der Abbildung 6.15 ist als dünne durchgezogene Linie die initiale Spaltweite eingetragen, die an der Schildschneide mit der Ordinate $x = 9,65 \text{ m}$ gerade dem Überschnitt von 5 mm entspricht und am Schildschwanz für $x = 0,00 \text{ m}$ dem Maß von Überschnitt zzgl. Konizität von insgesamt 25 mm . Als einzelne Datenpunkte sind die Zwischenergebnisse der Spaltmaßberechnung dargestellt, zum einen für alleinige Mörtelströmung (ausgehend von einem Verpressdruck $p_0 = 390 \text{ kN/m}^2$ am Schildschwanz) und zum anderen infolge alleiniger Stützflüssigkeitsströmung (mit $p_{Susp} = 210 \text{ kN/m}^2$ an der Schildschneide).

Durch den Schnittpunkt an der Stelle $x = 5,02 \text{ m}$ werden die Einflussbereiche von Mörtel und Stützflüssigkeit voneinander abgegrenzt, d.h. im Bereich $x < 5,02 \text{ m}$ ist der Schildspalt mit Verpressmörtel gefüllt, für $x > 5,02 \text{ m}$ mit Bentonitsuspension. Anhand dieser Teilbereiche ergibt sich die maßgebende Druckverteilung zwischen den vorgegebenen Randwerten p_0 und p_{Susp} . Ursächlich

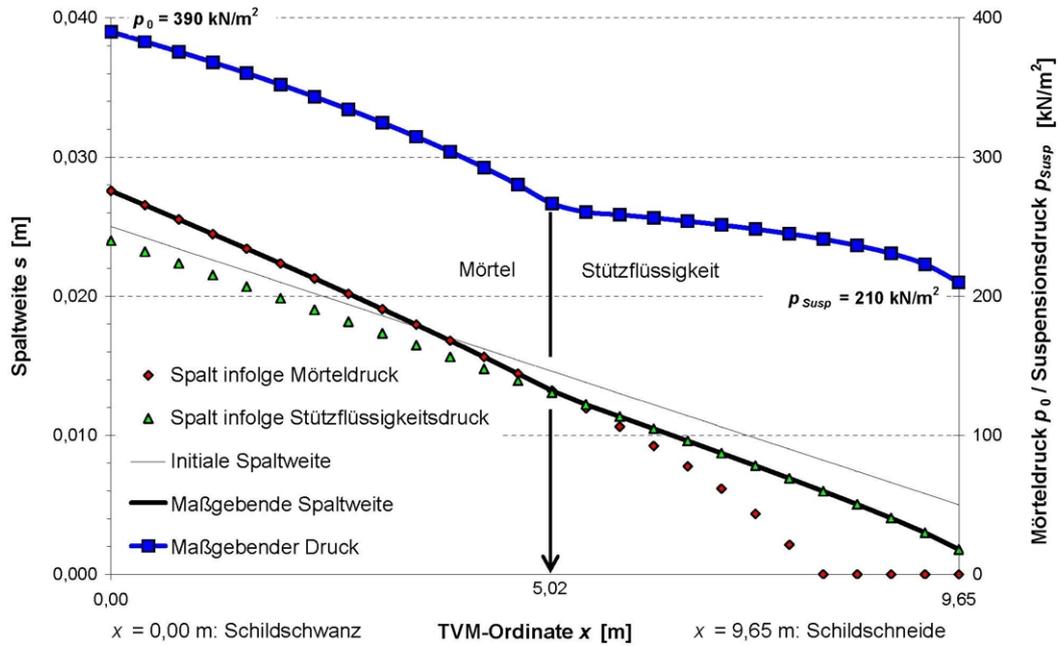


Abbildung 6.15: Druckverlauf um die TVM im Bereich des Tübbingrings 1.200 beim „City-Tunnel Leipzig“

für die voneinander abweichenden Druckgradienten ist vor allem die unterschiedlich große Fließgrenze τ_F der beteiligten Medien, die beim Mörtel etwa um den Faktor 15 größer ist als bei der Bentonitsuspension.

Mit aus den Vortriebsprotokollen entnommenen Vortriebs- und Stillstandszeiten kann eine gemittelte Vortriebsgeschwindigkeit \bar{v} angegeben werden: Ausgehend von einer Vortriebsdauer von 67 Minuten für den 1,80 m breiten Tübbingring (gefahrlose Vortriebsgeschwindigkeit $v = 2,7$ cm/min) und anschließender Stillstandszeit (u.a. für den Ringbau) von 147 Minuten ist $\bar{v} = 1,80 / (4.000 + 8.800) = 1,41 \cdot 10^{-4}$ m/s. Mit der im Spalt-Strömungs-Modell errechneten Zonenlänge der Spaltfüllung mit Bentonitflüssigkeit von $L_{Bent} = 9,65 - 5,02 = 4,63$ m beträgt die Suspensions-Einwirkzeit auf die Ausbruchlaibung somit $t_{Bent} = 4,63 / 1,41 \cdot 10^{-4} = 32.800$ s ≈ 9 Stunden.

Unter der Annahme, dass im Bereich der Tunnelsohle mit $k_F \geq 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s ein mindestens wasserdurchlässiger Boden im Sinne von DIN 18130-1 – also eine Feinsandlage – mit gegenüber dem Suspensions-Filterkuchen vernachlässigbarem Strömungswiderstand $R_{Boden} < 1/20 \cdot R_{Bent}$ ansteht (siehe Seite 45), kann die in dieser Zeit anwachsende Suspensions-Filterkuchenhöhe $h_{Fk,Bent}$ durch Einsetzen der Suspensionsparameter und Spannungswerte aus der Tabelle 6.2 in Gleichung 4.7 zu

$$h_{Fk,Bent} = \sqrt{2 \cdot 0,54 \cdot 9,00 \cdot 4,46 \cdot 10^{-10} \cdot 32.800} \hat{=} 11,9 \text{ mm}$$

für eine Potentialdifferenz $\Delta h = 9,00$ m infolge Druckdifferenz $p_{Susp} - p_w = 210 - 120 = 90$ kN/m² berechnet und so ein Strömungswiderstand nach Gleichung 4.2 von $R_{Bent} = 1,19 \cdot 10^{-2} / 4,46 \cdot 10^{-10} = 2,67 \cdot 10^7$ s dieser, die Drainierung des Ringspaltmaterials beeinflussenden Schicht angegeben werden.

6.4.2 Drainierung während Vortriebsunterbrechungen

Wie von BEZUIJEN und TALMON in [76] dargestellt wird, erfolgt eine Drainierung des Ringspaltmaterials nicht nur während des Vortriebs durch den aktiv mittels Kolbenpumpen eingestellten Verpressdruck, sondern auch während Vortriebsunterbrechungen infolge einer elastischen Rückstellwirkung des umgebenden Gebirges. Die Verformung der Ausbruchlaibung wird hier durch das Auspressen von Filtratwasser aus dem Ringspaltmörtel hervorgerufen, was nach eigenen Überlegungen anhand eines Federtopfmodells in Anlehnung an jenes nach v. TERZAGHI, welches das Zeit-Setzungs-Verhalten eines bindigen Bodens abbildet, veranschaulicht werden kann, siehe Abbildung 6.16.

Demnach ist ein Behältnis zunächst über seine gesamte Höhe mit Frischmörtel gefüllt und an der Oberseite mit einer mittels Federn gelagerten Lochplatte, welche ein Filtermedium an der Ausbruchlaibung (anteilig aus der Bentonit-Filterkuchenschicht und dem Baugrund mit dem Strömungswiderstand R_{Fm} in der Gleichung 6.1 darstellt) abgedeckt. Infolge Vorspannung der den Baugrund abbildenden Federn steht der Mörtel unter einem Druck p_0 , was ein Abströmen von Porenwasser aus dem Frischmörtel durch die Lochplatte initialisiert.

Dabei wächst von der Grenze zur Lochplatte ausgehend ein Mörtel-Filterkuchen heran, wobei sich durch den Filtratwasserstrom eine elastische Rückstellung der Federn vollzieht und der Frischmörteldruck auf einen Wert $p < p_0$ reduziert. Nach vollständiger Federrückstellung ist der Mörteldruck p nur noch so groß wie der Porenwasserdruck p_w und der beschriebene Prozess kommt zum Erliegen. Dies ist umso früher der Fall, je steifer die Federn sind oder je mehr Wasser durch die Lochplatte abströmt.

Auf die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb übertragen bedeutet dies, dass die Drainierung eines zementfreien Ringspaltmörtels während Vortriebsunterbrechungen im weichen Baugrund (bei identischer Permeabilität) zügiger abläuft als im steifen. Des Weiteren ist ein Ringspaltmaterial mit geringem Volumenverlust infolge Drainierung a_v einem Material mit großem Volumenverlust vorzuziehen.

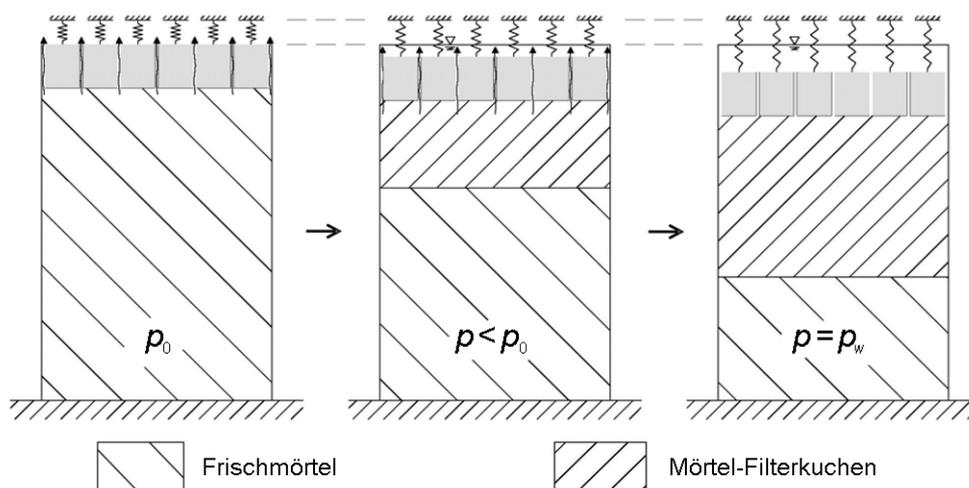


Abbildung 6.16: Federtopfmodell für Ringspaltmörtel

Entsprechend den Ausführungen beim obenstehend vorgestellten Spalt- Strömungs- Berechnungsmodell besteht auch hier der analytische Zusammenhang nach Gleichung 6.12 zwischen Ausbruchlaibungskonvergenz u_r und Spannungsänderung des Baugrundes $\Delta\sigma'$. Im vorliegenden Fall reduziert

sich der Mörteldruck im Ringraum durch das Abströmen von Filtratwasser in das umliegende Gebirge, wobei aus Gründen der Volumenkonstanz die Konvergenz der Ausbruchlaibung u_r der „Setzung“ des Mörtels s entspricht, die wiederum im konstanten Höhenverhältnis $s/h_{Fk} = a_v/(1 - a_v)$ zur in der Zeit t angewachsenen Filterkuchenhöhe $\Delta h_{Fk}(t)$ steht. Insgesamt reduziert sich der wirksame Filtrationsdruck $\overline{\Delta p_0}$ damit auf $\overline{\Delta p_{0,red}}$:

$$\overline{\Delta p_{0,red}} = \overline{\Delta p_0} - 2 \cdot \frac{G}{r + \Delta r} \cdot \underbrace{\frac{a_v}{1 - a_v} \cdot \Delta h_{Fk}(t)}_{s=u_r} \quad (6.14)$$

Im Rahmen der Filterkuchendickenberechnung unter Verwendung von Gleichung 6.6 ist somit eine schrittweise Anpassung der anzusetzenden Potentialdifferenz $\Delta h = \overline{\Delta p_{0,red}}/\gamma_w$ notwendig. Analog zur im Unterabschnitt 4.5.2 beschriebenen Filterkuchenberechnung bei Bentonitsuspensionen mit dem vorgestellten hybriden Modellansatz der Stützdruckübertragung ist eine inkrementelle Formulierung auch hier möglich, wobei die Mörtel-Filterkuchenhöhe $h_{Fk,i}$ aus der Filterkuchenhöhe $h_{Fk,i-1}$ zzgl. zeit- und druckabhängigem Zuwachs Δh_{Fk} berechnet wird: $h_{Fk,i} = h_{Fk,i-1} + \Delta h_{Fk}(t, \overline{\Delta p_{0,red}})$.

6.4.3 Modellhafte Ermittlung des Ringraumdrucks

Im Gegensatz zu Drainierungsversuchen an einem Ringspaltmörtel mittels Großödometer oder Filterpresse im Labor, siehe Unterabschnitte 6.2.1 und 6.2.2, in denen aus dem Filtratwasservolumen indirekt auf die Mörtel-Filterkuchenhöhe geschlossen werden kann, ist dies auf der Baustelle nicht möglich, da das Porenwasser in das den Tunnel umgebende Gebirge abströmt.

Nach TALMON und BEZUIJEN [76] ist ein Rückschluss auf den Drainierungsvorgang aber auf Grundlage von Druckmessungen im Ringraum möglich, d.h. es kann der zeitliche Druckabfall während Vortriebsunterbrechungen ausgewertet werden. Durch kombinierte Anwendung der Gleichungen 6.6 und 6.14 (Kuchenfiltrationsgleichung und Ansatz für das Federtopfmodell) kann dann auf das quantitative, zeitabhängige Filterkuchenwachstum zurückgeschlossen werden.

Analog wie im Unterabschnitt 6.4.1 bezüglich des vorgestellten Spalt-Strömungs-Modells beschrieben, mit dem die Suspensions- und Mörtelströmung um den Schildmantel erfasst werden kann, ist auch hier eine Berücksichtigung des Druckabfalls in Längsrichtung aufgrund der Mörtel-Fließgrenze im radial infolge des Mörtel-Filterkuchenwachstums stetig enger werdenden Ringraum möglich. Bezüglich weiterer Einzelheiten wird auf die benannte Quelle verwiesen.

Eine entsprechende Rückrechnung wie sie die benannten Autoren für einen Vortrieb im Zuge des Projektes „Groene Hart Tunnel“ in den Niederlanden gezeigt haben (siehe Abschnitt 2.4), wird nachfolgend auf der Grundlage von Druckmessungen im Ringraum des Tübbingrings 1.200 beim „City-Tunnel Leipzig“ über eine Dauer von zwei Vortriebszyklen (Vortrieb und anschließende Stillstandszeit) vorgestellt. Zwar wurde hier ein konventioneller, zementhaltiger Mörtel verpresst, vor dem Einsetzen der eigentlichen Hydratation war aber auch hier offenbar eine Filtration des Materials zu verzeichnen, siehe Seite 11.

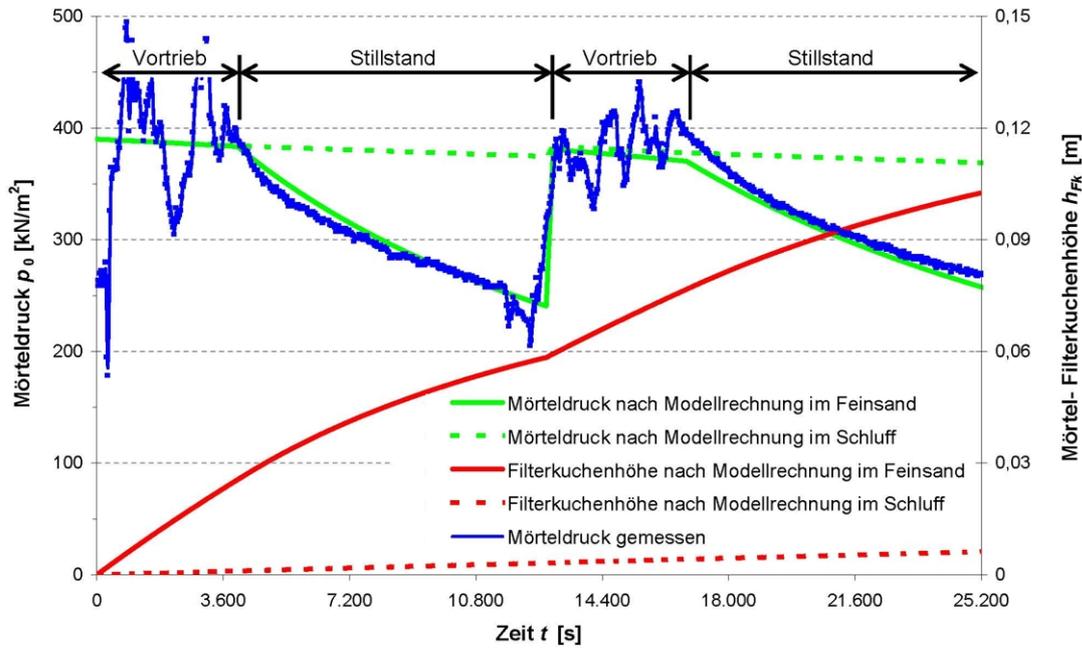


Abbildung 6.17: Druckmessungen im Ringraum des Tübbingringes 1.200 beim „City-Tunnel Leipzig“

Die Eingangsparameter für dieses ebenfalls in einem Tabellenkalkulationsprogramm numerisch umgesetzte Modell können wiederum der Tabelle 6.2 entnommen werden. Bezüglich des Strömungswiderstandes von Suspensions-Filterkuchen zzgl. Baugrund werden zunächst zwei Ansätze verfolgt: Da nicht feststeht, ob die Tunnelsohle mit dem zu betrachtenden Druckmesspunkt im Schluff oder in einer der laut Baugrundgutachten häufig eingeschalteten Feinsandschichten liegt, erfolgt die Berechnung sowohl mit einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert für den Schluff von $k_F = 3,3 \cdot 10^{-9}$ m/s als auch mit $k_F = 4,7 \cdot 10^{-5}$ m/s für den Feinsand. Nach Gleichung 6.2 werden so für einen Wasserstand über Tunnelfirste von $h_w = 3,00$ m folgende Strömungswiderstände ermittelt:

$$R_{Schluff} = \frac{4,50 + 0,15}{3,3 \cdot 10^{-9}} \ln \left(\frac{4,50 + 0,15 + 3,00}{4,50 + 0,15} \right) = 7,01 \cdot 10^8 \text{ s}$$

$$R_{Feinsand} = \frac{4,50 + 0,15}{4,7 \cdot 10^{-5}} \ln \left(\frac{4,50 + 0,15 + 3,00}{4,50 + 0,15} \right) = 4,93 \cdot 10^4 \text{ s}$$

Im Vergleich zum Suspensions-Filterkuchen mit $R_{Bent} = 2,67 \cdot 10^7$ s (siehe Seite 143) ist die den Tunnel umgebende äquivalente Feinsandschicht um den Faktor 500 durchlässiger bzw. die Schluffschicht etwa nur 1/25-mal so durchlässig. Die Berechnungsergebnisse in der Abbildung 6.17 sind für den Feinsand als durchgezogene Linien dargestellt, jene im Schluff als gepunktete Linien.

Ein Vergleich mit den gemessenen Drücken zeigt auf, dass offenbar der Feinsand mit hoher Permeabilität ein deutliches Entspannen des umliegenden Gebirges infolge von Filtratwasserabfluss in den Baugrund während Vortriebsunterbrechungen bewirkt, während beim Schluff ein solcher Vorgang nur eingeschränkt abläuft. Signifikante Abweichungen liegen auch im daraus rechnerisch abgeleiteten Mörtel-Filterkuchenwachstum vor: Nach zwei Vortriebszyklen ist im durchlässigen Baugrund bereits eine drainierte Mörtelschichtstärke von $h_{FK} \approx 10$ cm zu erwarten, im Gegensatz dazu würde

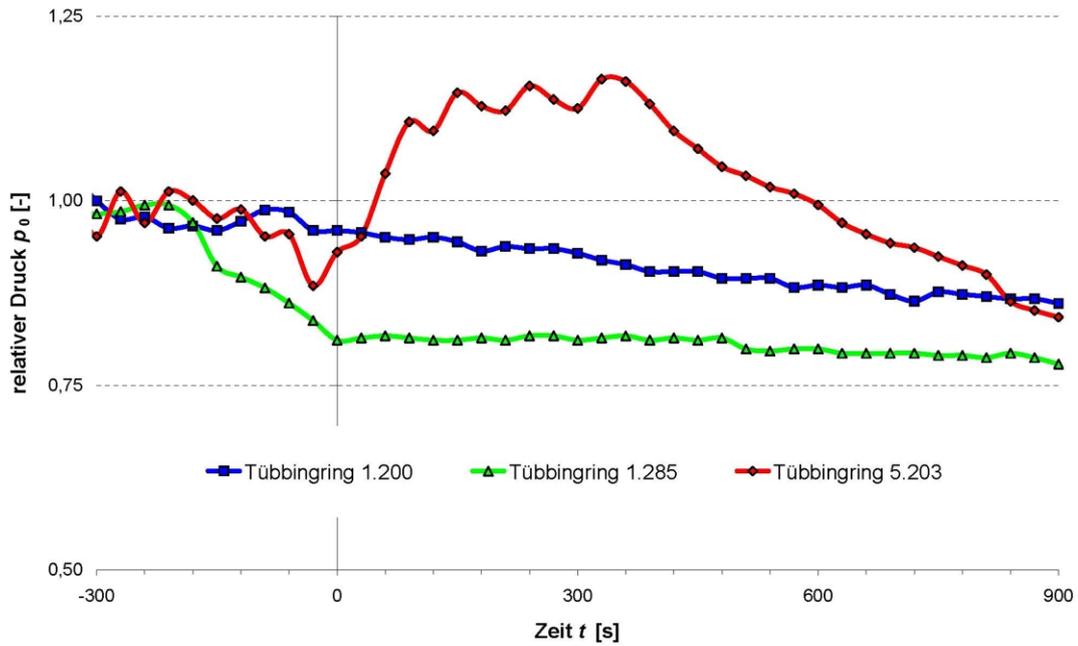


Abbildung 6.18: Druckverläufe im Bereich ausgewählter Tübbingringe beim „City-Tunnel Leipzig“

im gleichen Zeitraum von 7 Stunden im gering wasserdurchlässigen Baugrund lediglich eine Höhe $h_{Fk} \approx 1$ cm vorliegen.

Erwähnt sei an dieser Stelle, dass weitere Druckmessungen bei diesem Projekt in anderen Querschnitten keine so gut interpretierbaren Daten liefern. Exemplarisch sind neben den bereits detaillierter betrachteten Druckmessungen an der Sohle des Tübbingrings 1.200 auch jene der Ringe 1.285 und 5.203 (ebenfalls für den Sohlbereich) in der Abbildung 6.18 dargestellt. Auch wenn das absolute Druckniveau an allen drei Messpunkten mit ca. 4 bar recht einheitlich ist, sind auf der Abszisse zur Verbesserung der Darstellbarkeit relative Drücke aufgetragen. Die Skalierung der Zeitachse wurde so gewählt, dass eine hohe Auflösung zum Zeitpunkt $t = 0$ s, dem Vortriebsende laut Maschinenprotokoll, vorliegt, worunter nachfolgend das vollständige Ausfahren der Vortriebspresen verstanden wird. Während beim Tübbingring 1.200 ein der Theorie nahezu ideal entsprechender Druckverlauf mit kontinuierlichem Druckabfall nach Vortriebsende verzeichnet werden kann, sind in den beiden anderen Messreihen Abweichungen davon zu verzeichnen.

Im Konkreten ist für den Tübbingring 1.285 ein Einstellen des Verpressvorgangs bereits etwa 3 Minuten vor dem eigentlichen Vortriebsende erkennbar, weshalb zum Zeitpunkt $t = 0$ s nur noch etwa 80 % des Solldrucks gemessen werden. Der um 20 % von $p = 3,9$ bar verminderte Verpressdruck hat bei Annahme identischer Spannungs-Randbedingungen wie beim Ring 1.200 (siehe Tabelle 6.2) zur Folge, dass nach Abzug des Porenwasserdrucks im Baugrund lediglich noch ein reduzierter wirksamer Filtrationsdruck von $\Delta p_{0,red} = 0,80 \cdot 3,9 - 1,2 = 1,9$ bar zur Verfügung steht. Insgesamt ist hiermit eine überproportionale Reduktion des die Verfestigung des fließfähigen Mörtels bewirkenden Druckanteils von $p_0 = 3,9 - 1,2 = 2,7$ bar im Regelvortrieb auf $1,9/2,7 = 70$ % bereits zu Beginn der Vortriebsunterbrechung zu verzeichnen.

Im Gegensatz dazu werden beim Tübbingring 5.232 noch einige weitere Kolbenhübe ausgeführt, in deren Folge der Ringraumdruck auf etwa 115 % des Solldrucks ansteigt und somit gegenüber

dem angestrebten Regelfall (siehe Druckverläufe beim Ring 1.200) sogar ein beschleunigtes Mörtel-Filterkuchenwachstum vorgelegen haben dürfte, was im Sinne der Mörtelverfestigung günstig ist. Zur Gewährleistung eines planmäßig hohen Druckniveaus im Ringraum ist seitens der Vortriebsmannschaft also darauf zu achten, dass nach dem vollständigen Ausfahren der Pressen möglichst noch einige Kolbenhübe nachgesteuert werden und insbesondere kein zu frühes Abschalten der Presseinrichtungen erfolgt.

Zu klären gilt es, ob maschinenseitig nicht auch eine Druckaufrechterhaltung während der gesamten Dauer der Vortriebsunterbrechung möglich ist, damit so eine noch raschere Drainierung, verbunden mit einer zeitnahen Bettung der Tübbingröhre, erzielt werden kann.

6.4.4 Parameterstudie

Wie im vorangegangenen Unterabschnitt 6.4.3 gezeigt werden konnte, ist auf Basis des von TALMON und BEZUIJEN [76] vorgestellten Simulationsmodells eine Rückrechnung der Ringraumdrücke und damit bei Kenntnis der Strömungswiderstände der mit Mörtelfiltratwasser zu durchströmenden Schichten (in Form von Mörtel-Filterkuchen, Suspensions-Filterkuchen und anstehendem Baugrund mit ggf. im Porenraum stagnierter Stützflüssigkeit) eine Prognose des Mörtel-Filterkuchenwachstums möglich.

Mit einer Parameterstudie soll an diesem Modell abgeschätzt werden, welche Eigenschaften des Mörtels in Abhängigkeit von der Art der Stützdruckübertragung das Drainierungsverhalten entscheidend positiv beeinflussen können. Betrachtet wird sowohl der Fall der Stützdruckübertragung allein mittels statischer Schubspannungen infolge Suspensionsstagnation als auch eine reine Membranbildung. Im Einzelfall kann eine anteilige Erfassung beider Mechanismen unter Verwendung des im Kapitel 4 entwickelten hybriden Modellansatzes der Stützdruckübertragung erfolgen.

Im Konkreten werden folgende Faktoren variiert:

- der Mechanismus der Stützdruckübertragung,
- die Mörtel-Filterkuchen-Permeabilität $k_{F,Moertel}$ und
- der Volumenverlust des Mörtels infolge Drainierung a_v .

Als Eingangswerte für die jeweiligen Berechnungen wird die Geometrie des im Abschnitt 3.4 vorgestellten Beispieletunnels angesetzt. Die in der Tabelle 6.3 zusammengefassten Randbedingungen bezüglich der Suspensionseigenschaften sind der Tabelle 4.3 und den Angaben zu einer exemplarischen, regenerierten Stützflüssigkeit auf Seite 49 entnommen.

Die Mörtelparameter werden in Anlehnung an die Eigenschaften des 2. Referenzmörtels (siehe Modifikation 3 in Tabelle 5.5 festgelegt, dessen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert auf der Grundlage eines im Unterabschnitt 6.2.2 vorgestellten Filterpressen-Versuchs mit $k_F = 2,93 \cdot 10^{-8}$ m/s beziffert werden kann; infolge Drainierung erfährt dieser einen Volumenverlust von $a_v = 9,6$ %, so dass hier ein Verhältnis von Filterkuchenhöhe h_{Fk} zu Setzung s von $h_{Fk}/s = (1 - a_v)/a_v = 9,4$ vorliegt, siehe Tabelle 6.1. Um auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zu erhalten, werden in diesem Bearbeitungsschritt verminderte Werte der Permeabilität von $k_F = 2,5 \cdot 10^{-8} / 7,5 \cdot 10^{-9}$ m/s und erhöhte Volumenverluste $a_v = 15$ % $\hat{=} (1 - a_v)/a_v = 5,67$ betrachtet, wie sie für einen stärker

Tabelle 6.3: Randbedingungen in der Parameterstudie

Suspensions-Fließgrenze:	$\tau_F = 25,6 \text{ N/m}^2$
Filterkuchen-Permeabilität:	$k_{F,Bent} = 4,0 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$
Filtrations-Höhenverhältnis:	$h_{Fk}/s = 0,60$
Thixotropiezahl:	$\kappa = 0,103$
Suspensions-Einwirkzeit:	$t = 8 \text{ Stunden}$
Strömungswiderstand des Filterkuchens:	$R_{Bent} = 2,08 \cdot 10^7 \text{ s}$
Thixotropiefaktor nach Tabelle 4.3:	$\tau_{F,stat,8h}/\tau_F = 1,64$
wirksamer Stützdruck:	$\Delta p = 50 \text{ N/m}^2$
Stützdruckanteil des Filterkuchens:	$\frac{\Delta p_{Fk}}{\Delta p} = 50 / 0 \text{ kN/m}^2$
Suspensionswiderstand nach 8 Stunden:	$\frac{\Delta p_{Stag}}{\Delta p} = 0 / 82 \text{ kN/m}^2$
Verpressdruck:	$p_0 = 295 \text{ kN/m}^2$
Mörtel-Fließgrenze:	$\tau_F = 500 \text{ N/m}^2$
Volumenverlust infolge Drainierung:	$a_v = 0,10 / 0,15$
Filtrations-Höhenverhältnis:	$(1 - a_v)/a_v = 9,00 / 5,67$
Mörtel-Filterkuchen-Permeabilität:	$k_F = 2,5 \cdot 10^{-8} / 7,5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
effektive Baugrundspannung:	$\sigma' = 180 \text{ kN/m}^2$
Grundwasserdruck:	$p_w = 115 \text{ kN/m}^2$
Schubmodul des Baugrundes:	$G = 70.000 \text{ kN/m}^2$
Bodenpermeabilität:	$k_F = \infty$
wirksamer Filtrationsdruck:	$\Delta p_0 = 180 \text{ kN/m}^2 / \overline{\Delta p_0} = 98 \text{ kN/m}^2$

stabilisierten Mörtel denkbar sind, siehe hierzu vergleichend auch die Parameter des zementhaltigen Mörtelmaterials am „City-Tunnel Leipzig“ in der Tabelle 6.2.

Zugrundegelegt wurde eine Tagesleitung bei 24-Stunden-Betrieb von 8 Ringen mit 2,00 m Breite, so dass die Vortriebsleistung von 16 m/AT einer mittleren Vortriebsgeschwindigkeit $\bar{v} = 1,85 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ entspricht. Die Zeitdauer eines Vortriebszyklusses von 3 Stunden wurde zu 1/3 für den eigentlichen Vortrieb angesetzt und zu 2/3 für den anschließenden Maschinenstillstand, siehe auch die Einteilung der einzelnen Vortriebe (VT) in der Abbildung 6.19.

Den Ergebnissen in Form der zeitabhängigen Filterkuchenhöhen h_{Fk} ist zu entnehmen, dass bei einer Stützdruckübertragung infolge statischer Schubspannungen nach Suspensions-Stagnation im Allgemeinen kürzere Drainierungszeiten zu verzeichnen sind als bei einer Suspensions-Filterkuchen-Membranbildung im Ringraum. Als charakteristische Werte der einzelnen Berechnungen sind jene Zeitpunkte mittels Kreisen eingetragen, zu denen eine vollständige Drainierung des zementfreien Mörtels über die gesamte Ringraumhöhe von $h_{Fk} = \Delta r = 15 \text{ cm}$ vorliegt bzw. eine Mörtel-Filterkuchen-Schichtstärke von $h_{Fk} = 11 \text{ cm}$. Aus dem letztgenannten Wert ergibt sich jene restliche Ringraumweite $\Delta r_{red} = \Delta r - h_{Fk}$, bei der für den betrachteten Beispieletunnel ein Gleichgewichtszustand für den einzelnen Ring erreicht wird, siehe Abschnitt 3.2 und Abbildung 3.2: Die resultierende Einwirkung E in Form der Auftriebskraft an einem Tübbingring im fließfähigen Mörtel abzüglich der Eigengewichtskraft entspricht dann dem maximal mobilisierbaren Scherwiderstand R des Mörtels im Ringraum infolge seiner Fließgrenze τ_F .

Für den betrachteten fiktiven Mörtel werden diese Filterkuchenhöhen bei Stützdruckübertragung

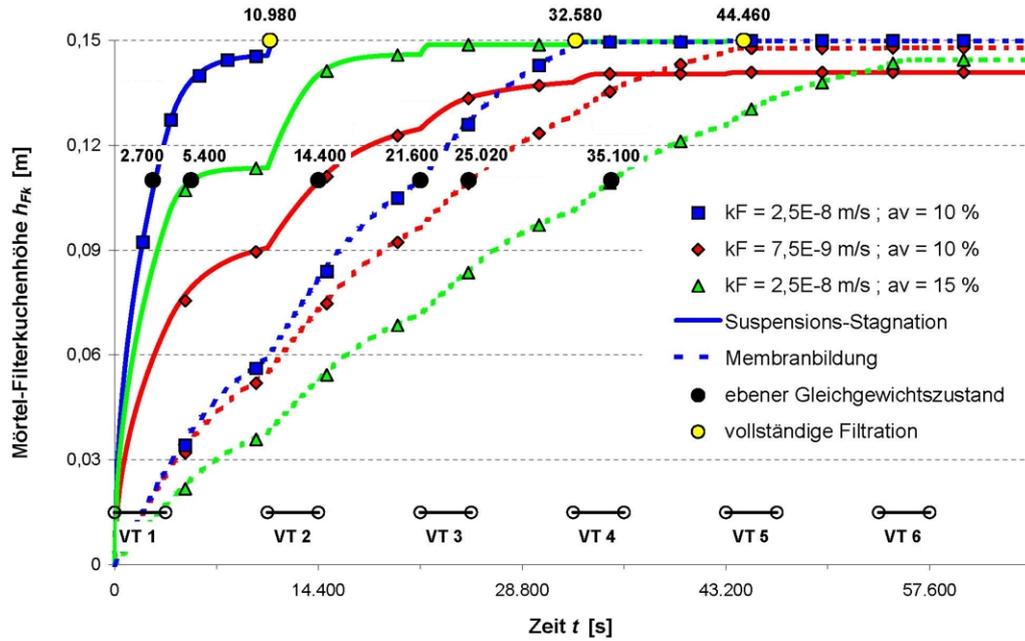


Abbildung 6.19: Filterkuchenhöhen für den Beispieltunnel nach Modellrechnung

infolge Suspensionsstagnation (siehe äußerst linke Kurve) zu den Zeitpunkten $t = 2.700$ s bzw. $t = 10.980$ s erreicht, was einer Distanz zum Schildschwanz der Vortriebsmaschine von nur $L = 2.700 \cdot 1,85 \cdot 10^{-4} = 0,5$ m bzw. $L = 2,0$ m entspricht. Liegt eine Stützdruckübertragung über eine Membranbildung vor, nimmt der Drainierungsprozess bis zum Erreichen der benannten Filterkuchenhöhen bei Annahme der erwähnten Randbedingungen eine deutlich höhere Zeitspanne von 21.600 bzw. 32.580 s in Anspruch, so dass mit einer Länge der ungebetteten Tübbingröhre in Tunnellängsrichtung von $L = 6,0$ m, entsprechend 3 Ringen gerechnet werden muss.

Bezüglich der Auswirkungen eines besser stabilisierten Mörtels zeigt sich, dass bei Stützdruckübertragung nach Suspensionsstagnation eine Zunahme des $k_{F,FK}$ -Wertes eine stärkere zeitliche Ausdehnung des Drainierungsvorganges zur Folge hat als eine Erhöhung der Gesamtwassermenge im Frischmörtel. Folglich sollte für zementfreie Ringspaltmörtel bei Vortrieben im stärker wasserdurchlässigen Baugrund, in dem überwiegend eine Stützdruckübertragung mittels statischer Schubspannungen zu erwarten ist, ein stabilisierendes Zusatzmittel Verwendung finden, das lediglich einen höheren Wasseranspruch des Mörtels nach sich zieht, nicht aber einen dichteren Mörtel-Filterkuchen mit geringerem k_F -Wert erzeugt. Gemäß Abbildung 6.11 ist hier also die Verwendung eines mittels Polymeren stabilisierten Mörtelmaterials sinnvoll.

Wie bereits auf der Grundlage von Filterpressenversuchen im Unterabschnitt 6.3.3 erkennbar war, ist im Gegensatz dazu, beim Vorliegen einer Suspensions-Membran vor allem die abzuführende Gesamtwassermenge entscheidend, so dass ein geringer Volumenverlust a_v anzustreben ist (siehe ein Vergleich der gepunkteten Linien in der Abbildung 6.19). Nach Abbildung 6.12 würde Microsilica als stabilisierender Zusatzstoff dieser Forderung am ehesten entsprechen können.

Auffällig in der Abbildung 6.19 ist, dass nicht in allen Parametersätzen eine vollständige Mörteldrainierung über die gesamte Ringraumhöhe Δr realisiert werden kann, wofür anhand der simulierten Druckverläufe in der Abbildung 6.20 insbesondere zwei Ursachen dargelegt werden können:

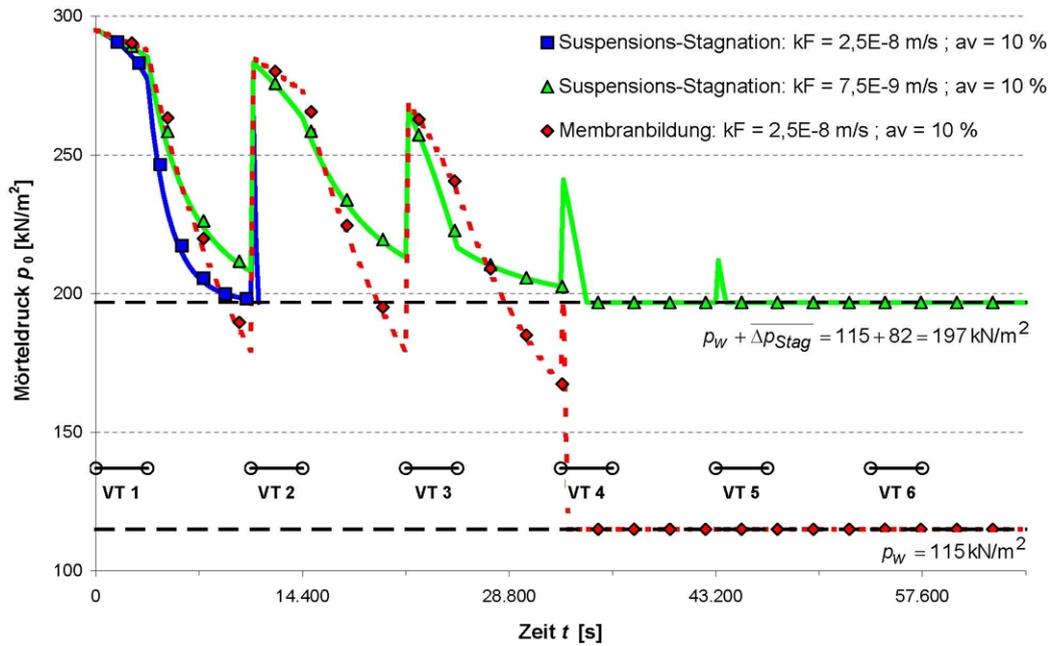


Abbildung 6.20: Druckverläufe für den Beispieltunnel nach Modellrechnung

1. In Tunnellängsrichtung ist eine kontinuierliche Druckabnahme im Ringraum beim Voranschreiten der TVM zu verzeichnen, was auf den Strömungswiderstand des Mörtels infolge seiner Fließgrenze τ_F im durch das Mörtel-Filterkuchen-Wachstum immer enger werdenden Ringspalt zurückzuführen ist, siehe auch Abbildung 6.1. Wird diese Distanz zu groß, ist der am Schildschwanz eingestellte Druck an der betrachteten Stelle nicht mehr ausreichend, um einen Druck $p_0 > p_w + \overline{\Delta p_{Stag}}$ gegen den Grundwasserdruck p_w und den Widerstand $\overline{\Delta p_{Stag}}$ der in den Porenraum des Bodens eingedrungenen und thixotrop verfestigten Bentonitsuspension aufzubauen.
2. Des Weiteren ist auch der Drainierungsvorgang während Vortriebsunterbrechungen entscheidend, da eine elastische Rückstellung des umgebenden Gebirges nur bis zu dem Maß zu erwarten ist, welches noch ein Abströmen von Mörtelfiltratwasser in den umliegenden Baugrund gestattet. Dies ist ebenfalls nur so lange möglich, wie der Flüssigkeitsdruck p_0 des fließfähigen Ringspaltmörtels größer ist als die Summe der vorherrschenden Gegendrucke, siehe eingezeichnete horizontale Linien.

6.5 Bodenmechanischer Modellversuch

Die eindimensionale Modellvorstellung der Filtration von Ringspaltmörteln impliziert, dass ein unendlich dicker Filterkuchen anwachsen kann. Nur unmittelbar an der Grenze zum Filtermedium liegt der Filterkuchen dabei in einem vollständig drainierten und auskonsolidierten Zustand vor, in Richtung Filterkuchenoberkante wird der Filtrationsdruck $p = \overline{\Delta p_0}$ zunehmend als Porenwasserdruck getragen. Insgesamt liegt damit ein Porositäts- und Wassergehaltsgefälle innerhalb des Filterkuchenmaterials vor, siehe Abbildung 6.3.

Einerseits stellen die Randbedingungen in den absolvierten Großödometer- und Filterpressenversuchen nach Abschnitt 6.2 diesbezüglich eine auf der unsicheren Seite liegende Abbildung der Realität dar, da durch die Druckbeaufschlagung über die der Setzung des Mörtelmaterials folgenden Lastplatte im Anschluss an die Filtration eine vollständige Konsolidierung des Filterkuchens erzwungen wird und ein einheitlicher Wassergehalt w über die gesamte Materialhöhe in Form des drainierten Ringspaltmaterials vorliegt. Andererseits besteht im realen Ringraum die Möglichkeit der zweidimensionalen (radial und in Längsrichtung) Kompression, d.h. eine weitere Konsolidation im Anschluss an den Filtrationsvorgang kann auch aufgrund des Mörteldrucks in Tunnellängsrichtung aus dem Bereich mit noch fließfähigem Mörtelmaterial (siehe Abbildung 6.1) erfolgen.

Wie im Unterabschnitt 6.4.2 dargestellt, kann die Drainierung durch eine elastische Rückstellung des Gebirges begünstigt werden. Im steifen Baugrund und bei Stützdruckübertragung mittels statischer Schubspannungen nach Suspensionsstagnation ist diese Möglichkeit aber zunehmend eingeschränkt, so dass unmittelbar am Tübbing bereichsweise gänzlich undrainiertes Material vorliegen könnte, das praktisch keine Scherfestigkeit und Steifigkeit besitzt.

Insoweit gilt es zu prüfen, ob eine vollständige Drainierung auch bei sehr steifen Randbedingungen erfolgen kann. Entsprechendes wurde in einer ersten Versuchskonfiguration beim Großödometer mit Mörtelzuführung über ein Reservoir bereits versucht (siehe Seite 129), jedoch war hier frühzeitig eine Blockierung des Strömungskanals zu verzeichnen und ein Großteil des eingefüllten Materials lag noch in fließfähiger Konsistenz vor. Als günstig bei der Realausführung könnte es sich erweisen, dass eine größere Querschnittsfläche – entsprechend der gesamten Ringraumhöhe Δr – für das Nachströmen von Frischmörtel zur Verfügung steht.

Mit Hilfe eines realitätsnahen bodenmechanischen Modellversuchs soll daher beobachtet und bewertet werden, welcher der beiden aufgeführten Einflüsse (Strömungsbehinderung durch den immer engeren Strömungsspalt oder mehrdimensionale Konsolidation) überwiegt, ob also durch einen mehrdimensionalen Filtrationsvorgang eine vollständige Drainierung des Mörtelmaterials über die gesamte Ringraumhöhe bei vorgegebener Spaltweite ohne elastische Rückstellung des Bodens erreicht werden kann.

Im Modellversuch soll dazu zum einen anhand von Druckmessungen abgeleitet werden, wie lange der Filtrationsprozess in Anspruch nimmt. Wie bereits im Rahmen der Versuche im Großödometer in Unterabschnitt 6.2.1 dargestellt, kann dies anhand eines Abfalls des Porenwasserdrucks im Mörtel nachvollzogen werden. Zum anderen sollen Elementproben des im Modellversuch drainierten Mörtelmaterials gewonnen und anhand des massenbezogenen Wassergehaltes w der vollständige Übergang von einem fließfähigen Mörtel (Fluid) zu einem bodenähnlichen Feststoff nachgewiesen werden.

6.5.1 Versuchsaufbau

In einem bodenmechanischen Modellversuch ist stets ein vereinfachtes Abbild der Realität zu entwickeln, z.B. in Form eines geometrischen und mechanischen Maßstabs oder einer Projektion. Beim nachfolgend vorgestellten Modellversuch zur Ringspaltverpressung wurde großer Wert darauf gelegt, geometrische Größen wie die Ringspalthöhe $\Delta r = 12$ cm und das Niveau des über den Wasserdruck im Baugrund hinausgehenden Verpressdrucks von $\Delta p_0 = 1$ bis 2 bar in der Realausführung im Maßstab 1:1 zu übernehmen. Eine geometrische Vereinfachung wird durch die Reduzierung auf

ein ebenes Modell getroffen, so dass ein ebener Ausschnitt aus der Tunnelabwicklung, wie in der Abbildung 6.21 dargestellt, betrachtet wird.

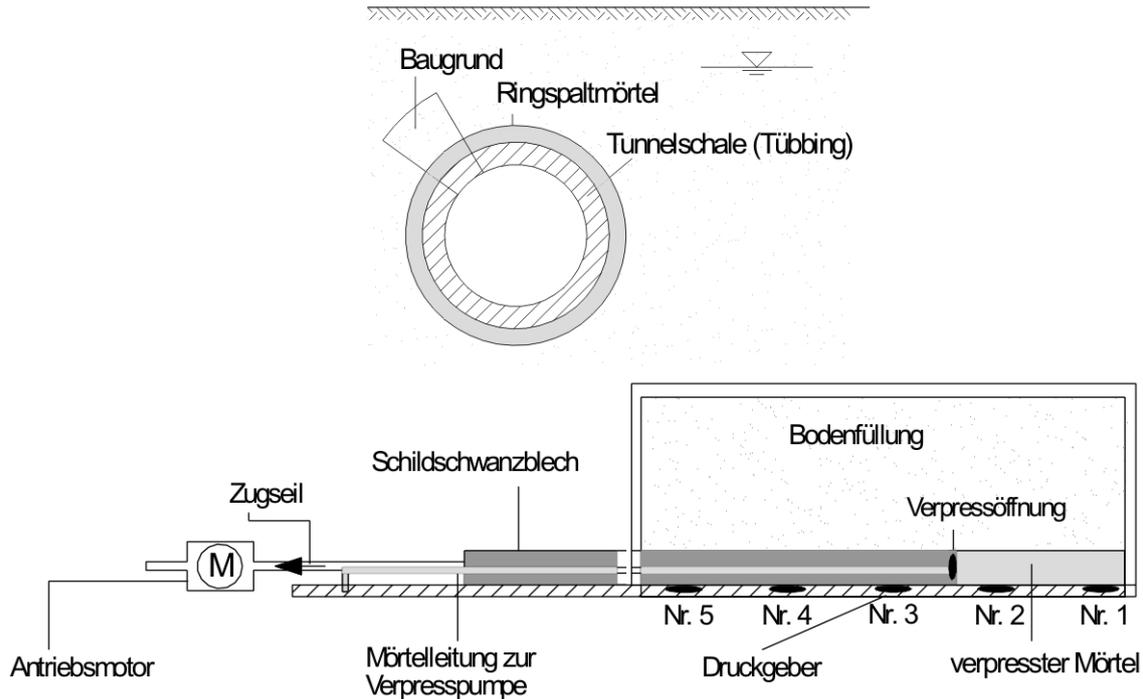


Abbildung 6.21: Bodenmechanischer Modellversuch
oben: Modellausschnitt, unten: Prinzipskizze

Prinzipiell handelt es sich beim entwickelten Versuchsaufbau um einen massiv ausgesteiften, quaderförmigen Stahlbehälter, der auf Längsträgern aufgelagert und mittels Gewindestangen verschraubt ist, siehe Abbildung 6.22. Der Versuchskasten ist im Innern 1,0 m lang, so dass eine Beobachtung der Mörteldrücke über eine „Vortriebsstrecke“, die etwa einer halben Tübbingringbreite entspricht, möglich ist. Mit einer Vortriebsgeschwindigkeit von $v = 3,0 \text{ cm/min}$ resultiert eine Versuchsdauer von ca. 30 Minuten für 1,0 m „Vortrieb“ im Modellversuch.

Der Schildschwanz einer TVM wird im Modell als eine Art Schublade abgebildet, die im Ausgangszustand vollständig eingeschoben und mit Boden überschüttet ist. Aufgrund der geringen Schichtdicke der Bodenfüllung von etwa 30 cm und der massiven Bauweise des Versuchsaufbaus ist mit keiner nennenswerten elastischen Rückstellung des Gesamtsystems zu rechnen und es kann durch das Auflegen eines Deckels praktisch eine vertikale Verformungsbehinderung realisiert werden.

Im Rahmen der Vortriebssimulation wird die Schublade mittels Seilwinde über eine Verschiebfläche gezogen und der dabei entstehende Hohlraum kontinuierlich mit Mörtel verpresst. Dies erfolgt aus einem erhöht aufgestellten Kessel heraus, siehe Abbildung 6.23 rechts, in dem der Verpressdruck mittels Druckluft auf den Sollwert von $\Delta p_0 = 2 \text{ bar}$ im Ringraum (gemessen im Stirnblech der Schublade) eingeregelt wird. Für die Steuerung der die Schublade ziehenden Seilwinde, siehe Abbildung 6.23 links, wird ein Frequenzumrichter eingesetzt. Über eine zweite Winde kann eine zusätzliche haltende Kraft aufgebracht werden, um ein unkontrolliertes Herausdrücken der Schublade zu Vortriebsende – wenn die resultierende Verpressdruckkraft auf das Stirnblech größer wird als die Reibungskraft des Bodens an der Oberseite der Schublade, die nur noch kleinflächig mit dem überschütteten Boden in Kontakt steht – zu verhindern.

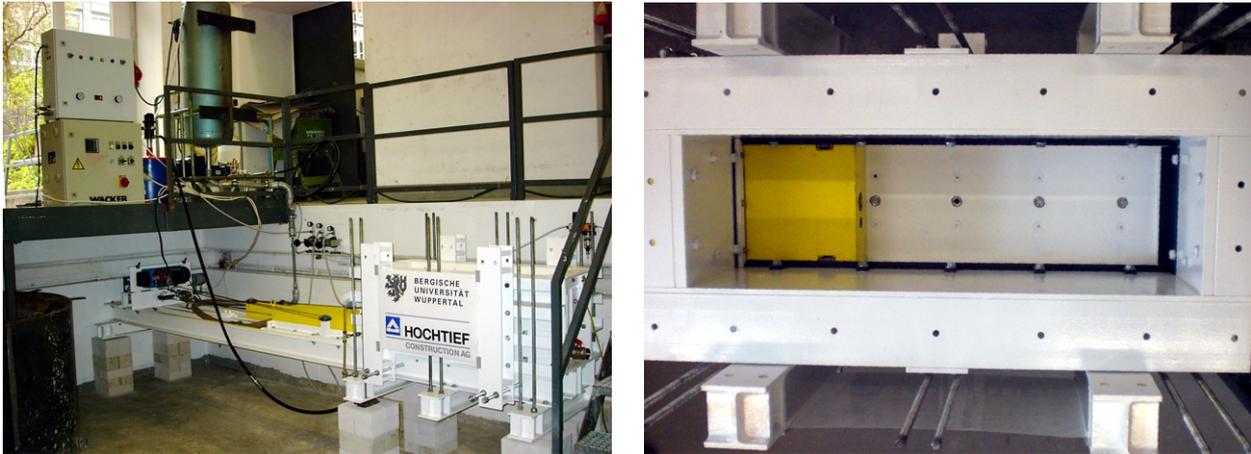


Abbildung 6.22: Versuchsaufbau, Teil A
links: Gesamtansicht, rechts: Draufsicht

Wie aus Abbildung 6.24 links erkennbar ist, sind an der Stirnseite der Schublade neben der zentralen Verpressöffnung mit Innendurchmesser DN 40 mm, sowie im Bodenblech (im Abstand von 20 cm zueinander) mehrere Flüssigkeitsdruckaufnehmer installiert, mit denen die vorherrschenden Ringraum-Drücke gemessen werden können. Um das Eindringen von Bodenkörnern in einen schmalen Spalt zwischen Schublade und Kasten zu verhindern, ist dieser mit einem Winkelprofil abgedeckt. Eine Gummilippendichtung an der Ausfahröffnung streift an der Oberseite der Schublade befindlichen Boden ab, so dass der Austrag von Boden während des Versuchs verhindert wird.

Ein aufblasbarer Dichtungsschlauch in einer die Schublade umlaufenden Nut, siehe Abbildung 6.24 rechts, verhindert weitgehend, dass das Verpressgut oder aus dem Mörtel ausgepresstes Filtratwasser an der Schublade vorbei ausströmen kann. Dadurch soll gewährleistet sein, dass eine Wasserabgabe nur im Kontaktbereich zum Baugrund möglich ist und keine zusätzlichen, in der Realität nicht vorhandenen Entwässerungswege zur Verfügung stehen. Eine weitere Dichtungsebene befindet sich an der außen liegenden Seite der Ausfahröffnung. Auch dabei handelt es sich um eine einglassene Schlauchdichtung, deren Wirksamkeit durch das Einpressen von Fett – ähnlich wie bei der realen Schildschwanzdichtung – über eine Ringleitung unterstützt wird.



Abbildung 6.23: Versuchsaufbau, Teil B
links: Schublade mit Seilwinde, rechts: Steuerungselektronik und Mörteleinbehälter

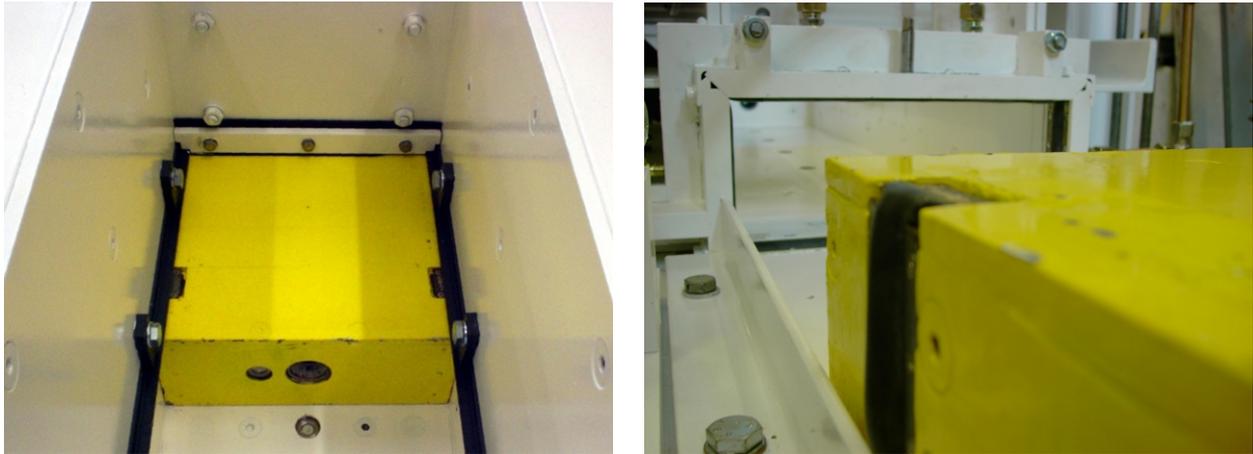


Abbildung 6.24: Versuchsaufbau, Teil C

links: Verpressöffnung DN 40 mm mit nebenliegendem Druckgeber, rechts: Dichtungsebenen

6.5.2 Ergebnisse

In einem ersten Versuch wurde Mörtel gegen eine sehr gering durchlässige Grenzschicht verpresst, um die Dichtheit des Gesamtsystems zu prüfen. Dabei war die Schublade mit einer ca. 8 cm mächtigen Schicht aus wassergesättigtem tonigen Schluff (überlagert von einem stark wasserdurchlässigen Kiessand) überschüttet und das Material mittels Totlast über mehrere Tage konsolidiert. Mit einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_F im Sinne von DIN 18130-1 von $k_F = 1,95 \cdot 10^{-9}$ m/s entspricht der Strömungswiderstand $R = 0,08/1,95 \cdot 10^{-9} = 4,1 \cdot 10^7$ s dieser Schluffschicht gemäß den Ausführungen auf Seite 49 zur Membranbildung bei Bentonitsuspensionen, demjenigen einer unter $\Delta p = 0,5$ bar über $t = 8$ h gewachsenen Filterkuchen-Membran aus einer Bentonit-Friscsuspension.

Wie aus dem Verlauf der Druckkurven in Abbildung 6.25 ersichtlich ist, wurde zum Zeitpunkt $t \approx 180$ s mit dem Aufbau des Verpressdrucks durch Einleiten von Druckluft in den Mörtelkessel begonnen. Bereits nach weiteren etwa 180 Sekunden war der Solldruck von $p_0 \approx 2$ bar erreicht und der Vortrieb bzw. das Ziehen der Schublade wurde aufgenommen. Dabei ist ein geringfügiger Druckabfall zu verzeichnen, da zusätzlich zu den im Ruhezustand in den Leitungen vorhandenen Druckverlusten infolge der Fließgrenze des Mörtels τ_F strömungsbedingte, viskose Anteile hinzukommen, siehe auch Gleichung 5.1. Analog war bei Vortriebsende zum Zeitpunkt $t = 1.920$ s (mit einer Vortriebsgeschwindigkeit von $v = 3,0$ cm/min also nach einer Vortriebsstrecke von ≈ 80 cm) ein leichter Druckanstieg im Ringraum infolge des Nachlassens der Strömung zu verzeichnen.

Im kontinuierlichen Vortrieb, d.h. mit voranschreitendem Ziehen der Schublade, werden im zeitlichen Abstand von jeweils etwa 400 s (entsprechend $\approx 6,5$ min) alle 5 (in einer Entfernung von 20 cm zueinander befindlichen) im Bodenblech versenkten Druckaufnehmer überfahren. Die gemessenen Drücke steigen bei Annäherung der Stirnseite der Schublade an den Druckaufnehmer kontinuierlich an und erreichen beim eigentlichen Überfahren dann den im Ringraum erzeugten Druck. Während die Drücke an den Messpunkten „Ringspalt 2“, „Ringspalt 3“ und „Ringspalt 4“ auf einem hohen Niveau verharren – dass überhaupt eine geringe Druckdifferenz zu verzeichnen ist, kann auf die Fließgrenze des Mörtels zurückgeführt werden – ist an den Stellen „Ringspalt 1“ und „Ringspalt 5“ im weiteren Zeitverlauf ein Druckabfall zu erkennen.

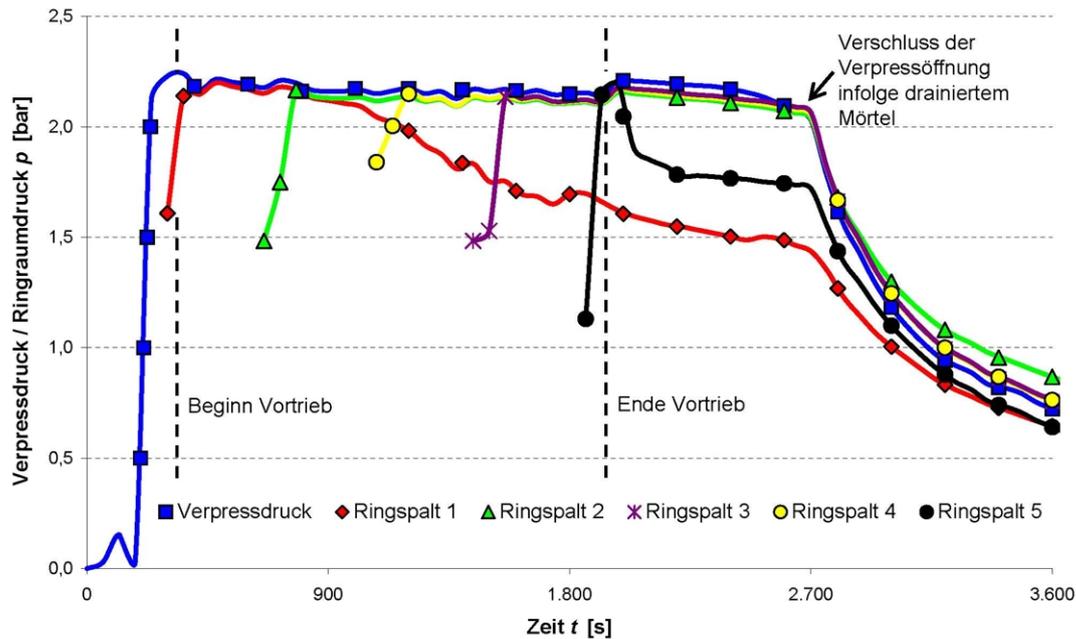


Abbildung 6.25: Druckverläufe im bodenmechanischen Modellversuch

Versuchsmaterial: 1. Referenzmörtel gegen eine sehr gering wasserdurchlässige Grenzschicht

Beim Messpunkt „Ringspalt 1“ setzte dieser Abfall etwa $600 \text{ s} \hat{=} 10 \text{ min}$ nach dem Passieren des Schildschwanzbleches ein, beim Messpunkt „Ringspalt 5“ bereits nahezu unmittelbar danach. Im weiteren Zeitverlauf kam es etwa zum Zeitpunkt $t = 2.700 \text{ s} \hat{=} 45 \text{ min}$ zu einem rapiden Druckabfall an allen Messpunkten. Hier war der Mörtelfilterkuchen offenbar soweit angewachsen, dass durch die in der Abbildung 6.24 links erkennbare zentrische Verpressöffnung kein weiteres Mörtelmaterial mehr in den Ringraum einströmen kann und der Drainierungsvorgang zum Erliegen kommt. Dieser nach 3.600 s gemessene Druck ist aufgrund der sehr kleinen Messmembran des Druckaufnehmers als ein nicht näher definierter „Restdruck“ anzusehen, der einen Zwischenwert aus Flüssigkeitsdruck, Porenwasserdruck im drainierten Mörtel und Erddruck darstellen dürfte.

Aus der Auswertung dieses ersten Modellversuchs muss somit der Schluss gezogen werden, dass trotz des umfangreichen Dichtungskonzeptes insbesondere bei Versuchsbeginn und am Versuchsende Randstörungseinflüsse an den Messpunkten 1 und 2 vorliegen, die den Filtrationsprozess des Mörtels beeinflussen. Eine sinnvolle Ermittlung der Materialeigenschaften des überwiegend erst teilweise drainierten Mörtelmaterials war somit in diesem Versuch nicht möglich. Im Konkreten sind folgende Ursachen für das verstärkte Drainieren des Ringspaltmörtels im Modellversuchsstand naheliegend:

1. Der dünne, die Schublade umgebende Spalt von wenigen Zehntel Millimetern Weite zur Gewährleistung des reibungsarmen Verschiebens (Vortriebs) kann Filtratwasser aus dem Mörtel aufnehmen, ohne dass wie bei der gering wasserdurchlässigen Grenzschicht aus tonigem Schluff ein Strömungswiderstand überwunden werden muss.
2. In den Eckbereichen der umlaufenden Schlauchdichtung der Schublade ist die Kontaktspannung zur Stahloberfläche herabgesetzt, so dass hier punktuell zusätzliche Drainagewege nach vorne, d.h. in Vortriebsrichtung, vorliegen könnten.
3. Auch eine Umströmung der wasserdurchlässigen Grenzschicht entlang der Behälterwandung

kann nicht gänzlich ausgeschlossen werden, da keine aktive Überdrückung des Porenwasserflusses, wie z.B. in einer Triaxialzelle mittels einer Latexmembran, möglich war.

Da die beschriebenen Störeinflüsse vorwiegend an den Rändern des Versuchsaufbaus einen Einfluss auf den Filtrationsvorgang des Mörtelmaterials haben, wurden im Weiteren die Daten an den 3 mittleren Messpunkten „Ringspalt 2“ bis „Ringspalt 4“ als repräsentative Werte angesehen und die Versuchsreihe mit zwei stärker wasserdurchlässigen Bodenarten fortgesetzt: Dabei handelte es sich zum einen um einen Schluff mit $k_F = 4,51 \cdot 10^{-8}$ m/s, der also etwa 20 mal durchlässiger war als der zuvor eingesetzte tonige Schluff, und zum anderen um einen stark wasserdurchlässigen Kiessand mit $k_F > 1,0 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Entsprechend ermittelte Druckverläufe für den Messpunkt „Ringspalt 2“ dieser weiteren beiden Versuche sowie des obenstehend bereits ausführlich beschriebenen Versuchs gegen die sehr gering wasserdurchlässige Grenzschicht sind in der Abbildung 6.26 dargestellt, wobei ein deutlicher Einfluss der Bodenpermeabilität erkennbar ist. Da aufgrund von Regelungsungenauigkeiten nicht in allen 3 Einzelversuchen exakt der gleiche Verpressdruck von $p = 2,0$ bar gefahren werden konnte – diese lagen im Bereich zwischen 2,03 und 2,14 bar – sind in der Abbildung relative Drücke aufgetragen, die das Verhältnis von im Bodenblech gemessenen Druck (Tübbingseite) zum Druck im Stirnblech der Schublade (Schildschwanz) bezeichnen und mit $p_{rel} = 1,0$ beim Überfahren des Messpunktes gerade dem Verpressdruck p_0 entsprechen.

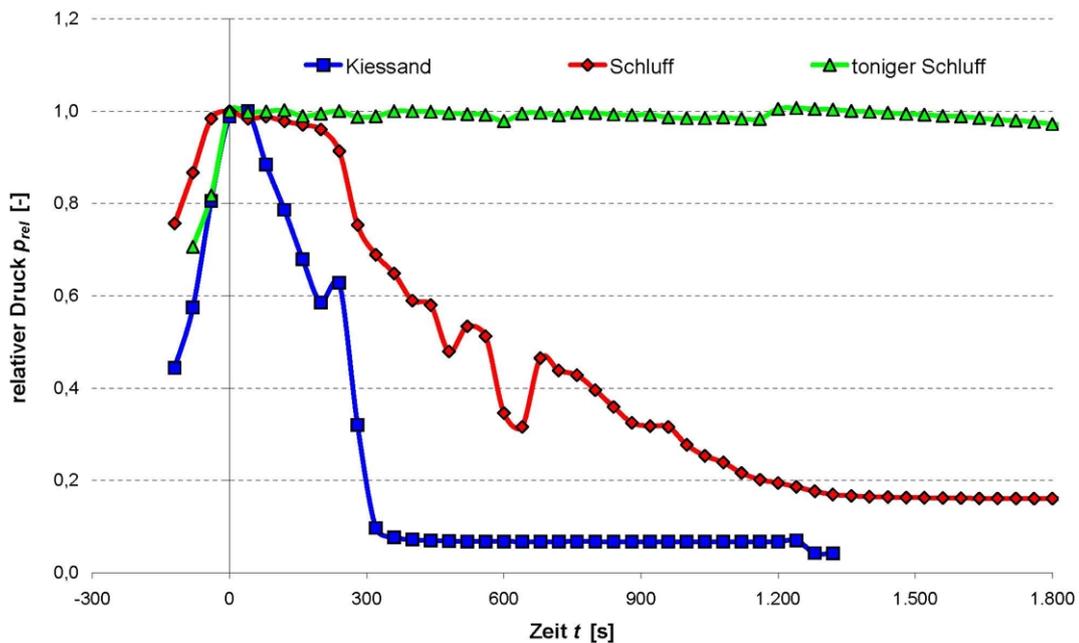


Abbildung 6.26: Druckverläufe in Abhängigkeit von der Bodenart
Versuchsmaterial: 1. Referenzmörtel

Zur eigentlichen Beurteilung der erfolgreichen Ringraumverfüllung, d.h. zum Nachweis der vollständigen Drainierung des Mörtelmaterials, wurden mittels Ausstechzylinder zylindrische Elementproben an den als repräsentativ anzusehenden Messpunkten „Ringspalt 2“ bis „Ringspalt 4“ gewonnen (siehe Abbildung 6.27) und schichtweise an jeweils 5 Teilproben der Wassergehalt w bestimmt. Zur Wahrung der Übersichtlichkeit sind in der Abbildung 6.28 jeweils nur 2 Verteilungskurven dieser beiden Versuche dargestellt.



Abbildung 6.27: Verpresstes Mörtelmaterial (Versuch gegen Kiessand)
 links: Mörteloberfläche, Mitte: Ausstechen des Probematerials; rechts: Drainiertes Verpressmaterial
 Versuchsmaterial: 1. Referenzmörtel

Insbesondere für den Versuch mit Ringraumverpressung gegen den stark wasserdurchlässigen Kiessand bestätigt sich die Theorie der Kuchenfiltration, wonach unmittelbar am Filtermedium in Form des angrenzenden Bodens die größte Verdichtung des drainierten Mörtelmaterials zu verzeichnen ist: hier beträgt der massenbezogene Wassergehalt $w = 7,1/7,5 \%$. Über die Tiefe, d.h. in Richtung des Bodenblechs im Modellversuch bzw. der Tübbingaußenseite bei einem realen Tunnelbauwerk, ist die Tendenz zu einem höheren Wassergehalt bis auf $w = 7,5/7,8 \%$ zu verzeichnen. Das Material ist also offenkundig nur unter einer etwas geringeren effektiven Spannung σ' (teil-)drainiert.

Weniger eindeutig, aber dennoch tendenziell erkennbar ist dieser Effekt auch bei der Verpressung gegen den Schluff. Die Wassergehalt-Differenz Δw zwischen Ringspaltunterkante (Bodenblech bzw. Tübbing) und -oberkante (angrenzender Baugrund) beträgt maximal $\Delta w = 0,6 \%$, so dass im Vergleich zum Wassergehalt von $w = 13,9 \%$ des frischen Mörtelmaterials in Form des 1. Referenzmörtels aus Tabelle 5.2 von einer homogenen Wassergehaltänderung infolge des Drainierungsvorgangs gesprochen werden kann.

Im bodenmechanischen Sinne liegt das Material nach visueller Bewertung einheitlich in steifer bis halbfester Konsistenz vor, was den vollständigen Übergang von einem fließfähigen zu einem bodenähnlichen Material bestätigt. Zusammenfassend kann aus den absolvierten Modellversuchen der Schluss gezogen werden, dass unter praktischen Gesichtspunkten bei der Ringspaltverpressung im Zuge des maschinellen Tunnelbaus mit Tübbingauskleidung eine nahezu vollkommene Drainierung des zementfreien Mörtels im begrenzten Ringraum erzielt werden kann, auch wenn

- das seitliche Nachströmen des zu filtrierenden Materials mit einer relativ hohen Fließgrenze aufgrund eines immer enger werdenden Spaltes zwischen Filterkuchenoberkante und Behälterwandung (Tübbingauskleidung) zunehmend erschwert wird und so
- kein konstantes effektives Spannungsniveau σ' wie bei Einprägung des Filtrationsdrucks mittels Lastplatte bis zur vollständigen Filtration und Konsolidation des Filterkuchens wie im Großödometer- oder Filterpressenversuch vorliegt oder

- keine elastische Rückstellung des Gebirges stattfindet.

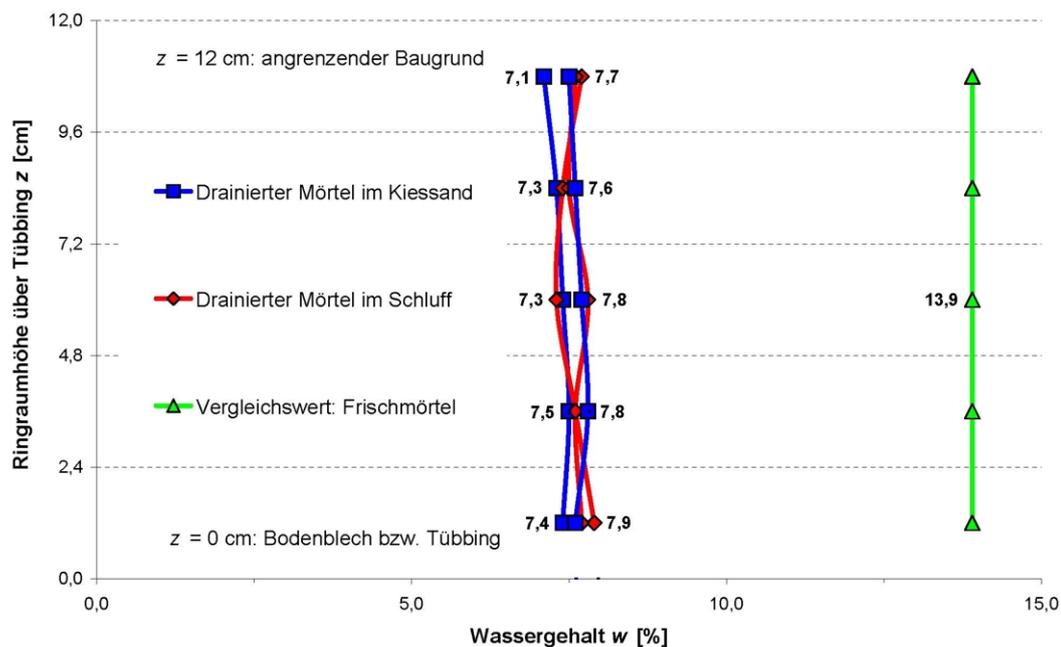


Abbildung 6.28: Wassergehaltverteilungen der im Modellversuch gewonnenen Elementproben
Versuchsmaterial: 1. Referenzmörtel

6.6 Ökologische Bewertung des Drainierungsvorganges

Durch den Drainierungsvorgang eines zementfreien Ringspaltmaterials gelangt Porenwasser aus dem Verpressgut mit gelösten Stoffen aus seinen Mörtelbestandteilen in den umliegenden Baugrund und damit in das ggf. anstehende Grundwasser, womit insbesondere aufgrund des planmäßigen Charakters eine Einleitung im Sinne des Wasserhaushaltsgesetzes WHG vorliegt. Im Gegensatz dazu ist beispielsweise eine allmähliche Auslaugung von Baustoffen eines Bauwerks im Grundwasser aus WU-Beton als ungezieltes Handeln anzusehen.

6.6.1 Gesetzliche Grundlagen

Nach dem Grundsatz des WHG in § 1a Abs. 2 ist „jedermann ... verpflichtet, bei Maßnahmen, mit denen Einwirkungen auf ein Gewässer verbunden sein können, die nach den Umständen erforderliche Sorgfalt anzuwenden, um eine Verunreinigung des Wassers oder eine sonstige nachteilige Veränderung seiner Eigenschaften zu verhüten“. Das Einleiten von Stoffen in das Grundwasser stellt nach § 3 WHG eine Benutzung dar, die nach § 2 Abs. 1 einer behördlichen Erlaubnis oder Bewilligung bedarf, die nur erteilt werden kann, wenn nach § 34 WHG „eine schädliche Verunreinigung des Grundwassers oder eine sonstige nachteilige Veränderung seiner Eigenschaften nicht zu besorgen ist.“ Ähnliches gilt bezüglich der Belange des Bodenschutzes: Nach dem BBodSchG §§ 1, 7 ist Vorsorge gegen das Entstehen schädlicher Bodenveränderungen zu treffen.

Im Rahmen der Erteilung bauaufsichtlicher Zulassungen durch das DIBt ist dabei gemäß dem Merkblatt „Grundsätze zur Bewertung der Auswirkung von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser“

[159] zu verfahren.¹ Ausgehend von einer praxisnahen Eluatherstellung erfolgt hier ein Vergleich der ermittelten stofflichen Parameter mit so genannten Geringfügigkeitsschwellenwerten. Wie der Veröffentlichung der Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) „Ableitung von Geringfügigkeitsschwellenwerten für das Grundwasser“ [160] zu entnehmen ist, handelt es sich dabei um Prüfwerte, die sich an human- und ökotoxikologischen Auswirkungen orientieren.

In den „LAWA- Hinweisen für die Anwendung der Geringfügigkeitsschwellenwerte bei Benutzung des Grundwassers in bestimmten Fallgestaltungen“ [161] ist berücksichtigt, dass „bei einem anlassbezogenen Einsatz von Stoffen ... die Geringfügigkeitsschwellenwerte ... deutlich überschritten“ werden können, selbst wenn eine zeitliche und räumliche Mittelung der Belastung zugrunde gelegt wird. An dieser Stelle werden u.a. die Belange der Injektionen zur temporären Baugrubenabdichtung erwähnt, wonach der Einsatz von Weichgelsohlen grundsätzlich nicht erlaubnisfähig ist und bei Zementinjektionen mit chromatreduzierten Zementen nach den oben aufgeführten Grundsätzen des DIBt keine mehr als geringfügige Grundwasserbeeinträchtigung zu besorgen sind. Ob dabei auch die Drainage von Porenwasser aus dem Injektionsgut unter Druck berücksichtigt wurde oder lediglich eine Bewertung des erhärteten Produkts erfolgte, ist nicht erwähnt.

6.6.2 Eigene Filtratuntersuchungen

Auch wenn eine zeitweise Einleitung von flüssigen Stoffen in das Grundwasser mit Konzentrationen über den Geringfügigkeitsschwellenwerten z.B. im Zuge von Baumaßnahmen erlaubnisfähig ist, sollte die Belastung dennoch so gering wie möglich ausfallen. Bezüglich der Ringspaltverpressung im maschinellen Tunnelbau ist bei der Auswahl der Mörtelinhaltsstoffe also auch die Umweltverträglichkeit verschiedener Mischungsentwürfe zu bewerten und zu vergleichen. Dies betrifft vor allem die Feinanteile in Form von Mehlkorn und Stabilisierern, die aufgrund ihrer großen relativen Oberfläche besonders reaktionsfähig sind, also Schadstoffe an strömendes Wasser abgeben können.

Der Transport von Inhaltsstoffen mit Wasser ist potentiell auch nach vollständiger Drainierung des Ringspaltmaterials durch den natürlichen Grundwasserstrom im Untergrund möglich. Durch den ausgebildeten Bentonitfilterkuchen oder die im Porenraum des Bodens stagnierte Bentonitsuspension im Zuge der Ortsbruststützung bei einer TVM mit Flüssigkeitsstützung ist aber eine Art Einkapselung vorhanden, die einen Schadstoffaustrag weitgehend unterbinden sollte. Zur exakteren Klärung dieses Sachverhaltes wären aber entsprechend detaillierte Modellierungen mit Berücksichtigung der genauen Strömungsrandbedingungen und auch von Diffusionsvorgängen erforderlich, die nicht Ziel der vorliegenden Arbeit sind.

In eigenen Versuchsreihen erfolgten chemische Analysen von Porenwasser aus dem Drainierungsvorgang verschiedener Mörtel, die durch Druckfiltration gewonnen wurden. Dabei wurde zum einen der Mehlkorntyp variiert, also Kalksteinmehl (KSM), Hüttensandmehl (HSM) und Flugasche (FA) verwendet, und zum anderen die Auswirkung verschiedener Stabilisierer untersucht. Letztere wurden lediglich dem Mehlkorntyp Kalksteinmehl zugegeben, das a priori als das am wenigsten mit Schadstoffen belastete Material anzusehen war. Der Anteil des Stabilisierers im Mehlkornleim des Mörtels wurde dabei unterschiedlich groß, aber in einer Menge gewählt, dass stets eine in etwa einheitliche,

¹In einem Teil II dieser Schrift sollen die Bewertungskonzepte für spezielle Bauprodukte konkretisiert werden. Nach der aktuellen Fassung Juli 2009 ist dies bislang aber nur für Betonausgangsstoffe und Beton erfolgt, die Bewertung für andere Anwendungsbereiche wie Injektionsmörtel oder -suspensionen im Erd- und Grundbau soll zukünftig in weiteren Abschnitten behandelt werden.

mittelmäßige Reduktion des Absonderns von Blutwasser zu verzeichnen war, siehe vergleichend die Wirksamkeit verschiedener Stabilisierer in der Abbildung 5.29.

Die Analysen erfolgten im institutseigenen Laboratorium des Lehr- und Forschungsgebiets Boden- und Grundwassermanagement der Bergischen Universität Wuppertal, in dem als allgemeine Parameter der pH-Wert sowie der chemische Sauerstoffbedarf CSB bestimmt wurden. Des Weiteren erfolgte die Ermittlung des organischen Kohlenstoffgehalts TOC (Total Organic Carbon) durch Hochtemperatur- Verbrennung des Probenmaterials und Anwendung des Differenzenverfahrens, d.h. durch Subtraktion des Anteils anorganischer Kohlenstoffverbindungen TIC (Total Inorganic Carbon) vom Gesamtkohlenstoffgehalt TC (Total Carbon): $TOC = TC - TIC$.

Zur quantitativen Bestimmung verschiedener Ionen-Konzentrationen kamen zwei Verfahren zur Anwendung, siehe Abbildung 6.29:

- Ionenchromatographie (IC) für Anionen
- Optische Emissionsspektrometrie mit induktiv gekoppeltem Plasma (ICP-OES) für Spuremetalle

Die so ermittelten Konzentrationen bzw. allgemeinen Parameter pH-Wert, CSB und TOC sind in den untenstehenden Tabellen 6.4 und 6.5 aufgeführt. Soweit definiert, ist auch der jeweilige LAWA-Geringfügigkeitsschwellenwert für Grundwasser aufgeführt, sowie der Grenzwert der TrinkwV, Anlagen 2 und 3.



Abbildung 6.29: Analyse-Geräte zur Bestimmung der Ionen- und Elementkonzentrationen
links: Ionenchromatograph, rechts: Optische Emissionsspektrometrie mit induktiv gekoppeltem Plasma

Auch wenn seitens der LAWA keine Geringfügigkeitsschwellenwerte für die wasserchemischen Summenparameter CSB und TOC definiert sind, lässt ein Vergleich mit anderen gesetzlichen Vorgaben wie der AbwV eine erste Einschätzung zu: In dieser ist in einem Anhang 1 geregelt, dass kommunale Abwässer nach dem Passieren einer Abwasserbehandlungsanlage bei Einleitung in Gewässer (in Abhängigkeit von der Größenklasse der Abwasserbehandlungsanlage) CSB-Werte zwischen 75-150 g/l einhalten müssen. Die in der Tabelle 6.4 zusammengefassten Ergebnisse deuten somit an, dass bei 8 der insgesamt 9 untersuchten Proben eine entsprechende Belastung des Porenwassers in dieser Größenordnung vorliegt, lediglich die Mischung mit Polymer-Stabilisierer weist einen deutlich höheren Wert von über 2.000 mg/l auf. Eine praktisch identische Zuordnung liefert der TOC-Wert: Die Konzentration an organischen Inhaltstoffen gilt hierbei in der Regel als unbedenklich, wenn der

Summenparameter TOC ≤ 20 mg/l ist, stark verschmutzte Gewässer weisen TOC-Werte von >100 mg/l auf.

Tabelle 6.4: Allgemeine Parameter und Anionen-Konzentrationen

Parameter Einheit	pH	CSB [mg/l]	TC [mg/l]	TIC [mg/l]	TOC [mg/l]	Cl ⁻ [mg/l]	NO ²⁻ [mg/l]	NO ³⁻ [mg/l]	PO ₄ ³⁻ [mg/l]	SO ₄ ²⁻ [mg/l]
LAWA/TrinkwV	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	250	-/0,5	-/50	-/-	240
KSM	8,1	143	78,8	36,0	42,8	99,7	<i>3,2</i>	14,3	5,1	170,8
HSM	9,9	162	16,9	4,7	12,2	47,0	<i>25,7</i>	20,0	2,1	<i>864,1</i>
FA	7,3	71	25,6	9,2	16,4	31,9	n.n.	12,5	n.n.	<i>923,9</i>
KSM+5% Zeolith	8,1	71	56,1	39,4	16,7	94,9	<i>1,8</i>	20,0	n.n.	159,7
KSM+5% Kaolin	7,8	138	89,2	50,0	39,2	92,2	<i>2,0</i>	15,1	n.n.	<i>290,5</i>
KSM+1,25% Bentonit	9,0	186	123,2	73,4	49,8	82,3	<i>1,8</i>	17,0	n.n.	<i>359,1</i>
KSM+5% Microsilica	8,0	122	76,0	39,0	37,0	189,6	<i>3,0</i>	15,9	6,1	<i>743,6</i>
KSM+2,5% Polymere	8,0	2.490	808,5	49,9	758,6	99,2	<i>1,2</i>	14,7	9,7	118,2
KSM+2,5% Nano-Silica	8,0	98	67,8	42,7	25,1	83,0	<i>1,2</i>	13,5	n.n.	188,0

pH: pH-Wert CSB: chemischer Sauerstoffbedarf TC: Total Carbon TIC: Total Inorganic Carbon
 TOC: Total Organic Carbon Cl⁻: Chlorid NO²⁻: Nitrit NO³⁻: Nitrat PO₄³⁻: Phosphat SO₄²⁻: Sulfat

n.n.: nicht nachweisbar

kursive Schrift $\hat{=}$ Überschreitung des Geringfügigkeitsschwellenwertes nach LAWA oder Grenzwertes der TrinkwV

Bezüglich der Spurenmetall-Konzentrationen, siehe Tabelle 6.5, fällt auf, dass insbesondere die Konzentration an Mangan bei der Flugasche mit $12.090 \mu\text{g/l}$ deutlich über dem Geringfügigkeitsschwellenwert von $50 \mu\text{g/l}$ der LAWA liegt. Selbiges gilt bezüglich Nickel: Der LAWA- Geringfügigkeitsschwellenwert von $14 \mu\text{g/l}$ bzw. der Grenzwert der TrinkwV von $20 \mu\text{g/l}$ wird mit $5.410 \mu\text{g/l}$ um mehr als das 100-fache überschritten.

Unerwartet weniger stofflich belastet scheint das Hüttensandmehl zu sein: Lediglich die Sulfat- und Quecksilber-Konzentrationen liegen mit 864 mg/l und $734 \mu\text{g/l}$ deutlich über den erwähnten Geringfügigkeitsschwellen- bzw. Grenzwerten von $240/240 \text{ mg/l}$ bzw. $0,2/1 \mu\text{g/l}$. Beim Kalksteinmehl wurde mit $1.390 \mu\text{g/l}$ eine noch höhere Konzentration an Quecksilber nachgewiesen. Ein ähnlich hoher Hg-Wert ist in den weiteren Proben mit Kalksteinmehl zzgl. eines Stabilisierers nicht angezeigt worden bzw. es war mit den vorgestellten Laboreinrichtungen nicht nachweisbar. Bezüglich der betrachteten Stabilisierer ist der hohe Gehalt an Arsen und Schwefel beim Zeolith auffällig.

6.6.3 Fazit

Die chemischen Analysen verschiedener Ringspaltmörtel-Filtratwässer an lediglich jeweils einer Probe lassen die folgenden vorläufigen Schlüsse zu:

1. Eine alleinige Betrachtung der Druckfiltrate der Ringspaltmörtel ohne Stabilisierer in den jeweils ersten 3 Zeilen der obenstehenden Tabellen 6.4 und 6.5 deutet an, dass die chemische Belastung von Grundwasser und Baugrund im Zuge der Tunnelherstellung mit Tübbingauskleidung und Ringraumverpressung in hohem Maße von der Verwendung des Mehlkorntyps abhängig ist. Eine Verwendung der untersuchten Flugasche hat dabei materialbedingt einen größeren Schwermetalleintrag zur Folge als dies beim Kalksteinmehl oder Hüttensandmehl der Fall ist.

Tabelle 6.5: Element-Konzentrationen

Parameter	Al	As	Cd	Cr	Fe	Hg	Mn	Ni	S	Zn
Einheit	[$\mu\text{g/l}$]	[mg/l]	[$\mu\text{g/l}$]							
LAWA/TrinkwV	-/200	10	0,5/5	-/50	-/200	0,2/1	-/50	14/20	-/-	58/-
KSM	n.n.	32	n.n.	n.n.	8	1.390	28	n.n.	17,5	n.n.
HSM	n.n.	23	n.n.	n.n.	n.n.	734	n.n.	n.n.	1,1	n.n.
FA	253	194	7	287	133	n.n.	12.090	5.410	10,5	352
KSM+5% Zeolith	n.n.	251	n.n.	n.n.	116	n.n.	32	33	4.327,7	n.n.
KSM+5% Kaolin	n.n.	19	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	59	30	67,2	n.n.
KSM+1,25% Bentonit	n.n.	16	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	11	9	155,5	n.n.
KSM+5% Microsilica	n.n.	2,3	n.n.							
KSM+2,5% Polymere	n.n.	17	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	62	n.n.	28,9	n.n.
KSM+2,5% Nano-Silica	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	17	n.n.	135,4	n.n.

Al: Aluminium As: Arsen Cd: Cadmium Cr: Chrom Fe: Eisen Hg: Quecksilber Mn: Mangan
 Ni: Nickel S: Schwefel Zn: Zink

Kupfer Cu (14/2.000 $\mu\text{g/l}$) und Blei Pb (7/10 $\mu\text{g/l}$) waren in keiner Probe nachweisbar

n.n.: nicht nachweisbar

kursive Schrift $\hat{=}$ Überschreitung des Geringfügigkeitsschwellenwertes nach LAWA oder Grenzwertes der TrinkwV

- Die niedrigen Quecksilber-Konzentrationen in den Proben aus Kalksteinmehl zzgl. Stabilisierer im Gegensatz zum reinen Kalksteinmehl deuten an, dass den Mörtel stabilisierende Zusatzstoffe und -mittel mitunter dazu beitragen können, Schadstoffe zu immobilisieren. Insbesondere im Fall von Kaolin und Bentonit, einem Montmorillonit-haltigen Material, sind entsprechende Belege dafür in der Literatur wiederzufinden: Nach den Ausführungen von COBY und PICARDAL [162] haben sich beide Stoffe im Rahmen von Altlastensanierungen u.a. wegen ihrer Retentionsfähigkeit bereits bewährt.

Insgesamt scheint auf Grundlage der relativ begrenzten Anzahl an Filtratuntersuchungen aus Gründen des Boden- und Gewässerschutzes die Verwendung von Kalksteinmehl oder Hüttensandmehl gegenüber Flugasche als Mehlkorn in einem zementfreien Ringspaltmörtel vorzuziehen zu sein. Je nach Lagerstätte des Gesteinsmaterials bzw. Herkunft des mineralischen Abfalls können aber auch bei beiden erstgenannten Materialien Schadstoffe eingebunden sein, so dass für den Einzelfall eine entsprechend detaillierte Betrachtung erfolgen muss. Selbiges gilt auch bezüglich der Zusatzstoffe, wie es das Beispiel Zeolith gezeigt hat: Das im konkreten Fall verwendete Material wies eine hohe Konzentration an Arsen und Schwefel auf, eine Verallgemeinerung auf alle Zeolith-Vorkommen kann daraus aber nicht abgeleitet werden.

Nach den bisher vorliegenden Messungen sollte die Verwendung kohlenstoffreicher Polymerverbindungen sorgfältig abgewogen werden, da diese aufgrund des chemischen (und auch biologischen) Sauerstoffbedarfs zu entsprechenden Verunreinigungen von Boden und Grundwasser führen könnten.

6.7 Schlussfolgerungen

Wie in den vorangegangenen Ausführungen zum Drainierungsverhalten von zementfreien Ringspaltmörteln aufgezeigt werden konnte, wird der Vorgang des Auspressens von Filtratwasser in das

umliegende Gebrige durch viele Faktoren, sowohl von Seiten des Baugrunds als auch des Mörtelmaterials, beeinflusst. Unter Berücksichtigung der Stützflüssigkeit, d.h. bei Kenntnis der zeitabhängigen Widerstände des Bentonit-Filterkuchens an der Ausbruchlaibung im Ringraum R_{Bent} sowie des im Porenraum des Bodens stagnierten und thixotrop verfestigten Suspensions-Pfropfens $\overline{\Delta p_{Stag}}$, kann eine Berechnung der Mörtel-Filterkuchen-Dicke mit Hilfe der Gleichung 6.6 erfolgen. Als maßgebende Stelle im Ringraum ist dabei ein Ausschnitt im Bereich der Tunnelfirste anzusehen, da insbesondere hier so schnell wie möglich eine steife Bettung der Tübbingröhre sichergestellt werden muss, um die longitudinale Biegebeanspruchung infolge Auftrieb im flüssigen Mörtel und damit die Gefahr von Betonabplatzungen zu minimieren, siehe auch Abbildung 3.2.

Ein nachfolgend dargestellter rechnerischer Vergleich soll aufzeigen, in welchen Böden bzw. bei welcher Form der Stützdruckübertragung zementfreie Ringspaltmörtel zielsicher einsetzbar sind. Es werden sowohl alleinige Membranwirkung bzw. Stagnation betrachtet als auch eine hälftige Aufteilung des wirksamen Stützdrucks Δp (unmittelbar nach der Suspensions-Stagnation und vor einer thixotropen Verfestigung). Dabei erfolgt wiederum ein Ansatz der Randbedingungen des Beispieletunnels aus Abschnitt 3.4. Weitere Parameter bezüglich der Suspensionseigenschaften sind aus Tabelle 6.3 und die der Mörtel­eigenschaften des 2. Referenzmörtels aus Tabelle 6.1 (Versuche 1 und 3) zu entnehmen.

Die Druckverhältnisse für die drei zu betrachtenden Fälle (siehe auch die erläuternde Skizze in Abbildung 4.10) sind in der Tabelle 6.6 zusammengefasst, wobei bezüglich der Abschätzung des Strömungswiderstandes des Suspensions-Filterkuchens R_{Bent} auf der sicheren Seite liegend eine lange Suspensionseinwirkzeit von 16 Stunden und somit ein Verhältnis von $\tau_{F,stat,16h}/\tau_F = 1,71$ nach Tabelle 4.3 für einen Tongehalt $g = 60 \text{ kg/m}^3$ unterstellt wird. Der aufgeführte Strömungswiderstand des Filterkuchens in diesem Alter wurde im Rahmen einer Modellrechnung nach dem hybriden Ansatz der Stützdruckübertragung aus Abschnitt 4.5 ermittelt.

Einsetzen der Parameter in die (an dieser Stelle nochmals aufgeführte) Kuchenfiltrationsgleichung 6.15 bzw. 6.6 mit $R_{Fm} = R_{Bent}$ und $R_{Boden} = 0$ für mindestens wasserdurchlässige Böden mit $k_F \geq 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ gemäß den Annahmen auf Seite 45, wonach der Baugrund wesentlich wasserdurchlässiger ist als die sich ausbildende Filterkuchen-Membran, sowie eine initiale Mörtel-Filterkuchenhöhe $h_{Fk} = 0$ liefert durch Auflösen nach t_{erf} die erforderliche Drainierungszeit. Diese wird zunächst in Vortriebsstunden angegeben, da die Mörteldrainierung während Vortriebsunterbrechungen infolge elastischer Rückstellung des Gebirges eingeschränkt sein kann, siehe Unterabschnitt 6.4.2. Entsprechendes gilt, wie aus Abbildung 6.18 ersichtlich ist, wenn die Verpresspumpen am Ende eines Vortriebs zu früh abgeschaltet werden. Die Ausdehnung der in Längsrichtung ungebetteten Tunnelröhre L wird dann unter Annahme einer Vortriebsgeschwindigkeit von $v = 4 \text{ cm/min}$ angegeben.

$$h_{Fk} = \Delta r = \sqrt{2 \cdot \frac{1 - a_v}{a_v} \cdot \frac{\overline{\Delta p_0}}{\gamma_w} \cdot k_{F,Fk} \cdot t_{erf} + (k_{F,Fk} \cdot R_{Bent})^2} - k_{F,Fk} \cdot R_{Bent} \quad (6.15)$$

1. Extremfall Stützdruckübertragung zu 100 % über statische Schubspannungen

$$0,15 = \sqrt{2 \cdot 9,4 \cdot \frac{94}{10} \cdot 2,93 \cdot 10^{-8} \cdot t_{erf}}$$

Tabelle 6.6: Druckverhältnisse in den Vergleichsrechnungen

Nr.	wirksamer Stützdruck Δp [kN/m ²]	Stützdruck- anteil inf. Stagnation Δp_{Stag} [kN/m ²]	Stützdruckanteil inkl. Thixotropie $\Delta p_{Stag,16h}$ [kN/m ²]	Strömungs- widerstand Filterkuchen R_{Bent} [kN/m ²]	Verpress- druck p_0 [kN/m ²]	Grund- wasser- druck p_w [kN/m ²]	wirksamer Verpress- druck $\overline{\Delta p_0}$ [kN/m ²]
1	50	50	86	0	295	115	94
2	50	25	43	$1,29 \cdot 10^7$	295	115	137
3	50	0	0	$2,94 \cdot 10^7$	295	115	180

$$\rightarrow t_{erf} = 4.300 \text{ s} \hat{=} 1,2 \text{ Vortriebs-Stunden}$$

$$\rightarrow L = 4.300/60 \cdot 0,04 = 2,9 \text{ m}$$

2. Stützdruckübertragung zu je 50 % über statische Schubspannungen bzw. Filterkuchenmembran

$$0,15 = \sqrt{2 \cdot 9,4 \cdot \frac{137}{10} \cdot 2,93 \cdot 10^{-8} \cdot t_{erf} + (2,93 \cdot 10^{-8} \cdot 1,29 \cdot 10^7)^2} - 2,93 \cdot 10^{-8} \cdot 1,29 \cdot 10^7$$

$$\rightarrow t_{erf} = 18.000 \text{ s} \hat{=} 5,0 \text{ Vortriebs-Stunden}$$

$$\rightarrow L = 18.000/60 \cdot 0,04 = 12,0 \text{ m}$$

3. Extremfall Stützdruckübertragung zu 100 % über Filterkuchenmembran

$$0,15 = \sqrt{2 \cdot 9,4 \cdot \frac{180}{10} \cdot 2,93 \cdot 10^{-8} \cdot t_{erf} + (2,93 \cdot 10^{-8} \cdot 2,94 \cdot 10^7)^2} - 2,93 \cdot 10^{-8} \cdot 2,94 \cdot 10^7$$

$$\rightarrow t_{erf} = 28.300 \text{ s} \hat{=} 7,9 \text{ Vortriebs-Stunden}$$

$$\rightarrow L = 28.300/60 \cdot 0,04 = 18,9 \text{ m}$$

Wird eine maximal zulässige Länge L der ungebetteten Tübbingröhre von 5 bis 6 Ringen mit einer Breite von 2,0 m (entsprechend $L = 10 - 12$ m) zu Grunde gelegt, die unter Mörtelauftrieb stehen darf, ohne dass Schäden am Tunnelausbau auftreten, so zeigt sich auf Grundlage der hier vorliegenden Ergebnisse am Beispieeltunnel, dass zur Einhaltung dieses Kriteriums maximal etwa der halbe wirksame Stützdruck Δp über Membranbildung auf das Korngerüst übertragen werden darf. Ansonsten kommt es zu einem ungünstig starken Suspensions-Filterkuchenwachstum, in dessen Folge der Drainierungsvorgang des zementfreien Ringspaltmörtels mehr Zeit in Anspruch nimmt.

Unter der Annahme, dass die Stützung der Ortsbrust des Beispieeltunnels mit einem wirksamen Stützdruck von $\Delta p = 50 \text{ kN/m}^2$ erfolgt und bei einer Frischsuspension (ohne schluffige und sandige Bodenaufladung) ein Druckgefälle von $f_{SO} = 50 \text{ kN/m}^3$ und damit eine Eindringung von $s_{ref} = 1,00$ m vorliegt, ist zur mindestens 50 %-igen Stützdruckübertragung über statische Schubspannungen nach Suspensionsstagnation bei einer regenerierten Suspension ein Maß der (auf Seite 61 definierten) kritischen Eindringtiefe von $s_{krit} > 0,50$ m erforderlich. Wie aus der Abbildung 4.16 hervorgeht, ist diese Größenordnung in Abhängigkeit des Korndurchmessers d_{85} der regenerierten Suspension etwa ab einem Grobsand/Feinkies mit $d_{10} \geq 0,6$ mm bzw. nach der Näherungsformel von HAZEN (siehe Gleichung 4.20) für einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_F \geq 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ zu erwarten.

Eine „dickere“ Suspension mit erhöhter Fließgrenze τ_F wirkt sich dabei günstig auf das Drainierungsverhalten eines zementfreien Ringspaltmörtels aus: Dies ist zum einen der Fall, weil mit einem größeren Verhältnis von s_{krit}/s_{ref} nach Gleichung 4.26 ein geringeres Suspensions-Filterkuchen-Wachstum einhergeht. Zum anderen ist die thixotrope Verfestigung von Bentonitsuspensionen mit viel quellfähigem Ton weniger stark ausgeprägt als bei geringem Feststoffgehalt, siehe Tabelle 4.3 und Abbildung 4.9.

Sofern die Permeabilität des Baugrundes geringer ist als der benannte k_F -Wert, muss sichergestellt werden, dass der Drainierungsvorgang des Mörtels auch während Vortriebsunterbrechungen (u.a. für den Ringbau oder Druckluftestiege in die Abbaukammer) aufrechterhalten wird. Anstelle der zunächst ermittelten Vortriebsstunden kann dann die Gesamtzeit in der Kuchenfiltrationsgleichung 6.15 bzw. 6.6 angesetzt werden. Dafür

- ist insbesondere zu gewährleisten, dass die Verpresspumpen nicht vor dem Ende des eigentlichen Vortriebs zurückgeregelt werden und
- zudem einzelne manuelle – oder zukünftig eventuell auch automatisiert gesteuerte – Kolbenhübe während Stillstandszeiten ausgeführt werden, um den Druckabfall im Ringraum infolge elastischer Rückstellung des Gebirges zu kompensieren.

Bei Beachtung dieser auch unter Praxisbedingungen recht einfach einzuhaltenen Vorgaben, beträgt die Zeitspanne zwischen dem Eintritt des fließfähigen Materials in den Ringraum und der Ausbildung eines mindestens steifen, die Tübbingröhre bettenden künstlichen Bodens auch bei vollständiger Stützdruckübertragung mittels Suspensions-Filterkuchen lediglich einige Stunden. Insgesamt scheint ein solcher Baustoff in mindestens wasserdurchlässigen Böden im Sinne von DIN 18130-1 mit $k_F \geq 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, mit gegenüber der Bentonitmembran vernachlässigbarem Strömungswiderstand (siehe Seite 45) geeignet, Tübbingschäden effektiver zu verhindern als ein konventioneller Zementmörtel, dessen Erhärtungsvorgang in Form von Hydratation erst nach mehreren Stunden einsetzt.

Der Mörtel-Mischungsentwurf sollte soweit möglich an die vorliegende Baugrund-Situation angepasst werden. Während im Falle einer Stützdruckübertragung nach Ausbildung einer Suspensions-Filterkuchen-Membran eine Minimierung des Gesamtwasseranspruchs des Mörtelmaterials den Ablauf des Drainierungsvorgangs beschleunigt, ist beim Vorliegen statischer Schubspannungen der in den Porenraum des Bodens eingedrungenen Bentonitsuspension eine Optimierung des Verpressgutes zugunsten eines insgesamt poröseren Mörtel-Filterkuchens, d.h. eines hohen k_F -Wertes anzustreben.

Auf Grundlage der absolvierten rheologischen Oszillationsversuche und der Beobachtung des Drainierungsvorgangs im modifizierten Filterpressenversuch in Anlehnung an E-DIN 4126 ist für letztgenannten Fall der Einsatz organischer Polymerstabilisierer zu erwägen. Von Nachteil sind jedoch die offenbar deutlich höheren Kosten, sowie eine mögliche stoffliche Belastung von Boden und Grundwasser.

7 Bodenmechanische Eigenschaften des drainierten Ringspaltmaterials

7.1 Allgemeines

Sowohl im Zuge von Eignungsuntersuchungen vor Baubeginn als auch im Rahmen einer möglichen Qualitätskontrolle während der Bauausführung ist es anzustreben, möglichst einfach zu handhabende, aussagekräftige Indexversuche durchzuführen, um die generelle Eignung eines zementfreien Mörtelmaterials zur Ringspaltverpressung bzw. die erfolgreiche Verwendung eines solchen Baustoffs nachzuweisen. Daher soll zunächst mit Hilfe eines einfachen bodenmechanischen Versuchsprogramms, siehe Abschnitt 7.2, geklärt werden, welche diesbezüglichen Materialeigenschaften mit welchen Versuchseinrichtungen zuverlässig charakterisiert werden können.

Im Rahmen eines erweiterten Versuchsprogramms werden im Abschnitt 7.3 die wichtigsten bodenmechanischen Parameter zur Beschreibung des Bruch- bzw. Last-Verformungs-Verhaltens in Form von Steifigkeiten und Scherfestigkeiten bestimmt. Des Weiteren werden auch Fragen der Filter- und Erosionsstabilität eines solchen Verpressmaterials erörtert und versuchstechnisch beobachtet.

Es folgen numerische Vergleichsberechnungen nach der Methode der Finiten Elemente mit dem Programmsystem PLAXIS, die eine Berücksichtigung des in hohem Maße nichtlinearen, spannungsabhängigen Last-Verformungsverhaltens sowie der Scherfestigkeitsparameter von Boden und Ringspaltmaterial zulässt. Ziel dieser Betrachtungen ist die Festlegung erforderlicher quantitativer Kennwerte des Ringspaltmaterials, damit ein im Schildvortriebsverfahren hergestellter Tunnel mit Tübbingauskleidung über die angestrebte Lebensdauer nicht an Gebrauchstauglichkeit oder gar Standsicherheit durch Verminderung der radialen Bettung verliert.

Insbesondere soll eine aus bodenmechanischer Sicht sinnvolle Anforderung herausgearbeitet werden, die die bisher in Ausschreibungstexten oftmals verlangte hohe einaxiale Druckfestigkeit im Alter von bereits einem Tag (in der Größenordnung von beispielsweise $q_u = 500 - 1.000 \text{ kN/m}^2$) oder die pauschale Vorgabe „entsprechend den Eigenschaften des umliegenden Baugrunds“ ersetzen kann.

7.2 Einfaches bodenmechanisches Versuchsprogramm

Um die bodenmechanischen Parameter von drainierten Ringspaltmörteln in einer systematischen Versuchsreihe ermitteln zu können, müssen diese zunächst vom frischen (fließfähigen) in den drainierten (verfestigten) Zustand überführt werden. Dafür wurden die in der Abbildung 7.1 links dargestellten Entwässerungszellen verwendet, die im Wesentlichen aus einem 4“-Rohrstutzen (Innendurchmesser $D = 105 \text{ mm}$) von 200 mm Länge bestanden und an beiden Enden mit Kappen (in denen jeweils ein Anschluss für Druckluft bzw. das Abführen von ausgepresstem Anmachwasser

angeordnet ist) verschlossen waren. Ähnlich wie beim im Unterabschnitt 6.2.1 vorgestellten Großdomometer erfolgte die Lastbeaufschlagung mittels Druckluft über eine Trennschicht aus Plexiglas und Fett, so dass eine eindimensionale Drainierung gegen einen Filterboden lediglich in Richtung der Probenunterseite möglich war. Als wirksame Filtrationsdrücke bzw. Auflastspannungen wurden in diesen Versuchsreihen Druckstufen $p = 50/70/100/140/200/280$ und 400 kN/m^2 gewählt.



Abbildung 7.1: Drainierung des Mörtelmaterials

links: Entwässerungszellen, rechts: Drainiertes Mörtelmaterial mit Größtkorndurchmesser $d_{max} = 6 \text{ mm}$

Nach vollständiger Filtration des Materials, d.h. sobald es sich unter dem eingepprägten Druckniveau nicht weiter verformte und schließlich in nicht mehr fließfähiger, bodenähnlicher Form vorlag, konnten entsprechende bodenmechanische Laborversuche durchgeführt werden. Die Struktur eines solchen Materials – hierbei handelt es sich um den bezüglich Leimgehalt und Kornverteilung des Sandes optimierten Mörtel (Modifikation 3) nach Tabelle 5.5 – ist der Abbildung 7.1 rechts dargestellt. Aufgrund des Volumenverlustes beim Filtrationsvorgang, der allein aus dem Wasser des Leimanteils resultiert, liegt im drainierten Mörtelmaterial ein gegenüber dem Frischmörtel erhöhter Zuschlagkornanteil (Sand und Kies mit einem Größtkorn $d_{max} = 6 \text{ mm}$) von etwa 50 Vol.-% bei gleichzeitig von 55 Vol.-% auf ca. 50 Vol.-% reduzierten Feinkorn- und Wasseranteil vor.

Nachfolgende Parameter wurden an den drainierten Mörtelproben bestimmt, die potentiell als einfach zu ermittelnde Kennwerte im Rahmen einer Qualitätskontrolle angesehen werden können:

- einaxiale Druckfestigkeiten q_u nach DIN 18136
- Flügelscherfestigkeiten τ_F nach DIN 4094-4
- Wassergehalte w nach DIN 18121-1.

Die einzelnen Ergebnisse werden zunächst beschreibend in jeweils einem Unterabschnitt präsentiert, eine zusammenfassende Interpretation folgt dann im Unterabschnitt 7.2.4.

7.2.1 Einaxiale Druckversuche

Abhängigkeit vom wirksamen Filtrationsdruck

Gemäß den Vorgaben der DIN 18136 wurde bei den Probekörpern ein Verhältnis von Höhe h zu Durchmesser D von $h/D=2,0$ angestrebt. In Anbetracht der in der Praxis auftretenden Ringspaltweiten Δr in der Größenordnung von $12 \leq \Delta r \leq 18$ cm bei Verkehrstunneln können daher zumeist nur relativ kurze Probekörper mit geringem Durchmesser gewonnen werden. Um systematische Abweichungen in Abhängigkeit von der Ringspaltweite bzw. Probekörperhöhe auszuschließen und eine Vergleichbarkeit der Materialien verschiedener Projekte zu erleichtern, wurde ein einheitliches Probekörpermaß mit einem Durchmesser von $D = 50$ mm und Höhe $h = 100$ mm gewählt.

Entsprechend dieser Vorgabe wurden in den eigenen weggesteuerten Versuchsreihen Probekörper mit diesen Maßen mittels Ausstechzylinder als „ungestörte“ Bodenprobe aus den Entwässerungszellen gewonnen und in die Prüfpresse eingesetzt; die Verformungsgeschwindigkeit wurde dabei zu 0,2 % der Anfangshöhe des Probekörpers je Minute festgelegt. Die gemessenen einaxialen Druckspannungen σ in Abhängigkeit von der Probekörperstauchung ϵ sind für unter verschiedenen Auflastspannungen p drainierte Probekörper in der Abbildung 7.2 dargestellt, die maximal gemessene Spannung σ bezeichnet dabei die einaxiale Druckfestigkeit q_u : $q_u = \max \sigma$.

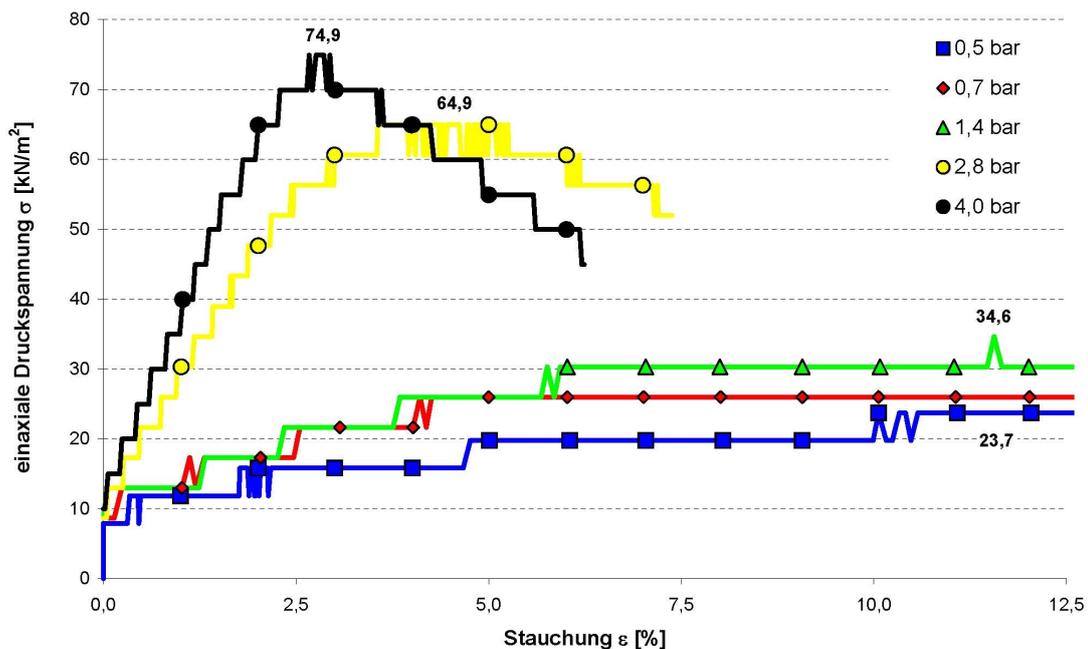


Abbildung 7.2: Last-Verformungs-Diagramm der einaxialen Druckversuche

Erwartungsgemäß zeigt sich eine Abhängigkeit der ermittelten einaxialen Druckfestigkeit von der Vorbelastungsspannung (Filtrationsdruck) p . Zudem sind deutliche Unterschiede bezüglich der zugehörigen Bruchstauchung ϵ zu verzeichnen. Während diese für die dargestellten Druckstufen $p = 50, 70$ und 140 kN/m² bei mitunter über $\epsilon = 10$ % liegen, reduziert sich dieser Wert für das höchste betrachtete Spannungsniveau $p = 400$ kN/m² bis auf ca. $\epsilon = 2,5$ %. Da sowohl die Druckfestigkeit q_u in Abhängigkeit vom Filtrationsdruck p ansteigt als auch die zugehörige Bruchstauchung ϵ abnimmt, ist eine überproportionale Zunahme des Moduls des einaxialen Druckversuche $E_u = \max(\Delta\sigma/\Delta\epsilon)$ die Folge.

Worst-Case-Betrachtung

Neben der obenstehenden Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit vom wirksamen Filtrationsdruck wurde ergänzend auch ein „Worst-Case-Szenario“ untersucht. Dabei wurde davon ausgegangen, dass kein Filtrationsvorang in Gang kommt, z.B. aufgrund eines bereichsweise wesentlich weniger wasserdurchlässigen Baugrundes als prognostiziert. Dementsprechend ist bei den im Unterabschnitt 5.2.1 vorgestellten, weitgehend inerten Mehlkornanteilen in Form von Kalksteinmehl, Flugasche bzw. Hüttensandmehl keine Verfestigung infolge des Auspressens von Porenwasser (Drainierung) aus dem Mörtel möglich, sondern ggf. lediglich infolge eines sehr langsam verlaufenden chemischen Erhärtungsvorgangs.

In Abweichung von den oben genannten Probekörperabmessungen erfolgte hier die Ermittlung von q_u bei Abmessungen von $D = 100$ mm und $h = 200$ mm im Alter von 28 Tagen nach Lagerung unter Wasser in jeweils 2 Einzelversuchen. Die entsprechenden Ergebnisse sind in der Tabelle 7.1 aufgeführt.

Tabelle 7.1: Einaxiale Druckfestigkeiten q_u des nicht drainierten Mörtelmaterials nach 28 Tagen

Mehlkornmaterial	Einheit	Einaxiale Druckfestigkeit q_u
Kalksteinmehl	[kN/m ²]	< 10 / < 10
Flugasche	[kN/m ²]	91 / 126
Hüttensandmehl	[kN/m ²]	1.140 / 1.110

Es zeigt sich also, dass insbesondere im Falle des Hüttensandmehls eine chemische Verfestigung infolge puzzolanischer Reaktion von Kalk und Kieselsäure zeitverzögert einsetzt, obwohl dieses Mörtelmaterial über eine Dauer von 3 Tagen in einem pumpfähigen Zustand war. Auch bei der Flugasche ist eine moderate Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit zu verzeichnen, was auch bereits die zeitabhängige Ansteifung im Rahmen der absolvierten Frischmörteluntersuchungen (siehe Abbildung 5.10) andeutete. Praktisch unverändert lag das kalksteinmehlhaltige Material vor, d.h. es war weiterhin fließfähig.

7.2.2 Flügelscherfestigkeiten

Für die Flügelscherversuche kam ein weggesteuertes Messsystem zum Einsatz, wobei eine Flügelabmessung von $h/D = 50/25$ mm gewählt wurde und mit dem zur Verfügung stehenden Drehmomentmessbereich der Prüfeinrichtung maximale Werte von $\tau_F = 50$ kN/m² ermittelt werden konnten. Der Drehflügel wurde mittels Kunststoffhammer in das Mörtelmaterial geführt eingeschlagen, wobei aufgrund des recht großen Korndurchmesser von $d_{max} = 6$ mm in Bezug auf den Flügeldurchmesser von $D = 25$ mm deutliche Auflockerungen im Bereich der Einschlagstelle zu verzeichnen waren. Der Probekörperquerschnitt war ausreichend groß, so dass insgesamt 3 Einzelversuche (versetzt um jeweils 120° angeordnet) durchgeführt werden konnten. Das eigentliche Abscheren erfolgte, wie in DIN 4094-4 für Böden mit hoher Sensitivität empfohlen, mit einer Drehgeschwindigkeit von 6°/min.

Wie aus den in der Tabelle 7.2 vollständig und in der Abbildung 7.3 auszugsweise dargestellten Ergebnissen ersichtlich wird, ist eine klare Abgrenzung der gemessenen Flügelscherfestigkeiten $\tau_{Fl} = \max \tau$ in Abhängigkeit von der Größe des Filtrationsdrucks p möglich. Der notwendige Drehwinkel φ zur Mobilisierung des maximalen Widerstandes τ_{Fl} kann bei dem untersuchten Material relativ

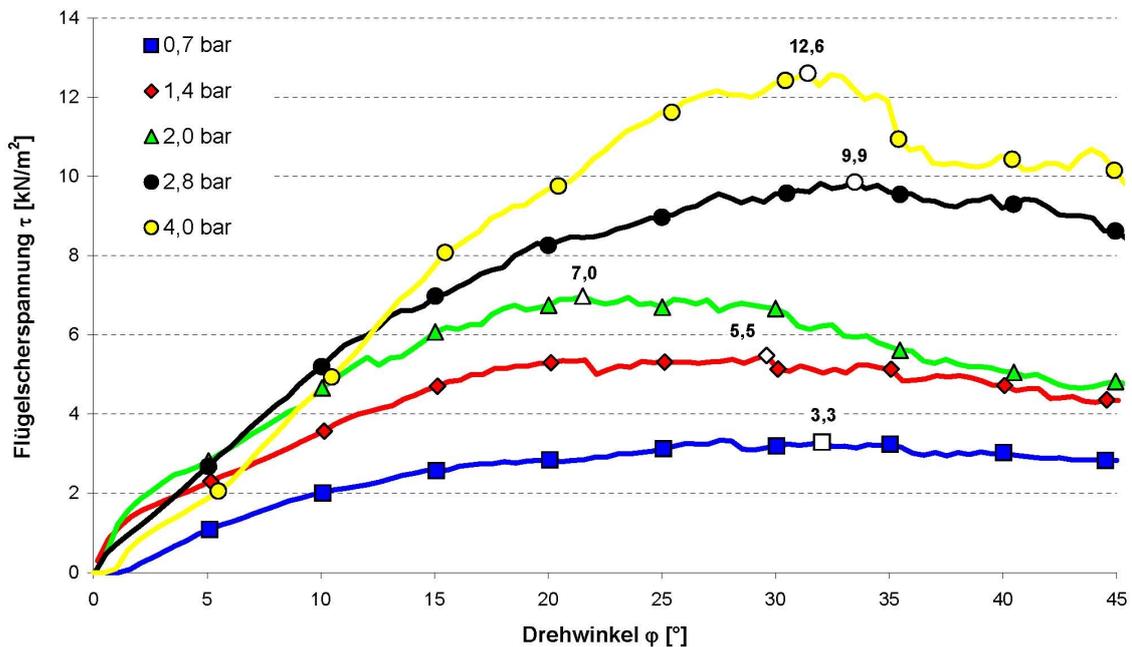
Tabelle 7.2: Flügelscherfestigkeiten τ_F des drainierten Mörtelmaterials

Versuch Nr.	Einheit	0,5 bar	0,7 bar	1,0 bar	1,4 bar	2,0 bar	2,8 bar	4,0 bar
Versuch 1	[kN/m ²]	2,1	3,5	3,7	4,5	5,3	8,1	13,2
Versuch 2	[kN/m ²]	2,6	3,3	5,0	5,5	7,0	9,9	12,6
Versuch 3	[kN/m ²]	3,2	2,9	4,7	6,1	7,2	(5,9)	11,5

unabhängig von der Vorbelastung mit $\varphi \approx 30^\circ$ angegeben werden, was einem Mobilisierungsweg bei der verwendeten Flügelgeometrie mit einem Durchmesser $D = 25$ mm von etwa $s = 30/360 \cdot \pi \cdot 25 = 6,5$ mm entspricht.

Wie später noch im Rahmen triaxialer Druckversuche im Abschnitt 7.3.2 gezeigt wird, handelt es sich beim vorliegenden Material im bodenmechanischen Sinn überwiegend um einen Reibungsboden, so dass die ermittelten Flügelscherfestigkeiten aufgrund des nicht näher bekannten Verspannungszustands im Probebehälter eher als Indexwerte anzusehen sind, die keine Rückschlüsse auf absolute Scherfestigkeiten zulassen. Dementsprechend ist auch das bekannte, in Gleichung 7.1 aufgeführte Verhältnis zwischen einaxialer Druckfestigkeit q_u und undrainierter Flügelscherfestigkeit $c_u \approx \tau_{Fl}$ hier nicht gültig.

$$c_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \quad (7.1)$$

**Abbildung 7.3:** Mobilisierungskurven bei Ermittlung der Flügelscherfestigkeiten

7.2.3 Wassergehalte

Nach Durchführung der Flügelscherversuche wurde der Wassergehalt des drainierten Mörtelmaterials mittels Ofentrocknung nach DIN 18121-1 bestimmt, wobei näherungsweise eine im mathe-

matischen Sinn einer Potenzfunktion folgende Abhängigkeit des Wassergehaltes w vom Drainierungsdruckniveau p verzeichnet werden konnte, siehe Abbildung 7.4, die sehr an den Verlauf einer Druck-Setzungs-Kurve im eindimensionalen Druckversuch mit behinderter Seitendehnung (Ödometerversuch) erinnert.

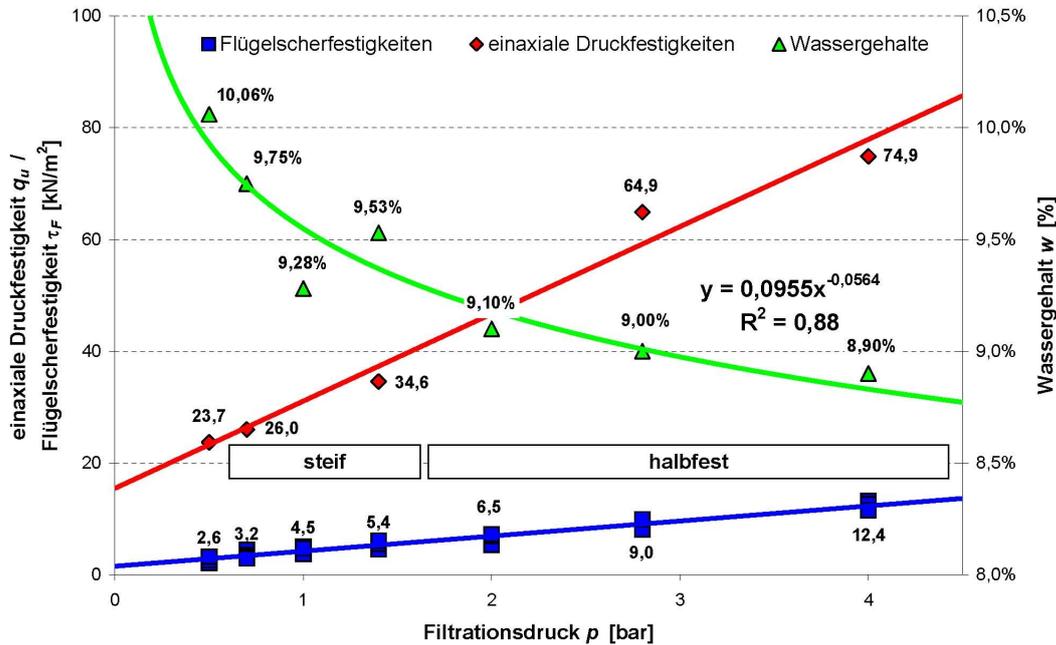


Abbildung 7.4: Zusammenfassung der Ergebnisse des einfachen bodenmechanischen Versuchsprogramms

Bei wassergesättigten granularen Materialien wie einem drainierten Ringspaltmörtel besteht der in der Gleichung 7.2 dargestellte theoretische Zusammenhang zwischen den spannungsabhängigen Wassergehalten $w_1(\sigma'_1)$ und $w_2(\sigma'_2)$ sowie der Bodensteifigkeit E_s . Für die effektiven Spannungen σ'_1 und σ'_2 sind dabei die Filtrationsdrücke $p_1 = \sigma'_1$ bzw. $p_2 = \sigma'_2$ anzusetzen, unter denen das Material vollständig drainiert wurde. Insoweit wird bei der Anwendung also vorausgesetzt, dass das Ringspaltmaterial identische Eigenschaften unabhängig davon aufweist, ob zunächst eine Filtration unter einem Druckniveau $p_1 = \sigma'_1$ mit anschließender Spannungserhöhung auf $\sigma'_2 > \sigma'_1$ erfolgte oder ob unmittelbar eine Drainierung unter $p_2 = \sigma'_2$ dafür ursächlich war.

$$E_s = \Delta\sigma' / \Delta\epsilon = (\sigma'_2 - \sigma'_1) / \frac{w_1 - w_2}{1/\rho_s + w_1} \quad (7.2)$$

Anhand der im obigen Ergebnisdiagramm dargestellten Ausgleichsfunktion der Form $y = c_1 \cdot x^{c_2}$ können beispielsweise für die Laststufe $2,0 \text{ bar} \leq p \leq 2,8 \text{ bar}$ die zugehörigen Wassergehalte $w_1(p = 2,0 \text{ bar}) = 9,18 \%$ bzw. $w_2(p = 2,8 \text{ bar}) = 9,01 \%$ berechnet und damit ein mittlerer Steifemodul für diese Laststufe von $E_s = (280 - 200) / [(0,0918 - 0,0901) / (1/2,67 + 0,0918)] = 21.900 \text{ kN/m}^2$ angegeben werden. Die Abschätzung des Einflusses einer Wassergehaltsabweichung Δw im Rahmen der Ofentrocknung von lediglich $\Delta w \pm 0,05 \%$ -Punkte zeigt jedoch auf, dass der angegebene Zusammenhang leider selbst für eine grobe Abschätzung der Steifigkeit E_s nicht ausreichend genau nutzbar ist.

Abschätzung der Steifigkeit nach unten für $w_1^* = w_1 + \Delta w$ und $w_2^* = w_2 - \Delta w$:

$$E_s = (280 - 200) / \frac{0,0923 - 0,0896}{1/2,67 + 0,0923} = 13.800 \text{ kN/m}^2$$

Abschätzung der Steifigkeit nach oben für $w_1^* = w_1 - \Delta w$ und $w_2^* = w_2 + \Delta w$:

$$E_s = (280 - 200) / \frac{0,0913 - 0,0906}{1/2,67 + 0,0913} = 53.200 \text{ kN/m}^2$$

7.2.4 Fazit

Letztlich kann der massenbezogene Wassergehalt w also lediglich als Indexparameter im Rahmen einer Qualitätssicherung Verwendung finden. Sofern aber z.B. aufgrund von parallel durchgeführten Frischmörtelprüfungen ausgeschlossen ist, dass Abweichungen in der Mischungszusammensetzung des Verpressmaterials vorliegen, die Änderungen im Wasseranspruch des Materials bedingen würden, stellt dieser Parameter einen einfach zu ermittelnden Vergleichswert zur Beurteilung der erfolgreichen Drainierung des zementfreien Ringspaltmörtels nach dem Einbringen in den Ringraum dar.

Parallel zu diesem Vergleich von Ist-Wassergehalten w_{ist} zum Soll-Wassergehalt w_{soll} kann eine Angabe der Bodenkonsistenz im Sinne von DIN EN ISO 14688-1, Abschnitt 5.14 erfolgen und somit die Plausibilität des Ergebnisses entsprechend untermauert werden: Wie ebenfalls im Ergebnisdiagramm der Abbildung 7.4 eingezeichnet ist, sollte das drainierte Mörtelmaterial in Abhängigkeit des Filtrationsdrucks in steifer bis halbfester Konsistenz vorliegen; demgegenüber wäre ein noch fließfähiger Frischmörtel in (bodenmechanisch) breiiger Konsistenz anzutreffen.

Des Weiteren sind in diesem Diagramm die Ergebnisse der bereits zuvor erläuterten Versuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit q_u und der Flügelscherfestigkeiten τ_F zusammengefasst: Für beide Parameter kann demnach eine lineare Abhängigkeit von der Vorbelastungsspannung (Filtrationsdruck) p unterstellt werden. Da die ermittelten Flügelscherfestigkeiten τ_F , wie bereits im Unterabschnitt 7.2.2 erwähnt, aufgrund der Auflockerung des Materials beim Einstechen des Flügelskörpers als zu gering erachtet werden müssen, sollte dieser Kennwert nicht maßgeblich im Rahmen einer Qualitätssicherung Beachtung finden.

Geeigneter erscheint neben der Ermittlung des vorhandenen Wassergehaltes w_{ist} die Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit q_u , wobei die ermittelten Werte von $23,7 \leq q_u \leq 74,9 \text{ kN/m}^2$ jedoch nur einen Bruchteil der bisher oftmals geforderten Festigkeit von zumeist $500 \leq q_u \leq 1.000 \text{ kN/m}^2$ ausmachen und zur Dokumentation dieses Parameters entsprechende geotechnische Prüfeinrichtungen mit einer besonders feinen Auflösung im Kraftmessbereich zur Verfügung stehen müssen.

Die „Worst-Case-Betrachtung“ hat des Weiteren gezeigt, dass bei Wahl nicht gänzlich inerter Mehlkorntypen (Flugasche und Hüttensandmehl im Gegensatz zu Kalksteinmehl) eine zusätzliche chemische Verfestigung beobachtet werden kann.

7.3 Erweitertes bodenmechanisches Versuchsprogramm

Um Informationen über die Beanspruchungen der Tübbingröhre in Form von Schnittgrößen und Verformungen zu erhalten, sind entsprechende statische Berechnungen durchzuführen. Dabei ist die Interaktion von Tunnelausbau und umgebendem Baugrund hinreichend genau abzubilden, wofür einerseits die Abbildung der Tunnelschale als gebetteter Stabzug (Bettungsmodulverfahren) bei der Berechnung mittels eines relativ einfachen Stabwerkprogramms üblich ist oder andererseits eine genauere Abbildung des Baugrundes in Form von 2D-Scheiben- oder 3D-Volumenelementen (Steifemodulverfahren). Die anzusetzenden Berechnungskennwerte, wie z.B. der Steifemodul E_s für den umgebenden Boden oder das Ringspaltmaterial, müssen dafür aus bodenmechanischen Laborversuchen abgeleitet werden.

7.3.1 Steifigkeit

Mit dem in Unterabschnitt 6.2.1 vorgestellten Großödometer konnte mittels schrittweiser Luftdruck-erhöhung nach vollständiger Filtration unter einem Druck $p = 1,0$ bar und einhergehender Setzungsmessung ein Steifemodul des zementfreien Mörtelmaterials bestimmt werden. Mit maximal 15 cm Probenhöhe (Frischmörtelhöhe beim Einbau) und Entwässerungsmöglichkeit in nur einer Richtung wird den natürlich vorkommenden Randbedingungen im Ringraum in hohem Maße Rechnung getragen, so dass die entsprechend ermittelten Ergebnisse als sehr signifikant erachtet werden können.

Aufgrund der Stahlrohrwandstärke von 6 mm in dieser Versuchseinrichtung ist eine radiale Probendehnung unter üblichen Druckspannungen von bis zu $\sigma = 500$ kN/m² praktisch ausgeschlossen, so dass die so ermittelte Steifigkeit als Ödometersteifigkeit in Analogie zu DIN 18135 aufgefasst werden kann. Um den Einfluss von Randstörungen in Form von Reibung an der das Bodenmaterial angrenzenden Stahlwandung zu minimieren, wird nach DIN 18135 ein Verhältnis von Probendurchmesser zu Probenhöhe von mindestens 3 gefordert, womit bei Abbildung einer realen Ringspalthöhe von $h = 15$ ein Ödometerdurchmesser von $D = 45$ cm und somit ein Mörtelvolumen von 24 Litern erforderlich wäre.

Aus Gründen der einfacheren Handhabbarkeit wurde der Rohrdurchmesser zu lediglich $D = 20$ cm gewählt, verbunden mit einem Probenvolumen von ca. 5 Litern. Eine Reibungsminimierung in diesem Versuchsaufbau erfolgte durch das Einreiben der Rohrwand mit einer dünnen Schicht handelsüblichen Mehrzweckfetts wie es auch im Rahmenscherversuch nach DIN 18137-3 Verwendung findet. Aufgrund dessen hoher Zähigkeit und der fließfähigen Zustandsform des frischen Mörtels ist keine Eindringung des Schmierstoffs in den Mörtelporenraum zu verzeichnen, auch nicht im Zuge oder nach Abschluss der Drainierung. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme zeigte sich insbesondere daran, dass das vollständig filtrierte Material nach Versuchsende zerstörungsfrei in einem Block aus dem Großödometer ausgedrückt werden konnte.

Als Versuchsmaterial wurde – wie bereits im Zuge des einfachen bodenmechanischen Versuchsprogramms – der bezüglich seiner Kornverteilungskurve optimierte 2. Referenzmörtel mit einem Größtkorndurchmesser von $d_{max} = 6$ mm verwendet (Modifikation 3 in Tabelle 5.5). Die Zeit-Setzungs-Kurve dieses Versuchs mit einer anfänglichen Frischmörtelhöhe $h_0 = 12,5$ cm kann der Abbildung 7.5 entnommen werden; ebenfalls eingetragen ist die eingeprägte, schrittweise infolge

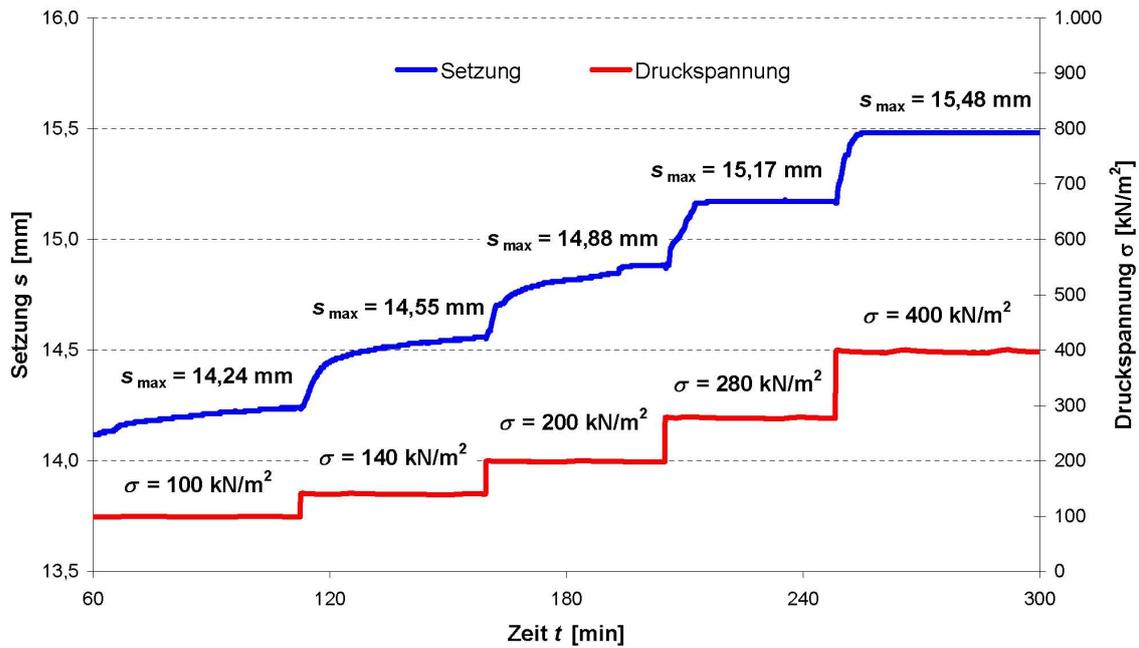


Abbildung 7.5: Zeit-Setzungs-Kurve für den 2. Referenzmörtel im Großödometerversuch

Luftdruck p erhöhte Auflastspannung σ . Aus Gründen der besseren Darstellbarkeit ist der Verformungspfad des primären Filtrationsvorgangs unter $\sigma = p = 100 \text{ kN/m}^2$ mit Datenpunkt $t = 0 \text{ min}$ (Filtrationsbeginn) und Setzung $s = 0 \text{ mm}$ unvollständig eingetragen.

Auf Grundlage der Endsetzungen $s_{max,i}$ unter den jeweiligen Laststufen σ'_i konnten zugehörige Steifigkeiten $E_s = E_{Oed}(\sigma')$ abgeleitet werden, siehe Tabelle 7.3. Die Anfangshöhen der jeweiligen Mörtelschichten $h_{0,i}$ wurden dabei aus der Endsetzung $s_{max,i-1}$ der vorangegangenen Laststufe abgeleitet: $h_{0,i} = h_{0,i-1} - s_{max,i-1}$. Aus den Dehnungen $\Delta\epsilon_i = \Delta s_{max,i}/h_{0,i}$ ergeben sich schließlich unter Berücksichtigung der jeweiligen Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma'_i$ die von den mittleren Spannungen $\bar{\sigma}'_i$ abhängigen Steifigkeiten im Ödometerversuch $E_{Oed,i}$: $E_{Oed,i}(\bar{\sigma}'_i) = \Delta\sigma'_i/\Delta\epsilon_i$.

Tabelle 7.3: Steifigkeiten E_{Oed} des 2. Referenzmörtels im Großödometerversuch

Laststufe i	max. Druckspannung σ' [kN/m ²]	mittlere Druckspannung $\bar{\sigma}'$ [kN/m ²]	Spannungsdifferenz $\Delta\sigma'$ [kN/m ²]	Anfangshöhe h_0 [mm]	Endsetzungsdifferenz Δs_{max} [mm]	Ödometersteifigkeit $E_{Oed}(\bar{\sigma}')$ [kN/m ²]
1	100	100	100	125,00	14,24	-
2	140	120	40	110,76	0,31	14.300
3	200	170	60	110,45	0,33	20.100
4	280	240	80	110,12	0,29	30.400
5	400	340	120	109,83	0,31	42.500

Zur Abschätzung der Eigenschaften eines sehr weichen Ringspaltmaterials erfolgte ein entsprechender Versuch auch an einer Zylinderprobe aus Mehlkornleim ohne Kiessand-Zuschlag. Für eine mittlere effektive Druckspannung $\sigma' = 180 \text{ kN/m}^2$ wurde dabei eine tangentielle Steifigkeit $E_{Oed} = 7.800 \text{ kN/m}^2$ ermittelt.

7.3.2 Drainierte Scherfestigkeit

Die drainierte Scherfestigkeit, ausgedrückt durch die MOHR-COULOMB'schen Parameter Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' , wurde mittels dreiaxialer Druckversuche nach DIN 18137-2, siehe Abbildung 7.6, ermittelt, in denen sich die Scherfuge (infolge Schubbeanspruchung aufgrund der Differenz zwischen radialem Zeldruck $\sigma'_2 = \sigma'_3$ und axialer Vorschubspannung σ'_1 entgegen der Versuchsdurchführung im Rahmenschergerät nach DIN 18137-3, in dem der Ort der Scherfugenbildung durch den Scherspalt vorgegeben ist) bezüglich ihrer Lage unbeeinflusst ausbilden kann.

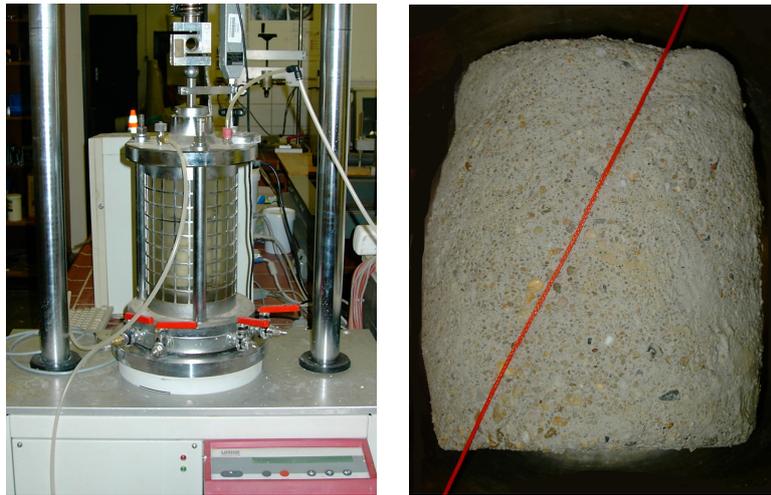


Abbildung 7.6: Dreiaxialer Druckversuch

links: Versuchseinrichtung, rechts: Gescherter Probekörper mit nachgezeichneter Scherfuge

Da die Grundlage für das Vorhandensein einer frühen Scherfestigkeit eines zementfreien Mörtelmaterials im Ringraum eines im Schildvortriebsverfahren hergestellten Tunnels die Abgabe von Porenwasser in den umgebenden Baugrund ist, wurden die triaxialen Druckversuche als konsolidierte und drainierte CD-Kompansions-Versuche im Sinne der Norm durchgeführt. Die aus den Entwässerungszellen gewonnenen Probekörper mit einem Durchmesser von $D = 105$ mm und Länge $l = 200$ mm wurden in der Triaxialzelle zunächst isotrop unter einem Spannungsniveau $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ rekonsolidiert; im Gegensatz dazu ist der Konsolidationszustand der aus den Entwässerungszellen gewonnenen Probekörper ursprünglich als „eindimensional konsolidiert“ im Sprachgebrauch von DIN 18137-1 anzusehen.

Aufgrund der praktisch nicht vorhandenen Plastizität des im Mörtel enthaltenen Feinkornanteils konnte die Vorschubgeschwindigkeit mit $v = 0,02$ % der anfänglichen Probekörperhöhe je Minute (entsprechend $0,04$ mm/min bei einer Probekörperhöhe $h = 200$ mm) relativ hoch vorgewählt werden. Durch die kontinuierliche Messung von Vorschubkraft und -weg konnte nicht nur die Endfestigkeit bestimmt, sondern auch eine Beziehung zwischen der Hauptspannungsdifferenz $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ und axialen Stauchung ϵ_1 (Hauptdehnung in Probenlängsrichtung), d.h. eine Mobilisierungsfunktion aufgezeichnet werden, siehe Abbildung 7.7.

Als Zeldrücke wurden die Hauptspannungen $\sigma'_2 = \sigma'_3 = 70/150/250$ kN/m² gewählt und zum Nachweis der Reproduzierbarkeit die Einzelversuche jeweils 2-fach absolviert. Wie aus dem Diagramm ersichtlich wird, ist offenbar eine ausreichende Genauigkeit vorhanden. Lediglich in einem ersten absolvierten Versuch der Druckstufe $\sigma'_3 = 250$ kN/m² wurde eine grobe Abweichung von mehr als

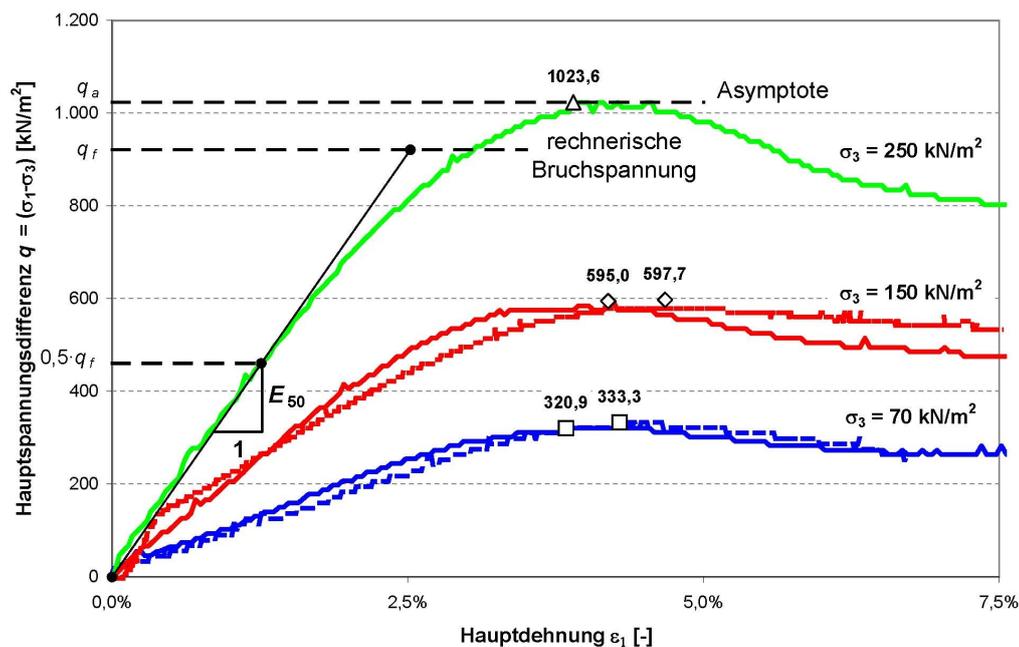


Abbildung 7.7: Mobilisierungskurven in den dreiaxialen Druckversuche

100 % bezüglich der Steifigkeit festgestellt, so dass dieser Versuch im Weiteren keinerlei Beachtung findet.

Um aufgrund des zumeist asymptotischen Erreichens der maximalen Hauptspannungsdifferenz q_a den Steifemodul E_{50} im Triaxialversuch nicht zu unterschätzen, ist es dabei zweckmäßig, zunächst eine Versagensspannung q_f zu definieren, bei deren Überschreitung plastisches Fließen unterstellt werden kann. Diese wurde, wie die entsprechenden Eintragungen für die oberste Kurve im obigen Diagramm verdeutlichen und es für das später im Rahmen numerischer Berechnungen Verwendung findende Stoffgesetz „Hardening Soil Model“ im Programmsystem PLAXIS [155] empfohlen ist, zu 90 % der gemessenen Maximalspannung q_a festgelegt: $q_f = 0,9 \cdot q_a$.

Wegen des darüber hinaus gekrümmten Verlaufs der Kurve wird zumeist die Sekantensteifigkeit beim Erreichen der halben Festigkeit $q = 0,5 \cdot q_f$ als maßgebliche Referenzsteifigkeit E_{50} angegeben, die aus der zugehörigen Dehnung $\epsilon_1(q = 0,5 \cdot q_f)$ berechnet werden kann: $E_{50} = 0,5 \cdot q_f / \epsilon_1(q = 0,5 \cdot q_f)$. Diese parameterweise Auswertung der einzelnen betrachteten Mobilisierungskurven ist in Tabelle 7.4 zusammengefasst. Dabei zeigt sich in großen Bereichen ein linearer Verlauf, der mit dem hyperbolischen Ansatz des Stoffgesetzes nur näherungsweise beschrieben werden kann.

Tabelle 7.4: Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche

Versuch-Nr.	Zelldruck σ'_3 [kN/m ²]	$q_a = \max q$ [kN/m ²]	$q_f = 0,9 \cdot q_a$ [kN/m ²]	$0,5 \cdot q_f$ [kN/m ²]	zug. ϵ_1 [%]	$E_{50}(\sigma'_3)$ [kN/m ²]
1	70	333,3	300,0	150,0	1,711	8.800
2	70	320,9	288,8	144,4	1,404	10.300
3	150	597,7	538,0	269,0	1,319	20.400
4	150	595,0	535,5	267,8	1,320	20.300
5	250	1023,6	921,2	460,6	1,261	36.500

Eine grafische Darstellung der so in Abhängigkeit vom Zelldruck σ'_3 ermittelten Steifigkeiten im triaxialen Druckversuch E_{50} , siehe Abbildung 7.8, zeigt, dass diesbezüglich eine deutliche Abhängigkeit vom Spannungsniveau vorliegt. Ebenfalls in diesem Diagramm sind die Werte der im vorangegangenen Abschnitt erläuterten Versuche im Großödometer zur Bestimmung einer Kompressionssteifigkeit $E_{Oed}(\sigma'_1)$ eingetragen.

Letztlich können also sowohl die Steifigkeitsfunktion im Triaxialversuch $E_{50}(\sigma'_3)$ in Abhängigkeit von der geringsten Hauptspannung σ'_3 (Umgebungsdruck im dreiaxialen Druckversuch) als auch jene im Großödometerversuch $E_{Oed}(\sigma'_1)$ in Abhängigkeit von der größten effektiven Hauptspannung σ'_1 (bei der Versuchsdurchführung der vertikale Druck) mit einem Potenzansatz der Form $y = c_1 \cdot x^{c_2}$ angenähert werden. Ebenfalls eingezeichnet ist die Steifigkeit eines als Minimalmörtel bezeichneten Verpressmaterials, welches keinerlei Kiessand-Zuschlag enthält, sondern lediglich Mehlkorn.

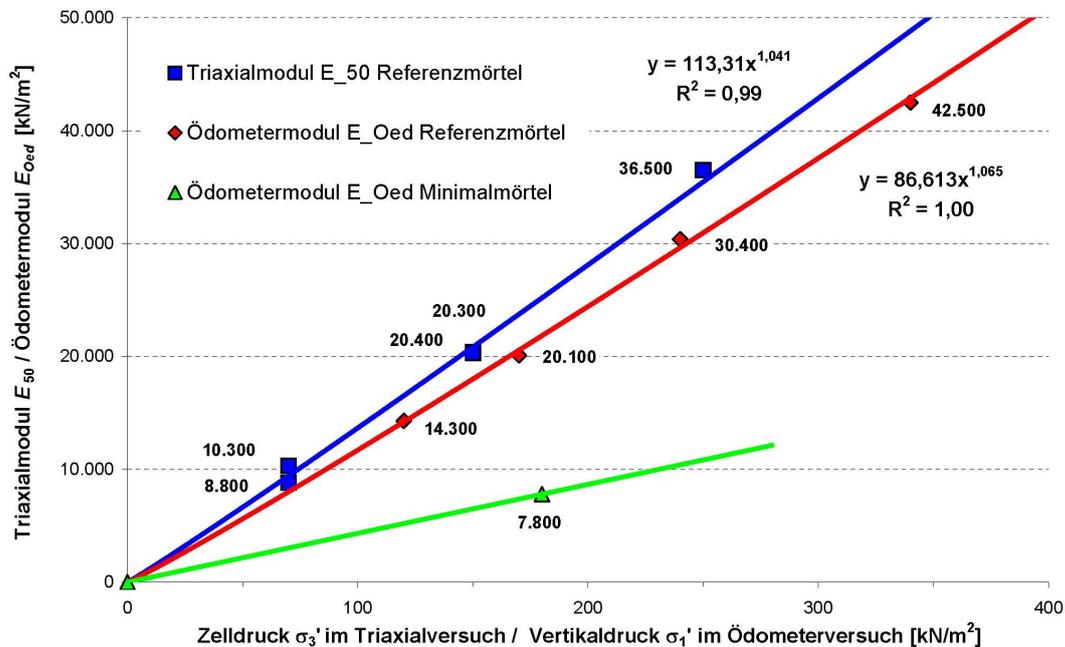


Abbildung 7.8: Triaxial- und Ödometermoduln

Des Weiteren können die gemessenen Grenzspannungen in einem p - q -Diagramm ausgewertet und so die effektiven Scherparameter φ' und c' des drainierten Mörtelmaterials abgeleitet werden, siehe Abbildung 7.9. Dabei zeigt sich, dass offenbar aufgrund der Optimierung in der Kornverteilungskurve des 2. Referenzmörtelmaterials und der Wahl eines kiesigen Zuschlags mit einem Größtkorndurchmesser von $d_{max} = 6$ mm ein hoher Reibungswinkel von $\varphi' > 40^\circ$ erzielt werden konnte. Der Einfluss des Feinkornanteils macht sich insbesondere in Form einer mäßigen Kohäsion von $c' = 10$ kN/m² bemerkbar.

Insgesamt ist ein drainiertes, zementhaltiges Ringspaltmaterial damit auf Grundlage seiner Scherfestigkeitsparameter überwiegend als Reibungsboden und nicht etwa als bindiger Boden anzusehen.

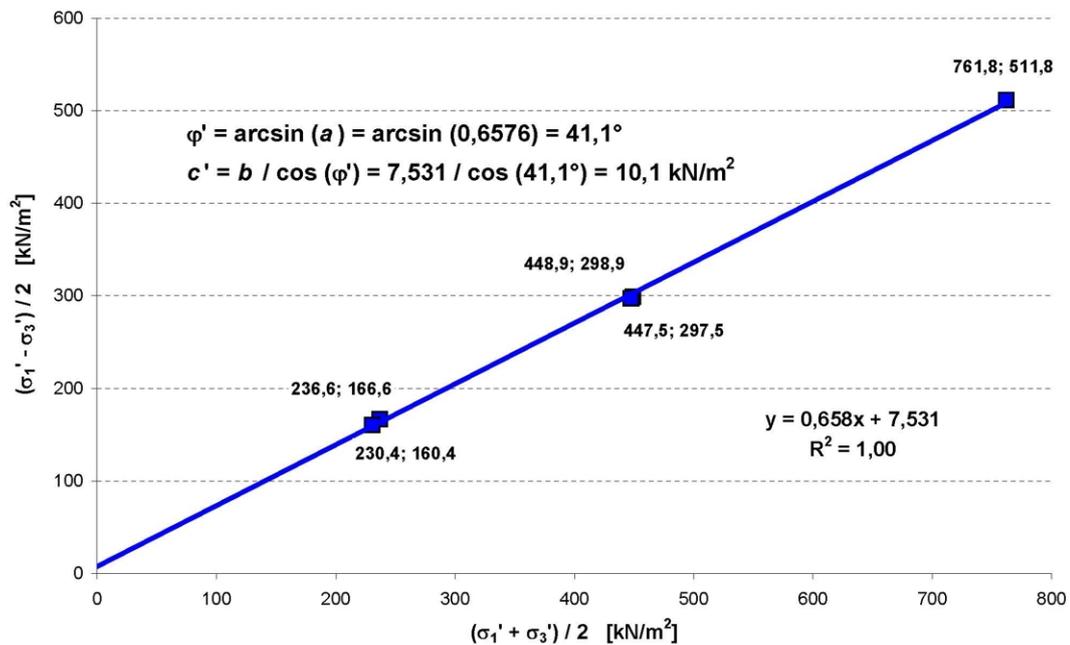


Abbildung 7.9: Ermittlung der Scherfestigkeitsparameter im $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ -Diagramm

7.3.3 Filterstabilität und Erosionsstabilität

Ein zementfreier Ringspaltmörtel muss eine ausreichende Stabilität aufweisen, damit es nicht zur Suffosion oder gar Erosion von Mörtelkornfraktionen des drainierten Materials kommt. Gemäß der in den GDA-Empfehlungen [163] aufgeführten Definition besteht folgender Unterschied zwischen einem Suffosions- und einem Erosionsvorgang:

- „Bei der Suffosion werden nur die feinkörnigen Bestandteile eines Bodens ausgespült, während ein grobkörniges Korngerüst erhalten bleibt.“
- „Unter Erosion versteht man die Umlagerung und den Transport fast aller Kornfraktionen eines Bodens infolge Wasserströmung.“

Filterstabilität

Um eine Suffosion von Feinanteilen aus dem Mörtelmaterial zu verhindern, darf der Abstand der an der Grenzschicht beteiligten Kornverteilungskurven – feinkörniger, drainierter Ringspaltmörtel und grobkörniger, angrenzender Baugrund – nicht zu groß sein. Ein rechnerischer Nachweis dieser mechanischen Filterstabilität ist mit Hilfe des Kriteriums nach v. TERZAGHI, siehe Gleichung 7.3, möglich, wonach der Korndurchmesser D_{15} des den Tunnel umgebenden Baugrunds bei einem Siebdurchgang von 15 % kleiner sein muss als der 4-fache Korndurchmesser d_{85} des Ringspaltmaterials bei 85 % Siebdurchgang. Potentielle Folge wäre ein Materialverlust im Ringraum, der größere Oberflächensetzungen nach sich ziehen und damit die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken an der Geländeoberfläche einschränken könnte.

$$D_{15}/d_{85} < 4 \quad (7.3)$$

Aus der Kornverteilungskurve des zementfreien Mörtels mit einem Größtkorndurchmesser $d_{max} = 6$ mm, siehe Abbildung 7.10, kann der maßgebende Korndurchmesser zu $d_{85} = 3,7$ mm abgelesen werden, woraus sich ein maximal zulässiger wirksamer Korndurchmesser des umgebenden Bodens von $D_{15,max} = 14,8$ mm angeben lässt, bei dem also keine Suffosion von Mörtelbestandteilen in den Porenraum des Baugrundes zu befürchten ist. In einem sandarmen Flussschotter mit einem wirksamen Korndurchmesser von $D_{15} = 5$ mm wäre damit selbst ein Ringspaltmörtel ohne Kieskorn, d.h. nur mit Sand bis zu einem Korndurchmesser von $d_{max} = 2$ mm, sicher einsetzbar. Die Filterfestigkeit ist daher für alle zementfreien Ringspaltmörtel gegeben.

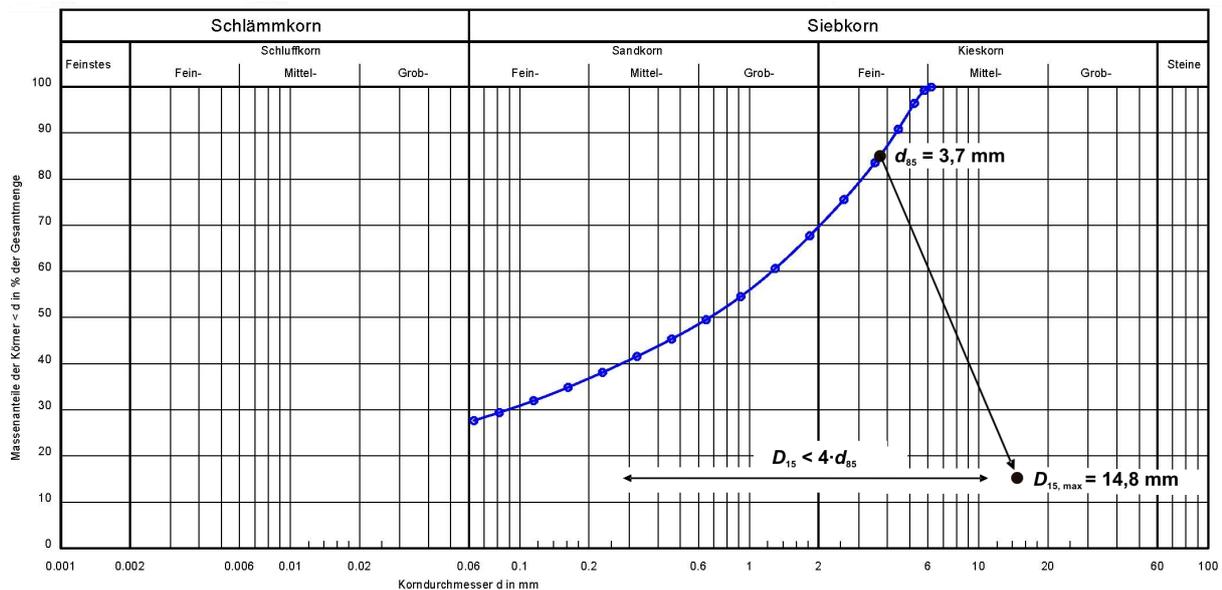


Abbildung 7.10: Anwendung des mechanischen Filterkriteriums nach v. TERZAGHI für 2. Referenzmörtel

Erosionsstabilität

Mögliche Initialpunkte eines Erosionsvorgangs nach einer Schildfahrt mit Tübbingausbau sind jene Stellen des mit Mörtelmaterial verfüllten Ringraums, die im Laufe des weiteren Baufortschrittes nicht mehr vollständig mit dem angrenzenden Baugrund in Kontakt stehen. Dies kann beispielsweise der Bereich der Ausfahröffnung eines Startschachtes sein, wenn Blindringe und Brillendichtung zurückgebaut wurden. Des Weiteren erfolgt eine Freilegung des verfüllten Ringraums nach Öffnen der Tübbingröhre im Zuge der Herstellung von Querschlägen.

In beiden benannten Fällen ist es denkbar, dass infolge unvollständiger Ringraumverfüllung bzw. unzureichender Bodengefrierung ein Einströmen von Grundwasser mit ggf. anschließendem Transport so großer Mengen an Baugrund- und Ringspaltmörtel-Kornanteilen erfolgen kann, dass der Tunnel und die darüber liegende Bebauung mitunter sogar an Standsicherheit verlieren könnten.

Einen möglichen Versuchsaufbau zur Prüfung der Erosionsstabilität stellt der so genannte „Pinhole-Test“ nach SHERRARD, DUNNIGAN, DECKER und STEELE [164] dar, siehe Abbildung 7.11. Dieser

wurde ursprünglich zur Beurteilung der Erosionsstabilität feinkörniger, kohäsiver Böden entwickelt, wie sie im Dammbau Verwendung finden. Dabei erfolgt eine Durchströmung der Bodenprobe durch einen 1 mm dünnen, vorab hergestellten Kanal mit Wasserspeisung aus einem Vorratsbehälter mit konstanter Spiegelhöhe. Bleibt die Durchflussmenge pro Zeiteinheit q über die Zeit konstant oder nimmt sie sogar ab, liegt keine Aufweitung des Durchflussquerschnittes vor und das Bodenmaterial kann als „erosionsstabil“ eingestuft werden.

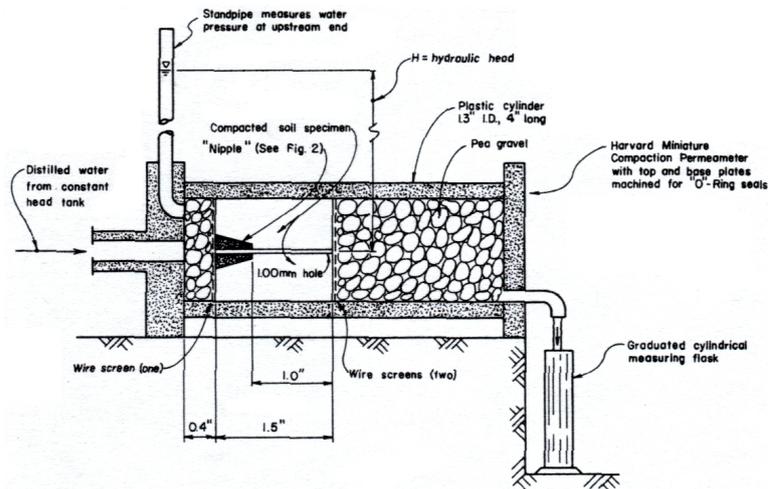
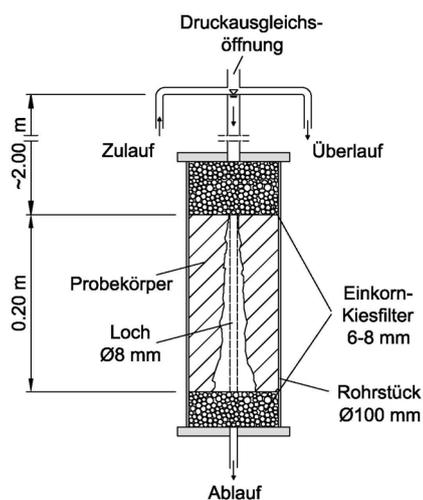


Abbildung 7.11: Versuchsaufbau „Pinhole-Test“ nach SHERRARD et al., Quelle: [164]

Für die eigenen Pinhole-Tests mit Ringspaltmörtel wurde aufgrund des wesentlich größeren Korndurchmessers von bis zu $d_{max} = 8$ mm ein modifizierter Versuchsaufbau in Anlehnung an die „Richtlinien für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau“ [165] der BAW gewählt, siehe Abbildung 7.12 links. Dabei wird das Wasser über eine Pumpe in den Überlauf mit Druckausgleichsöffnung gefördert. Aus diesem wird der mit Durchmesser $D = 8$ mm in dem 24 Stunden zuvor hergestellten Probekörper vorgeformte Durchflusskanal, siehe Abbildung 7.12 rechts, gespeist.



links: Versuchsaufbau



rechts: Durchflusskanal vor Versuchsbeginn

Abbildung 7.12: Modifizierter Pinhole-Test nach BAW-Richtlinie

Durch den Überlauf wird hier eine Durchströmung mit konstantem hydraulischen Gefälle von mindestens $i = 10$ (entsprechend 2 m Wassersäule bei 20 cm Probekörperlänge) eingestellt. Das durchgeströmte Wasser wird aufgefangen und wieder in den Überlauf gepumpt, so dass ein stetiger Wasserkreislauf von oben nach unten über die Versuchsdauer von 7 Tagen aufrechterhalten wird. Der Pinhole-Test ist als „bestanden“ zu bewerten, wenn sich der Lochdurchmesser an keiner Stelle um mehr als 100 % vergrößert hat.

Aus Abbildung 7.13 links ist ersichtlich, dass es bei der Durchströmung des zementfreien Ringspaltmörtels nicht nur zu einer unzulässig großen Aufweitung des Fließquerschnittes kommt, sondern zu einer regelrechten Verflüssigung des Materials. Mit einsetzender Wasserzirkulation fiel die Durchflussöffnung zusammen und es wurde eine große Menge an Feinmaterial ausgewaschen, was mit einer deutlichen Trübung des Wassers und Volumenverringerung des Probematerials im Rohrstück einherging. Zum Vergleich ist der Probekörper eines zementhaltigen Mörtels abgebildet, siehe Abbildung 7.13 rechts, bei dem nach dem oben beschriebenen Durchströmungsvorgang keinerlei Erosionserscheinungen im Bereich der Ausströmöffnung zu verzeichnen sind, wie es ebenso auf der Einströmseite und der gesamten Kanallänge der Fall war.



links: Zementfreier Mörtel



rechts: Konventioneller Zementmörtel

Abbildung 7.13: Unterseite der Durchflusskanäle nach Versuchsende

Zusammenfassend ist auf Grundlage der Ergebnisse der Pinhole-Tests festzuhalten, dass der zementfreie Ringspaltmörtel im Gegensatz zu einem konventionellen zementhaltigen Mörtel keinen ausreichenden inneren Zusammenhalt zur Vermeidung von Erosionserscheinungen aufweist. In besonders kritischen Ein- und Ausfahrssituationen sowie im Bereich von Querschlägen könnte es somit nach Freilegung des Ringraums zur Auswaschung von Mörtelbestandteilen mit fortschreitender Erosion kommen. In Konsequenz muss deshalb zumindest in diesen Teilbereichen von der Verwendung eines zementfreien Mörtels abgeraten werden.

7.4 Numerische Vergleichsberechnungen

Zur Quantifizierung des Einflusses der Eigenschaften eines drainierten zementfreien Ringspaltmaterials auf das Last-Verformungs-Verhalten der Tunnelröhre sollen nachfolgend numerische Simulationen nach der Methode der Finiten Elemente mit dem in der Geotechnik inzwischen als Standard etablierten FE-Programm PLAXIS 2D (Version 8.6) an einem ebenen Berechnungsausschnitt

durchgeführt und der Einfluss verschiedener zu variierender Parameter, sowohl bezüglich des Ringspaltmaterials als auch des umgebenden Baugrundes, abgeschätzt werden.

Dafür werden zunächst die Annahmen bezüglich der statischen Modellbildung zur Bemessung der Tunnelschale und ebenso die Vereinfachungen bei Betrachtung eines ebenen Verzerrungszustandes im Rahmen des Steifemodulverfahrens zur genaueren Abschätzung der zu erwartenden Verformungen vorgestellt. Anschließend werden die zugehörigen Berechnungsergebnisse diskutiert und auf Grundlage dieser Ergebnisse ein modifizierter Bettungsansatz hergeleitet.

7.4.1 Modellbildung für die Betrachtung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit

Wie bereits einführend im Abschnitt 1.4 geschildert, wird im Rahmen der üblichen Bemessungsphilosophie von Tunnelschalen der Grenzzustand der Tragfähigkeit im Sinne von DIN 1045-1 vorwiegend im Endzustand des Bauwerks betrachtet. Besonders ungünstige bauzeitliche Lastansätze wie die Einwirkung des Ringspalt-Verpressdrucks auf den erst *teilweise* aus dem Schildschwanz ausgefahrenen Tübbingring bleiben aus Gründen der angestrebten wirtschaftlichen Bemessung für den Endzustand häufig unberücksichtigt. Eine Anpassung des Tübbingdesigns zur Erfassung dieser Faktoren erfolgt lediglich durch das Vorhalten ausreichender Verformungsreserven in den Fugen, um einen unmittelbaren Kontakt der Betonsegmente und ein damit bedingtes Auftreten von oberflächennahen Betonabplatzungen zu unterbinden.

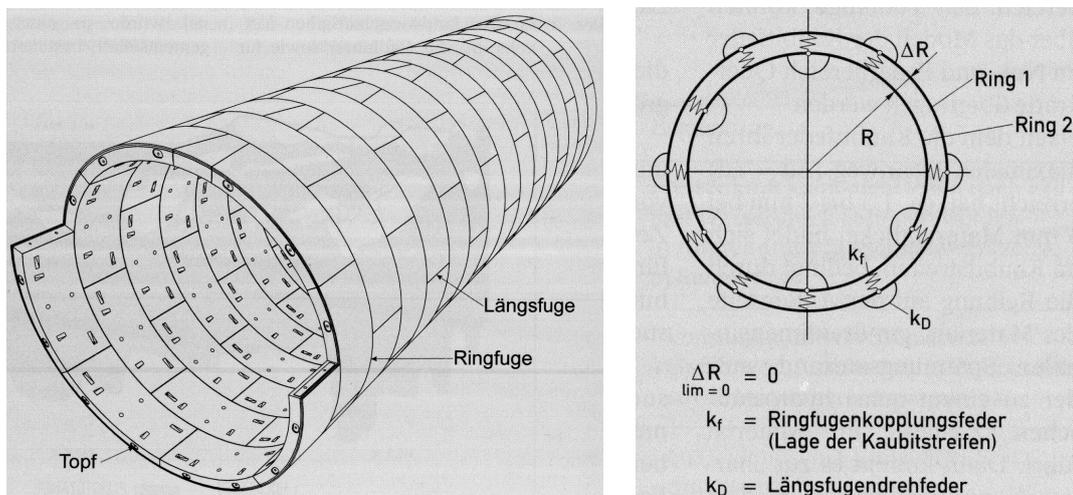


Abbildung 7.14: Berechnungsmodell für Tübbingschalen

links: Räumliche Bauwerkstruktur, Quelle: [167]; rechts: Ebenes statisches Ersatzmodell, Quelle: [168]

Des Weiteren wird eine exakte Abschätzung der Verformungen der Tübbingröhre dadurch erschwert, dass sie nicht monolithisch in Ortbetonbauweise erstellt, sondern aus Stahlbetonfertigteilen zusammengesetzt wird, siehe Abbildung 7.14 links. Die effektive Biegesteifigkeit wird dadurch sowohl in der Ringebene durch die Längsfugen als auch in longitudinaler Richtung durch die Ringfugen deutlich reduziert. Drei-dimensionale Berechnungsmodelle wie das von KASPER und MESCHKE [166] stellen zwar den Stand des Wissens bei der Bemessung einer Tunnelschale im Grenzzustand der Tragfähigkeit dar, werden aber in Praxis bisher kaum betrachtet. Vornehmlich erfolgt eine Anwendung des so genannten Bettungsmodulverfahrens: Dabei wird ein ebener, ggf. gekoppelter, elastisch gebetteter

Stabzug diskretisiert, siehe Abbildung 7.14 rechts. Maßgeblicher Eingangsparameter zur Beschreibung der Baugrundeigenschaften ist dabei die Angabe eines radialen Bettungsmoduls k_r , der z.B. mit dem Ansatz nach DUDDECK [8] aus der Steifeziffer E_s des Baugrunds und dem Tunnelradius r abgeleitet werden kann: $k_r = E_s/r$.

Die Eigenschaften der Längsfugen können, wie in zahlreichen Veröffentlichungen z.B. von GIRMSCHEID [168], TIRPITZ [169] oder WINSELMANN, STÄDIG, BABENDERERDE und HOLZHÄUSER [170] dargestellt, in Form von (nichtlinearen) Drehfedern mit maximal übertragbarem Fließmoment M_{pl} und die Kopplung der Tübbingringe in den Ringfugen in Längsrichtung über Dehnfedern (mit anfänglichem Schlupfweg) berücksichtigt werden. Bezüglich der Beschreibung der Federkennlinie der Längsfugen erfolgt häufig eine Abschätzung mit Hilfe des eigentlich für monolithische Betongelenke entwickelten Ansatzes von LEONHARDT und REIMANN [171], siehe Abbildung 7.15.

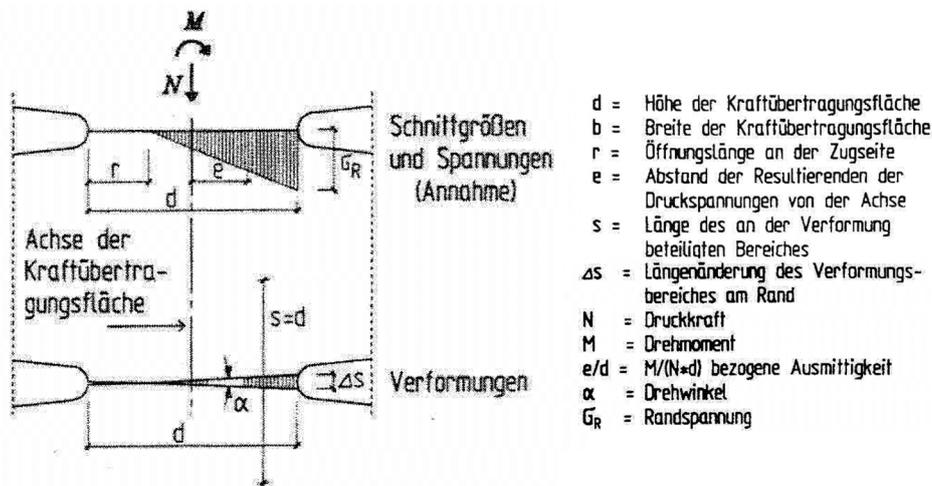


Abbildung 7.15: Betongelenk, Quelle: [169]

Die von der so genannten Gelenkhöhe d abhängige Momenten-Rotations-Beziehung $M(\alpha)$ kann dabei mit Hilfe der Gleichung 7.4 hergeleitet werden. Da eine Abhängigkeit von der Normalkraft N in der Tunnelschale vorhanden ist, muss in vielen Berechnungsprogrammen zunächst diese Schnittkraft (in den einzelnen Knoten mit Drehfedern) vorgeschätzt werden. Des Weiteren ist die Randspannung σ_R nach den Ausführungen von HELD und WELSCH [172] unter Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit für einen Druck-Druck-Knoten gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 10.6.3 zu begrenzen und ein Beton-E-Modul E_0 festzulegen. Wie in [169] aufgeführt, ergibt sich der Drehwinkel α im Bogenmaß für kleine Verformungen nach Gleichung 7.4, die Festlegung von s stellt dabei eine vereinfachte Verformungsabschätzung auf beiden Seiten der Fuge dar.

$$\alpha = \frac{\Delta s}{d - r} = \frac{1}{d - r} \cdot \frac{d \cdot \sigma_R}{E_0} \quad (7.4)$$

$$\text{mit: } \sigma_R = 2 \cdot \frac{N}{b \cdot (d - r)} \quad (7.5)$$

$$r = d - 3 \cdot \left(\frac{d}{2} - e \right) = 3 \cdot \frac{M}{N} - \frac{d}{2} \quad (7.6)$$

Einsetzen der Gleichungen 7.4 und 7.5 in 7.6 führt auf:

$$\alpha = \frac{2 \cdot N}{E_0 \cdot b \cdot d} \quad \text{für } e/d \leq 1/6 \quad (7.7)$$

$$\alpha = \frac{8 \cdot N}{9 \cdot E_0 \cdot b \cdot d \cdot (1 - 2 \cdot e/d)^2} \quad \text{für } e/d > 1/6 \quad (7.8)$$

$$\text{mit: } e/d = \frac{M}{N \cdot d}$$

7.4.2 Modellbildung im Rahmen einer ebenen Verformungsberechnung

Während die Berechnung der Beanspruchung der Tunnelschale für die eigentliche Stahlbetonbemessung mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens erfahrungsgemäß gut zutreffende Schnittgrößen liefert, ist für eine genauere Abschätzung der dabei auftretenden Verformungen auch eine Diskretisierung des angrenzenden Baugrundes durch 2D-Scheiben-Elemente im Rahmen des Steifemodulverfahrens erforderlich.

Während beim Bettungsmodulverfahren im Wesentlichen die Radial-Steifigkeit des umgebenden Baugrundes wiedergegeben werden muss, sind hier weitere Eingangswerte, insbesondere bezüglich der Scherfestigkeit für die den Boden mathematisch beschreibenden Stoffgesetze notwendig. Letztlich können damit unter anderem Lastumlagerungseffekte berücksichtigt werden, die durch ein örtlich begrenztes Plastifizieren des Bodens bedingt sind. Beim Bettungsmodulverfahren, welches keine Festigkeitsparameter berücksichtigt, muss dagegen implizit vorausgesetzt werden, dass die Materialfestigkeit des Bodens nicht überschritten wird.

Eine Lastaufteilung auf mehrere Tübbingringe bei Vorhandensein einer Ringkopplung über eine Topf-Nocke- oder Nut-Feder-Konstruktion kann im Rahmen einer ebenen FE-Berechnung nach dem Steifemodulverfahren nicht berücksichtigt werden, da die Einwirkungen auf den Tunnelausbau im Gegensatz zum Bettungsmodulverfahren nicht durch den Benutzer vorgegeben, sondern seitens des Programmes aus den Baugrund-Verformungen iterativ ermittelt werden. Dementsprechend ist keine Lastaufteilung auf zwei in einer Ebene anzuordnende, in der Abbildung 7.14 rechts konzentrisch und gekoppelt dargestellte Ringe möglich, da lediglich der äußere im Kontakt mit dem Baugrund steht.

Wie aus einer aktuellen Aufstellung über die Ausführung einschaliger, wasserdichter Tübbingauskleidungen von FLATH [37] aus dem Jahr 2007 hervorgeht, wird auf eine Ringkopplung in Längsrichtung im nicht-deutschsprachigen Raum ohnehin oftmals verzichtet, so dass die eigenen Betrachtungen trotz der benannten Einschränkung dennoch als praxisnah anzusehen sind.

Randbedingungen

Das geometrische Modell der nachfolgend näher beschriebenen numerischen Berechnungen basiert auf den Randbedingungen des im Abschnitt 3.4 vorgestellten Beispieltunnels mit einem Ausbruchdurchmesser $D_a = 9,00$ m und einer Ringspaltweite $\Delta r = 15$ cm. Aufgrund der vorliegenden Achsensymmetrie (mit Symmetrieachse = Tunnelachse) war es im Rahmen der FE-Berechnungen mit PLAXIS ausreichend, nur eine Hälfte des Berechnungsmodells abzubilden. Der gewählte, in der Abbildung 7.16 dargestellte ebene Modellausschnitt wurde mit 15-knotigen Dreieckelementen

diskretisiert und so groß gewählt, dass gemäß den Empfehlungen des DGGT- Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ [173] Einflüsse aus den Rändern des Berechnungsbereiches ausgeschlossen sind.

Die Netzdichte wurde dabei lokal angepasst und im Bereich des Ringraums und der Tunnelschale so fein gewählt, dass die Breite der Dreieckselemente im Ringraum maximal etwa der Ringspaltweite entsprach (Seiten-Höhen-Verhältnis $\approx 1 : 1$). Da diese numerischen Berechnungen der Bewertung der Verformungen und der Beanspruchungen der Strukturelemente im Gebrauchszustand dienen sollen, war vorab keine nähere Untersuchung der so genannten Netzabhängigkeit der Ergebnisse erforderlich wie es bei Durchführung von FE- Berechnungen bis zum Versagenszustand mit einhergehender Scherfugenbildung erforderlich wäre.

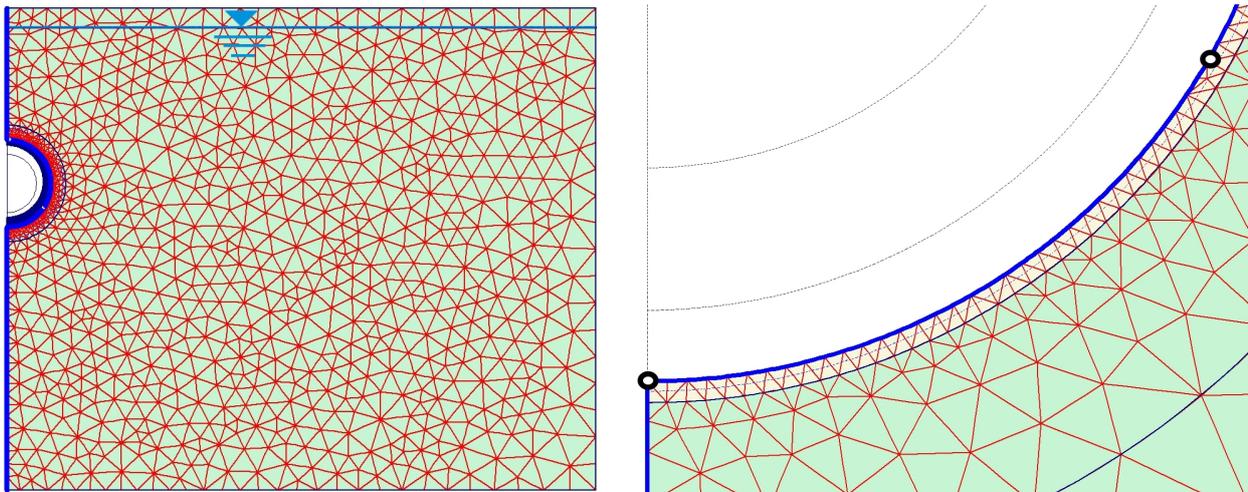


Abbildung 7.16: Berechnungsausschnitt in PLAXIS

links: Berechnungsausschnitt, rechts: Detail der Tunnelschale mit 4 Betongelenken und Ringraumverfüllung

Die Abbildung der Tunnelherstellungsabfolge erfolgte durch Deaktivierung der Bodencluster im Tunnelinnern, Aktivieren der Tunnelschale, sowie Austausch der Materialeigenschaften im 15 cm weiten Ringraum (drainierter Ringspaltmörtel anstelle von Boden).

Materialeigenschaften

Tunnelschale Die Tunnelschale wurde mit Balkenelementen abgebildet, deren Steifigkeit aus den geometrischen Abmessungen der Tunnelschale und unter der Annahme eines E-Moduls von $E = 35.700 \text{ MN/m}^2$ (entsprechend einem mittleren E-Modul für Beton C45/55 nach DIN 1045-1, Tabelle 9) berechnet wurde. Die Tübbingstärke h wurde auf Grundlage der in [40] genannten Faustformel zu $h = 40 \text{ cm}$ festgelegt, nach der die Stärke des Tübbingausbaus üblicherweise $1/25$ bis $1/20$ des Ausbruchdurchmessers beträgt: $h = (1/25 - 1/20) \cdot D_a$. Für die Segmenthöhe von $h = 0,40 \text{ m}$ ergeben sich als Berechnungsparameter somit eine Dehnsteifigkeit $EA = 3,57 \cdot 10^7 \cdot 0,40 = 1,428 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$ und eine Biegesteifigkeit $EI = 3,5 \cdot 10^7 \cdot 1/12 \cdot 0,40^3 = 1,904 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$, sowie ein Eigengewicht von $g = 0,40 \cdot 24,0 = 6,0 \text{ kN/m/m}$ und eine Querdehnzahl $\nu = 0,15$.

Als Tübbingringteilung sind bei der betrachteten Tunnelgröße 6 Segmente zzgl. Schlussstein (6+1-Teilung) denkbar, wobei letzterer wegen der versteifend wirkenden schrägen Fugenflanken

üblicherweise nicht separat abgebildet wird. Dementsprechend erfolgte die Diskretisierung anhand von 3 Segmenten mit 4 Federgelenken für eine Tunnelhälfte.

Zur Abschätzung der Drehfedersteifigkeit wurde zunächst eine Berechnung mit Vollgelenk durchgeführt. Aus der mittleren Normalkraft der gesamten Tunnelhalbhälfte wurde dann ein maximales Fließmoment M_{pl} für einen Drehwinkel $\alpha = 0,01$ in Bogenmaß $\hat{=} 1\%$ berechnet und eine rechnerische Drehfedersteifigkeit von $c_\varphi = 0,8 \cdot M_{pl} / \alpha (0,8 \cdot M_{pl})$ identisch für alle Gelenke abgeleitet. Die Kontaktzonenhöhe in den Längsfugen zwischen den tangential angrenzenden Tübbingsegmenten – die Gelenkhalshöhe d – wurde dabei mit $d = 20$ cm vorgewählt. Beispielhaft ist diese Auswertung für eine Ringnormalkraft von $N = 700$ kNm/m auf Grundlage der Gleichungen 7.7 und 7.8 in der oberen Kurve der Abbildung 7.17 dargestellt. Es gilt:

$$\begin{aligned} M_{pl}(N = 700 \text{ kN/m}) &= 63,46 \text{ kNm/m für } \alpha = 1\% \\ 0,8 \cdot M_{pl} &= 0,8 \cdot 63,46 = 50,77 \text{ für } \alpha = 0,1155\% \\ \rightarrow c_\varphi &= 50,77 / 0,001155 = 43.960 \frac{\text{kNm/m}}{1} \end{aligned}$$

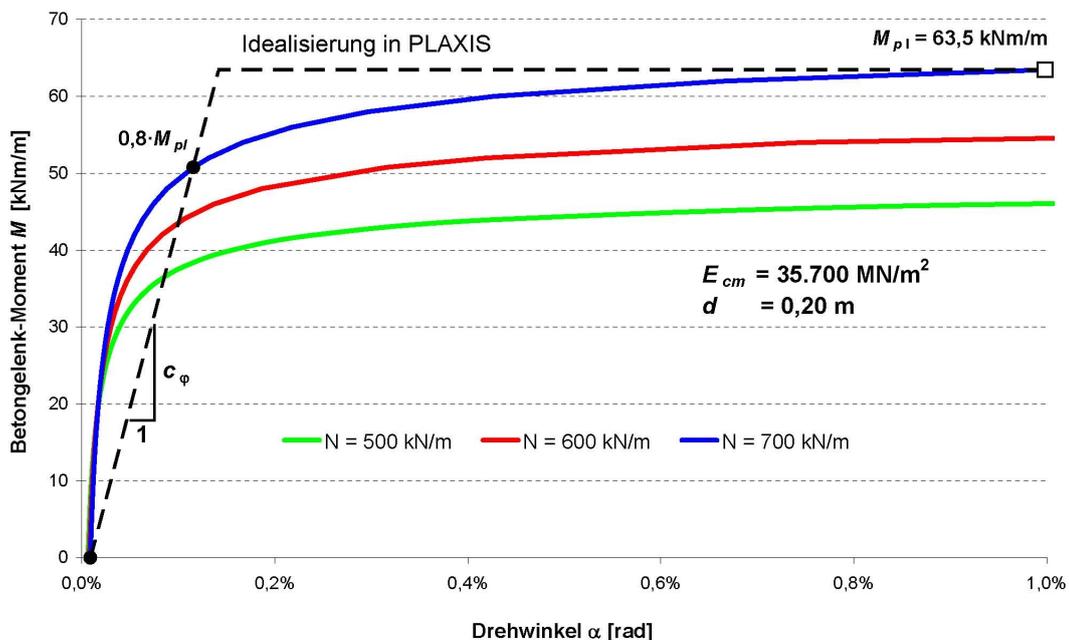


Abbildung 7.17: Momenten-Rotations-Beziehung für ein Betongelenk mit Gelenkhalshöhe $d = 0,20$ m

Als Kontaktelemente zwischen der Tunnelchale und dem umgebenden drainierten Ringspaltmaterial wurden so genannte Interface-Elemente verwendet, die eine Relativverschiebung zwischen Tübbing und Boden zulassen. Die Tangential-Festigkeit dieser Kontaktzone wurde mit $1/10$ der Scherfestigkeit des angrenzenden Bodenmaterials (drainierter Ringspaltmörtel) angenommen, da wegen des abgestrichenen Fetts aus der Schildschwanzdichtung eine tangential Bettung der Tübbingsegmente nur in sehr geringen Umfang vorhanden ist.

Ringspaltmörtel Die in der Tabelle 7.5 dargestellten Berechnungsparameter für den 2. Referenzmörtel wurden aus den bereits in den Abschnitten 7.3.1 und 7.3.2 ausführlich vorgestellten geo-

technischen Grundversuchen zur Bestimmung der Kompressionssteifigkeit bei behinderter Seitendehnung E_{Oed} im Großödometer bzw. den triaxialen Druckversuchen mit Scherbeanspruchung zur Bestimmung der MOHR-COULOMB'schen Parameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c sowie der Schersteifigkeit E_{50} abgeleitet.

Im Rahmen numerischer Kalibrierungsberechnungen mit dem im Programmsystem PLAXIS implementierten Stoffgesetz „Hardening Soil Model“ wurde dabei mit Ausnahme der bereits auf der Seite 177 benannten Abweichung der Mobilisierungskurven bei Scherbeanspruchung – nämlich dem nahezu linearen Verlauf in den absolvierten dreiaxialen Druckversuchen im Gegensatz zum hyperbolischer Ansatz im Stoffgesetz – eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt. Alle diese Bodensteifigkeitsparameter, wie auch der Entlastungs-Wiederbelastungs-Modul, der zu $E_{ur} = 2,5 \cdot E_{Oed}$ gewählt wurde, können spannungsabhängig berücksichtigt werden, wobei eine Beschreibung gemäß folgendem Potenzansatz erfolgt:

$$E_{Oed}(\sigma'_1) = E_{Oed,ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (7.9)$$

$$E_{50}(\sigma'_3) = E_{50,ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (7.10)$$

$$\text{mit: } \quad p_{ref} > 0 \text{ und } \sigma'_1, \sigma'_3 < 0 \\ 0 \leq m \leq 1$$

Als Referenzspannung p_{ref} wird im konkreten Fall die effektive Vertikalspannung σ'_v in Höhe der Ulmen des Tunnels im Ausgangsspannungszustand gewählt: Auf Grundlage der Überdeckung des Tunnels mit dem 1,5-fachen Tunneldurchmesser $D = 9,00$ m und dem Grundwasserflurabstand von 2,0 m ist $p_{ref} = 2,0 \cdot 21,0 + 16,0 \cdot 12,0 = 234$ kN/m².

Die Potenz m beschreibt die Krümmung der Last-Setzungs-Kurve: Je größer m mit $0 \leq m \leq 1$ ist, desto stärker ist die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls ausgeprägt. Da in PLAXIS für die Steifigkeitsfunktionen in den obigen Gleichungen 7.9 und 7.10 lediglich Krümmungsparameter $0 \leq m \leq 1$ eingegeben werden können, war gegenüber dem in der Abbildung 7.8 dargestellten Ansatz mit $m = 1,041$ bzw. $m = 1,065$ eine entsprechende Anpassung erforderlich, d.h. der Krümmungsparameter konnte nur zu $m = 1,0$ vorgewählt werden. Eine Betrachtung der damit verbundenen Abweichung für die 1,5-fache effektive Spannung zeigt, dass mit $E_{50}(\sigma'_3 = 351) = 33.200 \cdot [(10 \cdot \cos 40^\circ + 351 \cdot \sin 40^\circ)/(10 \cdot \cos 40^\circ + 234 \cdot \sin 40^\circ)]^{1,0} = 49.000$ kN/m² im numerischen Modell nach Gleichung 7.10 gegenüber $E_{50}(\sigma'_3 = 351) = 113,31 \cdot 351^{1,041} = 50.600$ kN/m² gemäß dem aus den Versuchsergebnissen hervorgegangenen Potenzansatz in der Abbildung 7.8 noch eine gute Annäherung vorhanden ist.

Der Erdruhedruckbeiwert k_0 zur Beschreibung des Ausgangsspannungszustands wurde nach JAKY mit $k_0 = 1 - \sin \varphi$ festgelegt und die Querdehnzahl ν auf der Grundlage des dreiaxialen HOOKE'schen Gesetzes mit behinderter Seitendehnung $\epsilon_{zz} = 0$ im ebenen Modellausschnitt und Seitendrücken $\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = k_0 \cdot \sigma_{yy}$ zu $\nu = k_0/(1 + k_0)$ abgeschätzt. Aufgrund des hohen Mehlkornanteils im drainierten Mörtelmaterial ist trotz des hohen Reibungswinkels von $\varphi = 40^\circ$ eine geringere Dilatation bei Scherbeanspruchung zu erwarten als bei einem reinen Kies-Sand-Gemisch. Deshalb wurde von der Empfehlung bezüglich der Festlegung des Dilatanzwinkels zu $\psi = \varphi - 30^\circ$ von PLAXIS [155] abgewichen und lediglich ein Dilatanzwinkel $\psi = 5^\circ$ angesetzt.

Tabelle 7.5: Berechnungsparameter der Mörteltypen

Parameter	Einheit	2. Referenzmörtel	bodenähnlicher Mörtel	Minimalmörtel
Wichten γ/γ_r	[kN/m ³]	23,0/23,0	23,0/23,0	23,0/23,0
Kohäsion c	[kN/m ²]	10,0	1,0	1,0
Reibungswinkel φ	[°]	40,0	siehe Tabelle 7.6	27,5
Dilatanzwinkel ψ	[°]	5,0	siehe Tabelle 7.6	0,0
Erdruchdruckbeiwert k_0	[-]	0,357	siehe Tabelle 7.6	0,538
Querkontraktionszahl ν	[-]	0,263	siehe Tabelle 7.6	0,350
Triaxialmodul $E_{50,ref}$	[kN/m ²]	33.200	siehe Tabelle 7.6	10.100
Ödometermodul $E_{Oed,ref}$	[kN/m ²]	28.900	siehe Tabelle 7.6	10.100
Wiederbelastungsmodul $E_{ur,ref}$	[kN/m ²]	72.300	siehe Tabelle 7.6	25.300
Referenzspannung p_{ref}	[kN/m ²]	234	234	234
Krümmungsparameter m	[-]	1,0	0,5	1,0

Bodenähnlicher Mörtel und Minimalmörtel Des Weiteren wurden so genannte bodenähnliche Mörtel definiert, mit denen Referenzwerte bezüglich Verformungen und Schnittgrößen der Tunnelschale bei der Annahme die „Ringspaltmaterial-Eigenschaften entsprechen denen des umgebenden Baugrunds“ ermittelt werden konnten.

Zur Abschätzung der Auswirkungen eines qualitativ sehr schlechten Mörtelmaterials erfolgte auch eine Berechnung mit dem Parametersatz für einen Minimalmörtel, der keinen Kiessand-Zuschlag sondern lediglich Mehlkorn enthält und für den im Rahmen des bodenmechanischen Versuchsprogramms ebenfalls eine Steifigkeitsermittlung im Großödometer erfolgte (siehe Unterabschnitt 7.3.1 und untere Kurve in der Abbildung 7.8). Die Festlegung der übrigen Eingangsgrößen erfolgte aufgrund der Ähnlichkeit des drainierten Mehlkornleims zu einem steifen Schluff nach Erfahrungswerten zu: Reibungswinkel von lediglich $\varphi = 27,5^\circ$, verbunden mit einer Kohäsion $c = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Bezüglich der weiteren Parameter, wie dem Erdruchdruckbeiwert k_0 und der Querkontraktionszahl ν , wird für beide Mörteltypen auf die obenstehenden Überlegungen für den 2. Referenzmörtel verwiesen.

Baugrund Um auch den Einfluss der Baugrundeigenschaften auf die Berechnungsergebnisse zu quantifizieren, wurden vier verschiedene an die Tunnelschale und die Zone mit drainierten Ringspaltmörtel angrenzende Modellböden gewählt, siehe Tabelle 7.6. Die aufgeführten Kompressionssteifigkeiten E_{Oed} entsprechen dabei etwa einem Feinsand, Mittelsand, Kiessand bzw. Kies.

Die Reibungswinkel φ wurden in Anlehnung an Erfahrungswerte der Scherfestigkeit nicht bindiger Böden aus E-DIN 1055-2, Tabelle 2 festgelegt; zur Stabilisierung der numerischen Berechnungen wurde eine Minimalkohäsion von $c = 1,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

7.4.3 Ergebnisse

Als Ergebnisse der ebenen Verformungsberechnungen werden zunächst die Systemverformungen betrachtet, siehe Abbildung 7.18. Demnach kommt es lediglich zu einer geringen Ovalisierung der

Tabelle 7.6: Berechnungsparameter der Modellböden

Parameter	Einheit	Feinsand	Mittelsand	Kiessand	Kies
Wichten γ/γ_r	[kN/m ³]	21,0/22,0	21,0/22,0	21,0/22,0	21,0/22,0
Kohäsion c	[kN/m ²]	1,0	1,0	1,0	1,0
Reibungswinkel φ	[°]	30,0	32,5	35,0	37,5
Dilatanzwinkel ψ	[°]	0,0	2,5	5,0	7,5
Erdrudruckbeiwert k_0	[-]	0,500	0,463	0,423	0,391
Querkontraktionszahl ν	[-]	0,333	0,316	0,297	0,281
Triaxialmodul $E_{50,ref}$	[kN/m ²]	25.000	50.000	100.000	200.000
Ödometermodul $E_{Oed,ref}$	[kN/m ²]	25.000	50.000	100.000	200.000
Wiederbelastungsmodul $E_{ur,ref}$	[kN/m ²]	62.500	125.000	250.000	500.000
Referenzspannung p_{ref}	[kN/m ²]	234	234	234	234
Krümmungsparameter m	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5

Tunnelschale im engeren Sinne, vielmehr ist ein Eindringen der Schale im Firstbereich zu verzeichnen. Für die dargestellte Parameterkombination (Mittelsand als Baugrund und drainierter 2. Referenzmörtel als Ringraumverfüllung) sind dabei Beträge der Vertikalverformung der Firste von $u_v = -22,7$ mm und der horizontalen Deformation im Bereich der Ulme von $u_h = 9,3$ mm ermittelt worden. Deutlich zu erkennen ist auch der Knick im oberen, rechten Bereich der Tunnelschale, dem Ort des Betongelenkes an einer Tübbingfuge.

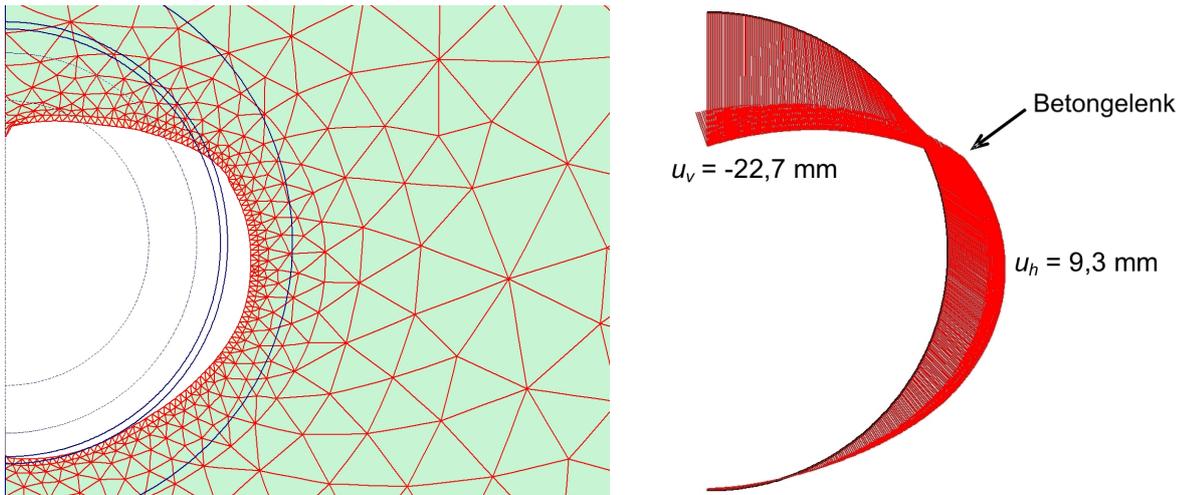


Abbildung 7.18: Berechnungsergebnisse für die Parameterkombination Mittelsand und 2. Referenzmörtel
links: Verformte Netzgeometrie, rechts: Verformung der Tunnelschale

Aus den zugehörigen Schnittgrößenverläufen in der Abbildung 7.19 ist ersichtlich, dass an dieser Knickstelle das Fließmoment $M_2 = M_{pl} = -62,9$ kNm/m (entsprechend der zugehörigen mittleren Normalkraft) erreicht wurde, wie es annähernd auch im Firstgelenk mit dem Moment $M_1 = 62,1$ kNm/m der Fall ist. Die gegenseitigen Verdrehungen der beiden Gelenke im Bereich der unteren Tunnelschalenhälfte sind im Gegensatz dazu sehr gering, so dass mit $M_3 = -15,9$ bzw. $M_4 = -4,6$ kNm/m nahezu Vollgelenke vorliegen.

Eine Zusammenfassung der Verformungsberechnungen aller betrachteten Parameterkombinationen aus 3 Mörteltypen und 4 Modellböden ist in der Abbildung 7.20 dargestellt. Auf der Abszisse ist

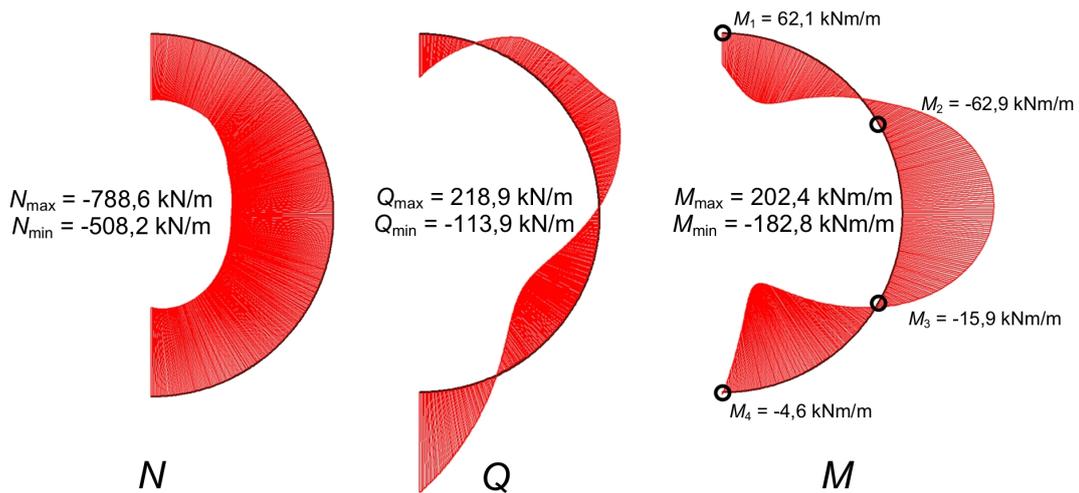


Abbildung 7.19: Schnittgrößenverläufe für die Parameterkombination Mittelsand und 2. Referenzmörtel

dabei die Referenzsteifigkeit $E_{Oed,ref}$ der Modellböden in Höhe der Ulmen des Tunnels aufgetragen (Feinsand: $E_{Oed,ref} = 25.000 \text{ kN/m}^2$, Mittelsand: $E_{Oed,ref} = 50.000 \text{ kN/m}^2$, Kiessand: $E_{Oed,ref} = 100.000 \text{ kN/m}^2$ und Kies: $E_{Oed,ref} = 200.000 \text{ kN/m}^2$, siehe auch Tabelle 7.6) und auf der Ordinate die Horizontalverformung u_h der Ulme im positiven y -Achsen-Bereich bzw. die Vertikalverformung u_v der Firste im negativen y -Achsen-Bereich.

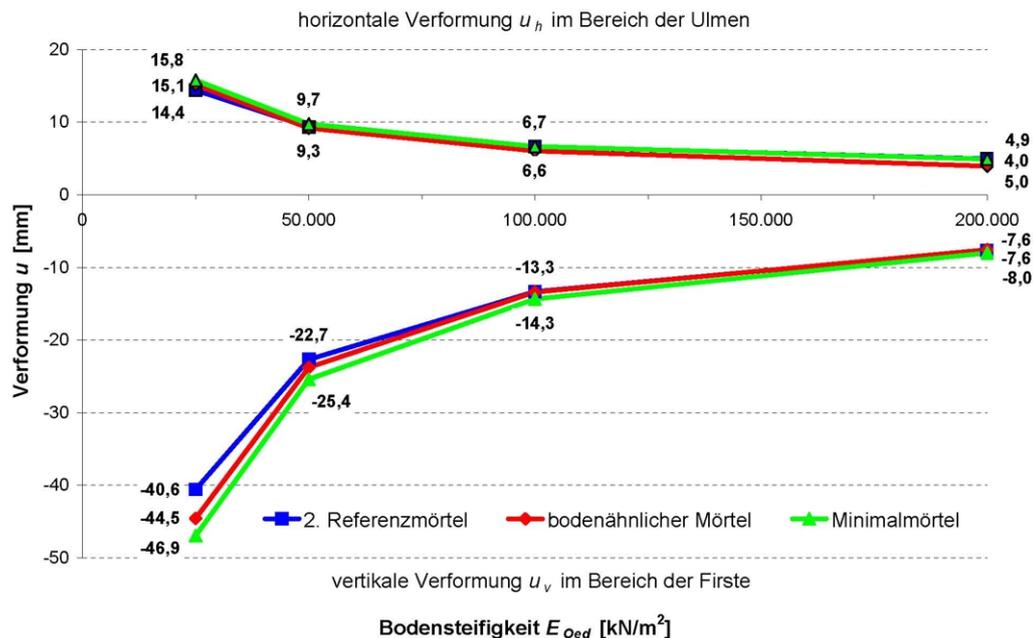


Abbildung 7.20: Maximale Verformungen der Tunnelschale

Aus diesen Ergebnissen geht klar hervor, dass eine Steifigkeits- und Festigkeitsreduktion im eng begrenzten Ringraum des Tunnels keine signifikant größeren Verformungen der Tunnelschale zur Folge hat, dominant sind vielmehr die Eigenschaften des umliegenden Baugrundes. Insbesondere die Verschiebungen der Firste im Fein- und Mittelsand von mehr als 20 mm stellen dabei bereits ein Maß dar, das bezüglich der Wirksamkeit der Tübbingdichtungen als bedenklich einzustufen ist.

Inwieweit eine Anpassung der Lage der Betongelenke einen Einfluss auf die Verformungsfigur hat, wurde nicht näher untersucht. Es ist aber davon auszugehen, dass eine entsprechende Optimierung einen positiven Einfluss auf die regelmäßige Ovalisierung in Anlehnung an eine gänzlich biegesteife Tübbingauskleidung ohne Längsfugen haben wird, d.h. eine geringere Setzung der Firste bei erhöhter Ulmendeformation zu verzeichnen wäre.

Die maßgebliche Biegebeanspruchung der Tunnelröhre in Ringrichtung ist für die verschiedenen Parameterkombinationen in der Abbildung 7.21 dargestellt. Auf der x -Achse ist dabei wiederum die Bodensteifigkeit in Höhe der Ulmen $E_{Oed,ref}$ aufgetragen und auf der y -Achse die vom Betrag her maximalen Biegemomente im Bereich der Ulmen M_{min} (negativer Bereich) bzw. zwischen Tunnelsohle und Ulmen M_{max} (positiver y -Achsen-Bereich).

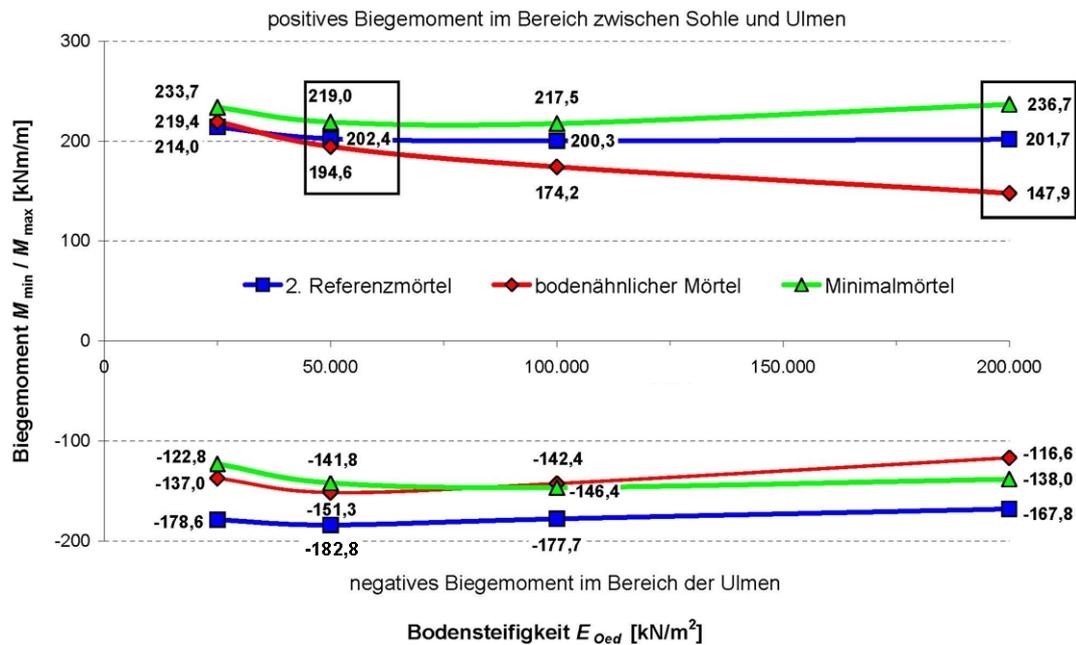


Abbildung 7.21: Maximale Biegemomente in der Tunnelschale

Bei Betrachtung der Kurven von 2. Referenzmörtel und Minimalmörtel fällt zunächst auf, dass sowohl bezüglich der Biegemomente M_{max} im oberen Bereich als auch M_{min} im unteren Bereich jene des Minimalmörtels über denen des 2. Referenzmörtels liegen. Dies bedeutet, dass bei einem steiferen Ringspaltmaterial zwar eine Reduzierung der Biegebeanspruchung im Bereich zwischen Sohle und Ulmen, gleichzeitig aber eine Erhöhung an den Ulmen zu verzeichnen ist.

Insgesamt tritt aber beim 2. Referenzmörtel eine gleichmäßigere Beanspruchung des Tunnelausbaus auf, d.h. die Differenz ΔM der Beträge von Sohlmoment $|M_{max}|$ und Ulmenmoment $|M_{min}|$ nimmt ab: Im kiesigen Baugrund mit $E_{Oed,ref} = 200.000 \text{ kN/m}^2$ beträgt ΔM beim 2. Referenzmörtel also lediglich $\Delta M = |201,7| - |-167,8| = 33,9 \text{ kNm/m}$ gegenüber $\Delta M = |236,7| - |-138,0| = 98,7 \text{ kNm/m}$ beim Minimalmörtel.

Bezüglich der absolut größten Beanspruchungen im positiven y -Achsen-Bereich zeigt sich bei zusätzlicher Einbeziehung der Kurve für einen bodenähnlichen Mörtel, dass bei sehr hohen Bodensteifigkeiten E_{Oed} die Einflüsse aus der „weicheren“ Ringspaltzone nicht mehr vernachlässigbar gering sind: Beispielsweise ist im Kiessand mit $E_{Oed,ref} = 100.000 \text{ kN/m}^2$ und bei Verwendung des 2. Referenzmörtel-Materials bereits eine Biegemomentenerhöhung von $(200,3/174,2)-1=15 \%$ im Bereich

zwischen Sohle und Ulmen bzw. von $(-177,7/-142,4)-1=25\%$ an den Ulmen vorhanden. Im Feinsand und Mittelsand betragen diese Abweichungen weniger als 10% .

7.4.4 Schlussfolgerungen

Insgesamt zeigt sich aus den durchgeführten ebenen Spannungs- Verformungs- Berechnungen, dass eine Verringerung der Bettungssteifigkeit in einem eng begrenzten Bereich an der Tunnelschale – dem Ringraum – keine signifikant größeren Verformungen der Tunnelschale nach sich zieht. Bezüglich der Biegebeanspruchung der Tunnelschale ist im Gegensatz dazu der Einfluss des Ringspaltmaterials ebenso von Bedeutung wie eine Änderung der Eigenschaften des umgebenden Baugrundes.

Auch wenn aufgrund der Verwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes zur Beschreibung des Spannungs- Verformungs- Verhaltens von Ringspaltmaterial und Baugrund eine quantitative Auswertung wegen entsprechender Nichtlinearitäten erschwert wird, kann dennoch der nachfolgend näher vorzustellende Zusammenhang zwischen den Steifigkeitseigenschaften von Baugrund sowie Ringspalt und der maximalen Biegebeanspruchung der Tübbingschale M_{max} im Bereich zwischen Sohle und Ulmen hergeleitet werden.

Ausgehend von den üblichen Bettungsansätzen für Tunnelschalen im Lockergestein nach DUDDECK [8] wird der radiale Bettungsmodul k_r , wie in der Abbildung 7.22 angedeutet, aus dem Steifemodul $E_s = E_{Oed}$ des umliegenden Bodens und dem Tunnelradius r abgeschätzt: $k_r = E_s/r$. Die Verformungen werden also mit Hilfe von äquivalenten Federsteifigkeiten berechnet, die der Steifigkeit eines Bodenbereichs mit der Ausdehnung r um den Tunnel herum entsprechen sollen.

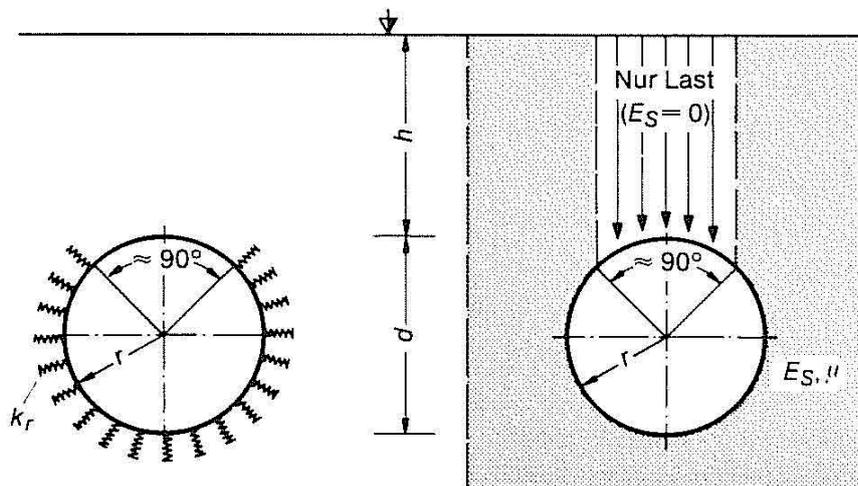


Abbildung 7.22: Üblicher Bettungsansatz nach DUDDECK, Quelle: [8]

Der Anteil der Ringspaltweite von $\Delta r = 15$ cm ist dabei gegenüber dem Tunnelradius von $r = 4,50$ m mit lediglich etwa 3% als gering anzusehen, so dass sich eine verminderte Steifigkeit in diesem eng begrenzten Bereich auch nur in untergeordnetem Maße bemerkbar macht. Im Rahmen einer statischen Berechnung könnte diese verminderte Steifigkeit berücksichtigt werden, indem die rechnerische Bettungssteifigkeit aus den anteiligen Bodensteifigkeiten von Baugrund und Ringspalt der Weite Δr abgeleitet wird:

$$\frac{1}{k_r} = \frac{r - \Delta r}{E_{s,Baugrund}} + \frac{\Delta r}{E_{s,Ringspalt}} \quad (7.11)$$

Der Zusammenhang zwischen einem solchen mittleren Bettungsmodul k_r und dem Maximalmoment M_{max} im Bereich zwischen Tunnelsohle und Ulmen kann der untenstehenden Abbildung 7.23 entnommen werden. Beispielsweise beträgt die Bettungssteifigkeit in homogenem Baugrund – homogen wird nachfolgend mit „hom“ im Index bezeichnet – aus Mittelsand (ohne Berücksichtigung des Ringspaltmaterials), entsprechend dem oftmals geforderten Ansatz „der Ringspaltmörtel solle die gleichen Eigenschaften aufweisen wie der umgebende Baugrund“, $k_{r,hom} = 50.000/4,50 = 11.110$ kN/m³.

Demgegenüber wird bei Verwendung des 2. Referenzmörtels lediglich ein Bettungsmodul $k_{r,Ref-M} = 1/(4,35/50.000 + 0,15/28.900) = 10.850$ kN/m³ bzw. beim so genannten Minimalmörtel $k_{r,Min-M} = 1/(4,35/50.000 + 0,15/10.100) = 9.820$ kN/m³ erreicht. Entsprechend diesen Verhältnissen $k_{r,hom}/k_{r,Ref-M} = 11.110/10.850 = 1,024$ und $k_{r,hom}/k_{r,Min-M} = 11.110/9.820 = 1,131$ sind Zunahmen der Biegemomente M_{max} im Bereich zwischen Tunnelsohle und Ulmen, siehe linker Kasten in der Abbildung 7.21, in der jeweiligen Größenordnung zu verzeichnen: $M_{max,Ref-M}/M_{max,hom} = 202,4/194,6 = 1,040$ bzw. $M_{max,Min-M}/M_{max,hom} = 219,0/194,6 = 1,125$.

Auch bei steiferen Baugrundverhältnissen ist eine enge Korrelation vorhanden, d.h. bei Betrachtung von Kies und Minimalmörtel kann aufgrund der Reduzierung des Bettungsmoduls um den Faktor $k_{r,Min-M}/k_{r,hom} = 27.320/44.440 = 1/1,627$ von einer Biegemomenterhöhung in der gleichen Größenordnung ausgegangen werden, siehe rechter Kasten in der Abbildung 7.21: $M_{max} = 1,627 \cdot 147,9 = 240,6$ kNm/m. Der tatsächlich im Rahmen der FEM-Simulationen ermittelte Wert beträgt $M_{max} = 236,7$ kNm/m.

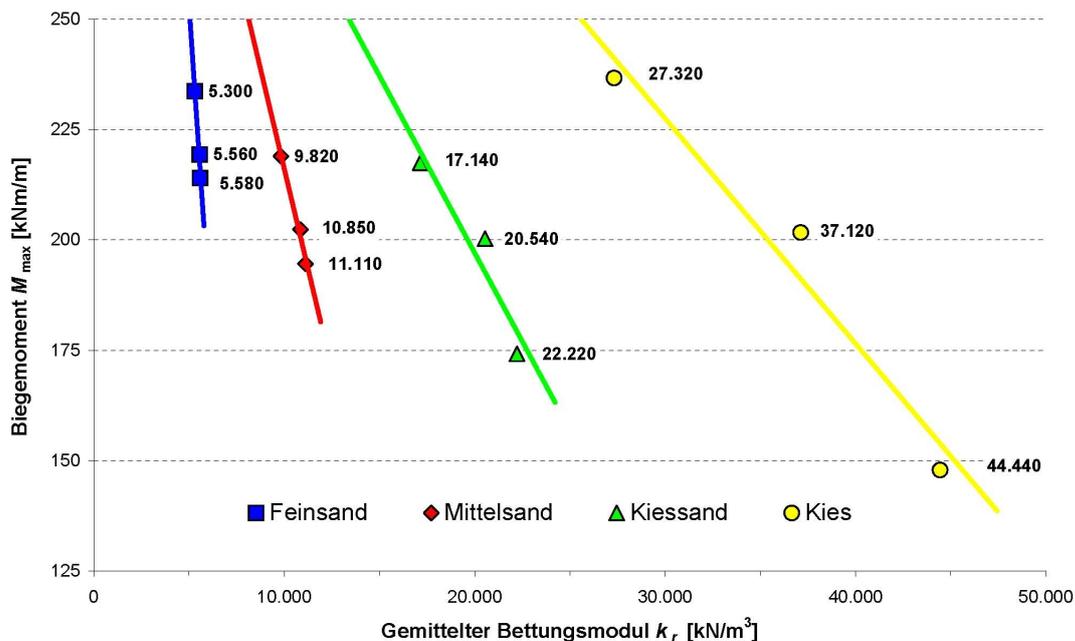


Abbildung 7.23: Einfluss der gemittelten Bettungsmoduln

7.5 Bodenmechanische Anforderungen

Da die bisher in Ausschreibungstexten oftmals wiederzufindende Forderung nach einer hohen einaxialen Druckfestigkeit des Ringspaltmaterials im Alter von bereits einem Tag in der Größenordnung $q_u = 0,5 - 1,0 \text{ MN/m}^2$ oder die pauschale Vorgabe „entsprechend den Eigenschaften des umgebenden Baugrunds“ in sehr steifen Bodenformationen ein Ausschlusskriterium gegen die Verwendung eines zementfreien Ringspaltmörtels darstellt, ist es Ziel dieses Kapitels, eine aus bodenmechanischer Sicht angemessene Anforderung bezüglich der Eigenschaften des drainierten Ringspaltmaterials herauszuarbeiten.

Wie gezeigt werden konnte, liegt ein drainiertes zementfreies Ringspaltmaterial nach vollständiger Filtration in Abhängigkeit vom erreichten Filtrationsdruck $\overline{\Delta p_0}$ während des Verpressvorgangs in steifer bis halbfester Konsistenz vor. Dieser Druck entspricht der Differenz von aufgebrachtem Verpressdruck p_0 abzüglich Porenwasserdruck im Boden p_w und dem Anteil $\overline{\Delta p_{Stag}}$ der im Porenraum des Bodens stagnierten und thixotrop verfestigten Stützflüssigkeit: $\overline{\Delta p_0} = p_0 - p_w - \overline{\Delta p_{Stag}}$. Ein Ringspaltmörtel, der mit einem bestimmten Druck p_0 gegen einen Bentonit-Filterkuchen verpresst wird, liegt demnach in steiferer Konsistenz vor als wenn die Abführung des Filtratwassers durch Verdrängung stagnierter Stützflüssigkeit erfolgen muss.

Für die bodenmechanischen Eigenschaften eines solches Materials spielt das beim Verpressen eingeprägte Druckniveau wegen entsprechender Nichtlinearitäten im Spannungs-Verformungs-Verhalten eine entscheidende Rolle, so dass viele Parameter nicht pauschal benannt bzw. verglichen werden können, sondern zusammen mit einer Bezugsspannung σ' angegeben werden müssen. Im Rahmen einer Qualitätssicherung mit Indexversuchen auf der Baustelle kann dies durch die Ermittlung des Wassergehaltes w oder die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit q_u an mittels Kernbohrung gewonnenen drainierten Mörtelproben genauer dokumentiert werden, siehe Unterabschnitt 7.2.4.

Ausgehend vom detailliert absolvierten erweiterten Laborversuchsprogramm, siehe Unterabschnitte 7.3.1 und 7.3.2, können folgende Steifigkeits- und Scherfestigkeits-Eigenschaften des betrachteten 2. Referenzmörtels mit einem hohen Mehlkornanteil zur Sicherstellung der Pumpfähigkeit, sowie einer guten Kornabstufung vom Feinsandbereich bis zum Größtkorndurchmesser $d_{max} = 6 \text{ mm}$ benannt werden:

- Gemäß Abbildung 7.8 ist für eine effektive Spannung $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$ eine Ödometer-Steifigkeit von mindestens $E_{Oed} = 10.000 \text{ kN/m}^2$ zu erreichen, für $\sigma' = 200 \text{ kN/m}^2$ ist $E_{Oed} = 20.000 \text{ kN/m}^2$ erzielbar.
- Zudem können bei guter Kornabstufung (und potentiell auch in Abhängigkeit des verwendeten Größtkorndurchmessers der Gesteinskörnung im Mörtel) durchaus Scherfestigkeitsparameter in der Größenordnung von $\varphi \approx 40^\circ$ erzielt werden, aufgrund des Mehlkornanteils stellt sich zudem eine geringe Kohäsion ein.

Wie die numerischen Simulationen nach der FEM gezeigt haben, ist, sofern die Eigenschaften des Ringspaltmaterials in Bezug auf Steifigkeit und Festigkeit besser sind als jene des umgebenden Baugrunds, keine Anpassung der Eingangsparameter in einer statischen Berechnung nötig und der DUDDECK-Ansatz $k_r = E_s/r$ liegt offenbar auf der sicheren Seite. In Böden mit höherem Steifemodul spielt das Last-Verformungs-Verhalten im Ringraum vor allem bezüglich der sich einstellenden Biegemomentenverteilung und -größe eine größere Rolle. Hier sollte eine Modifikation des benannten Bettungsansatzes nach Gleichung 7.11 erfolgen. Prinzipiell ist zu erwarten, dass dieser auch

im Rahmen einer Bemessung der Tunnelschale (Grenzzustand der Tragfähigkeit im Sinne von DIN 1045-1) und der damit verbundenen, im Unterabschnitt 7.4.1 näher beschriebenen Vereinfachungen bei der statischen Modellbildung praktisch brauchbare Ergebnisse liefert.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation wurden zementfreie Mörtel für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust untersucht. Ähnlich wie bei Zwei-Komponenten-Systemen mit Zementmilch und Erstarrungsbeschleuniger sind diese entwickelt worden, um logistische Abhängigkeiten auf einer Tunnelvortriebsmaschine zu reduzieren, da der bisher üblicherweise verwendete Zementmörtel nach einer bestimmten Dauer aufgrund einsetzender Hydratation des Bindemittels nicht mehr verarbeitbar ist und bei längeren Stillständen mitunter ein vollständiges, zeitintensives Entleeren des Mörtelfördersystems erforderlich wird, um ein Verstopfen der Leitungen zu vermeiden.

Zementfreie Mörtel erfahren eine Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung allein durch das Auspressen von Porenwasser, wobei dieses in das den Tunnel umgebende Gebirge abströmen muss und letztlich eine Art künstlich eingebrachter Boden vorliegt. Voraussetzung dafür ist, dass der Baugrund in ausreichendem Maße wasserdurchlässig ist. Beim Auffahren eines Tunnels mit aktiver Flüssigkeitsstützung an der Ortsbrust kommt es zu einer Vorab-Benetzung der Ausbruchlaibung im Ringraum mit Bentonitsuspension, wodurch sich infolge einer Filterkuchenbildung oder von Suspensionsstagnation im Porenraum des Bodens örtlich die Permeabilität reduziert. Um eine zuverlässige Prognose der Drainierdauer eines zementfreien Mörtels abgeben zu können – also der Zeitspanne zwischen dem Einbringen des fließfähigen Materials in den Ringraum und dem Erreichen einer bodenähnlichen Zustandsform – müssen sowohl projektspezifische Einflussgrößen wie Druckverhältnisse und Bodenpermeabilität als auch die Materialeigenschaften des Verpressgutes bekannt sein.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, maßgebende Einflussgrößen auf das Drainierungsverhalten von zementfreien Mörteln quantifizieren und Empfehlungen bezüglich des Mischungsentwurfs eines solchen Baustoffs angeben zu können, der allen erforderlichen Belangen genügt. Dazu zählt, dass dieses Material

- zunächst pumpfähig sein muss um in den Ringraum zu gelangen,
- dort rasch überschüssiges Porenwasser an den Baugrund abgeben kann und
- so schnell wie möglich in einer verfestigten Form vorliegt, um der Tübbingröhre eine steife Ringbettung zu bieten.

Beim Schildvortrieb mit Flüssigkeitsstützung der Ortsbrust wird mit Bodenmaterial aus der Abbaukammer befrachtete Stützflüssigkeit in einer Separieranlage aufbereitet und anschließend wieder in den Förderkreislauf gegeben. Da eine vollständige Ausscheidung schluffiger und sandiger Kornanteile mit baustellentypischen Einrichtungen nicht möglich ist, bilden diese Suspensionen auch im

stärker wasserdurchlässigen Untergrund einen Filterkuchen sowohl an der Ortsbrust als auch an der Ausbruchlaibung im Ringraum aus. Zudem ist in größeren Böden ebenfalls eine Eindringung der Suspension und Stagnation infolge statischer Schubspannungen zu beobachten. Die so vorliegende kombinierte Form der Stützdruckübertragung kann mit Hilfe eines in dieser Arbeit neu entwickelten hybriden Modellansatzes erfasst werden. Von diesem ausgehend kann sowohl der zeitabhängigen Filterkuchenbildung als auch der thixotropen Verfestigung der regenerierten Suspension Rechnung getragen werden. Entsprechende Einflüsse auf das Drainierungsverhalten eines zementfreien Ringspaltmörtels lassen sich darauf aufbauend ebenfalls quantifizieren.

Die Einstellung pumpfähiger Eigenschaften bedeutet für Ringspaltmörtel auf einer Tunnelvortriebsmaschine, dass diese zum einen nach einer Vorschmierung der Förderleitungen mittels Bentonitsuspension eine Distanz von ca. 30 m durchströmen können. Zum anderen dürfen diese Materialien keine übermäßigen Sedimentationserscheinungen (in Form von sogenanntem „Bluten“) zeigen, da hiermit ein Verlust der Fließfähigkeit bis hin zu einer Stopferbildung einhergeht. Ziel ist es, dass ein zementfreier Ringspaltmörtel über eine Zeitdauer von mehreren Tagen im Leitungsstrang verbleiben und dennoch problemlos wieder angepumpt werden kann.

Wie in Pumpversuchen beim Befüllen der Förderleitung gezeigt werden konnte, ist die Entwicklung eines so genannten Stopfers in dieser Phase des Pumpvorgangs ein kontinuierlicher Prozess, in dessen Verlauf insbesondere Leim „aufgebraucht“ wird. Zur Bereitstellung einer ausreichenden Menge an Überschussleim im Mörtel ist es daher von Bedeutung, eine Optimierung der Sieblinie der Gesteinskörnung bis in den Feinsandbereich vorzunehmen. Dies ist aufgrund der bodenmechanischen Anforderungen, d.h. einem möglichst großen Korndurchmesser zur Entwicklung einer hohen Scherfestigkeit und Steifigkeit gegenüber der Zugabe weiteren Mehlkorns vorzuziehen.

In rheologischen Oszillationsversuchen wurde die Wirksamkeit verschiedener stabilisierender Zusatzstoffe und -mittel in Mehlkornleimen für zementfreie Ringspaltmörtel verglichen, wobei aufgrund unterschiedlicher Wirkungsmechanismen dieser Stoffe jedoch nicht die erforderliche Aussagekraft erreicht werden konnte. Zur eigentlichen Beurteilung der Wiederanpumpbarkeit eines zementfreien Ringspaltmörtels im Alter von mehreren Tagen ist die Betrachtung ausgebluteter Elementproben sinnvoll. Im Gegensatz zu den in der Betontechnik gebräuchlichen Eimergeometrien kann die vorliegende, bezüglich der Absetzerscheinungen des Mörtels günstigere Randbedingung in einer runden Förderleitung mit geringem Durchmesser von DN 50 oder 65 mm, durch die Wahl zylinderförmiger Behältnisse simuliert werden. Nach der angestrebten maximalen Ruhezeit sollten dabei folgende Indexwerte eingehalten sein: Setzfließmaß/Ausbreitmaß auf dem Ausbreittisch nach HÄGERMANN $a \geq 11,0/17,5$ cm und Flügelscherfestigkeit $\tau_{Fl} \leq 600$ N/m².

Zur Prognose der Drainierungsdauer eines zementfreien Mörtelmaterials kann ein modifizierter Groß-Filterpressenversuch in Anlehnung an E-DIN 4126 verwendet werden, aus dem die maßgebenden Parameter des Drainierungsvorgangs in Form des Volumenverlustes a_v und des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes k_F abgeleitet werden können. Anhand einer Parameterstudie an dem Simulationsmodell von TALMON und BEZUIJEN konnte für einen beispielhaften Tunnel gezeigt werden, dass eine Drainierung des Mörtelmaterials bei den vorgegebenen Randbedingungen je nach Mörtel-eigenschaften innerhalb weniger Vortriebszyklen möglich ist.

Bezüglich der Gewährleistung einer raschen Abgabe von Porenwasser in das umgebende Gebirge können folgende Anforderungen in Abhängigkeit des wirksamen Suspensions-Stützmechanismus formuliert werden: Liegt (überwiegend) eine Übertragung des Stützdrucks infolge Membranbildung

vor, so ist die Gesamtmenge des auszupressenden Porenwassers zu minimieren. Im Falle einer Eindringung der Suspension und Stagnation durch statische Schubspannungen infolge Suspensionsfließgrenze τ_F ist dagegen möglichst ein hoher Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des anwachsenden Mörtel-Filterkuchens anzustreben.

Unter Beachtung ökologischer Aspekte, d.h. der möglichen Boden- und Grundwasserbelastung infolge der Einleitung von Filtratwasser aus dem Mörtel, ist auf der Grundlage der relativ begrenzten Anzahl an chemischen Untersuchungen die Verwendung von Kalksteinmehl oder Hüttensandmehl gegenüber Flugasche als Mehlkorn vorzuziehen. Auch die Verwendung kohlenstoffreicher Polymer-Verbindungen als Stabilisierer scheint nach den bisher vorliegenden Messungen aufgrund des hohen chemischen (und auch biologischen) Sauerstoffbedarfs eine nicht unerhebliche Belastung des Untergrundes nach sich zu ziehen.

Ziel des bodenmechanischen Versuchsprogramms war es vor allem, ein signifikantes Anforderungsprofil an den Ringspaltmörtel herauszuarbeiten, das treffender als bisher die in Ausschreibungstexten oftmals erwähnte hohe einaxiale Druckfestigkeit q_u nach bereits einem Tag oder die pauschale Vorgabe „entsprechend den Eigenschaften des umliegenden Baugrunds“ erforderliche Güte des verfestigten Ringspaltmörtels beschreibt.

Wie im Rahmen eines erweiterten bodenmechanischen Versuchsprogramms gezeigt werden konnte, sind bei einer guten Kornabstufung der Gesteinskörnung bis in den Feinsandbereich trotz eines hohen Mehlkorngehaltes zur Sicherstellung der Pumpfähigkeit hohe Scherfestigkeits- und Steifigkeitswerte zu erreichen. Konkret wurde an dem untersuchten Mörtelmaterial mit einem Größtkorndurchmesser von $d_{max} = 6$ mm ein Reibungswinkel von $\varphi \approx 40^\circ$ ermittelt, bezüglich der Steifigkeit kann ein Wert von $E_{Oed} = 20.000$ kN/m² für eine effektive Verpress-Spannung von $\overline{\Delta p_0} = \sigma' = 200$ kN/m² (ermittelt in einem Großödometer mit einseitiger Drainierungsmöglichkeit) angegeben werden. Wie numerische Simulationen nach der FEM gezeigt haben, kann auch eine ggf. gegenüber dem Baugrund verminderte Steifigkeit in dem eng begrenzten Ringraum durch eine Anpassung des Bettungsansatzes nach DUDDECK [8] bei der Bemessung der Tübbinge berücksichtigt werden.

Das drainierte Mörtelmaterial liegt dabei in Abhängigkeit vom Differenzdruck $\overline{\Delta p_0}$ unter Berücksichtigung des Einflusses in den Porenraum des Bodens eingedrungener Stützflüssigkeit in steifer bis halbfester Konsistenz vor. Im Zuge der notwendigen Qualitätssicherung mit Hilfe von Indexversuchen auf der Baustelle kann dies durch die Ermittlung des Wassergehaltes w an einer mittels Kernbohrung gewonnenen Mörtelprobe aus dem Ringspalt genauer dokumentiert werden.

Wie in einer Musterrechnung für einen beispielhaften Tunnel gezeigt werden konnte, liegen Mörtel mit hoher Durchlässigkeit bzw. geringem Volumenverlust infolge Drainierung bereits nach wenigen Tübbingringen nicht mehr in fließfähiger Form, sondern in einer bodenähnlichen, steifen Zustandsform vor. Somit kann davon ausgegangen werden, dass ein solches Material der Tübbingröhre sowohl in der Ringebene als auch in longitudinaler Richtung – in der es zu einem Aufschwimmen der Röhre im frischen Mörtel kommt – zeitnah eine ausreichend steife Bettung bieten kann. Tübbingschäden durch Abplatzungen, die in aller Regel bereits 5 bis 10 Ringe nach dem Ausfahren aus der Schildmaschine zu verzeichnen sind, können damit in geeigneten, d.h. mindestens durchlässigen Böden im Sinne von DIN 18130-1 mit $k_F \geq 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s effektiver vermieden werden als dies bei einem konventionellen Zementmörtel der Fall wäre, dessen Erhärtungsvorgang erst nach mehreren Stunden einsetzt.

Voraussetzung dafür ist, dass der Ringraumdruck auch während Vortriebsunterbrechungen weitgehend aufrechterhalten wird. Ab Durchlässigkeitsbeiwerten von etwa $k_F \geq 5 \cdot 10^{-3}$ m/s bzw. $d_{10} \geq 0,6$ mm ist sogar eine zeitnahe Mörteldrainierung allein infolge Verpressdruck während des eigentlichen Vortriebs ausreichend. Anstelle der Forderung nach einer hohen einaxialen Druckfestigkeit q_u wird daher empfohlen, eine möglichst kurze erforderliche Filtrationsdauer t_{erf} des zementfreien Mörtels im Ringspalt zu verlangen.

8.2 Ausblick

Das Ziel einer schnelleren Fixierung der Tunnelröhre zur Vermeidung von Tübbingschäden durch Verwendung von zementfreiem Ringspaltmörtel anstelle von konventionellem Zementmörtel war neben der Optimierung der Logistik auf einer TVM das vorrangige Argument für die Verwendung eines alternativen Verpressgutes, siehe Abschnitt 3.1. Maßgeblich für die Herstellung eines mängelfreien Tunnelausbaus ohne Betonabplatzungen und Leckagen sind jedoch nicht nur die Eigenschaften des Ringspaltverfüllmaterials und die erfolgreiche Ausführung der Ringraumverpressung, sondern auch die Wahl des Tübbingdesigns in Bezug auf die Fugen- und Kopplungsbildung sowie die konstruktive Durchbildung (Bewehrungsanordnung).

Von Bedeutung sind in diesem Zusammenhang auch bauzeitliche Einwirkungen und daraus resultierende (Vor-)Verformungen der Tunnelröhre, sowohl in radialer als auch in longitudinaler Richtung. Bezüglich des Einflusses der Ringspaltverpressung ist dabei zu bedenken, dass der in der vorliegenden Arbeit intensiv untersuchte Übergang des fließfähigen Mörtels zum bodenähnlichen Feststoff nicht ohne Änderungen des Spannungsniveaus im Baugrund und daher auch nicht gänzlich ohne Deformationen einhergehen kann. Ursächlich sind dabei vor allem folgende Aspekte:

- Die Druckverhältnisse im Ringraum verändern sich durch den Übergang von der an innerer Reibung armen fließfähigen Zustandsform des Mörtels zum Bodenmaterial mit hohem Reibungswinkel φ' .
- Im Zuge des Auftriebs der Tunnelröhre im flüssigen Mörtel mit einhergehender Vertikalverformung ist eine zentrische Positionierung im Ausbruchquerschnitt mit konstanter Ringspaltweite Δr um den gesamten Umfang des Tunnels herum nur näherungsweise vorhanden.

Insoweit stellt auch die Annahme einer unverformten, kreisrunden Tunnelschale im Rahmen der statischen Berechnung lediglich eine Näherung dar und die so errechneten Schnittgrößen und Deformationen können nur begrenzt unmittelbar mit zulässigen Beanspruchungen bzw. Verformungen des Tübbingausbaus verglichen werden. Letztlich besteht ein nicht unerheblicher Forschungsbedarf darin, die Auswirkungen der Ringspaltverpressung auf die bauzeitliche Vorverformung und die Endverformung der Tübbingschale genauer zu untersuchen.

Zum einen sind dafür Messreihen von Baustellen im Realmaßstab mit Verformungs- und Spannungsmessungen über mehrere Ringe wünschenswert, bereits unmittelbar beginnend, nachdem diese vom Schildschwanzblech der TVM freigegeben wurden. Zum anderen könnten entsprechende Verformungen auch mit Hilfe von dreidimensionalen FEM-Simulationen berechnet bzw. verglichen werden, wobei jedoch insoweit eine Anpassung der jeweiligen Stoffgesetze erforderlich wird, als diese in der Lage sein müssen, Filtrationsvorgänge (und nicht – wie üblich – Konsolidationsvorgänge) zu beschreiben.

Literaturverzeichnis

- [1] B. MAIDL, M. HERRENKNECHT, L. ANHEUSER, (1995), *Maschinellem Tunnelbau im Schildvortrieb*, Ernst & Sohn Berlin
- [2] H. KÖHLER, K. PICHLER, (2005), Vortrieb mit einem Hydroschild unter dem Donaukanal und den Praterauen, *Felsbau 23*, Nr. 5, pp. 62-69
- [3] (2003), *AUA Guidelines for Backfilling and Contact Grouting of Tunnels and Shafts*, Editor: R.W. HENN, ASCE Press Reston VA & Thomas Telford London
- [4] H. KAWATA (Editor), (1996), *Japanese Standard for Shield Tunnelling*, Japan Society of Civil Engineers, 3. Auflage
- [5] P. LONGCHAMPS, (1999), *Glossaire relatif aux tunneliers*, Hrsg.: AFTES Groupe de travail No. 4
- [6] (1997), Unterirdische Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich in Berlin, *Tiefbau*, Hrsg.: Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft, Nr. 9, pp. 514-524
- [7] H.-W. DOORGARTEN, T. KRAUSE, B. BILLIG, (2007), Umsetzung neuer Entwicklungen im maschinellen Tunnelvortrieb in aktuellen Projekten, *Forschung + Praxis*, Vol. 42, Tagungsband STUVA-Tagung 2007 in Köln, pp. 79-84
- [8] H. DUDDECK, (1981), Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein, Hrsg.: Arbeitskreis Tunnelbau der DGGT, *Taschenbuch für den Tunnelbau 1982*, VGE-Verlag Essen, pp. 115-144
- [9] (2000), Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Editor: ITA Working Group No.2, Vol. 15, Nr. 3, pp. 303-331
- [10] F. KÖNEMANN, D. PLACZEK, I. SPOHR, (2007), Tunnelbaumaßnahmen für die Nord-Süd Stadtbahn im historischen Baugrund der Kölner Altstadt, *Forschung + Praxis*, Vol. 42, Tagungsband STUVA-Tagung 2007 in Köln, pp. 244-248
- [11] M. MÄHR, (2006), Ground movements induced by shield tunnelling in non-cohesive soils, *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling*, Nr. 15, Hrsg.: D. KOLYMBAS, Dissertation Universität Innsbruck
- [12] T. HASHIMOTO, J. BRINKMANN, T. KONDA, Y. KANO, A. FEDDEMA, (2004), Simultaneous Backfill Grouting, Pressure Development in Construction Phase and in the Long-Term, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress in Singapore 2004, F04
- [13] (2008), persönliche Kommunikation mit der Arge „City-Tunnel Leipzig“, Los B

- [14] (2003), UK EPBM collapse comparisons, *Tunnels & Tunnelling International*, Editor: The British Tunnelling Society's „Closed Face Working Party“, März 2003, pp. 25-26
- [15] G. PHILIPP, (1986), Schildvortrieb im Tunnel- und Stollenbau, *Taschenbuch für den Tunnelbau 1987*, Abschnitt 4: Tunnelauskleidung hinter Vortriebsmaschinen, pp. 211-274, Verlag Glückauf Essen
- [16] (2008), *Neuer Kaiser Wilhelm Tunnel: Entwicklung eines wasserdurchlässigen Ringspaltmaterials*, Unveröffentlichter Endbericht des Lehrstuhls für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb an der Ruhr-Universität Bochum, des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik der Bergischen Universität Wuppertal und der Fa. Herrenknecht AG (Schwanau) zum Forschungsprojekt der DB ProjektBau GmbH (Frankfurt)
- [17] J. JONKER, (2001), Einsatzverfahren bei Schildvortrieben an der Betuwelinie in den Niederlanden, Proceedings of the International Tunnelling Symposium München, Verlag Glückauf Essen
- [18] S. JANCSEKZ, W. FRIETZSCHE, J. BREUER, K.R. ULRICHS, (2000), Minimierung von Senkungen beim Schildvortrieb am Beispiel der U-Bahn Düsseldorf, *Taschenbuch für den Tunnelbau 2001*, pp. 165-214, Verlag Glückauf Essen
- [19] S. XU, P. GRASSO, V. GUGLIELMETTI, A. MAHTAB, B. GUILLERMOU, (2003), Towards the development of a self-compensating TBM for reducing ground settlement, *(Re)Claiming the Underground Space*, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress 2003 in Amsterdam, pp. 807-810
- [20] K. REMUS, M. GÜNTHER, (2008), Überwachung von maschinellen Tunnelvortrieben, *Felsbaumagazin*, Nr. 1, pp. 36-42
- [21] S. ASSENMACHER, H.-G. GABENER, W. HICKING, L. OLIGMÜLLER, (2008), Optimale Steuerung von Schildvortrieben mit Hilfe von ATDS, Vortrag zum 4. Hans Lorenz Symposium, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 42, pp. 33-47
- [22] F. ZHANG, (2008), GPR grout check on Shanghai Metro, *Tunnels & Tunnelling International*, Oktober 2008, pp. 41-44
- [23] D.G. AGGELIS, T. SHIOTANI, K. KASAI, (2008), Evaluation of Grouting in tunnel lining using impact-echo, *Tunnelling and Underground Space Technologie*, Vol. 23, Nr. 6, pp. 629-637
- [24] J.N. SHIRLAW, D.P. RICHARDS, P. RAMOND, P. LONGCHAMP, (2004), Recent Experience in Automatic Tail Void Grouting with Soft Ground Tunnel Boring Machines, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress 2004 in Singapore, F03
- [25] D.P. RICHARDS, P. RAYMOND, M. HERRENKNECHT, (1997), Slurry Shield Tunnels on the Cairo Metro, Proceedings of the RETC Conference in Las Vegas 1997, pp. 709-733
- [26] R.T. MCGILLIVRAY, (2003), Design of Grouting Procedures to Prevent Ground Subsidence Over Shallow Tunnels, Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment, pp. 1557-1569, ASCE Press

- [27] M. THEWES, C. BUDACH, (2009), Grouting of the Annular Gap in Shield Tunnelling - An Important Factor for Minimisation of Settlements and Production Performance, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress in Budapest 2009, P-05-23
- [28] M. ASTNER, (2005), Spezialbaustoffe im Bauvorhaben „Hofolding Stollen“, *Zement + Beton*, Nr. 1, pp. 12-15
- [29] A. FEDDEMA, M. MÖLLER, W.H. VAN DER ZON, T. HASHIMOTO, (2006), ETAC two-component grout filed test at Botlek rail tunnel, *Tunnelling. A Decade of Progress, GeoDelft 1995-2005*, Hrsg.: A. BEZUIJEN, H. VAN LOTTUM, pp. 19-25, Taylor & Francis/Balkema (Niederlande)
- [30] K. BÄPPLER, (2006), *Development of a two-component dynamic grouting system for tailskin injected backfilling of the annular gap for segmental concrete lining in shielded tunnel boring machines*, Dissertation Colorado School of Mines (USA), Department of Mining Engineering
- [31] (2005), Moderner Tunnelbau - Entwicklungen und Tendenzen, *Tiefbau*, Hrsg.: Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft, 11/2005, pp. 669-670
- [32] E. SCHNEIDER, K. ROTTER, A. SAXER, R. RÖCK, (2005), Compex Support System, Komprimierbarer Ringspaltmörtel zur Bewältigung druckhafter Gebirgsbereiche bei TBM-Vortrieben mit starrem Tübbingausbau, *Felsbau*, Vol. 23, Nr. 5, pp. 95-101
- [33] S. ASSENMACHER, M. HEIMANN, W. HICKING, M. SEIBITZ, C. WIRTZ, (2009), Erkenntnisse aus der praktischen Anwendung innovativer Techniken im maschinellen Tunnelbau, *Taschenbuch für den Tunnelbau 2010*, pp. 21-52, Verlag Glückauf Essen
- [34] M. THEWES, A. HAACK, G. VOLLMANN, (2009), *Unterirdisches Bauen in Deutschland 2010*, Abschnitt 2.7: Forschung und Entwicklung im Tunnelbau, Hrsg.: STUVA e.V. Köln, pp. 59-82, Bauverlag Gütersloh
- [35] F. KÖNEMANN, B. TAUCH, (2010), Entwicklung eines durchlässigen Ringspaltverpressmaterials für den Schildvortrieb – Stand der Entwicklung, *Taschenbuch für den Tunnelbau 2011*, pp. 337-363, Verlag Glückauf Essen
- [36] D. NIEPMANN, E. KLEEN, (2008), persönliche Kommunikation mit der Fa. MC-Bauchemie (Bottrop)
- [37] T. FLATH, (2007), Einschalige wasserdichte Tübbingauskleidungen, *Beton*, Nr.1+2, pp. 10-15
- [38] (2001), Betonauskleidungen für Tunnel in geschlossener Bauweise, Empfehlung des DAUB, Dezember 2000, *Tunnel*, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V., Nr. 3, pp. 27-43
- [39] (2005), *Sachstandsbericht Tübbinge*, Hrsg.: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik
- [40] C.B.M. BLOM, (2002), *Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soil*, Dissertation Technische Universität Delft (Niederlande)
- [41] F. GRÜBL, (1997), Einschaliger Tunnelausbau mit Stahlbetontübbing – Welche Lasten sind maßgebend, wie kann man Schäden vermeiden?, *Taschenbuch für den Tunnelbau 1998*, pp. 323-347, Verlag Glückauf Essen

- [42] K.J. BAKKER, (2007), 10 Jaar Boortunnels in Nederland, *Geotechniek*, Nr. 1, pp. 58-65
- [43] R. SUTER, K. BERGMEISTER, Tübbinge aus Stahlfaserbeton, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 99, Nr. 11, pp. 858-864
- [44] K. NISHIKAWA, (2003), Development of a prestressed and precast concrete segmental lining, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 18, Nr. 2+3, pp. 243-251
- [45] L. SCHMID, L. COLOMBI, (2002), Bemessung von Tübbingfugen in extremen Verhältnissen, *Tunnel*, Nr. 3, pp. 28-34
- [46] J.S. CHEN, H.H. MO, (2009), Numerical study on crack problems in segments of shield tunnel using finite element method, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 24, Nr.1, pp. 91-102
- [47] M. EHMTEN, R. OTZISK, (2004), Herrentunnel in Lübeck: Erfahrungen beim Schildvortrieb, *Tunnel*, Nr. 2, pp. 35-41
- [48] U. MAIDL, J.H. JONKER, (2001), Bauausführung Betuweroute: Erfahrungen beim Schildvortrieb, *Tunnel*, Nr. 8, pp. 18-27
- [49] P. SCHÜTZ, (2008), persönliche Kommunikation mit Peter Schütz, Oberbauleiter, DYWIDAG Bau GmbH (München)
- [50] X.Y. HOU, S. LIAO, Y. ZHAO, (1996), Field measurements from two tunnels in Shanghai, Proceedings of the 3rd Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 689-694
- [51] R.N. HWANG, Z.-C. MOH, M. CHEN, (1996), Pore pressures induced in soft ground due to tunnelling, Proceedings of the 3rd Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 695-700
- [52] T. HASHIMOTO, J. NAHAYA, T. KONDA, T. TAMURA, (2002), Observation of lining pressure due to shield tunneling, Proceedings of the 4th Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 119-124
- [53] Y. KOYAMA, (2003), Present status and technology of shield tunneling method in Japan, *Tunnelling and Underground Space Technologie*, Vol. 18, pp. 145-159
- [54] K. NISHIZAWA, T. SHIOTANI, K. TSUTUYA, K. MIMA, T. HASHIMOTO, J. NAGAYA, (1996), The field measurement of the earth pressure on the segments in the stiff clay, Proceedings of the 31st Japan National Conference on Geotechnical Engineering, The Japan Geotechnical Society, pp. 2289-2290
- [55] K.J. BAKKER, F. DE BOER, J.B.M. ADMIRAAL, E.P. VAN JAARSVELD, (1999), Monitoring Pilot Projects Using Bored Tunnelling: the Second Heinenoord Tunnel and the Botlek Rail Tunnel, *Tunnelling and Underground Space Technologie*, Vol. 14, Nr. 2, pp. 121-129
- [56] A. BEZUIJEN, A.M. TALMON, (2005), Monitoring and modelling during tunnel construction, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ICSMGE in Osaka, pp. 1591-1594

- [57] A. BEZUIJEN, A.M. TALMON, (2003), Grout pressure measurements during tunnelling, *(Re)Claiming the Underground Space*, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress 2003 in Amsterdam, pp. 1005-1006
- [58] A. BEZUIJEN, A.M. TALMON, F.J. KAALBERG, R. PLUGGE, (2002), Field measurements of grout pressures during tunnelling, Proceedings of the 4th Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 113-118
- [59] A. BEZUIJEN, A.M. TALMON, F.J. KAALBERG, R. PLUGGE, (2004), Field Measurements of Grout Pressures During Tunnelling of the Sophia Rail Tunnel, *Soils and Foundations*, Vol. 44, Nr. 1, pp. 39-48
- [60] (1997), *Fließverhalten und Druckverhältnisse ausgewählter Mörtelrezepturen im simulierten Ringraum*, Bericht zum Forschungsprojekt zur Ringraumverpressung der Philipp Holzmann AG / Herrenknecht AG
- [61] P. LONGCHAMPS, (2002), Grouting behind segmental tunnel linings, *Eupalinos 2000 General Report*, Hrsg.: AFTES - Association Francaise des Travaux en Souterrain, pp. 34-40
- [62] F. KAALBERG, (2001), „Big brother“ for TBMs, *Tunnels & Tunnelling International*, Januar 2001, pp. 20-23
- [63] A.M. TALMON, L. AANEN, A. BEZUIJEN, W.H. VAN DER ZON, (2001), Grout pressures around a tunnel lining, *Modern Tunnelling Science and Technology*, Proceedings of the International Symposium on Modern Tunnelling Science and Technology IS in Kyoto, pp. 817-822
- [64] Y. KATOH, M. MIYAKE, M. WADA, C. YATOMI, Y. SUZUKI, (1999), Ground deformation mechanism around a shield tunnel by the passage of the tail void, *Pre-failure deformation characteristics of geomaterials*, Proceedings of the 2nd International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials IS in Turin, pp. 725-732
- [65] H. KUWAHARA, T. YAMAZAKI, O. KUSAKABE, (1997), Ground deformation mechanism of shield tunnelling due to tail void formation in soft clay, Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ICSMFE, Band 3, pp. 1457-1460
- [66] X. ZHOU, J. PU, C. BAO, (2001), Effect of tail void closure on lining earth pressure, Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ICSMFE, Band 2, pp. 1441-1444
- [67] A. BEZUIJEN, W.H. VAN DER ZON, A.M. TALMON, (2005), Laboratory testing of grout properties and their influence on back fill grouting, *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress 2005 in Istanbul, pp. 941-947
- [68] P.J. BOGAARDS, K.J. BAKKER, (1999), Longitudinal bending moments in the tube of a bored tunnel, *Numerical models in geomechanics*, Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics in Graz, pp. 317-321
- [69] W.H.N.C. VAN EMPEL, R.G.A. DE WAAL UND C. VAN DER VEEN, (2000), Segmental tunnel lining behaviour in axial direction, Proceedings of the International Conference of underground construction in soft ground IS in Tokio, pp. 357-362

- [70] A.M. TALMON, A. BEZUIJEN, F.J.M. HOEFSLOOT, (2009), Longitudinal tube bending due to grout pressures, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Hrsg.: C.W.W. NG, H.W. HUANG, G.B. LIU, Taylor & Francis/Balkema (Niederlande)
- [71] F. EMERIAULT, (2001), *Déplacement du Tunnel au sein du Mortier de Bourrage – Modélisation Numérique et Analytique*, INSA Bericht Nr. 58 zum Projekt Eupalinos 2000
- [72] R. DEBAUWER, K.J. BAKKER, R.J. AARTSEN, Improved grout pressure model for tunnel linings in soft soil conditions, *(Re)Claiming the Underground Space*, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress 2003 in Amsterdam, pp. 897-901
- [73] A.M. TALMON, A. BEZUIJEN, (2006), Grouting the tail void of bored tunnels: the role of hardening and consolidation of grouts, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Proceedings of the 5th International Conference ISSMGE TC 28 in Amsterdam, pp. 319-325
- [74] A. BEZUIJEN, A.M. TALMON, (2003), Grout, the foundation of a bored tunnel, *Foundations: Innovations, observations, design and practice*, Proceedings of BGA International Conference on Foundations in Dundee, pp. 129-138
- [75] J.D. MCKINLEY, M.D. BOLTON, (1999), A geotechnical description of fresh cement grout – filtration and consolidation behaviour, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, Nr. 5, pp. 295-307
- [76] A.M. TALMON, A. BEZUIJEN, (2009), Simulating the consolidation of TBM grout at Noordplaspolder, *Tunnelling and Underground Space Technologie*, Vol. 24, pp. 493-499
- [77] W.Q. DING, Z.Q. YUE, L.G. THAM, H.H. ZHU, C.F. LEE, T. HASHIMOTO, (2004), Analysis of shield tunnel, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 28, pp. 57-91
- [78] G. SWOBODA, A. ABU-KRISHA, (1999), Three-Dimensional Numerical Modelling for TBM Tunnelling in Consolidated Clay, *Tunnelling and Underground Space Technologie*, Vol. 14, Nr. 3, pp. 160-171
- [79] G. SWOBODA, M.A. KENAWI, E.H. RAMADAN, (2004), Numerical Investigation of TBM Tunnelling in Consolidated Clay, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress 2004 in Singapore, F13
- [80] C.B.M. BLOM, E.J. VAN DER HORST, P.S. JOVANOVIC, (1999), Three-dimensional Structural Analyses of the Shield-Driven „Green Heart“ Tunnel of the High-Speed Line South, *Tunnelling and Underground Space Technologie*, Vol. 14, Nr. 2, pp. 217-224
- [81] B.F.J. VAN DIJK, F.J. KAALBERG, (1998), 3-D Geotechnical Model for the North/ Southline in Amsterdam, *Courses and Lectures - International Centre for Mechanical Sciences*, Vol. 397, pp. 739-749
- [82] J. STAHLMANN, J. GATTERMANN, J. SCHMITT, (2004), Untersuchungen zum Einfluss der Ringspaltverpressung auf die Umlagerung der Gebirgsspannungen beim maschinellen Tunnelvortrieb, Tagungsband 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen TAE, pp. 305-316

- [83] T. KASPER, (2004), *Finite Elemente Simulation maschineller Tunnelvortriebe in wassergesättigtem Lockergestein*, Dissertation Ruhr- Universität Bochum
- [84] F. EMERIAULT, (2000), *Evaluation de la Résistance Mécanique du Mortier de Bourrage du VAL Rennes*, INSA Bericht Nr. 56 zum Projekt Eupalinos 2000
- [85] R. ALI, (1994), *Contribution à l'Etude des Problèmes du Creusement avec Bouclier à Pression de Terre: Confinement, Marinage et Remplissage du Vide Annulaire*, Dissertation L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon
- [86] A. GÖBL, (2008), Hydroschildvortrieb H3-4 im Unterinntal – Erfahrungen bei der Bauausführung, Vortrag beim 6. Österreichischen Tunneltag am 8. Oktober 2008 in Salzburg
- [87] M. THEWES, C. BUDACH, (2010), Schildvortrieb mit Erddruckschilden: Möglichkeit und Grenzen der Konditionierung des Stützmediums, Tagungsband 7. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen TAE
- [88] (2001), Bentonite as a Conditioner in Shield Tunnelling with Earth Pressure Borers, *Bentonite for Tunnel Construction and Underground Engineering*, 1st edition in English, Hrsg.: IKO Minerals GmbH (Oberhausen)
- [89] T. BABENDERERDE, C. HAHN, (2009), Ausbläuersicherheit, Stützdruck und Wirtschaftlichkeit bei Druckluftestiegen in durchlässigen Böden bei geringer Überdeckung, *Forschung + Praxis*, Vol. 43, Tagungsband STUVA-Tagung 2009 in Hamburg, pp. 104-108
- [90] P. MELIX, (1987), *Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel*, Dissertation und Veröffentlichung des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 103
- [91] K. V. TERZAGHI, R. JELINEK, (1954), *Theoretische Bodenmechanik*, Springer-Verlag Berlin
- [92] (1990), *Regelwerk Abwasser - Abfall, Arbeitsblatt A 161: Statische Berechnung von Vortriebsrohren*, Abwassertechnische Vereinigung (ATV), Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., St. Augustin
- [93] G. ANAGNOSTOU, K. KOVÁRI, (1992), Ein Beitrag zur Statik der Ortsbrust beim Hydroschildvortrieb, *Probleme bei maschinellen Tunnelvortrieben? – Gerätehersteller und Anwender berichten*, Tagungsband Symposium '92, 22./23. Oktober 1992, München
- [94] A. KIRSCH, D. KOLYMBAS, (2005), Theoretische Untersuchung zur Ortsbruststabilität, *Bau-technik*, Vol. 82, Heft 7, pp. 449-456
- [95] G. GIRMSCHIED, (2008), *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau*, 2. Auflage, Ernst & Sohn Berlin
- [96] M. EIMANNS, (2006), *Stützung der Ortsbrust beim Hydroschild*, Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik der Bergischen Universität Wuppertal
- [97] H.-G. HAUGWITZ, M. PULSFORT, (2009), *Grundbautaschenbuch*, Abschnitt 3.6: Pfahlwände, Dichtwände, Schlitzwände, 7. Auflage, Teil 2, Ernst & Sohn Berlin
- [98] W. HÖFLINGER, E. PONGRATZ, (2001), *Handbuch der industriellen Fest/Flüssig-Filtration*, Abschnitt 2.6: Theoretische Grundlagen der Fest/Flüssig-Filtration, 2. Auflage, pp. 22-34, WILEY-VCH Weinheim

- [99] F.-R. RUPPERT, (1982), *Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen*, Dissertation und Mitteilung des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Hrsg.: H. SIMONS, Heft Nr. 9
- [100] F. WEISS, (1981), *Ermittlung der dynamischen Fließgrenze verschiedener Flüssigkeiten – vorzugsweise Bentonitsuspensionen – durch Extrapolation des zeitlichen Verlaufs der mit dem Pendelgerät gemessenen thixotropen Verfestigung auf die Zeit 0 und Vergleich dieser Werte mit dem Stagnationsgradienten*, Schlussbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag des Instituts für Bautechnik in Berlin, Bauforschungsbericht T 847 des Informationszentrums Raum und Bau (IRB) der Fraunhofer-Gesellschaft
- [101] A. HEINZ, (2007), *Modifizierte Bentonitsuspensionen für geotechnische Bauverfahren in Böden hoher Durchlässigkeit*, Dissertation und Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Band 229
- [102] F. HÖPPLER, (1952), Messungen des rheologischen und thixotropen Verhaltens von Bentonitsuspensionen, *Kolloid-Zeitschrift*, Vol. 128, Heft 2, pp. 87-92
- [103] (2001), *Der Westerscheldetunnel in den Niederlanden*, Technischer Bericht der Philipp Holzmann AG
- [104] W. NEUMAIER, B. ROMMEL, A. WEISE, (2001), Separierung von Mischböden beim Wesertunnel, *Tunnel*, Nr. 1, pp. 32-38
- [105] T. KAAS, (2009), persönliche Kommunikation mit der Fa. Herrenknecht AG (Schwanau)
- [106] H. KÖHLER, (2009), Hydroschildvortrieb im Unterinntal: Suspension, Separierung, Verschleiß und Rettungsstollenanschlüsse, *Forschung + Praxis* Vol. 43, Tagungsband STUVA-Tagung 2009 in Hamburg, pp. 181-184
- [107] T. KAAS, (2006), Leidingentunnel Calandkanaal, *Tunnel*, Nr. 3, pp. 50-53
- [108] K. BÄPPLER, H. WALTERSCHEID-MÜLLER, J. BABENDERERDE, (2003), Hydroschilde und Separieranlage für Abwassersystem in Portland, Oregon/USA, *Tunnel*, Nr. 8, pp. 42-50
- [109] B. SCHRICKER, J. REGLER, F. DONHAUSER, (2001), Dreistufige Hydrozyklonanlage zur Regenerierung von Bentonitsuspensionen für den Tunnel Westerschelde, Niederlande, *Aufbereitungstechnik AT*, Vol. 42, Nr. 3, pp. 117-122
- [110] (1998), Leistungsfähige Separieranlage für den Spezialtiefbau zur Abtrennung von Aushub und zur Regenerierung der Suspensionen, *Aufbereitungstechnik AT*, Vol. 39, Nr. 7, pp. 356-357
- [111] B. BOHLE, (1997), Bentonit-Separieranlage für einen Hydroschildvortrieb in komplexem Baugrund, *Tunnel*, Nr. 6, pp. 43-45
- [112] G. WEHRMEYER, (2006), Förderkreisläufe beim maschinellen Tunnelvortrieb, *Taschenbuch für den Tunnelbau 2007*, pp. 208-236, Verlag Glückauf Essen
- [113] A. ARWANITAKI, (2009), *Über das Kontaktverhalten zwischen einer Zweiphasenschlitzwand und nichtbindigen Böden*, Dissertation Ruhr-Universität Bochum, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 41

- [114] T. KRAUSE, (1987), *Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust*, Dissertation und Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Nr. 24
- [115] F. LINDNER, M. KÖNIG, J. HOLZHÄUSER, CH. BERNUY, S. RIES, (2010), Unterquerung des Rheinhafen-Dampfkraftwerks in Karlsruhe mit einem Hydroschild (Bohrdurchmesser 4,40 m) im Rohrvortriebsverfahren, Tagungsband 7. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen TAE
- [116] P. FRITZ, (2007), Additives for Slurry Shields in Highly Permeable Ground, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 40, Nr. 1, pp. 81-95
- [117] F. DE LARRARD, (1999), *Concrete Mixture Proportioning, A Scientific Approach*, Modern Concrete Technologie 9, E & FN Spon, London und New York
- [118] S. KORDTS, (2005), *Herstellung und Steuerung der Verarbeitbarkeitseigenschaften selbstverdichtender Betone*, Dissertation Technische Universität Berlin
- [119] K.E. v. ECKARDSTEIN, (1983), *Pumping Concrete and Pumping Pumps*, Hrsg.: Friedrich Wilh. Schwing GmbH, Herne
- [120] (2007), *Zementmerkblatt Betontechnik B4 1.2007*, Frischbeton - Eigenschaften und Prüfungen, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf
- [121] J.F. BEST, R.O. LANE, (1980), Testing For Optimum Pumpability of Concrete, *Concrete International*, Vol. 2, Nr. 10, pp. 9-17
- [122] D. KAPLAN, T. SEDRAN, F. DE LARRARD, J.-P. BUSSON, G.R. SARRACO, F. CUSSIGH, J.-L. DUCHENE, A. THOMAS, (1999), Contrôler le pompage du béton avec les outils de la rhéologie, *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, Vol. 223, NT 4278, pp. 111-115
- [123] K. KASTEN, (2009), *Gleitrohr - Rheometer - Ein Verfahren zur Bestimmung der Fließeigenschaften von Dickstoffen in Rohrleitungen*, Kurzfassung und Thesen zur an der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden eingereichten Dissertation
- [124] K. KASTEN, (2010), Influence on the pumpability of concrete and its possibilities to ascertain, Vortragsfolien 19. Kolloquium „Rheologische Messungen an mineralischen Baustoffen“, FH Regensburg, 10. und 11. März 2010
- [125] (1999), *Merkblatt Verfüllungen von Hohlräumen mit hydraulischen Bindemitteln im Tiefbau*, 1. Auflage, Hrsg.: Anneliese BUT und Rohrdorfer BUT
- [126] D. KAPLAN, F. DE LARRARD, T. SEDRAN, (2005), Avoidance of Blockages in Concrete Pumping Process, *ACI Materials Journal*, Vol. 102, Nr. 3, pp. 183-191
- [127] R.D. BROWNE, P.B. BAMFORTH, (1977), Tests to Establish Concrete Pumpability, *ACI Journal*, Vol. 74, Nr. 5, pp. 193-203
- [128] H. MÜLLER, M. HAIST, (2005), *Bauwerkertüchtigung mit selbstverdichtendem pumpbarem Leichtbeton*, Abschlussbericht Nr. 02 30 69 0440, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Universität Karlsruhe
- [129] D. KAPLAN, (2000), *Pompage des bétons*, Dissertation Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris (Frankreich)

- [130] T. WÜSTHOLZ, (2006), *Experimentelle und theoretische Untersuchungen der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton*, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Heft 564, Beuth Verlag Berlin
- [131] P. GRÜBL, H. WEIGLER, S. KARL, (2001), *Beton, Arten, Herstellung und Eigenschaften*, Ernst & Sohn Berlin
- [132] W. PUNTKE, (2002), Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken, *Beton*, Heft 5, pp. 242-248
- [133] G. SPANKA, H. GRUBE, G. THIELEN, (1995), Wirkungsweise verflüssigender Betonzusatzmittel, *Beton*, Heft 12, pp. 876-881
- [134] H.-J. WIERIG, W. SCHRÖNER, S. SUHR, E. SCHOLZ, (1992), *Untersuchungen über das „Bluten“ von Zementleimen*, Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 64
- [135] R. FAHN, (1967), *Was ist Bentonit?*, Sonderdruck der Süd-Chemie AG München
- [136] M. SCHELLHORN, H.-W. KRAUSS, (2009), Verbesserung der Produktqualität und des Produktionsablauf bei der Herstellung von Betonwaren durch den Einsatz neuer mineralischer Zusatzstoffe, *BWI – BetonWerk International*, Nr. 1
- [137] M. SAHMARAN, N. ÖZKAN, S.B. KESKIN, B. UZAL, I.Ö. YAMAN, T.K. ERDEM, (2008), Evaluation of natural zeolite as a viscosity-modifying agent for cement-based grouts, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, pp. 930-937
- [138] N.-Q. FENG, G.-F. PENG, (2005), Applications of natural zeolite to construction and building materials in China, *Construction and Building Materials*, Vol. 19, pp. 579-584
- [139] M. OKRUSCH, S. MATTHES, *Mineralogie*, Abschnitt 9.6.5, 8. Auflage, Springer Verlag Berlin
- [140] T. BROCK, M. GROTEKLAES, P. MISCHKE, (2000), *Lehrbuch der Lacktechnologie*, Abschnitt: 2.4.3.2, 2. Auflage, Vincentz Verlag Hannover
- [141] P. EYERER, (2008), *Polymer-Engineering*, Abschnitt 3.5.1.6.15: Fließhilfsmittel, Hrsg.: P. EYERER, T. HIRTH, P. ELSNER, Springer-Verlag Heidelberg
- [142] M. HAIST, S. MÜLLER, (2005), Rheologische Eigenschaften von frischen Baustoffen, Rheologie Applikationsbericht V-217, Hrsg.: Thermo Electron GmbH Karlsruhe
- [143] T. MEZGER, (2000), *Das Rheologie- Handbuch: Für Anwender von Rotations- und Oszillations- Rheometern*, Hrsg.: U. ZORLL, Vincentz Verlag Hannover
- [144] (2007), Fachseminar: Baustoff-Rheologie, Teil 5: Viskoeleastizität - Kriechversuch - Oszillationsversuch, Thermo Fisher Scientific GmbH, Unterlagen zum Fachseminar Baustoffrheologie am 24. und 25. Januar 2007 in Karlsruhe
- [145] M. HAIST, (2009), Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen, Dissertation am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe
- [146] J.-P. WAGNER, A. REICHARTZ, A. HANNÖVER, B. SIEBERT, K. OSTERMINSKI, F. BRAUN, M. KIRCHGESSNER, (2007), Blüten von Frischbeton – Versuchsergebnisse mit dem Eimerverfahren des DBV-Merkblatts, *Beton*, Nr. 12, pp. 558-565

- [147] P. SCHIESSL, J.W. WEBER, B. SCHWAMBORN, J. LEISSNER, (1998), *Bluten von Frischbeton*, Schriftenreihe des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie, Heft 9, Beton-Verlag Düsseldorf
- [148] C. SCHLÖTZER, H. MÜLLER-KIRCHENBAUER, W. FRIEDRICH, (1997), Prognose und Kompensation von Filtratverlusten bei der Herstellung von Einphasen-Schlitzwänden, *Bautechnik*, Vol. 74, Heft 8, pp. 494-504
- [149] J.D. MCKINLEY, (1993), Grouted ground anchors and the soil mechanics aspects of cement grouting, Dissertation University of Cambridge
- [150] K. v. TERZAGHI, O.K. FRÖHLICH, (1936), *Theorie der Setzung von Tonschichten*, Frank Deuticke Leipzig und Wien
- [151] C.M. ALLES, (2000), *Prozeßstrategien für die Filtration mit kompressiblen Kuchen*, Dissertation Technische Universität Frideriana Karlsruhe
- [152] D. KOLYMBAS, (1998), *Geotechnik – Bodenmechanik und Grundbau*, Kapitel 8: Konsolidierung, Springer Verlag Berlin
- [153] H. FECHNER, H.-J. KLEFFNER, (2005), Konzeption und bautechnische Herausforderungen beim Bau des City-Tunnels Leipzig/D, *Forschung + Praxis*, Vol. 41, Tagungsband STUVA-Tagung 2005 in Leipzig, pp. 231-235
- [154] A. BEZUIJEN, (2007), Bentonite and grout flow around a TBM, *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises*, Hrsg.: J. BARTÁK, I. HRDINA, G. ROMANCOV, J. ZLÁMAL, Proceedings of the ITA World Tunnelling Congress in Prag 2007, pp. 383-388
- [155] R.B.J. BRINGGREVE, (2008), *PLAXIS Benutzerhandbuch Version 8.6*, Material Models Manual, PLAXIS b.v. Delft (Niederlande)
- [156] N.M. RUSE, (2004), *Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb*, Dissertation und Mitteilung 51 des Instituts für Geotechnik an der Universität Stuttgart, Hrsg.: P.A. VERMEER
- [157] A. BEZUIJEN, K.J. BAKKER, (2008), The influence of flow around a TBM machine, Proceedings of the 6th International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground in Shanghai, CRC Press, pp. 165-170
- [158] W. GLITSCH, U. REHM, (2006), Die Konzeption der Schildmaschine für den City-Tunnel Leipzig unter besonderer Berücksichtigung der örtlichen geologischen Verhältnisse, *Geotechnik*, Vol. 29, Nr. 2, pp. 157-163
- [159] (2009), *Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser*, Teil I: Allgemeines Bewertungskonzept, Hrsg.: Deutsches Institut für Bautechnik
- [160] (2004), *Ableitung von Geringfügigkeitsschwellenwerten für das Grundwasser*, Hrsg.: Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA)
- [161] (2006), *LAWA-Hinweise für die Anwendung der Geringfügigkeitsschwellenwerte bei Benutzung des Grundwassers in bestimmten Fallgestaltungen*

- [162] A.J. COBY, F.W. PICARDAL, (2006), Influence of Sediment Components on the Immobilization of Zn during Microbial Fe-(Hydr)oxide Reduction, *Environmental Science & Technology*, Vol. 40, Nr. 12, pp. 3813-3818
- [163] (1997), *GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten*, Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Essen), Verlag Ernst & Sohn (Berlin)
- [164] J.L. SHERRARD, L.P. DUNNIGAN, R.S. DECKER, E.F. STEELE, (1976), Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, pp. 69-85
- [165] *Richtlinien für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau (RPW)*, (2006), Hrsg.: Bundesanstalt für Wasserbau BAW
- [166] T. KASPER, G. MESCHKE, (2004), A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 28, pp.1441-1460
- [167] T. FLATH, E. GÜRKAN, (1999), 2. Heinenoordtunnel in den Niederlanden. Der einschalige Tübbingausbau, *Bautechnik*, Vol. 76, Heft 4, pp. 289-295
- [168] G. GIRMSCHIED, (1997), Schildvorgetriebener Tunnelbau in heterogenem Lockergestein, ausgekleidet mittels Stahlbetontübbing. Teil 2: Aspekte der Vortriebsmaschinen und Tragwerksplanung, *Bautechnik*, Vol. 74, Heft 2, pp. 85-100
- [169] E.-R. TIRPITZ, (1997), Zur Biegesteifigkeit von Tunnelröhren aus Stahlbetontübbing am Beispiel der 4. Röhre des Elbtunnels Hamburg, *Probleme der Nachweisführung bei außergewöhnlichen Bauwerken*, Tagungsband zum 1. Dresdner Baustatik-Seminar am 10. Oktober 1997 an der Technische Universität Dresden
- [170] WINSELMANN, STÄDIG, BABENDERERDE, HOLZHÄUSER, (2000), Aktuelle Berechnungsmethoden für Tunnelauskleidungen mit Tübbing und deren verfahrenstechnische Voraussetzungen, Tagungsband zur Baugrundtagung 2000, pp. 327-334
- [171] F. LEONHARDT, H. REIMANN, (1966), Betongelenke, *Der Bauingenieur*, Vol. 41, Heft 2, pp. 49-56
- [172] M. HELD, T. WELSCH, (2010), Zum Nachweis der Teilflächenbelastung nach DIN 1045-1 (08/2008), *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 104, Nr. 8, pp. 550-551
- [173] H. MEISSNER, (1996), Tunnelbau unter Tage. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2, *Geotechnik*, Vol. 19, Nr. 2, pp. 99-108

Normen

- DIN EN 196-1 Mai 2005. *Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*
- DIN EN 196-3 Februar 2009. *Prüfverfahren für Zement – Teil 3: Bestimmung der Erstarungszeiten und der Raumbeständigkeit*
- DIN EN 206-1 Juli 2001. *Beton. Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*
- DIN EN 450-1 Mai 2008. *Flugasche für Beton – Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien*
- DIN EN 480-4 März 2006. *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Prüfverfahren – Teil 4: Bestimmung der Wasserabsonderung des Betons (Bluten)*
- DIN EN 934-2 Februar 2002. *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel. Teil 2: Betonzusatzmittel. Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung*
- DIN EN 1015-3 Juni 2004. *Prüfverfahren für Mörtel und Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch)*
- DIN 1045-1 Juli 2001. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion*
- DIN 1045-2 Juli 2001. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*
- DIN 1048-1 Juni 1991. *Prüfverfahren für Beton. Frischbeton*
- DIN 1054 Januar 2005. *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*
- DIN 1054 Berechtigung 4 Oktober 2008. *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Berichtigung zu DIN 1054:2005-01*
- E-DIN 1055-2 Januar 2007. *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngrößen*
- DIN 4094-4 Januar 2002. *Baugrund. Felduntersuchungen. Teil 4: Flügelscherversuche*
- E-DIN 4126 August 2004. *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*
- E-DIN 4126 Beiblatt 1 September 2004. *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden – Erläuterungen*
- DIN 4127 August 1986. *Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten. Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung*

- DIN EN 12350-2 März 2000. *Prüfung von Frischbeton. Teil 2: Setzmaß*
- DIN EN 12350-5 Juni 2000. *Prüfung von Frischbeton. Teil 5: Ausbreitmaß*
- DIN EN ISO 14688-1 Januar 2003. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung. Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden. Teil 1: Benennung und Beschreibung*
- DIN 18121-1 April 1998. *Wassergehalt. Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung*
- DIN 18123 November 1996. *Bestimmung der Korngrößenverteilung*
- E-DIN 18124 November 2007. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte – Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer*
- DIN 18126 November 1996. *Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*
- DIN 18130-1 Mai 1998. *Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes. Teil 1: Laborversuche*
- E-DIN 18135 Juni 1999. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Eindimensionaler Kompressionsversuch*
- DIN 18136 November 2003. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Einaxialer Druckversuch*
- DIN 18137-1 Juli 2010. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen*
- DIN 18137-2 Dezember 1990. *Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte. Bestimmung der Scherfestigkeit. Triaxialversuch*
- DIN 18137-3 September 2002. *Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte. Bestimmung der Scherfestigkeit. Teil 3: Direkter Scherversuch*
- DIN 53019-1 September 2008. *Viskosimetrie – Messung von Viskositäten und Fließkurven mit Rotationsviskosimetern – Teil 1: Grundlagen und Messgeometrie*

Gesetze und Verordnungen

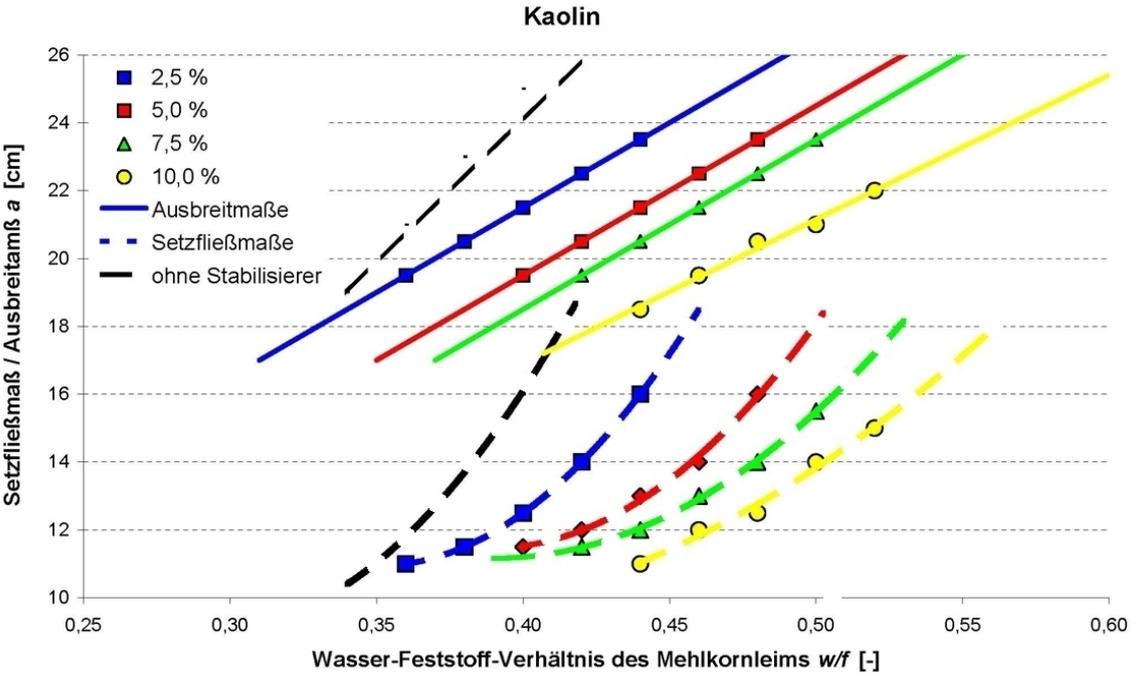
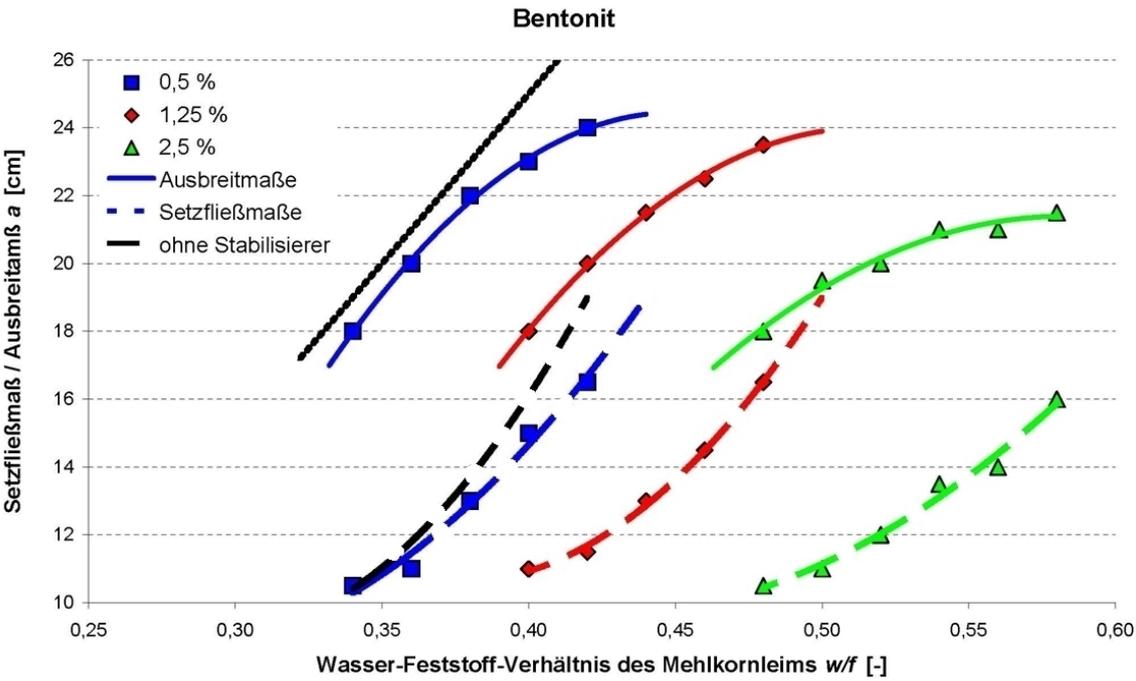
Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserverordnung – AbwV) vom 17. Juni 2004 (BGBl. I S. 1108, 2625), Stand: Neugefasst durch Bek. v. 17. 6.2004 I 1108, 2625; zuletzt geändert durch Art. 20 G v. 31.7.2009 I 2585

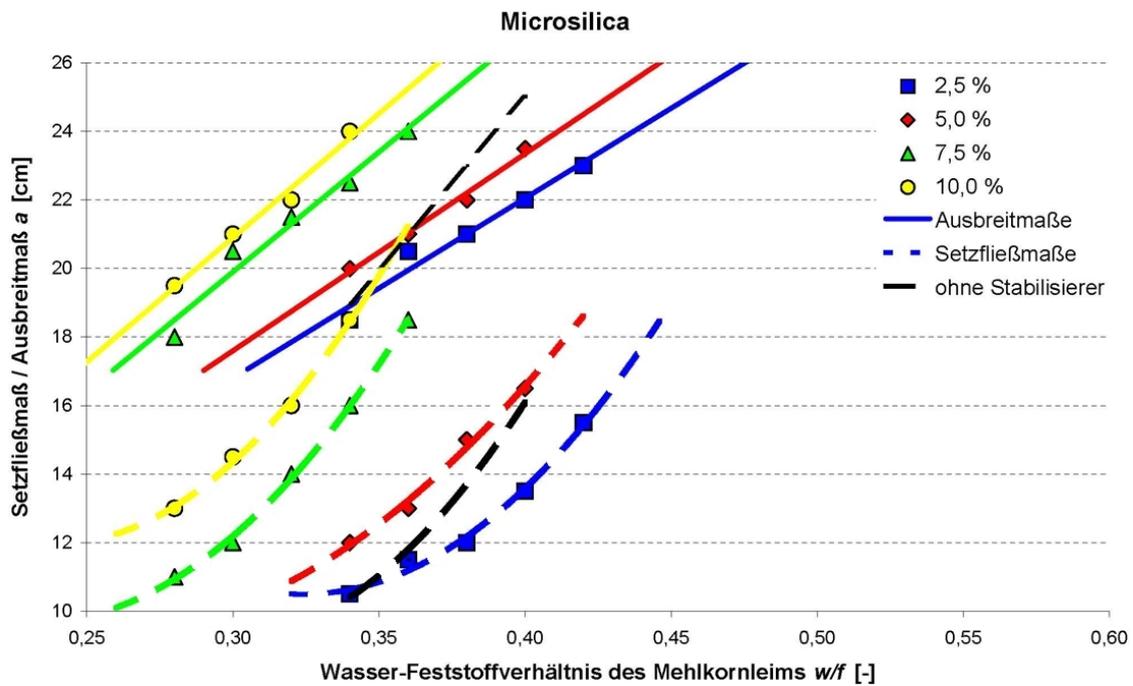
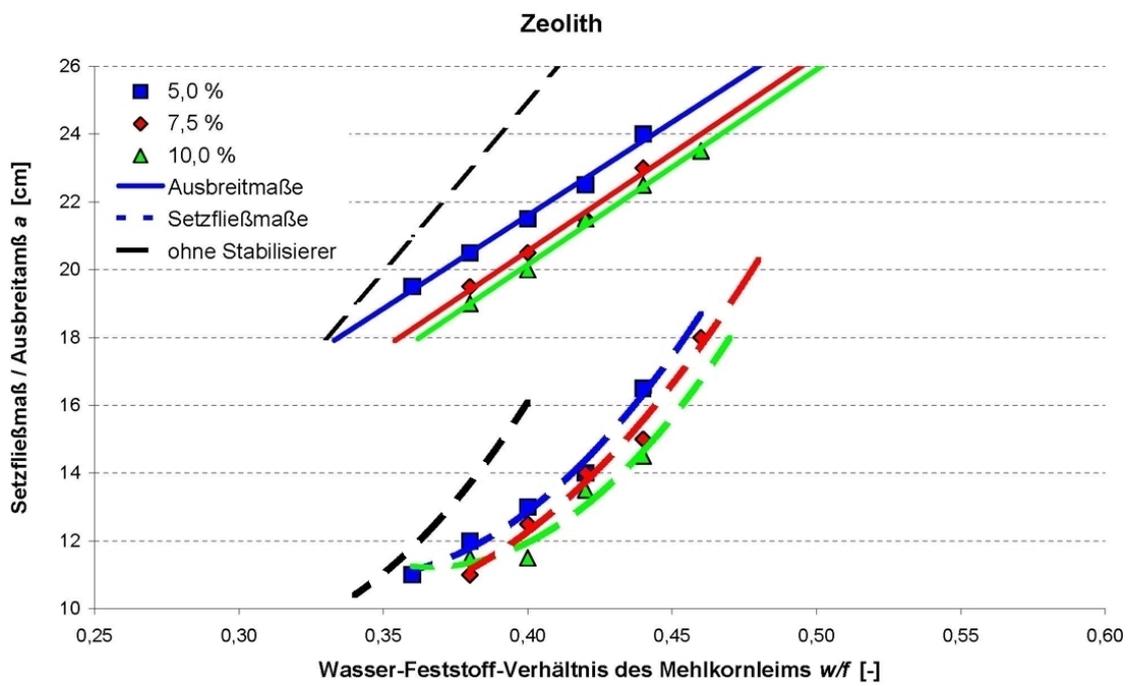
Gesetz zum Schutz vor schädlichen Bodenveränderungen und zur Sanierung von Altlasten (Bundes-Bodenschutzgesetz – BBodSchG) vom 17. März 1998 (BGBl. I S. 502), Stand: Zuletzt geändert durch Art. 3 G v. 9.12.2004 I 3214

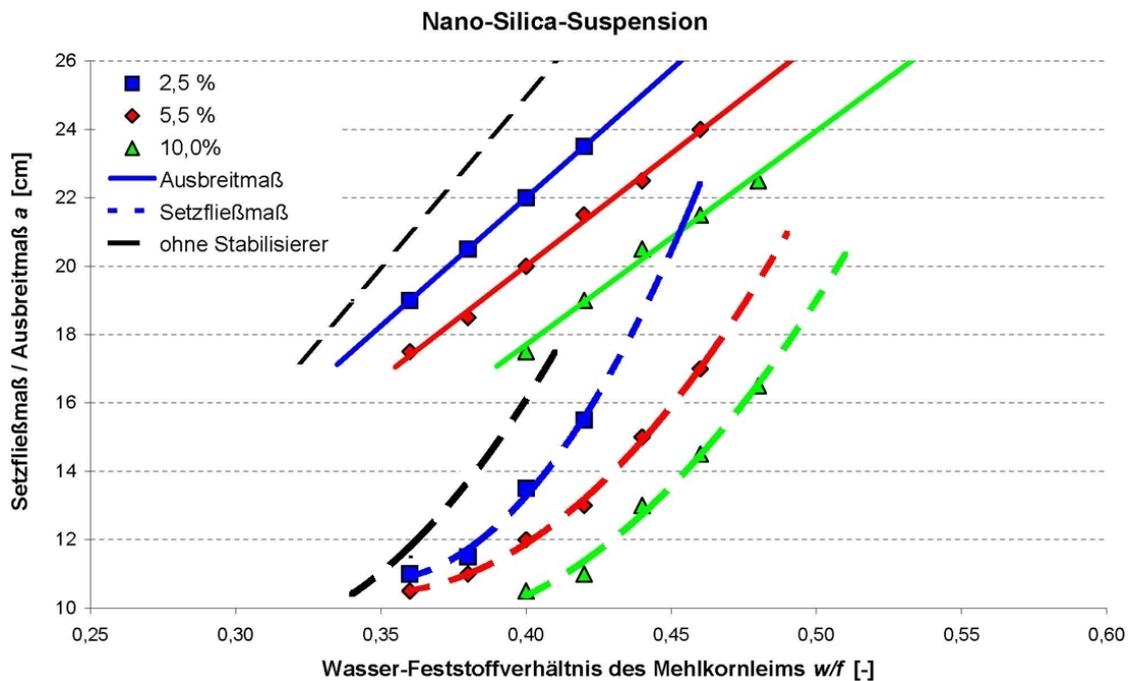
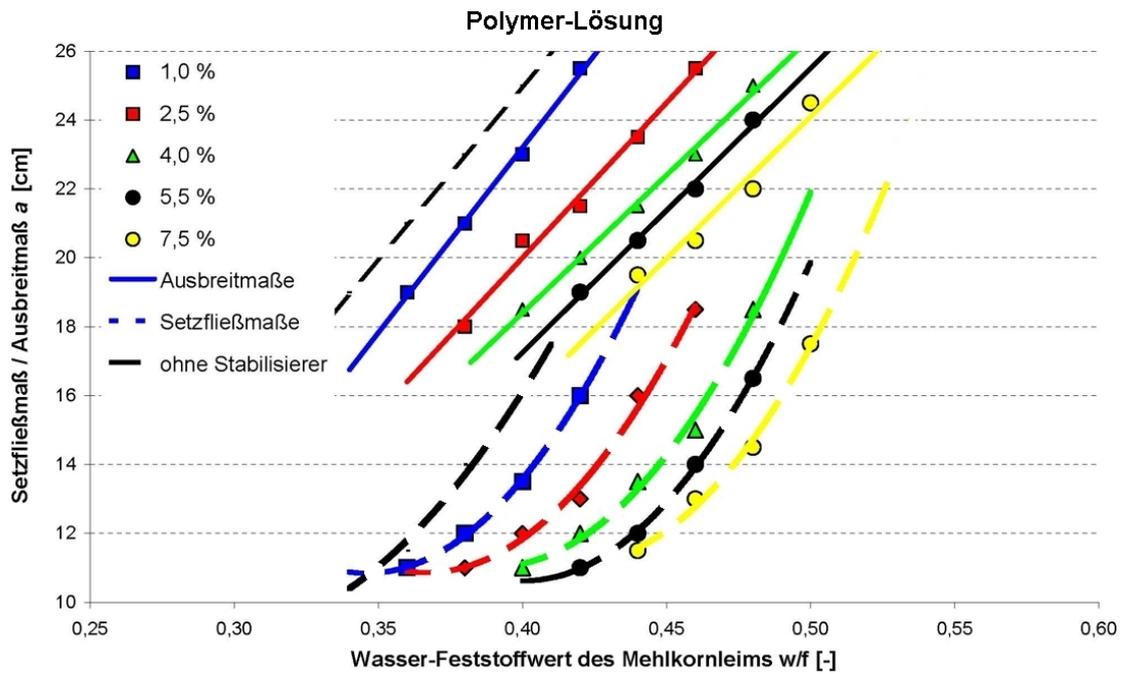
Verordnung über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch (Trinkwasserverordnung – TrinkwV 2001) vom 21. Mai 2001 (BGBl. I S. 959), Stand: Geändert durch Art. 363 V v. 31.10.2006 I 2407

Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz – WHG) vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), Stand: Geändert durch Art. 12 G v. 11.8.2010 I 1163

Anhang: Mörtelkonsistenzen







Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Thienert
Vorname: Christian
Titel: Dipl.-Ing.
Geburtsdatum: 9. Mai 1979
Geburtsort: Düsseldorf
Familienstand: verheiratet, 1 Sohn

Wissenschaftlicher Werdegang

Okt. 1999 - Dez. 2004 Studium des Bauingenieurwesens
an der Bergischen Universität Wuppertal
Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau

Dez. 2004 Bestandene Diplomprüfung (D II), Thema der Diplomarbeit:
„Numerische Modellierung der Beanspruchungen und Bemessung
eines Vortriebsrohres beim Micro-Tunneling“

seit Apr. 2005 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet
Geotechnik der Bergischen Universität Wuppertal
bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort