

Die Wirkung von Elementen zur Dämpfung und Entspannung des Porenwasserdruckes in wassergesättigten verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinsschüttungen

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau
der Technischen Universität Bergakademie Freiberg

genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR

Dr.-Ing.,

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Louis Roger NIGANG

Die Wirkung von Elementen zur Dämpfung und Entspannung des Porenwasserdruckes in wasser-gesättigten verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinsschüttungen

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau
der Technischen Universität Bergakademie Freiberg

genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR

Dr.-Ing.,

vorgelegt

von **Dipl.-Ing. Louis Roger NIGANG**

geboren am 06.01.1970 in Nkongsamba/Kamerun

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Manfred Walde (Freiberg)
Prof. Dr.-Ing. habil. Frieder Häfner (Freiberg)
Dr. rer.nat. Dietrich Sames (Leipzig)

Tag der Verleihung: 27.01.2000

Diese Arbeit widme ich meinem
früh verstorbenen Vater
Herrn Edouard Ngoupé
und meiner Mutter
Frau Madeleine Fiemo.

DANKSAGUNG

Ich möchte mich beim Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie (BMBF) und der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH (LMBV) für die Förderung des Forschungsvorhabens „Porenwasserdruckbarrieren“ im Rahmen des Großverbundprojektes „Sanierung und Sicherung setzungsfließgefährdeter Kippen und Kippenböschungen“ bedanken.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Walde, Erstgutachter und Inhaber des Lehrstuhls für Erdbau und bergbauliche Wasserwirtschaft am Institut für Bergbau der TU Bergakademie Freiberg, für die freundliche Unterstützung und die gute Zusammenarbeit.

Für die Begutachtung meiner Arbeit danke ich weiterhin Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. F. Häfner, Dekan der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau an der TU Bergakademie Freiberg sowie Herrn Dr. rer.nat. D. Sames vom Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH in Leipzig.

Den Mitarbeitern des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg danke ich für die Mitwirkung bei der Durchführung der Modellversuche.

Nicht zuletzt bedanke ich mich bei meiner Familie, allen Freunden und Bekannten, die in schwierigen Phasen meiner Arbeit viel Geduld mit mir aufbringen mußten.

Freiberg, im Februar 2000

INHALTSVERZEICHNIS

| | <u>Seite</u> |
|----------|--|
| 1 | Einleitung 1 |
| 2 | Aufgabenstellung mit Vorstellung der Porenwasser- druckbarrieren 2 |
| 2.1 | Aufgabenstellung 2 |
| 2.2 | Wirkprinzipien von Porenwasserdruckbarrieren 3 |
| 2.3 | Anwendbarkeit von Porenwasserdruckbarrieren 4 |
| 3 | Literaturlauswertung 7 |
| 3.1 | Notwendigkeit der Sanierung von verflüssigungsgefähr- deten Lockergesteinsschüttungen 7 |
| 3.2 | Bodenmechanische Betrachtungen der Verflüssigung bzw. des Setzungsfließens 8 |
| 3.2.1 | Entstehung der Verflüssigung von sandigen Lockerge- steinsschüttungen und ihre Ursachen 8 |
| 3.2.2 | Erscheinungsbild des Setzungsfließens 10 |
| 3.2.3 | Kriterien zur Abschätzung der Verflüssigungsneigung von verkipptem Lockergestein 11 |
| 3.2.4 | Auslösende Initiale einer Verflüssigung 13 |
| 3.3 | Erscheinung des Porenwasserdruckes und Änderung bei Belastungsänderung 14 |
| 3.4 | Verminderung des Porenwasserdruckes als Maßnahme zum Schutz gegen Verflüssigung 16 |
| 3.4.1 | Allgemeines 16 |
| 3.4.2 | Porenwasserdruckverminderung durch Grundwasserabsen- kung 18 |
| 3.4.3 | Porenwasserdruckverminderung durch komprimierbare Elemente 19 |
| 3.4.3.1 | Mechanismus des Luftaufstiegs in Wasser 19 |
| 3.4.3.2 | Luftblasenschleier als Wellenbrecher und zur Druck- verminderung 21 |
| 3.4.3.3 | Auswirkungen von Luft im Grundwasser 23 |
| 3.4.4 | Verminderung des Porenwasserdruckes und der Verflüs- sigungsgefahr durch schnelle Porenwasserdruckausbrei- tung 24 |
| 3.4.4.1 | Wirksamkeit von vertikalen Drainagebohrungen 24 |
| 3.4.4.2 | Wirksamkeit von anderen Drainageelementen 29 |
| 3.5 | Zusammenfassung der Literaturlauswertung 32 |
| 4 | Ansatzpunkte für die Untersuchungen 34 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 4.1 | Scherfestigkeit und Sicherungsmöglichkeiten von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen durch Verdichtung..... | 34 |
| 4.2 | Sicherungsmöglichkeiten von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen durch Verhinderung von kritischen Porenwasserdrücken | 35 |
| 5 | Laborative Voruntersuchungen an Versuchsmaterialien | 38 |
| 5.1 | Laborative Voruntersuchungen am Modellsand..... | 38 |
| 5.1.1 | Siebanalyse und absolute Permeabilität des Modellsandes | 38 |
| 5.1.2 | Relative Permeabilität der Luft-Wasserverdrängung im Modellsand | 39 |
| 5.1.3 | Relative Permeabilität tensidhaltiger Modellsandproben | 40 |
| 5.2 | Laborative Voruntersuchungen am Dränagekies..... | 43 |
| 5.3 | Nachweis der Filterregel | 43 |
| 6 | Planung und Konzeption zur Durchführung der Modellversuche | 45 |
| 6.1 | Art der durchgeführten Modellversuche..... | 45 |
| 6.1.1 | Modellversuche mit Luftpolster | 45 |
| 6.1.2 | Modellversuche mit vertikalen Dränagebohrungen..... | 46 |
| 6.2 | Technische Angaben zu den Modellversuchen | 47 |
| 6.3 | Durchführung der Modellversuche | 48 |
| 6.3.1 | Vorbereitungsphase | 48 |
| 6.3.2 | Versuchs- und Ausbauphase | 50 |
| 6.4 | Dimensionsanalyse | 53 |
| 6.4.1 | Allgemeines | 53 |
| 6.4.2 | Ermittlung von dimensionslosen Größen..... | 54 |
| 7 | Versuchsergebnisse und Auswertung | 58 |
| 7.1 | Modellversuche mit Luftpolster | 58 |
| 7.1.1 | Materialparameter im Ein- und Ausbauzustand..... | 58 |
| 7.1.2 | Radiometrische Sondierungen..... | 60 |
| 7.1.3 | Setzungen | 64 |
| 7.1.4 | Porenwasserüberdrücke | 69 |
| 7.2 | Modellversuche mit vertikalen Dränagebohrungen..... | 74 |
| 7.2.1 | Materialparameter im Ein- und Ausbauzustand..... | 74 |
| 7.2.2 | Radiometrische Sondierungen..... | 76 |
| 7.2.3 | Setzungen | 78 |
| 7.2.4 | Porenwasserüberdrücke | 81 |
| 7.3 | Weitere Ergebnisse der Modellversuche..... | 84 |
| 7.3.1 | Wasserspiegelanstieg und Porenwasserdruckentwicklung am Beckenrand | 85 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 7.3.2 | Sackungen durch Aufsättigung und Entwässerung des Modellsandes | 86 |
| 7.3.3 | Abschätzung der maximalen Setzung am Sprengpunkt | 87 |
| 8 | Theoretische Grundlagen für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren | 88 |
| 8.1 | Allgemeines | 88 |
| 8.2 | Mathematische Beschreibung der Ausbreitung des Porenwasserdruckes im Grundwasser | 89 |
| 8.3 | Einfluß des Gases im Grundwasser..... | 92 |
| 8.4 | Nachweis der Betrachtung von Kurzzeituntersuchungen mit gespanntem Grundwasserspiegel | 94 |
| 8.5 | Spezielle Randbedingungen für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren..... | 96 |
| 8.5.1 | Randbedingung Gaseintrag (g)..... | 97 |
| 8.5.2 | Randbedingung Bodenverdichtung (v) | 99 |
| 9 | Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren mit Kurzzeit-PCGEOFIM | 101 |
| 9.1 | Allgemeines zum Programmsystem PCGEOFIM | 101 |
| 9.2 | Ergebnisse aus Voruntersuchungen mit PCGEOFIM bei verschiedenen Kippenaufbautechnologien, Dränage- und Dämpfungsmöglichkeiten | 102 |
| 9.3 | Erweiterungen im Programmsystem PCGEOFIM für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren | 103 |
| 9.4 | Test des neuen Programmsystems Kurzzeit-PCGEOFIM..... | 104 |
| 9.5 | Zu einigen Modellparametern | 105 |
| 9.6 | Modellierung von Modellversuchen..... | 107 |
| 9.6.1 | Modellierung des Modellversuches ohne Porenwasserdruckbarriere..... | 107 |
| 9.6.2 | Modellierung von Modellversuchen mit Luftpolster..... | 109 |
| 9.6.3 | Modellierung von Modellversuchen mit vertikalen Dränagebohrungen | 111 |
| 9.7 | Modellierung von Feldversuchen..... | 113 |
| 9.8 | Weitere Erkenntnisse aus der Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren | 114 |
| 9.8.1 | Theoretische Untersuchungen zum Einfluß des spezifischen Speicherkoeffizienten | 114 |
| 9.8.2 | Wirkung des Luftpolsters in verschiedenen Entfernungen von der Initialstelle | 116 |
| 9.8.3 | Einfluß der Dränageabstände und Dränagedurchmesser auf die Verminderung des Porenwasserdruckes..... | 117 |
| 9.8.4 | Einfluß der Dränagedurchlässigkeit auf den Porenwasserdruck..... | 119 |
| 9.8.5 | Einfluß des Dränageabstandes zur Initialstelle auf den Porenwasserdruck | 120 |

| | | |
|-----------|--|--------------|
| 9.8.6 | Einfluß der Durchlässigkeit des Kippenmaterials auf den Porenwasserdruck | 121 |
| 10 | Bemessung von Porenwasserdruckbarrieren durch Modellierung mit Kurzzeit-PCGEOFIM..... | 122 |
| 10.1 | Geometrie, Bodeneigenschaften, Schichtgrenzen | 122 |
| 10.2 | Notwendige Randbedingungen am Modell..... | 123 |
| 10.3 | Beeinflussung der Ergebnisse durch Veränderungen an der Barriere..... | 123 |
| 10.4 | Vergleich mit Zielvorgaben | 124 |
| 10.5 | Technologische Ausführung..... | 124 |
| 11 | Zusammenfassung und Ausblick..... | 127 |
| | Literaturverzeichnis..... | 130 |
| | Anlagen | |

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

| | <u>Seite</u> |
|------------|---|
| Abb. 2.1: | Wirkprinzipien einer Porenwasserdruckbarriere am Beispiel eines durch Sprengen erzeugten Stützkörpers..... 3 |
| Abb. 2.2: | Schematische Darstellung der Wirkungsweise von Porenwasserdruckbarrieren auf den Porenwasserüberdruck 4 |
| Abb. 3.1: | Verflüssigungsgefährdeter Korngrößenbereich nach STOCK (1989) und Vergleich mit Korngrößenverteilung des Modellsandes..... 12 |
| Abb. 3.2: | Wirkprinzipien und Hilfsmaßnahmen gegen Bodenverflüssigung (JGS 1998)..... 17 |
| Abb. 3.3: | Änderung der Spannungsverhältnisse in einer Bodenschicht infolge der Grundwasserabsenkung (JGS 1998)..... 19 |
| Abb. 3.4: | Volumenvergrößerung bei aufsteigenden Einzelblasen aus verschiedenen Tiefen, bezogen auf das Anfangsvolumen 20 |
| Abb. 3.5: | Mechanismus der Wellendämpfung durch Luftblasenschleier nach PREISLER (MÄDER 1971)..... 22 |
| Abb. 3.6: | Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad und Durchlässigkeitsbeiwert..... 24 |
| Abb. 3.7: | Verschiedene Anordnungsmöglichkeiten von vertikalen Dränagen 25 |
| Abb. 3.8: | Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit von der Zeit (SEED & BOOKER 1977)..... 27 |
| Abb. 3.9: | Wirkung des Dränagedurchmessers und Dränageraums auf das maximale Porenwasserdruckverhältnis (SEED & BOOKER 1977)..... 27 |
| Abb. 3.10: | Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit von Dränageparametern (SEED & BOOKER 1977)..... 28 |
| Abb. 3.11: | Horizontale Dränageschichten nach URIEL & OLALLA (1987) 31 |
| Abb. 4.1: | Verlauf der Scherfestigkeit und des Porenwasserdruckes beim undrännierten Triaxialversuch am Versuchsmaterial..... 34 |

| | | |
|-----------|---|----|
| Abb. 4.2: | Abhängigkeit der Scherfestigkeit im undrännierten Versuch vom erreichten Grad der Verdichtung (FÖRSTER & WALDE 1993) | 35 |
| Abb. 4.3: | Herbeiführung der Verflüssigung durch Erhöhung des Porenwasserdruckes | 36 |
| Abb. 4.4: | Scherfestigkeitsentwicklung mit kontrollierten Porenwasserdrücken bei undrännierten Scherversuchen..... | 37 |
| Abb. 5.1: | Kornverteilungskurve des Modellsandes..... | 38 |
| Abb. 5.2: | Relative Permeabilität der Luft-Wasserverdrängung im Modellsand | 39 |
| Abb. 5.3: | Tensidlöslichkeit als Funktion der Temperatur T in der Nähe der Kraft-Temperatur T_K (BREZESINSKI & MÖGEL 1993) | 40 |
| Abb. 5.4: | Oberflächenspannung als Funktion der Tensidkonzentration c (BREZESINSKI & MÖGEL 1993) | 41 |
| Abb. 5.5: | Relative Permeabilität des tensidhaltigen Modellsandes..... | 42 |
| Abb. 5.6: | Kornverteilungskurven des Modellsandes und des Drainagekieses bei der Anwendung auf die Filterregel | 44 |
| Abb. 6.1: | Schnitt durch die Anordnung von perforierten Rohren für die Luftinjektion beim Aufbau des Luftpolsters..... | 45 |
| Abb. 6.2: | Einrichtung zur Verteilung und Regulierung der Druckluft sowie Anschluß der Injektionsleitungen an der Luftverteilereinrichtung | 46 |
| Abb. 6.3: | Anordnung von vertikalen Dränagen | 47 |
| Abb. 6.4: | Schnitt durch das Modellversuchsbecken | 48 |
| Abb. 6.5: | Anordnung von Porenwasserdrucksonden, Triaxialgeophonen für Partikelgeschwindigkeitsmessung und Probestutzen in der Sprengenebene beim Modellversuch 9..... | 50 |
| Abb. 6.6: | Anordnung von Triaxialgeophonen an der Oberfläche des Modellbeckens und Meßpunkten für die radiometrische Sondierung beim Modellversuch 6 | 51 |
| Abb. 6.7: | Durchführung von Drucksondierungen und Sondierungspunkte vor (v) und nach der Sprengung | 51 |
| Abb. 6.8: | Übersicht der Nivelliermeßpunkte | 52 |
| Abb. 6.9: | Probeentnahme zur Bestimmung der Materialeigenschaften nach der Sprengung beim Modellversuch 9..... | 53 |
| Abb. 7.1: | Mittelwerte der Materialparameter im Einbauzustand vor der Wassersättigung und im Ausbauzustand nach der Entwässerung bei den Modellversuchen mit Luftpolster | 58 |

| | | |
|------------|--|----|
| Abb. 7.2: | Mittelwerte der Materialparameter im Bereich vor und hinter dem Luftpolster im Ausbauzustand nach der Entwässerung des Modellbeckens | 60 |
| Abb. 7.3: | Radiometrische Sondierungen im Bereich ohne und mit Luftpolster zur Beschreibung des Materialzustandes vor der Sprengung | 61 |
| Abb. 7.4: | Radiometrische Sondierungen im Bereich ohne und mit Luftpolster zur Beschreibung des Materialzustandes nach der Sprengung | 63 |
| Abb. 7.5: | Porenwasserdruckentwicklung (bei $r/R_{LP}=2,13$) und radiometrische Messungen vor und nach der Sprengung im Bereich ohne und mit Luftpolster in Abhängigkeit von der Tiefe (Versuch 6) | 64 |
| Abb. 7.6: | Setzungen infolge der Sprengung senkrecht zum Luftpolster im Bereich ohne und mit Luftinjektion beim Modellversuch 10..... | 64 |
| Abb. 7.7: | Isoliniendarstellung entstandener Setzungen bei Anordnung des Luftpolsters beim Modellversuch 10..... | 65 |
| Abb. 7.8 | Vergleich der Setzungen mit der Porenwasserdruckentwicklung im Bereich ohne und mit Luftpolster beim Modellversuch 6 | 66 |
| Abb. 7.9: | Setzungen durch Sprengung in verschiedenen Richtungen zum Luftpolster im Bereich ohne und mit Luftinjektion | 67 |
| Abb. 7.10: | Setzungen in Abhängigkeit vom Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle | 68 |
| Abb. 7.11: | Maximale Setzung in Abhängigkeit von der Dichteänderung nach der Sprengung im Bereich ohne und mit Luftpolster | 68 |
| Abb. 7.12: | Porenwasserüberdruck im Bereich ohne (PWP 12) und hinter dem Luftpolster (PWP 26) in gleicher Entfernung zum Sprengpunkt beim Modellversuch 9 | 69 |
| Abb. 7.13: | Lage des Luftpolsters und Beispiele von Porenwasserdruckaufnehmern im Bereich ohne und mit Luftpolster (vor und nach Durchlauf) beim Modellversuch 9..... | 70 |
| Abb. 7.14: | Porenwasserüberdruck im Bereich ohne Luftpolster (PWP 05) und vor dessen Durchlauf (PWP 21) in gleicher Entfernung zum Sprengpunkt beim Modellversuch 9..... | 71 |
| Abb. 7.15: | Maximale Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit Luftpolster in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle | 71 |

| | | |
|------------|--|----|
| Abb. 7.16: | Maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad im Luftpolster ($S_{r,LP}$) und im Modellbecken ($S_{r,B}$) | 72 |
| Abb. 7.17: | Maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung der Luftbarriere zur Initialstelle (R_{LP})..... | 72 |
| Abb. 7.18: | Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von der Sprengenergie bei den Modellversuchen 1 und 10 mit Luftpolster | 73 |
| Abb. 7.19: | Mittelwerte der Wirkungsgrade des Luftpolsters in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad im Luftpolster und von der Sprengenergie..... | 73 |
| Abb. 7.20: | Wirkungsgrad in Abhängigkeit von der Entfernung des Luftpolsters zur Initialstelle..... | 73 |
| Abb. 7.21: | Mittelwerte der Materialparameter im Einbauzustand vor der Wassersättigung und im Ausbauzustand nach der Entwässerung bei den Modellversuchen mit vert. Drainagebohrungen | 74 |
| Abb. 7.22: | Mittelwerte der Materialparameter im Bereich vor und hinter den vert. Dränagen im Ausbauzustand nach der Entwässerung des Modellbeckens | 75 |
| Abb. 7.23: | Radiometrische Sondierungen im Bereich des Modellbeckens ohne vertikalen Drainagebohrungen vor und nach der Sprengung..... | 77 |
| Abb. 7.24: | Radiometrische Sondierungen im Bereich des Modellbeckens mit vertikalen Drainagebohrungen vor und nach der Sprengung..... | 77 |
| Abb. 7.25: | Setzungen infolge der Sprengung auf der Achse senkrecht zu den vertikalen Drainagebohrungen im Bereich ohne und mit Dränagen beim Modellversuch 5..... | 78 |
| Abb. 7.26 | Vergleich der Setzungen mit der Porenwasserdruckentwicklung im Bereich ohne und mit Dränagen beim Modellversuch 5 | 78 |
| Abb. 7.27: | Setzungen durch Sprengung in verschiedenen Richtungen zu den vertikalen Drainagebohrungen..... | 80 |
| Abb. 7.28: | Setzungen in Abhängigkeit vom Abstand der Drainagebohrungen untereinander bei gleichem Abstand zur Initialstelle..... | 80 |
| Abb. 7.29: | Verlauf der Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne (PWP 08) und mit vertikalen Drainagebohrungen (PWP 24) in gleicher Entfernung symmetrisch zum Sprengpunkt beim Modellversuch 5 | 81 |

| | | |
|------------|---|-----|
| Abb. 7.30: | Lage der Drainagebohrungen sowie Beispiele von Porenwasserdruckaufnehmern im Bereich ohne und mit Dränagen beim Modellversuch 5..... | 82 |
| Abb. 7.31: | Maximale Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit vertikalen Drainagebohrungen in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle | 82 |
| Abb. 7.32: | Maximale Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen in Abhängigkeit von Drainageabständen bei gleicher Entfernung zur Initialstelle..... | 83 |
| Abb. 7.33: | Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von der Sprengenergie beim Modellversuch 11 | 83 |
| Abb. 7.34: | Wirkungsgrad nach Durchlauf der Dränagen in Abhängigkeit von der Sprengenergie, dem Abstand zwischen den Dränagen und dem Abstand der Drainage-reihen für $R_{VD}/h_0=0,89$ | 84 |
| Abb. 7.35: | Wasserspiegelanstieg am Beckenrand nach der Sprengung im Modellbecken | 85 |
| Abb. 7.36: | Entwicklung des Porenwasserüberdruckes am Beckenrand 1 m unterhalb der freien Wasseroberfläche nach der Sprengung..... | 85 |
| Abb. 7.37: | Sackungen infolge der Aufsättigung und Entwässerung des Modellbeckens | 87 |
| Abb. 7.38: | Maximale Setzung am Sprengpunkt | 87 |
| Abb. 8.1: | Relative Durchlässigkeiten der benetzenden und der nicht benetzenden Phasen im Dreiphasensystem nach MATTHESS & UBELL (1983)..... | 93 |
| Abb. 9.1: | Diskretisierung des Grundwasserstockwerkes in finite Volumen (SAMES & BOY 1997)..... | 101 |
| Abb. 9.2: | Messung von Porenwasserüberdrücken an der Spreng-ebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Mo-dellversuch ohne PWDB ($r=100$ cm und $r=120$ cm vom Sprengpunkt)..... | 108 |
| Abb. 9.3: | Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m unterhalb der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEO-FIM beim Modellversuch ohne PWDB ($r=80$ cm und $r=120$ cm vom Sprengpunkt) | 108 |
| Abb. 9.4: | Gemessene und modellierte maximale Porenwas-serüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch ohne PWDB | 109 |
| Abb. 9.5: | Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m oberhalb der Sprengenebene sowie in der Sprengenebene und Mo-dellierung beim Modellversuch 6 mit Luftpolster ($r=140$ cm vom Sprengpunkt) | 110 |

| | | |
|------------|---|-----|
| Abb. 9.6: | Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m oberhalb der Sprengenebene sowie in der Sprengenebene und Modellierung beim Modellversuch 9 mit Luftpolster (r=160 cm vom Sprengpunkt) | 110 |
| Abb. 9.7: | Gemessene und modellierte maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch 6 mit Luftpolster | 111 |
| Abb. 9.8: | Messung von Porenwasserüberdrücken in der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Modellversuch 5 mit vertikalen Dränagen (r=140 cm vom Sprengpunkt) | 112 |
| Abb. 9.9: | Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m oberhalb der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Modellversuch 8 mit vertikalen Dränagen (r=160 cm vom Sprengpunkt)..... | 112 |
| Abb. 9.10: | Gemessene und modellierte maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch 5 mit vert. Dränagen (VD)..... | 113 |
| Abb. 9.11: | Gegenüberstellung der Messung und Modellierung des Feldversuches ohne PWDB bezogen auf die Zeitpunkte des maximalen Porenwasserüberdruckes..... | 114 |
| Abb. 9.12: | Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von der Entfernung r bei der Messung und Modellierung des Feldversuches ohne PWDB | 114 |
| Abb. 9.13: | Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle bei verschiedenen spezifischen Speicherkoeffizienten im Luftpolster | 115 |
| Abb. 9.14: | Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit vom spezifischen Speicherkoeffizienten im Luftpolster und in der Kippe bei verschiedenen Entfernungen zur Initialstelle..... | 115 |
| Abb. 9.15: | Porenwasserdruckentwicklung bei Anordnung des Luftpolsters in verschiedenen Entfernungen von der Initialstelle..... | 116 |
| Abb. 9.16: | Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Abständen und Durchmessern der vert. Dränagen in 25m ($R_{VD}/h_w=1,25$) von der Initialstelle | 117 |
| Abb. 9.17: | Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Abstände und Durchmessern der vert. Dränagen in 25m ($R_{VD}/h_w=1,25$) von der Initialstelle (ungespannter GW-Spiegel)..... | 118 |

| | | |
|------------|---|-----|
| Abb. 9.18: | Porenwasserdruckentwicklung bei der Anordnung vom vertikalen Dränageschlitz in einer Entfernung von 25m ($R_{VS}/h_W=1,25$) von der Initialstelle..... | 119 |
| Abb. 9.19: | Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Durchlässigkeitskoeffizienten der Dränagen mit Abständen von $a=3$ m untereinander in einer Entfernung von $R_{VD}=25$ m von der Initialstelle..... | 120 |
| Abb. 9.20: | Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Abständen der Dränagen zur Initialstelle mit Drainageabständen von $a=3$ m untereinander und Drainagedurchmessern von $d=0,2$ m..... | 121 |
| Abb. 9.21: | Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Durchlässigkeitsbeiwerten in der Kippe ohne Drainageanordnung..... | 121 |
| Abb. 10.1: | Schematische Darstellung des Aufbaus des Luftpolsters..... | 124 |
| Abb. 10.2: | Stabilisierung eines Kippenstreifens von 50 m Breite und 100 m Länge mit vertikalen Dränagen in Abständen von 3 m..... | 125 |

TABELLENVERZEICHNIS

| | <u>Seite</u> |
|---|--------------|
| Tab. 3.1: Porenwasserdruckverhältnis für z=0 m nach MALY-SCHEW (1966) | 23 |
| Tab. 3.2: Resultierende Porenwasserdruckkräfte R pro lfd. m Baugrubenlänge für die von BLÜMEL (1979) untersuchten Fälle und für den Tonhorizont bei NN +43 m..... | 29 |
| Tab. 6.1: Modellversuche mit Luftpolster (LP) als Porenwasserdruckbarriere..... | 46 |
| Tab. 6.2: Geometrische Anordnung der vertikalen Drainagebohrungen..... | 47 |
| Tab. 6.3: Durchgeführte Messungen bei den Modellversuchen..... | 49 |
| Tab. 6.4: Basisgrößen, -einheiten und -dimensionen..... | 55 |
| Tab. 6.5: Die maximale Setzung beeinflussende physikalische Größen mit Maßeinheiten und Dimensionen | 55 |
| Tab. 6.6: Dimensionsmatrix | 55 |
| Tab. 6.7: Physikalische Abhängigkeiten und abgeleitete dimensionslose Größen..... | 57 |
| Tab. 7.1: Änderung der Materialparameter nach der Sprengung im Modellbecken | 59 |
| Tab. 7.2: Vergleich der Modellparameter im Ausbauzustand im Bereich ohne und hinter dem Luftpolster nach der Entwässerung..... | 59 |
| Tab. 7.3: Mittlere Wassersättigungsgrade im Modellbecken und im Luftpolster vor der Sprengung bei der radiometrischen Sondierung..... | 61 |
| Tab. 7.4: Mittlere Wassersättigungsgrade im Modellbecken und im Luftpolster nach der Sprengung bei der radiometrischen Sondierung..... | 62 |
| Tab. 7.5: Weitere Materialparameter im Modellbecken und im Luftpolster vor und nach der Sprengung bei der radiometrischen Sondierung..... | 62 |
| Tab. 7.6: Maximale Setzungen am Sprengpunkt und maximale Setzungsunterschiede auf der Achse senkrecht zum Luftpolster zwischen den Bereichen ohne und mit Luftpolster | 66 |
| Tab. 7.7: Vergleich der Modellparameter im Ausbauzustand im Bereich vor und hinter den Drainagebohrungen nach der Entwässerung..... | 75 |

| | | |
|------------|--|-----|
| Tab. 7.8: | Materialparameter im Modellbecken und im Bereich der vertikalen Dränagebohrungen vor und nach der Sprengung im aufgesättigten Zustand..... | 76 |
| Tab. 7.9: | Maximale Setzungen am Sprengpunkt und maximale Setzungsunterschiede zwischen den Bereichen ohne und mit Dränagen senkrecht zu den Dränagebohrungen | 79 |
| Tab. 7.10: | Mittlere Sackungen bei Aufsättigung und Entwässerung | 86 |
| Tab. 8.1: | Gültigkeit des DARCY-Gesetzes | 91 |
| Tab. 8.2: | Maximale Aufhöhung und Zeitpunkt des Maximums für in situ-Verhältnisse..... | 95 |
| Tab. 8.3: | Maximale Aufhöhung und Zeitpunkt des Maximums am Beispiel des Modellversuchsbeckens | 96 |
| Tab. 9.1: | Wirkung des Luftpolsters mit verschiedenen spezifischen Speicherkoeffizienten gegenüber dem Bereich ohne Luftpolster | 116 |
| Tab. 9.2: | Wirkung des Luftpolsters in verschiedenen Entfernungen zur Initialstelle gegenüber dem Bereich ohne Luftpolster | 116 |
| Tab. 9.3: | Wirkung von vertikalen Dränagen mit verschiedenen Abständen und Dränagedurchmessern gegenüber dem Bereich ohne Dränagen in 25 m Entfernung von der Initialstelle..... | 118 |
| Tab. 9.4: | Wirkung von vertikalen Dränagen mit verschiedenen Abständen und Dränagedurchmessern gegenüber dem Bereich ohne Dränagen in 25 m Entfernung von der Initialstelle (ungespannter GW-Spiegel)..... | 119 |
| Tab. 9.5: | Wirkung von verschiedenen Durchlässigkeitskoeffizienten der Dränagen gegenüber dem Bereich ohne Dränagen bei Dränageabständen von $a=3$ m in einer Entfernung von $R_{VD}=25$ m von der Initialstelle..... | 120 |

ANLAGENVERZEICHNIS

| | <u>Seite</u> |
|---|--------------|
| Anlage 1: | |
| Zusammenfassung der Verminderung der maximalen Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit Luftpolster | I |
| A1-1: Modellversuch 1 | I |
| A1-2: Modellversuch 2 | II |
| A1-3: Modellversuch 4 | III |
| A1-4: Modellversuch 6 | IV |
| A1-5: Modellversuch 9 | V |
| A1-6: Modellversuch 10..... | VI |
| Anlage 2: | |
| Entwicklung des Porenwasserüberdruckes im Bereich ohne und mit Luftpolster | VII |
| A2-1: Modellversuch 1 | VII |
| A2-2: Modellversuch 2 | VII |
| A2-3: Modellversuch 4 | VIII |
| A2-4: Modellversuch 6 | IX |
| A2-5: Modellversuch 9 | X |
| A2-6: Modellversuch 10..... | XI |
| Anlage 3: | |
| Zusammenfassung der Verminderung der maximalen Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit vertikalen Drainagebohrungen..... | XII |
| A3-1: Modellversuch 5 | XII |
| A3-2: Modellversuch 7 | XIII |
| A3-3: Modellversuch 8 | XIV |
| A3-4: Modellversuch 11..... | XV |
| Anlage 4: | |
| Entwicklung des Porenwasserüberdruckes im Bereich ohne und mit vertikalen Drainagebohrungen..... | XVI |
| A4-1: Modellversuch 5 | XVI |
| A4-2: Modellversuch 7 | XVII |
| A4-3: Modellversuch 8 | XVIII |
| A4-4: Modellversuch 11..... | XIX |
| Anlage 5: | |
| Statistische Auswertung der Meßergebnisse | XX |
| A5-1: Modellversuche mit Luftpolster..... | XX |
| A5-2: Modellversuche mit vertikalen Dränagen..... | XXI |

SYMBOLVERZEICHNIS

| Symbol | Einheit | Bedeutung |
|-------------------------------------|-----------------------------------|---|
| a | m ² /s | Druckleitfähigkeit |
| a | m | Abstand der Dränagen untereinander |
| A | m ² | Fläche |
| b | m | Abstand der Dränagereihen |
| c _v | m ² /s | Konsolidationskoeffizient |
| c _w | - | Widerstandsbeiwert |
| d | mm | Korndurchmesser |
| d | m | Dränagedurchmesser |
| d _B | m | Blasendurchmesser |
| d _x | mm | Korndurchmesser des Erdstoffes bei x% Siebdurchgang |
| D _{pr} | % | Verdichtungsgrad nach dem Proctorversuch |
| D _x | mm | Korndurchmesser des Filtermaterials bei x% Siebdurchgang |
| e | - | Porenzahl |
| E _d | kN/m ² | Elastizitätsmodul der Dränage |
| E _s | kN/m ² | Elastizitätsmodul der Bodenschicht |
| E _s | kg.m ² /s ² | Sprengenergie |
| E _{spez} | j/kg | spezifische Sprengenergie |
| f _n | - | Faktor der Porositätsverringering |
| f _{s0} | - | Faktor der Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten |
| g | m/s ² | Erdbeschleunigung |
| h | m | Standrohrspiegelhöhe |
| h ₀ | m | Ladungstiefe |
| h _a | m | Wasserspiegelhöhe vor Verdichtung des Bodenmaterials bei der Randbedingung Bodenverdichtung |
| h _s , h(t _s) | m | Wasserspiegel im Bereich der Initialstelle nach Auslösung des Initiales |
| h(t _s -ε) | m | Wasserspiegel im Bereich der Initialstelle vor Auslösung des Initiales |
| h _ü | m | Überdeckungshöhe |
| h _w | m | Wasserstand |
| H | m | Mächtigkeit des Grundwasserleiters |
| H _d | m | Dicke der horizontalen Dränageschicht |
| H' _d | m | Hälfte der Dränagedicke |
| H _s | m | Schichtdicke des zu dränierenden Bodenmaterials |
| I _D | - | bezogene Lagerungsdichte |

| | | |
|------------------------|--------------------|--|
| I_{krit} | - | kritischer hydraulischer Gradient |
| k_f | m/s | Durchlässigkeitskoeffizient, absoluter Durchlässigkeitsbeiwert |
| $k_{f,d}$ | m/s | Durchlässigkeitsbeiwert der Dränagen |
| $k_f(t_s)$ | m/s | Durchlässigkeitsbeiwert im Bereich der Initialstelle nach Auslösung des Initiales |
| $k_f(t_s-\varepsilon)$ | m/s | Durchlässigkeitsbeiwert im Bereich der Initialstelle vor Auslösung des Initiales |
| $k_{f,s}$ | m/s | Durchlässigkeitsbeiwert der Bodenschicht |
| k_h | m/s | Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung |
| k_r, K_r | - | relative Permeabilität, relative Durchlässigkeit |
| k_v | m/s | Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung |
| K | m^2 | absolute Permeabilität, absolute Durchlässigkeit |
| L | m | Länge der Dränage bzw. der Bodenschicht |
| L' | m | Hälfte der Länge der Dränage- bzw. der Bodenschicht |
| m_{Sp} | kg | Sprengstoffmasse |
| m_{v3} | $m \cdot s^2/kg$ | Koeffizient der VolumenkompRESSIBILITÄT |
| \dot{m}_V | $kg/(s \cdot m^3)$ | Massenstromdichte |
| n | - | Porosität |
| n_e | - | entwässerbare Porosität |
| N | - | Zyklenzahl |
| p | Pa | Flüssigkeitsdruck, Druck |
| P_{atm}, P_0, P_N | Pa | atmosphärischer Druck, Normaldruck |
| P_s | Pa | Druck direkt nach Auslösung des Initiales |
| q | | allgemeiner Quell- und Senkenterm |
| $Q(t)$ | m^3/s | Volumenstrom |
| Q_{Rest} | m^3/s | Restvolumenstrom |
| r | m | Abstand zur Einspeisestelle, Radius |
| r_0 | m | Radius der Einspeisestelle |
| r_u | - | Porenwasserdruckverhältnis |
| R_{ef} | m | Radius der effektiven Sprengwirkung |
| RK | - | Rundungskoeffizient |
| R_{LP} | m | Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle |
| R_{VD} | m | Abstand der Dränagen zur Initialstelle |
| s | m | Setzung |
| S | - | SpeicherkoEFFIZIENT |
| S_0 | m^{-1} | spezifischer SpeicherkoEFFIZIENT |
| $S_0(t_s)$ | m^{-1} | spezifischer SpeicherkoEFFIZIENT im Bereich der Initialstelle nach Auslösung des Initiales |
| $S_0(t_s-\varepsilon)$ | m^{-1} | spezifischer SpeicherkoEFFIZIENT im Bereich der Initialstelle vor Auslösung des Initiales |
| S_r | -, % | Sättigungsgrad |
| t | kN/m^2 | Deviatorspannung |

| | | |
|---------------------------------|--------------------|---|
| t | s | Zeit |
| t _a | s | Anfangszeitpunkt |
| t _e | s | Endzeitpunkt |
| t _f | s | Einspeisezeit |
| t _f | kN/m ² | Deviatorspannung im Grenzzustand (Bruch) |
| t _s | s | Zeitpunkt der Sprengung |
| T ₀ , T _N | K | Ausgangstemperatur, Temperatur unter Normbedingungen 293 K |
| T _{Ex} | K | Explosionstemperatur |
| T _s | K | Gastemperatur direkt nach der Sprengung |
| u | kN/m ² | Porenwasserdruck |
| u _d | kN/m ² | Porenwasserdruck in der Dränage |
| u _f | kN/m ² | Porenwasserdruck im Grenzzustand (Bruch) |
| u _g | kN/m ² | Porenwasserdruck durch zyklische Spannung |
| u(r,t) | m | Aufhöhung des Wasserspiegels |
| u _R | kN/m ² | Porenwasserdruck bei Restfestigkeit |
| u _s | kN/m ² | Porenwasserdruck in der Bodenschicht |
| U | - | Ungleichförmigkeitsgrad |
| v | m/s | DARCY-Geschwindigkeit, Geschwindigkeit |
| v ₀ | m/s | Ausbreitungsgeschwindigkeit der Sprengwelle |
| v _{krit} | m/s | kritische Filtergeschwindigkeit |
| v _r | m/s | radiale Geschwindigkeit |
| v _s | m/s | Steiggeschwindigkeit von Einzelblasen |
| V, V ₀ | m ³ | Volumen |
| V _{LR} | m ³ | Laderaumvolumen |
| V _N | m ³ | Gasvolumen unter Normbedingungen |
| V _P | m ³ | Volumen der Poren, Hohlraumanteil |
| V _{rest} | m ³ | Restvolumen |
| V _s | m ³ | Gasvolumen direkt nach der Sprengung |
| V _{Sch} | m ³ /kg | Sprengschwadenvolumen |
| \dot{V} | m ³ /s | Volumenstrom |
| \dot{V}_A | m/s | Flächenstromdichte (flächenbezogener Volumenstrom) |
| \dot{V}_V | s ⁻¹ | Volumenstromdichte |
| w | % | Wassergehalt |
| w _d | kN/m ² | mittlerer Porenwasserüberdruck in der Dränageschicht |
| x, y, z | - | horizontale, tangentielle und vertikale Koordinatenrichtungen |
| z | m | Bezugshorizont, Ortshöhe, Tiefe |
| α | - | Koeffizient, Faktor |
| χ | pa ⁻¹ | Kompressibilität |
| Δh | - | Wasserspiegeländerung |
| Δn | - | Porositätsänderung |

| | | |
|-----------------|-------------------|---|
| Δt | s | Zeitdifferenz |
| Δu | kN/m ² | Porenwasserüberdruck |
| ΔV | m ³ | Volumenänderung, Volumenelement |
| Δz_v | m | verdichtete Strecke |
| ε_f | % | Verformung im Grenzzustand (Bruch) |
| ε_v | % | Vertikalverformung, Verformung |
| γ | kN/m ³ | Wichte |
| η | Pa.s | dynamische Viskosität des strömenden Mediums |
| η | % | Wirkungsgrad |
| λ | - | charakteristischer Faktor für das Drainageverhalten in der Dränageschicht |
| ν | m ² /s | kinematische Viskosität des strömenden Mediums |
| ρ | kg/m ³ | Flüssigkeitsdichte, Dichte, Rohdichte |
| ρ_0 | kg/m ³ | Anfangsdichte |
| ρ_d | kg/m ³ | Trockenrohichte |
| ρ_g | kg/m ³ | Dichte des Bodenmaterials, Gesteinsdichte |
| ρ_s | kg/m ³ | Korndichte |
| σ | kN/m ² | totale Spannung |
| σ' | kN/m ² | effektive oder wirksame Spannung |
| σ_1 | kN/m ² | vertikale Spannung |
| σ_3 | kN/m ² | horizontale Spannung |

Index

| | |
|---------|--|
| B | Modellbecken |
| D | Dränage |
| f | Festsubstanz, Festkörper |
| fl | Fluid |
| g | Gas |
| ges | gesamt |
| i | Phase i |
| K | Kippe |
| L | Luft |
| LP | Luftpolster |
| max | maximal |
| min | minimal |
| v | vertikal |
| VD | vertikale Dränage |
| w | Wasser |
| x, y, z | radiale, tangentielle und vertikale Richtungen |

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

| | |
|----------|--|
| BOK | Beckenoberkante |
| DOC | Dissolved Organic Carbon (gelöster organischer Kohlenstoff) |
| EB | Entspannungsbohrung |
| IBGW | Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH Leipzig |
| LP | Luftpolster |
| PCGEOFIM | Programsystem for C omputation G EO F iltration and g eo M igration |
| PWDB | Porenwasserdruckbarriere |
| PWP | pore water pressure (Porenwasserdruck) |
| PWÜD | Porenwasserüberdruck |
| RB | Randbedingung |
| VD | vertikale Dränage |
| VS | vertikaler Dränageschlitz |

1 Einleitung

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit den Maßnahmen zur regionalen Begrenzung des zur Verflüssigung führenden Porenwasserdruckes. Dabei werden verflüssigungsgefährdete lockergelagerte wassergesättigte Sande stabilisiert, so daß die Gefahr des Setzungsfließens ausgeschlossen wird. Im Gegensatz zu dem üblichen Verfahren der Verdichtung zur Stabilisierung von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinsschüttungen mit dem Ziel der Umwandlung des kontraktiven Verhaltens des Lockergesteins in ein dilatantes Verhalten, werden in dieser Arbeit die Sicherungsmöglichkeiten durch Verhinderung von kritischen Porenwasserdrücken mit Hilfe von kontrollierten Porenwasserdrücken oder unter Porenwasserdruckbegrenzung untersucht. Die Porenwasserdruckbegrenzung erfolgt hier durch den Einsatz von Porenwasserdruckbarrieren (PWDB) in den zu schützenden Bereichen der Kippe. Die betrachteten Porenwasserdruckbarrieren sind Maßnahmen zur Dämpfung des Porenwasserdruckimpulses (komprimierbare Elemente wie Luftpolster) und Entspannungselemente (Dränageelemente wie vertikale Dränagebohrungen, Dränageschlitze und horizontale Dränageschichten) zum Abbau lokaler Porenwasserüberdrücke durch schnelle Ausbreitung des Porenwasserdruckes. Durch den Einsatz von kompressiblen, gasgefüllten Elementen und Entspannungselementen kann die Bodenverflüssigung örtlich verhindert oder begrenzt werden. Luftpolster können nur eine kürzere Zeit benutzt werden, während Dränageelemente eine dauerhafte Lösung darstellen.

Für das theoretische Modell zur Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren wurden spezielle Randbedingungen, die den Druckaufbau an der Sprengstelle bei einer Sprengverdichtung und die Entlastungswirkung der Porenwasserdruckbarriere bei Impuls und Strömung erfassen, in das vorhandene Programmsystem PCGEOfIM (Programmsystem for Computation **GEOf**iltration and **geoM**igration) implementiert.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden zunächst theoretische Voruntersuchungen bei verschiedenen Kippenaufbautechnologien und Dränagemöglichkeiten mit dem Programmsystem PCGEOfIM durchgeführt, um den Einfluß der Dränagen auf den Aufbau von Porenwasserdrücken zu untersuchen. Mit Hilfe von Triaxialversuchen wurde die Möglichkeit der Porenwasserdruckbegrenzung, mit dem Ziel der Verhinderung von kritischen Porenwasserüberdrücken, erfolgreich erprobt. Zur Vorbereitung von Modellversuchen wurden Laboruntersuchungen an Versuchsmaterialien durchgeführt. Dabei wurde die Möglichkeit der Bildung des Luftpolsters durch Luftinjektion ins Versuchsmaterial untersucht. Es folgte die Planung und Erarbeitung der Konzeption zur Durchführung von Modellversuchen. Nach Durchführung der Modellversuche wurde die Auswertung vorgenommen. Anschließend erfolgte die Modellierung mit dem modifizierten Programmsystem PCGEOfIM.

2 Aufgabenstellung mit Vorstellung der Porenwasserdruckbarrieren

2.1 Aufgabenstellung

Die vorliegende Arbeit behandelt die Wirksamkeit von Porenwasserdruckbarrieren zur Sicherung von Tagebaukippen gegen Setzungsfließen. Damit kann durch Reduzierung der bei undrännierter Scherbeanspruchung entstehenden Porenwasserdrücke die Verflüssigung locker gelagerten sandigen Kippgutes verhindert werden. Eine Veränderung der Materialeigenschaften durch Verdichten o.a. Maßnahmen ist bei Ausnutzung dieses Effektes nicht notwendig. Bei anderen Verfahren zur Stabilisierung wird durch Verdichten die Lagerungsdichte verändert. Dabei muß die Verdichtungsstelle (versteckter Damm) in ausreichender Entfernung von der Kippenböschung sein, damit es an der Böschung selbst zu keiner Instabilität kommt, die zu Setzungsfließen führen kann. Die Bereiche vor und hinter dem versteckten Damm bleiben unverdichtet, und können sich bei Porenwasserdruckanstieg verflüssigen. Demzufolge ist die übrige Kippe nur gegen Ausfließen gesichert und nicht gegen Verflüssigung mit Setzungen u.ä.

In der Arbeit soll untersucht werden, wie bei gezielten Sprengungen oder sonstigen Beanspruchungen der zur Verflüssigung führende Porenwasserdruck in wassergesättigten gleichförmigen Sanden regional begrenzt werden kann. Hierzu sind Maßnahmen zur Vermeidung unzulässiger Porenwasserdruckerhöhung durch Dämpfung des Porenwasserdruckimpulses mit komprimierbaren Elementen und zur Vermeidung des undrännierten Zustandes durch Entspannung oder schnelle Ausbreitung entstandener Porenwasserdrücke mit Hilfe von Drainageelementen geeignet (s. *Abb. 2.1 und 2.2*). Dabei ist der Porenwasserüberdruck auf ein bestimmtes Maß zu reduzieren, bei dem es zu keiner Verflüssigung kommen kann. So bleibt eine Restfestigkeit im Material erhalten, und damit die Gefahr der Verflüssigung ausgeschlossen.

Das Schaffen eines theoretischen Modells war notwendig. Es sollte durch Einarbeitung von speziellen Randbedingungen in das vorhandene Programmsystem PCGEOFIM in einer Zusammenarbeit zwischen der TU Bergakademie Freiberg und dem Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH Leipzig (IBGW) entstehen. Die Modellversuche sowie die Bemessung von Porenwasserdruckbarrieren sollten dann mit dem Programmsystem modelliert werden.

Es sind außerdem Aussagen zu machen über:

- Unterschiede der spezifischen Speicherkoeffizienten zwischen Luftbarriere und umgebendem Bodenmaterial
- Abstände zwischen komprimierbaren Elementen bzw. Entspannungselementen und Initialstellen (z.B. Sprengstellen oder Ansatzpunkte der Rüttel-druckverdichtung)
- Abstände der Druckentlastungsstellen untereinander

- Erforderliche Durchmesser der Entspannungselemente
- Durchlässigkeitsunterschiede zwischen Drainageelementen und umgebendem Bodenmaterial
- Konstruktive Gestaltung, um Kolmation an der Grenzfläche zwischen Sand und Kies zu vermeiden
- Grenze, bis zu welcher eine Reduzierung der Porenwasserdrücke notwendig ist, in Abhängigkeit von der Kippenzusammensetzung

2.2 Wirkprinzipien von Porenwasserdruckbarrieren

Durch Luftinjektion in das Grundwasser entsteht im Bereich Wasser-Gas-Gemisch eine hohe Kompressibilität, so daß dieser Bereich als kompressibles gasgefülltes Element (Luftpolster) wirken kann. Der Lufteintrag bewirkt eine Vergrößerung des spezifischen Speicherkoeffizienten S_0 und damit verbunden eine Dämpfung des Porenwasserdruckes wegen der hohen Kompressibilität. DIN 4093 gibt Hinweise über den Anwendungsbereich und zu den Anforderungen an das in den Untergrund einzutragende Einpressgut. In den *Abbildungen 2.1* und *2.2* sind die Wirkprinzipien und die Wirkungsweise von Porenwasserdruckbarrieren dargestellt.

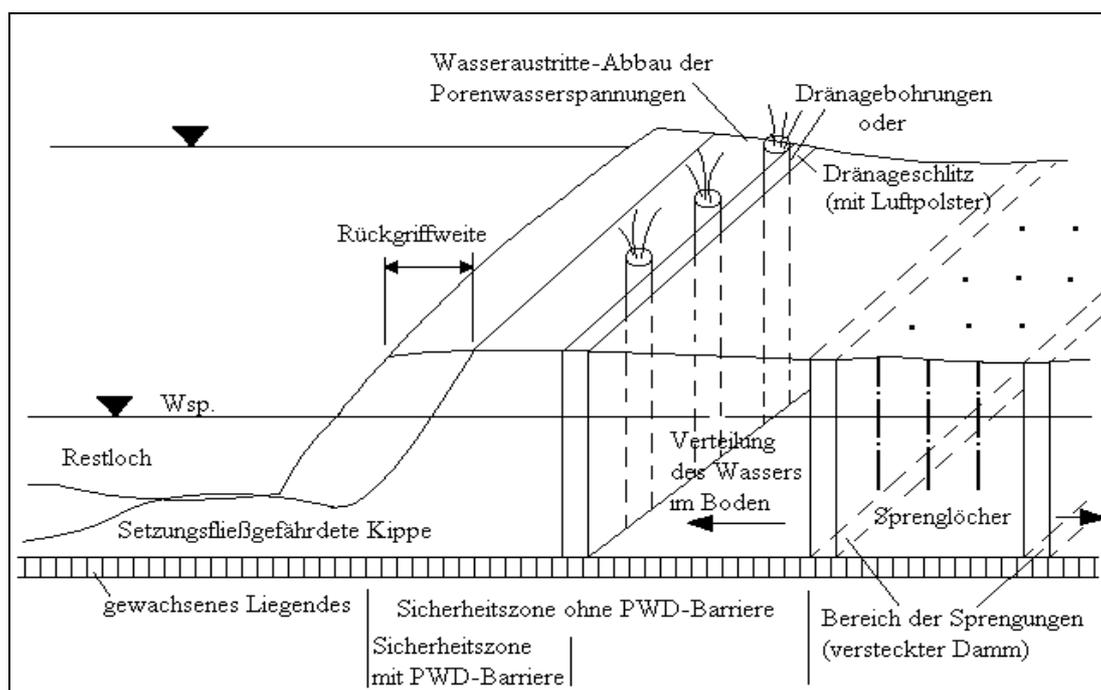


Abb. 2.1: Wirkprinzipien einer Porenwasserdruckbarriere am Beispiel eines durch Sprengen erzeugten Stützkörpers

Die Vermeidung des undrinierten Zustandes durch schnelle Porenwasserdruckausbreitung wird erreicht, indem das unter Druck geratene Porenwasser schnell abfließen kann. Durch gezielte Anordnung von Drainagemöglichkeiten (gegenüber dem Kippenmaterial sehr durchlässiges Material) kommt es zu einer raschen Umverteilung und damit zu einem schnelleren Abbau lokal entstandener

Porenwasserüberdrücke. Der Einsatz solcher Entspannungselemente kann auch als prophylaktische Lösung angewendet werden, so daß bei plötzlichem Auftreten eines unvorhersehbaren Initiales an einer beliebigen Stelle innerhalb der Kippe die entstehenden Porenwasserdrücke am Ort der Entstehung abgebaut werden. Die Entspannungselemente können in diesem Fall kiesgefüllte Dränagebohrungen, kiesgefüllte Dränageschlitze, oder innerhalb einer Kippe eingebaute horizontale Dränageschichten (Dränageebenen) sein. Das Einbringen von horizontalen Dränageschichten ist nur in der Kippenaufbauphase möglich.

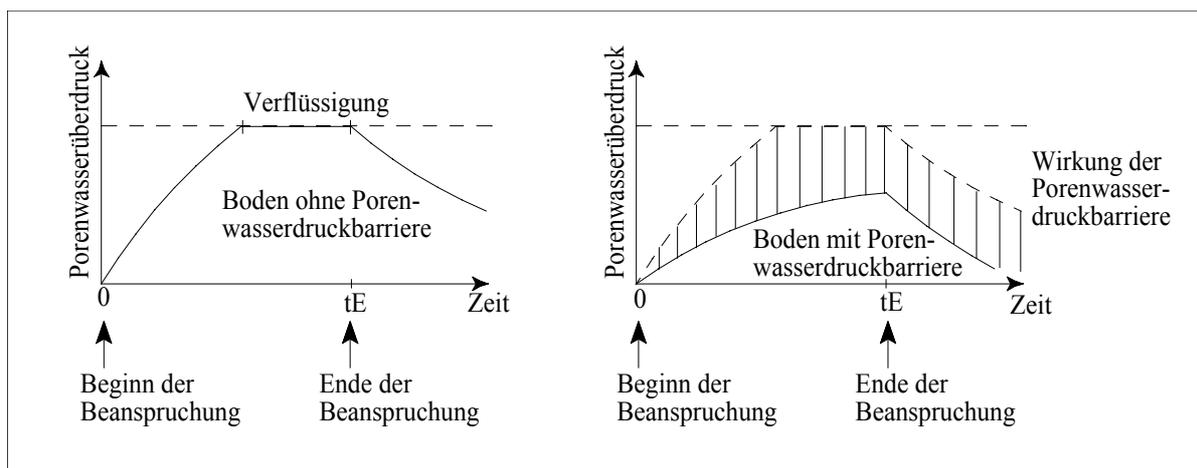


Abb. 2.2: Schematische Darstellung der Wirkungsweise von Porenwasserdruckbarrieren auf den Porenwasserüberdruck

Im Bereich der Barriere gibt es eine Entlastung des Porenwasserdruckimpulses in Form einer Dämpfung oder Entspannung und die Entlastung überträgt sich sehr schnell, so daß die ankommenden Wellen nach und nach an Stärke verlieren (Abb. 2.2). Porenwasserdruckbarrieren können somit in verflüssigunggefährdeten Kippbereichen als ergänzendes oder alternatives Sicherungsverfahren zu der bisher praktizierten Verdichtung oder Abstützung angewendet werden. Wird der mit einer Verflüssigung einhergehende Porenwasserdruckanstieg beschränkt, kommt es im betroffenen Kippgut nicht zum vollständigen Scherfestigkeitsverlust, sondern zur Gewährleistung einer Mindestscherfestigkeit, deren Größe über den Porenwasserdruckabbau beeinflusst werden kann.

2.3 Anwendbarkeit von Porenwasserdruckbarrieren

Es sollte bei der Anwendung folgendes beachtet werden:

- Das Kippenmaterial muß ausreichend wassergesättigt und nichtbindig sein.
- Das DARCY-Gesetz hat Gültigkeit.
- Es wird angenommen, daß die Prozesse über kurze Zeitintervalle verlaufen. Demzufolge werden kurzzeitig gespannte Grundwasserverhältnisse im Augenblick der Beanspruchung angenommen.

- Der Lufteintrag zum Aufbau des Luftpolsters soll nur mit einem Druck durchgeführt werden, bei dem es nicht zu einer zusätzlichen Auflockerung, Anhebung oder Erschütterung des Lockergesteins kommen kann.
- Die Tenside (s. Abschnitt 5.1.3) zur Unterstützung des Lufteintrages müssen im Grundwasser biologisch abbaubar sein. Hier ist eine Genehmigung für den Eintrag von Fremdstoffen ins Grundwasser erforderlich.
- Das Dränagematerial soll deutlich durchlässiger sein als der umgebende Bodenkörper, außerdem muß es gegenüber dem Bodenmaterial die Kriterien der Filterregel erfüllen.
- Beim Anbringen von Dränageelementen müssen zusätzliche Erschütterungen vermieden werden, die zum Auslösen einer Verflüssigung führen könnten.

Die Vorteile des Luftpolsters zur Dämpfung des Porenwasserdruckes sind eine geringe technische Ausrüstung für Sondierung und Luftverpressung, geringer Materialbedarf und damit relativ geringer Kostenaufwand. Die Anwendung von Tensiden zur Unterstützung des Lufteintrages erhöht den Luftsättigungsgrad und damit die Kompressibilität des Luftpolsters. Dadurch kann die Luft im Luftpolster über längere Zeit lokal fixiert werden.

Dagegen hat die Anwendung von Luftpolstern folgende Nachteile: Der Lufteintrag kann zur Auflockerung bzw. Anhebung des Bodenkörpers und damit zu einer Instabilität (Rutschung) führen. Das Luftpolster kann nicht als Dauerlösung angesehen werden. Nach Abstellen der Luftinjektion nimmt der Luftsättigungsgrad wieder ab, und damit geht die Kompressibilität und die Wirkung der Porenwasserdruckbarriere verloren. Bei der alleinigen Luftinjektion kann die Luft im Bodenkörper vorhandene bevorzugte Dränagewege nehmen, so daß Bereiche innerhalb des Luftpolsters ohne ausreichende Luftversorgung entstehen können.

Von Vorteil bei der Anwendung von Dränagen zur schnellen Ausbreitung des Porenwasserdruckes ist, daß sie eine Dauerlösung zur Entspannung des Porenwasserdruckes darstellen, sie verursachen keine laufenden Betriebskosten. Vertikale Dränagebohrungen und Dränageschlitze können nachträglich in einer Kippe angeordnet werden. Horizontale Dränagebereiche (Dränageebenen) können bei rechtzeitiger technologischer Planung im laufenden Tagebaubetrieb hergestellt werden.

Als Nachteile bei der Anwendung von Dränagen sind hohe Kosten für Herstellung der Bohrungen und für Dränagematerial (Kiesschüttung). Horizontale Dränageschichten können nur während der Entstehung einer Kippe angebracht werden, und nicht wie bei vertikalen Dränagebohrungen nach Abschluß der Kippenschüttung.

Ein genereller, verfahrensbedingter Vorteil des Anlegens von Porenwasserdruckbarrieren ist die schonende Beanspruchung der Kippe beim Sondieren und Bohren und das Fehlen extremer Initiale, wie sie beim Verdichten unvermeidbar sind.

Aus den oben genannten Feststellungen ergeben sich die bevorzugten Einsatzbereiche von Porenwasserdruckbarrieren zur Dämpfung und Entlastung von Porenwasserdrücken:

- Im Bereich zwischen Verdichtungsstelle (versteckter Damm) und Kippenböschung, um Instabilitäten an der Kippenböschung zu vermeiden. Durch den Einsatz von Porenwasserdruckbarrieren kann dieser Bereich bei der Verdichtung verkürzt werden.
- An der Nähe der Entstehungsstelle von hohen Porenwasserdrücken (z.B. bei der Sprengung), um ihren schnellen Abbau durch Dämpfung oder ihre rasche Verteilung und Entspannung mit Dränagen zu ermöglichen.
- Innerhalb einer Kippe zur Porenwasserdruckkontrolle, so daß bei der Entstehung von Initialen einer Verflüssigung die Porenwasserdrücke in der unmittelbaren Umgebung kurzfristig abgebaut werden.
- An Grenzen für zu schützende Objekte, um den schnellen Abbau oder die rasche Verteilung von Porenwasserdrücken zu ermöglichen, damit ihre Fortpflanzung in Richtung auf das zu schützende Objekt begrenzt wird.
- Nach erneutem Grundwasseranstieg im oberen Bereich von Kippen, die im unteren bereits durch Sprengverdichtung gesichert sind.

3 Literaturauswertung

3.1 Notwendigkeit der Sanierung von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinsschüttungen

Beim Gestaltungsprozeß einer Kippe sind überlagernde Kegel von 10 bis über 50 Metern Höhe mit schrägen Schichtungen vorhanden (BILZ 1971). Die Kippen des Braunkohlenbergbaues werden unter „Risikobaugrund“ eingeordnet (KESSLER & FÖRSTER 1992, HÄGE 1995). Dies resultiert nach HÄGE (1995) aus der Lockerung und Vermischung der über dem zu gewinnenden Kohlenflöz befindlichen Deckgebirgsschichten bei der Baggerung, dem Transport und der Verkippung. In Abhängigkeit von der Technologie und je nach Erdstoffart werden die einzelnen geologisch anstehenden Schichten um 10 bis 15% aufgelockert. Dadurch weist die Kippe oberflächennah eine lockere bis sehr lockere Lagerung und bis zur Kippenbasis eine lockere bis mitteldichte Lagerung auf. Nach Felduntersuchungen von FÖRSTER et al. (1989) durch Sondierungen steht das Kippgut bis zu mindestens 20 m Tiefe in lockerer bis mitteldichter Lagerung an. Nach BILZ (1971) entstehen infolge von Abbau, Transport und Verkippung größere Hohlräume und eine verringerte Reibungsfestigkeit an der oberen Zone der sich bildenden Schüttkegel. Dazu werden von FISCHER (1970) die Besonderheiten im Zusammenhang mit der Frage der Standsicherheit von Kippen, dargestellt.

Beim Braunkohlebergbau werden Eingriffe in der Natur und Lebensräume vorgenommen (DÄHNERT 1995, ZENKER 1995, HÄGE 1995). Es kommt zu einer Flächeninanspruchnahme und zur Berührung mit anderen Bereichen (Flächen für den Landschafts- und Naturschutz, Wasserflächen, Flächen für Gewerbegebiete oder Bereiche der Naherholung) (ZENKER 1995). Im Lausitzer Raum sind es nach Angaben von DÄHNERT (1995) über 75000 ha Land, die bergbaulich in Anspruch genommen wurden. Nach seiner Einschätzung sind in der Lausitz 310 km² Öd- und Kippenland, ein Grundwasserdefizit von mehr als 13 Mm³, 150 km rutschungsgefährdete Kippenböschungen, über 100 Tagebaurestlöcher und rd. 70 Industriebrachen, die zu sanieren und zu gestalten sind. Ohne ausreichende Sicherung der Kippenböschungen ist die Gefahr eines Setzungsfließens infolge der Verflüssigung der Lockergesteine nicht auszuschließen (FÖRSTER & WALDE 1995). Bei der Nutzung von Restlöchern muß aber ein Setzungsfließen ausgeschlossen werden (STEIN 1984).

Durch Sicherungsmaßnahmen können die Gefahren, die bei der Nutzung von Kippen vorkommen können, auf ein Mindestmaß gesenkt werden. Bei den Sanierungsmaßnahmen wird die Sicherung der Böschung selbst oder die Sicherung von böschungsfernen Bereichen zur Verbesserung des Baugrundes vorgenommen (VOGT et al. 1992). Die Böschungen sind sicher zu gestalten, da sich in ihrer unmittelbaren Umgebung oder auf Böschungen selbst Tagebaugeräte bzw. zu schützende Objekte befinden (LAUBE & GROSSER 1995).

Bei Anstieg des Grundwasserspiegels nach dem Bergbau bis nahe der Geländeoberfläche können in der unverdichteten Kippe Verformungen durch Sackungen und Verflüssigungen auftreten (LAUBE & GROSSER 1995). Die Verformungen führen zur Instabilität der Kippe. Es treten Massenbewegungen oder Rutschungen genannt Setzungsfließen an Böschungen als Folge von Störungen des Kraftgleichgewichts auf. Setzungsfließrutschungen stellen nach FÖRSTER & WALDE (1995) eine der gefährlichsten Rutschungsformen wassergesättigter Kippen dar und treten ohne deutliche Ankündigung ein. Dabei entsteht ein großer Rückgriff ins Hinterland, große Bewegung von Rutschungsvolumina sowie ein nach hinten fortschreitender Prozeß. Durch die Setzungsfließgefahr ist die Nutzung von Kippengeländen sehr stark eingeschränkt. Setzungsfließerscheinungen sind meist mit schwerwiegenden Verlusten an Menschen und Technik verbunden. Mit zunehmender Flutung der Kippe genügen für ein Fließen immer geringe Störungen. Nach GUDEHUS et al. (1996) kann schon das Betreten der Kippe genügen; deshalb ist eine weiträumige Stabilisierung des Kippengebietes unabdingbar.

3.2 Bodenmechanische Betrachtungen der Verflüssigung bzw. des Setzungsfließens

3.2.1 Entstehung der Verflüssigung von sandigen Lockergesteinschüttungen und ihre Ursachen

Die Verflüssigung wird als Aufbau hoher Porenwasserspannungen in undrännierten, wassergesättigten Böden infolge statischer oder zyklischer Schubbelastung definiert (PRATER 1977, CASAGRANDE 1979). Dabei erfährt das Lockergestein eine große Festigkeitsminderung. Diese Gefahr der Verflüssigung besteht bei locker gelagerten Gesteinsschüttungen nur im nahezu wassergesättigten Zustand (CASTRO 1975, CASTRO & POULOS 1977, PRATER 1977, KÖNIG & WINSELMANN 1988, KESSLER & FÖRSTER 1992, GUDEHUS 1992, RAJU 1994, OBERMEIER 1996). Dabei entwickeln sich die Porenwasserdrücke unter konstantem Volumen (CASTRO 1975) und das Lockergesteinsgerüst mit wassergefüllten Poren geht in ein Wasser-Korn-Gemisch mit den Eigenschaften einer Flüssigkeit über (CASTRO 1975, CASTRO & POULOS 1977, PRATER 1977, CASAGRANDE 1979, FÖRSTER & WALDE 1995, OBERMEIER 1996). Es findet also eine Umwandlung des granularen Materials vom festen Zustand in den flüssigen Zustand statt. Diese Zustandsänderung ist nach PRATER (1977) von kurzfristigem Charakter, kann aber große Deformationen verursachen, die von der initialen Scherspannung und von der Restfestigkeit abhängig sind. Die Verflüssigung kann nach CASTRO (1975), CASTRO & POULOS (1977) und CASAGRANDE (1979) nur in locker gelagerten, verdichtbaren Materialien vorkommen. Es muß also ein partieller Kollaps des Korngerüsts infolge Schubbelastung möglich sein. Nach diesen Autoren ist auch bei dichten Sanden ein Porenwasserdruckanstieg infolge Schubbelastung möglich, der aber nur kleine Dehnungen verursacht. Diese Poren-

wasserdruckerhöhung tritt nach OBERMEIER (1996) wenig plötzlich auf, und der Festigkeitsverlust hält sich dabei in Grenzen. So können sich in sehr dicht gelagerten Sanden keine hohe Porenwasserdrücke, die zu einer Verflüssigung führen können, entwickeln.

Die Verflüssigung beginnt mit der Zerstörung oder dem Zusammenbruch des Korngefüges der Lockergesteinsmatrix infolge einer Störung des Gleichgewichtes (FISCHER 1969, SEED & BOOKER 1977, VOGT et al. 1992). Dabei neigen die lockeren Granulate zur Volumenverringerung bei Gestaltsänderung (Kontraktanz) (GUDEHUS 1992). Die Kontraktanz führt zu einer Verringerung der effektiven Spannung und einer Erhöhung des Porenwasserdruckes. Die induzierten Scherspannungen breiten sich in dem Sand aus, und verursachen Scherverformungen des Kornmaterials. Da die Körner dazu neigen, in eine dichte Lagerung überzugehen, hat das Porenwasser nicht genügend Zeit auszufließen. Es kommt zu einem schnellen Anstieg der Porenwasserdrücke, da die Übertragung der äußeren Lasten zum größten Teil über das Porenwasser erfolgt. Dieser Zustand bleibt nach FÖRSTER & WALDE (1995) solange erhalten, bis die Körner durch abströmendes Wasser wieder einen wechselseitigen Kontakt erhalten, oder bis sich der Porenwasserdruck abgebaut und das System einen neuen Gleichgewichtszustand erreicht hat (RAJU 1994). Die Kontraktanz kann nach GUDEHUS (1981) auch außerhalb des Grenzzustandes bei dichteren Erdstoffen vorkommen, z.B. zu Beginn von Scher- und Triaxialversuchen.

Aufgrund der Verdichtung des verflüssigten Materials nach Auspressen des Wassers kann es nach OBERMEIER (1996) im locker gelagerten Sand zum Oberflächenbruch und zur Bildung lokaler Unterdrücke kommen. Im Bereich von hohen Porenwasserdrücken kann das Wasser-Korn-Gemisch durch vorhandene Löcher oder Aufbruchflächen bis in die Oberfläche transportiert werden, so daß das Porenwasser teils gleichmäßig langsam abfließt und teils durch Aufbruchkanäle rasch nach oben steigt (GUDEHUS et al. 1996).

CASAGRANDE (1979) beobachtete das Verhalten von dichtem und lockerem Sand beim Scherversuch und kam zu der Hypothese, daß der lockere Sand eine Volumenverringerung (Kontraktanz) erfährt und sich einem Volumen nähert, das dem stabilen Zustand entspricht (kritische Dichte oder kritische Porenzahl). Derselbe Sand hat im dichten Zustand die Tendenz sich bei Verformung aufzulockern und sein Volumen zu vergrößern (Dilatanz) bis er denselben stabilen Zustand erreicht, wie der lockere Sand. Der Zustand der kritischen Porenzahl nach CASAGRANDE (1979) ist identisch mit dem kritischen Zustand des Bodens nach CASTRO (1975), bei dem eine kontinuierliche Verformung bei konstantem Widerstand und konstantem Volumen stattfindet. Demzufolge ist die Porenzahl im stabilen Zustand nach CASTRO & POULOS (1977) gleich der kritischen Porenzahl nach CASAGRANDE (1979). Die Verflüssigung findet also nur in Sanden die lockerer sind als im kritischen Zustand statt. Dabei muß nach CASTRO & POULOS (1977) die auf diesen Sand wirkende Span-

nung größer sein als diejenige Spannung, die dem stabilen Zustand der Verformung für die gegebene Porenzahl entspricht.

Ursache von Bodenverflüssigung können auch Erdbeben sein (PRATER 1977), da sie viel Energie freisetzen und große Gebiete betroffen werden. Dabei ist die unmittelbare Ursache der Verflüssigung die sich nach der Erdoberfläche hin fortpflanzenden Scherwellen. Mit zunehmender Tiefe ist die Zunahme der Verflüssigungsentwicklung schwierig, da die mit der Tiefe größer werdende vertikale effektive Spannung den Widerstand des Materials auf Scherung und Deformation erhöht. Die vertikale Setzung infolge der dichteren Lagerung nach der Verflüssigung ist nach OBERMEIER (1996) gering und beträgt weniger als 2 bis 3% der Höhe der verflüssigten Schicht.

Nach KESSLER & FÖRSTER (1992) unterscheidet IVANOV (1983, 1985) vier Phasen der Verflüssigung. •**Ausgangszustand**: locker aufeinander liegende Partikeln mit Ausgangsporosität n_0 , •**Strukturzerstörung**: Verminderung der Korn-zu-Korn-Spannung, •**„Flüssiger Zustand“**: keine Druckübertragung zwischen den Körnern, Erhöhung des Porenwasserdruckes, •**Neuablagerung der Partikeln unter Auspressen von Wasser**: Verringerung der Porosität ($n_1 < n_0$), Verdichtung und Abbau des zusätzlichen Porenwasserdruckes.

Die Folgen der Verflüssigung sind große Erdrutsche und andere Erscheinungen wie Grundbruch und Setzungen. Rutschungen in lockergelagertem, wassergesättigtem, sandigem Kippgut werden in Deutschland als Setzungsfließen bezeichnet.

3.2.2 Erscheinungsbild des Setzungsfließens

TERZAGHI (1976) war der erste Wissenschaftler, der sich mit dem Phänomen des Setzungsfließens beschäftigte. Setzungsfließerscheinungen, die durch Verflüssigung von Sanden verursacht werden, erfassen in wenigen Minuten weite Geländeabschnitte. Ihr Auftreten findet ohne Ankündigung durch die üblichen Rutschungsanzeichen statt (STOCK 1989, VOGT et al. 1992, NOVY 1995). Der Setzungsfließvorgang läßt sich von GUDEHUS (1992) nach beginnendem Bruch, voll entwickeltem Fließen und Stillstand gliedern. Der Bruch geht von dem Böschungsfuß aus, und die Abbruchkanten verlagern sich ständig ins Hinterland. Beim Eintreten des Setzungsfließens rutscht der Boden scheibenweise ab, womit sich der Vorgang landeinwärts fortsetzt. Beim Erreichen des gewachsenen Bodens oder mit zunehmender Krümmung des Gleitkörpers nimmt der Widerstand der Deckschicht zu, so daß die rückschreitende Rutschung schließlich gebremst wird. Das Ausmaß des Fließens wird durch die Rückgriffweite beschrieben. Die Rutschungsmassen lagern sich nach VOGT et al. (1992) vor der Böschung sehr flach ab (Neigung $< 8^\circ$, oft 3° bis 5°). Bei Böschungsneigungen größer als 5% können laut OBERMEIER (1996) die Massenbewegungen beim Fließen zehn bis hunderte von Metern erreichen. Setzungsfließerscheinungen stellen somit eine erhebliche Gefährdung für Men-

schen und Anlagen dar, die sich in betroffenen Gebieten befinden. Bei der Auslösung eines Setzungsfließens wirken sehr viele Komponente zusammen, so daß die Details nach FÖRSTER et al. (1989) nur durch Auswertung gegangener Setzungsfließen erkennbar werden können.

CASAGRANDE (1979) stellte die Hypothese auf, daß während des Fließens jedes Sandkorn in bezug auf die ihn umgebenden rotiert und nannte die dadurch entstehende Struktur „Fließstruktur“. Er kam zu der Erkenntnis, daß eine solche Struktur sich wie bei einer Kettenreaktion verbreitet, nur während des Fließens existiert, und daß die Körner sich nach dem Fließen wieder ordnen. Die Gleichgewichtsstörung durch den ins Fließen versetzten Sand kommt nur sehr langsam zur Ruhe, da der Sand nach TERZAGHI (1976) während des Setzungsfließens durch den Strömungsdruck des Wassers mitgenommen wird.

Das Auftreten eines Setzungsfließens kann durch Veränderung der Eigenschaften des verkippten Lockergesteins (Erhöhung der Festigkeit, z.B. durch Verdichtung und Gefügeänderung), Erreichen eines schnellen Abbaues der sich entwickelnden Porenwasserspannungen und Vermeidung von Initialen vermieden werden (VOGT et al. 1992, GUDEHUS 1992). Prophylaktisch können auch Maßnahmen zur Sicherung von Tagebaukippen gegen Setzungsfließen getroffen werden, durch:

- Einflußnehmen bei der technologischen Planung (wenig Restlöcher mit Kippenendböschungen zulassen),
- selektiven Versturz des stark durchlässigen, grobkörnigen oder auch im Ausnahmefall des bindigen Kippgutes in späteren Endböschungen,
- setzungsfließsichere Gestaltung der Böschungen sofort nach Beendigung des Tagebaubetriebes vor Aufgehen des Wasserspiegels.

3.2.3 Kriterien zur Abschätzung der Verflüssigungsneigung von verkipptem Lockergestein

Die Kriterien zur Abschätzung der Verflüssigungsneigung von locker gelagerten Sanden sind im „ROSA HEFT“ (1989) und VOGT et al. (1992) zusammengefaßt. Danach erfolgt die Abschätzung über folgende Kriterien:

- Korngrößenverteilung und Kornform,
- erreichter Wasserstand in der Kippe in Relation zur Kippenhöhe,
- bezogene Lagerungsdichte I_D ,
- Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Materials.

■ Im ostdeutschen Braunkohlenbergbau ergibt sich für geschüttetes Lockergestein der in *Abbildung 3.1* dargestellte **Korngrößenbereich** als verflüssigungsfährdet („ROSA HEFT“ 1989, STOCK 1989, VOGT et al. 1992). Dabei liegen die Grenzen im Bereich $0,09\text{ mm} \leq d_{50} \leq 1,0\text{ mm}$. Mittelfeiner bis feiner Sand ist besonders verflüssigungsempfindlich. Ein Beispiel dafür liefert PRATER (1977) bei dem Alaska Erdbeben. Dabei wurden Brücken, die auf Sand ge-

gründet waren, beschädigt, während bei denen, die auf Kies gegründet waren, keine Schäden festgestellt werden konnten. Bei Vorhandensein von Kies wird ohne große Verformung der Scherwiderstand erhöht und ein stabiler Gleichgewichtszustand für die Böschung wieder erreicht (VOGT et al. 1992, OBERMEIER 1996). Außerdem bauen sich die Porenwasserdrücke rascher ab.

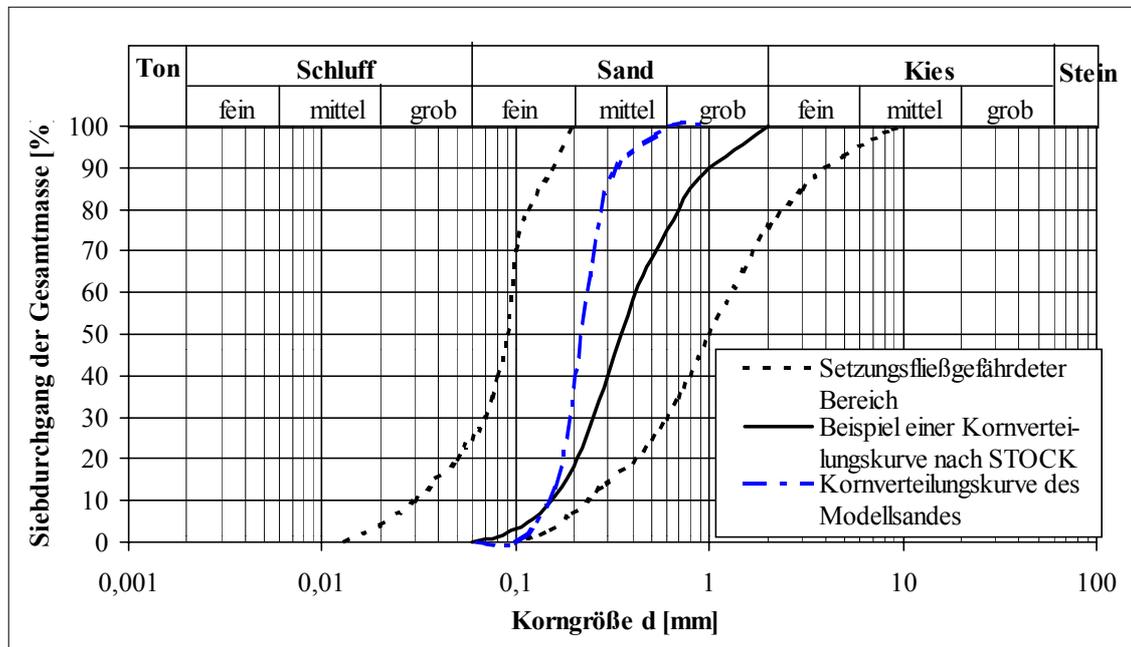


Abb. 3.1: Verflüssigungsgefährdeter Korngrößenbereich nach STOCK (1989) und Vergleich mit Korngrößenverteilung des Modellsandes

■ **Die Kornform** beeinflusst die Geometrie des Porenkanals, die Stabilität des Korngerüsts und die spezifische Oberfläche (BUSCH & LUCKNER 1973). Sie wird durch einen Rundungskoeffizienten RK beschrieben. Mit zunehmendem Rundungskoeffizient (TERZAGHI 1976, VOGT et al. 1992, RAJU 1994) und auch bei glatter Kornoberfläche nimmt die Verflüssigungsneigung des Lockergesteinsmaterials zu. Nach PRATER (1977) spielen auch die Oberflächentextur, die Struktur und die Zementation der Körner eine wichtige Rolle auf das Verflüssigungspotential. Deshalb sind Böden mit Tonanteil aufgrund der Kohäsion wenig verflüssigungsempfindlich.

■ Ab einem **Wasserstandsverhältnis innerhalb der Kippenböschung** von $H_{WK}/H_K \geq 0,20$ (H_{WK} - Höhe des Wasserspiegels in der Kippenböschung in m; H_K - Höhe der Kippe in m), gemessen an einer Entfernung $7 \cdot H_K$ von der Kippenböschung, ist mit einem Setzungsfließen zu rechnen („ROSA HEFT“ 1989, VOGT et al. 1992, LAUBE & GROSSER 1995). Auch ab einem Verhältnis von $H_{WR}/H_K \geq 0,10$ (H_{WR} - Höhe des Wasserspiegels vor der Kippenböschung in m) ist die Gefahr des Setzungsfließens gegeben.

■ Eine Verflüssigungsgefährdung besteht, wenn das verkippte Lockergestein eine sehr lockere bis mitteldichte **Lagerung** aufweist. Nach Untersuchungen von RAJU (1994) wurde für Porenzahlen kleiner als die kritische Porenzahl

ein Abfall des Verflüssigungsgrades kleiner als 10% beobachtet. Je dichter der Sand gelagert ist, um so widerstandsfähiger ist er nach CASAGRANDE (1979) gegen Verflüssigung. Deshalb kann sich nach OBERMEIER (1996) allein durch Variation der Lagerungsdichte die Verflüssigungsempfindlichkeit geändert werden. Bei $I_D \leq 0,6$ besteht nach dem „ROSA HEFT“ (1989) und STOCK (1989) eine Setzungsfließgefahr.

■ Die **Festigkeit des Lockergesteins** wird während der Verflüssigung bis auf die Restfestigkeit vermindert, die auch Null sein kann. Die Bestimmung der Festigkeit des wassergesättigten Materials ist besser unter undrännierten Bedingungen (ZEN et al. 1985, VOGT et al. 1992), weil die Vorgänge in situ so schnell ablaufen, daß kein Druckabbau durch Abfließen vonstatten gehen kann. Die Untersuchungen erfolgen im allgemeinen im Triaxialgerät (DIERICHS & FÖRSTER 1984). Dabei müssen die Proben die gleiche Lagerungsdichte wie im Situ haben. Als Ergebnis wird der Verlauf der Deviatorspannung $2t = \sigma_1 - \sigma_3$ und des Porenwasserdruckes u vor und nach dem Bruch als Funktion der Vertikaldeformation ϵ_v dargestellt. Wenn die Restfestigkeit nahezu bis auf Null abfällt, weil der Porenwasserdruck bis an die Größe der kleineren Konsolidierungsspannung ansteigt, ist ein großes Ausmaß der Rutschung zu erwarten. Wenn die Restfestigkeit größer als Null ist, weil der Porenwasserdruck nicht bis auf die Größe des Seitendruckes auf die Probe steigt, ist Setzungsfließgefahr möglich, aber mit begrenzten Auswirkungen. Bei niedrigerer Porenwasserdruckentwicklung ist kein Abfall der Festigkeit im Nachbruchzustand festzustellen. In diesem Fall ist der Sand dicht gelagert, so daß ein Setzungsfließen ausgeschlossen werden kann.

Bei gleichzeitigem Zutreffen der oben genannten Kriterien ist die Gefahr des Setzungsfließens gegeben. Eine Prüfung der Initiale, die den kritischen Zustand einer Verflüssigung einleiten können, ist dennoch wichtig, weil es eines Initiales oder Anlasses bedarf, damit es zum Ereignis kommen kann.

3.2.4 Auslösende Initiale einer Verflüssigung

GUDEHUS (1992) charakterisiert die Initiale als auslösende Momente, die für den kritischen Zustand, der die Verflüssigung einleitet, verantwortlich sind. Die Auslösenden Initiale können sein (FÖRSTER et al. 1989, „ROSA HEFT“ 1989, GUDEHUS 1992):

- Äußere Belastungsvorgänge die zu Erschütterungen führen. Es sind z.B. Massenabwurf, Belastungen durch Geräte, Sprengungen, Zubruchgehen unterirdischer bergmännischer Hohlräume.
- Eng begrenzte Böschungsbrüche im Bereich von Versteilungen, die durch Wellenschlag, plötzlich auftretende Strömungsvorgänge in der Kippe als Folge von schnellerer Grundwasserspiegelabsenkung oder durch Rückströmung des Wassers nach Anstau durch Wind entstanden sein können.

- Lokale Böschungsinstabilitäten durch Strömungsvorgänge, die zu Suffosions- und Erosionsvorgängen bis zur Bildung von Kanälen führen.
- Spannungsumlagerungen und lokale Brüche in Verbindung mit ungleichmäßigen Sackungen oder lokalen Belastungen während des Grundwasseranstiegs infolge der Inhomogenität der Kippe.

Der teilweise Ausfall von tragenden Bereichen führt zu weiteren Spannungsumlagerungen und kann neue Verflüssigungen einleiten. Die entstehenden Porenwasserdrücke gleichen sich aus, verlagern sich in Nachbargebiete und führen zu Bruchvorgängen, selbst wenn es dort nicht zur Verflüssigung kommt (VOGT et al. 1992). Das Auftreten eines Setzungsfließens kann die Folge solcher Verflüssigungen sein, auch ohne Erkennung äußerer Einwirkungen. Auslöser sind das Auftreten der ersten Verflüssigung mit genügender Intensität ausreichend nahe der Böschungskontur oder das Folgen mehrerer lokaler Verflüssigungen rasch aufeinander, so daß sich der Porenwasserdruckaufbau bis zur Böschungskontur auswirkt. Nach Grundwasseranstieg kann es auch zu solchen Verflüssigungen kommen, wenn die mit Sackungen entstandenen Hohlräume brechen oder die entlasteten locker gelagerten Zonen wieder Last aufnehmen müssen.

3.3 Erscheinung des Porenwasserdruckes und Änderung bei Belastungsänderung

Im porösen Medium fließt das Porenwasser bei ausreichender Durchlässigkeit unter Einwirkung des Spannungsgefälles von Zonen hoher Porenwasserdrücke in die Zonen mit geringen Porenwasserdrücken ab (SIOR 1962, WHITLOW 1995, MATHESSE & UBELL 1983). Die Erhöhung des Porenwasserdruckes bewirkt eine Verminderung der wirksamen Spannung im Korngerüst und dadurch eine Vergrößerung der Porosität. BUSCH & LUCKNER (1973) bezeichnen diese Erscheinung als Gefügeelastizität. Ursachen für die kurzzeitige Änderung des Porenwasserdruckes können sein:

- schneller Anstieg des Grundwasserspiegels,
- Erschütterungen, die durch Maschinen oder Verkehr hervorgerufen werden,
- Erdbeben oder
- ruckartige Bewegungen aufgrund von Spannungsumlagerungen.

Nach ALPMAN (1962, 1964) tritt die Wichtigkeit des Porenwasserdruckes in folgenden Fällen besonders in Erscheinung:

- Spannungszustand unter Bauwerken;
- Spannungszustand infolge des Überlagerungsgewichts;
- Spannungszustand infolge der Absenkung des Wasserspiegels;
- Spannungszustand einer Böschung;
- Wechselwirkung der Bodenkräfte bei Pfahlgruppen, Stützmauer usw.;
- Konsolidationsvorgänge.

Bei Belastung eines völlig wassergesättigten feinkörnigen Bodens ohne Dränagemöglichkeit erfolgt keine Volumenänderung. Infolge der Beanspruchung entsteht eine Erhöhung des Porenwasserdruckes mit Verringerung der Korn-zu-Korn-Spannung. Die erhöhten Porenwasserdrücke können den Boden in einen plastischen Fließzustand versetzen oder bis zum Bruchzustand führen (SEED et al. 1976, PRATER 1977, KÖNIG & WINSELMANN 1988, RAJU 1994). Der entwickelte Porenwasserüberdruck wird gleich nach der Belastung in gleicher Größe wie die Belastungsänderung abgeschätzt (BRETH & KÜCKELMANN 1954, PATEL 1958, SIOR 1962, WAGNER 1963), und stellt nach RICHWIEN (1978) einen oberen Grenzwert dar. Im Gegensatz dazu tritt im Falle eines teilweise wassergesättigten Bodens unter gleichen Bedingungen wegen der großen Kompressibilität der Luft eine Volumenänderung auf. Durch Zusammendrückung entsteht ein kleinerer Porenwasserdruck als im zuvor beschriebenen Fall, und die Belastung wird zum Teil vom Wasser-Luft-Gemisch und zum Teil vom Korngerüst getragen. Der maximal möglich zu erwartende Porenwasserüberdruck nach einer Lastaufbringung läßt sich nach WAGNER (1963) wie folgt abschätzen:

$$\max \Delta u(x,y,z;t) = \gamma \cdot h = \Delta \sigma \quad (3.1)$$

mit h die Überdeckungshöhe und γ das Naßraumgewicht des Bodens.

Bei völlig oder teilweise gesättigtem dräniertem Boden entsteht entsprechend dem Auspressen des Wassers bzw. des Wasser-Luft-Gemisches im Laufe der Zeit eine Volumenverminderung. Der Porenwasserdruck wird allmählich abgebaut und die Last in steigendem Maße vom Korngerüst getragen, so daß die zeitliche Abnahme des Porenwasserdruckes gleich der zeitlichen Zunahme der effektiven Spannungen ist (ALPMAN 1962, 1964). Bei konstanter Gesamtspannung ergibt sich in diesem Fall

$$\sigma = \sigma'(t) + u(t) \quad (3.2)$$

Die Differentiation nach der Zeit liefert

$$\frac{d\sigma'(t)}{dt} = - \frac{du(t)}{dt} \quad (3.3)$$

Das Phänomen wird von SCHLOSSER (1988) in zwei Phasen beschrieben:

- Kuzzeitverhalten: Die Belastung wird gerade aufgebracht, und aufgrund der Viskosität kann das Porenwasser noch nicht ausfließen. Die Gesamtspannung wird vom Gestein und Porenwasser getragen.
- Langzeitverhalten: Der Porenwasserdruck ist völlig abgebaut, und die totale Spannung wird nur vom Gestein getragen.

Bei hoher Durchlässigkeit des Bodens können sich keine signifikanten Änderungen der Porenwasserdrücke entwickeln, da das Porenwasser genügend Zeit hat, auszufließen (SIOR 1962, SEED et al. 1976, PRATER 1977, KÖNIG & WINSELMANN 1988, RAJU 1994). In diesem Fall strömt das Porenwasser bei Aufbringung der Belastung ab und der Porenwasserüberdruck baut sich ab, so

daß die gesamte Last sofort vom Korngerüst aufgenommen wird (ALPMAN 1962, 1964). Im Gleichgewichtszustand entspricht der Wasserdruck dem an der betreffenden Stelle herrschenden hydrostatischen Druck (SIOR 1962, WAGNER 1963).

Die Größe und der zeitliche Verlauf des Porenwasserdruckes sind von dem Wassergehalt, dem Sättigungsgrad, der Durchlässigkeit, dem Verdichtungsgrad, der Zusammendrückbarkeit, den Deformationsmöglichkeiten des Bodens, der Größe und Richtung des hydraulischen Gefälles sowie von der Größe der Last und der Geschwindigkeit der Lastaufbringung abhängig (BRETH & KÜCKELMANN 1954, ALPMAN 1962 und 1964, SIOR 1962). Die in der Böschung entstehenden Porenwasserdrücke bauen sich nach der Stabilisierung wieder ab (BERGDAHL & TREMBLAY 1987). Die Porenwasserdruckentwicklung unter Aufschüttungen wird in MAGNAN (1987) und CLERDOUET et al. (1987) beschrieben.

Eine Störung durch einen plötzlich aufgebrauchten Randdruck P_0 in einem vorher ruhenden Porenwasser breitet sich nach KIRSCHKE (1974) mit der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit a_0 aus. Der Druck an der Front der Störung nimmt infolge der viskosen Dämpfung mit zunehmender Entfernung vom Störungspunkt ab. Der Porenwasserdruck an einer Stelle x erhöht sich, wenn diese gerade von der durch P_0 hervorgerufene Störung erreicht wird. Während die Störung weiterläuft, steigt der örtliche Druck P noch über den durch die Druckfront gegebenen Anfangswert hinaus. Mit zunehmender Zeitdauer nähern sich die Druck- und Geschwindigkeitsverteilung immer mehr den stationären Endzustand. Bei ungespannten Grundwasserleitern stellt sich demzufolge eine konstante Fließgeschwindigkeit v_{stat} ein, während der Druck von $P=P_0$ am Anfang auf $P=0$ am Ende abfällt. Bei gespannten Grundwasserleitern ist im Endzustand $P=P_0$ und $v=0$.

3.4 Verminderung des Porenwasserdruckes als Maßnahme zum Schutz gegen Verflüssigung

3.4.1 Allgemeines

Die Maßnahmen zum Schutz gegen Verflüssigung als einleitender Prozeß für das Setzungsfließen sind vielfältig. Der Widerstand gegen Verflüssigung kann nach JGS (1998) durch folgende Faktoren erhöht werden (*Abb. 3.2*):

- Hohe Lagerungsdichte
- Geeignete Korngrößenverteilung
- Stabiles Korngerüst der Bodenteilchen
- Geringer Sättigungsgrad
- Schnelle Ausbreitung des Porenwasserdruckes
- Unterbrechung der Weiterleitung des Porenwasserüberdruckes aus dem verflüssigungsfähigen Umfeld

- Verminderung des Scherspannungsverhältnisses zur wirksamen Überlagerungsspannung
- Geringe Scherdeformation des Bodens während der Belastungsänderung

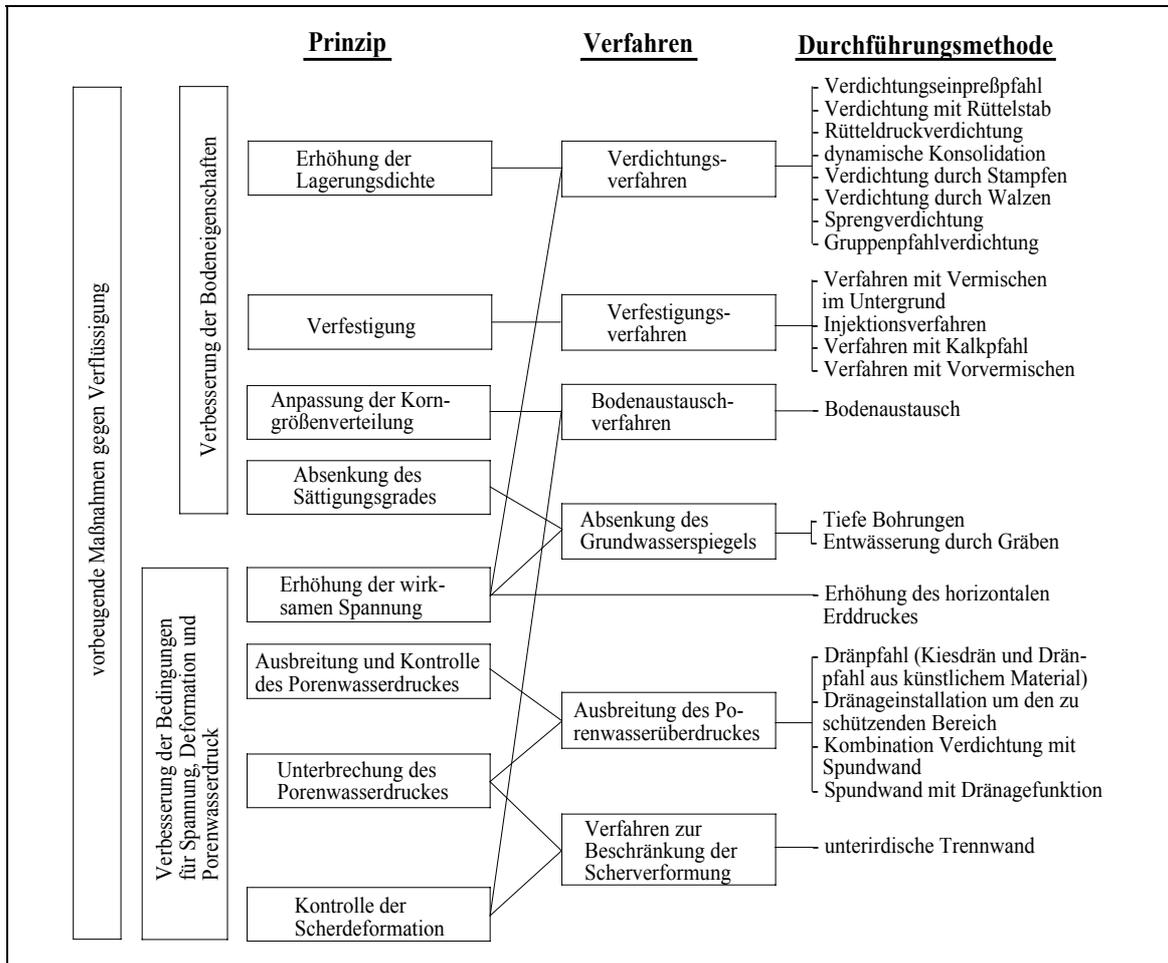


Abb. 3.2: Wirkprinzipien und Hilfsmaßnahmen gegen Bodenverflüssigung (JGS 1998)

Die Sprengverdichtung erweist sich in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht als die vorteilhafte Möglichkeit zur Verbesserung von verflüssigunggefährdeten Lockergesteinen (DEMBICKI et al. 1988, KESSLER & FÖRSTER 1992, RAJU 1994, GUDEHUS et al. 1996). Die sich dadurch fortpflanzenden Stoßwellen bewirken nach DEMBICKI et al. (1988) eine rapide Erhöhung des Porenwasserdruckes bei gleichzeitigem Aufbau eines Spannungszustandes im Korngerüst, was beim Überwinden des Reibungswiderstandes ein gegenseitiges Verlagern der Bodenteilchen verursacht. Dies führt zu einer Zerstörung des bestehenden Bodengefüges und dessen Setzung, so daß ein dichteres Gefüge entsteht. Das Sprengverfahren ist in der unmittelbaren Umgebung von zu schützenden Anlagen sowie in besonders sensiblen Kippenbereichen durch die nicht auszuschließenden Rutschungen nicht bzw. nur eingeschränkt einsetzbar (DEMBICKI et al. 1988, NOVY 1995). Aus diesem Grund wird die Verdichtung nur in ausreichender Entfernung von der Kippenböschung durchgeführt. Um die Setzungsfließgefahr im Bereich zwischen dem durch Verdichtung her-

gestellten versteckten Damm und der Kippenböschung zu minimieren können dort nur Verfahren mit wenig Erschütterungen eingesetzt werden.

Der natürliche Prozeß zum Abbau der durch Belastungszunahme entstehenden Porenwasserüberdrücke ist die Konsolidation. Dabei erfolgt die Abströmung des Wassers durch Verminderung des Porenvolumens (ALPMAN 1962 u. 1964, KLOBE 1992), verbunden mit einer Verfestigung (KLOBE 1992). Da die Verzögerung der Konsolidation allein von der Durchlässigkeit des Bodens abhängt (ALPMAN 1962 u. 1964), verläuft die Konsolidation wassergesättigter Sandböden, aufgrund der großen Durchlässigkeit, hinreichend schnell (ISTOMIN 1967). Bei bindigen Böden verläuft sie dagegen innerhalb eines langen Zeitraums. Durch Einsatz von Drainageelementen wird ein schnelleres Abfließen des Porenwassers und dadurch eine bessere Verdichtung des Bodens erzielt (HANSBO 1960, MCDONALD 1985, FLOOD & EISING 1987, DAVIES & HUMPHESON 1981, ATKINSON & ELDRED 1981, HANSBO et al. 1981, NICHOLSON & JARDINE 1981, MCDONALD 1985, FLOOD et al. 1987, ALTABBA et al. 1991, EGGELSMANN 1991, SMART & HERBERTSON 1992, BALASUBRAMANIAM et al. 1997, HANSBO 1997, YEUNG 1997). Der zeitliche und räumliche Verlauf des Auspreßvorganges des Porenwassers ist nach KÖNIG & WINSELMANN (1988) ein instationäres Durchströmungsproblem. Betrachtungen zur eindimensionalen Konsolidation wurden u.a. von SCHIFFMAN (in HANSBO 1960) und FLORIN (in ALPMAN 1964) untersucht. Anwendungen der mehrdimensionalen Konsolidation sind in BIOT & CLINGAN (1941), BIOT (1941b), FEUERLEIN (1965), MALYSCHEW (1966), KOPPULA & MORGENSTERN (1972), GUSSMANN & THAM (1974), ULRICH (1980) und GUSSMANN (1980) aufgeführt.

Der Abbau des Porenwasserdruckes infolge der Konsolidation ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Für eine schnelle Porenwasserdruckverringerung können zusätzliche technische Maßnahmen eingesetzt werden. Im weiteren wird kurz auf die Porenwasserdruckverminderung durch Grundwasserspiegelabsenkung, und näher auf die Dämpfung des Porenwasserdruckes durch Senkung des Wassersättigungsgrades sowie auf die schnelle Ausbreitung und Entspannung des Porenwasserdruckes durch Drainageelemente eingegangen.

3.4.2 Porenwasserdruckverminderung durch Grundwasserabsenkung

Die Aufgabe der Grundwasserabsenkung ist die Entlastung des Wasserdruckes oder das Trockenlegen eines Bereiches (SEIDEL 1988). Somit kann die Grundwasserabsenkung zur Verminderung von Porenwasserdrücken an Böschungen oder in verflüssigungsgefährdeten Bodenschichten beitragen. Mit der Absenkung des Grundwasserspiegels fällt nach BLÜMEL (1979) und KINZE & FRANKE (1990) der Auftrieb für einen Teil der Bodenmassen weg, und es treten bei bindigen Bodenschichten ein erhöhter Erddruck und großräumige Setzungen aufgrund der Spannungsveränderungen ein. Bei nichtbindigen Bö-

den wirkt sich nur der Wegfall des Auftriebs aus, da die dabei erzielte Strömungsgeschwindigkeit nicht so groß ist, daß Feinbestandteile ausgespült werden. Beim späteren Ansteigen des Grundwasserspiegels können bei nichtbindigen Böden mit lockerer Lagerung zusätzlich Sackungen auftreten. Das Ziel der Grundwasserabsenkung ist es, den Grundwasserspiegel so weit wie nötig abzusenken. Bis zum Erreichen des Absenkzieles ist mehr Wasser zu fördern als dem zu sichernden Bereich zufließt, wobei nur das Absenken des Wasserspiegels wichtig ist, und nicht die abzapfende Wassermenge (HERTH & ARNDT 1994). Die Verbesserungseffekte bei der Grundwasserabsenkung zur Vermeidung der Verflüssigung bestehen nach JGS (1998) aus folgenden Faktoren (s. Abb. 3.3):

- Die verflüssigungsfähige Schicht befindet sich nach der Grundwasserabsenkung oberhalb des abgesenkten Grundwassers und ist ungesättigt, demzufolge kann sie nicht mehr verflüssigen.
- Die wirksame Spannung in der entwässerten Schicht wird infolge der Grundwasserabsenkung erhöht. Demzufolge findet eine geringe Erhöhung der Lagerungsdichte statt, und die Scherfestigkeit wird vergrößert.
- Die Mächtigkeit der nicht verflüssigungsfähigen Schicht nimmt zu, so daß der Einfluß der darunter liegenden verflüssigungsfähigen Schicht auf die ungesättigte Schicht abnimmt.

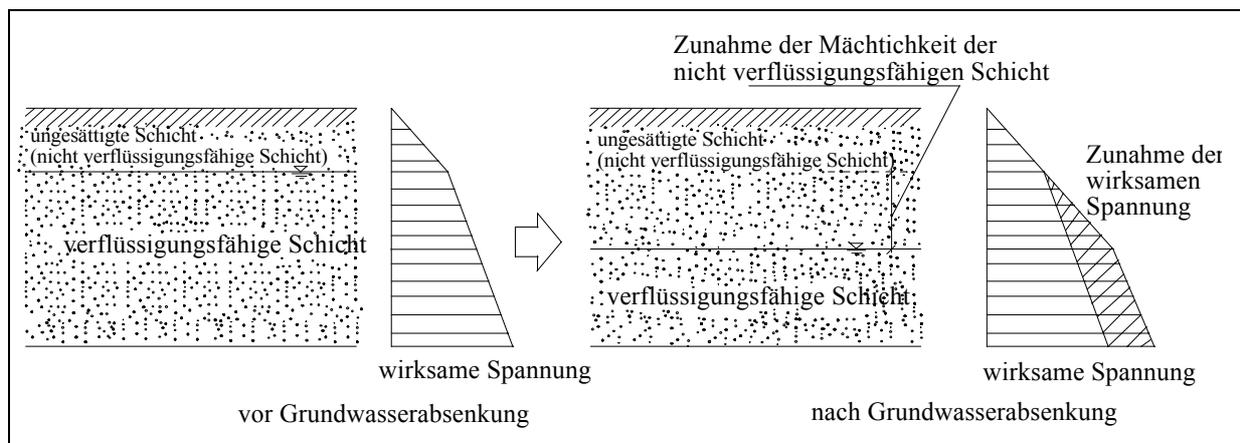


Abb. 3.3: Änderung der Spannungsverhältnisse in einer Bodenschicht infolge der Grundwasserabsenkung (JGS 1998)

3.4.3 Porenwasserdruckverminderung durch komprimierbare Elemente

3.4.3.1 Mechanismus des Luftaufstiegs in Wasser

Beim Austreten von Druckluft aus einem perforierten Rohr ins Wasser entstehen nach MÄDER (1971) Blasenschleier, die sich vertikal nach oben bewegen. Aus einer Einzeldüse tritt die Luft als Einzelblase, Blasenschwarm oder Blasenballen auf, wobei der Luftstrahl nicht vom Wasser mitgeführt wird, sondern er muß sich nach KRAATZ (1989) mit eigenem Impuls fortbewegen. Unter

Wasser entspannt sich die Druckluft in Bruchteilen von Sekunden auf den entsprechenden hydrostatischen Druck in der Wassertiefe, der bis auf Null an der Oberfläche abnimmt. Die Expansion der Druckluft erfolgt unter isothermen Bedingungen¹ (MÄDER 1971). Die Luftblasengröße der Einzelblasen ist abhängig von der Öffnungsgröße und dem Luftdurchsatz. Die mittlere Blasenauftiegs geschwindigkeit beträgt nach KRAATZ (1989) ca. 0,167 m/s und kann nach MÄDER (1971) bei Einzelblasen wie folgt berechnet werden:

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{g}{c_w} \cdot d_B \cdot \frac{\rho_w - \rho_L}{\rho_w}} \quad (3.4)$$

Sie bleibt während des Aufstiegs nahezu konstant, obwohl das Blasen volumen mit geringer werdender Wassertiefe infolge der Druckabnahme anwächst. Für eine Luftblase in der Wassertiefe z mit einem Volumen $V(z)$ und einem Innendruck $P(z)$, der aus Gründen des Gleichgewichtes gerade dem hydrostatischen Druck in der Tiefe z entspricht, gilt beim atmosphärischen Druck P_0 :

$$P(z) = P_0 + \gamma \cdot z \quad (3.5)$$

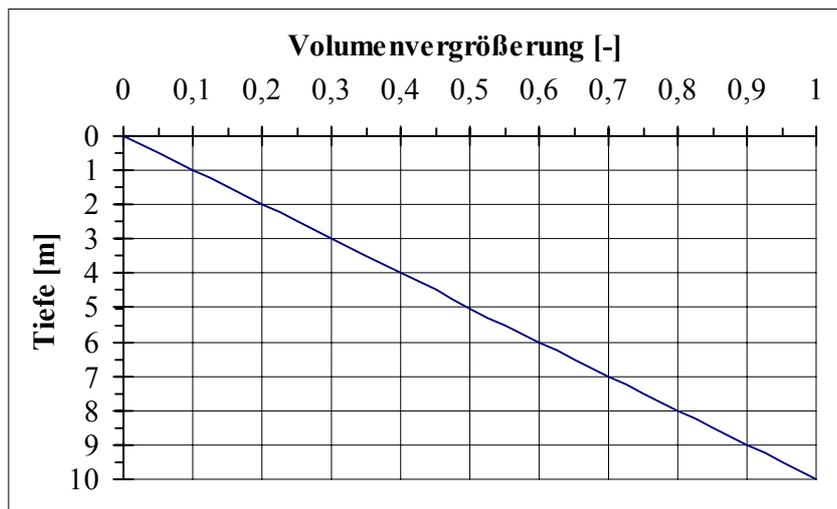


Abb. 3.4: Volumenvergrößerung bei aufsteigenden Einzelblasen aus verschiedenen Tiefen, bezogen auf das Anfangsvolumen

Die Luftblase besitzt kurz vor dem Zerplatzen an der Oberfläche das Volumen V_0 und den Druck P_0 . Bei isothermer Zustandsänderung beim Aufstieg gilt:

$$P(z) \cdot V(z) = P_0 \cdot V_0 \quad (3.6)$$

Für den Volumenzuwachs $Z_{V(z)}$ erhält man

$$Z_{V(z)} = \frac{V_0}{V(z)} = \frac{P(z)}{P_0} \quad (3.7a)$$

und nach Einsetzen der Gleichung 3.5 in die Gleichung 3.7a

¹ Die Expansion ist isotherm, weil die spezifische Wärme und die Masse des Wassers wesentlich größer als die der Luft sind.

$$Z_{V(z)} = 1 + \frac{\gamma \cdot z}{P_0} \quad (3.7b)$$

Dabei bewirkt ein Aufstieg von 5 m Wassertiefe eine Volumenvergrößerung von Einzelblasen von ca. 50%, bezogen auf das Anfangsvolumen (*Abb. 3.4*).

Ein Blasenschwarm entsteht bei einer Vielzahl von großen Einzelblasen, die schnell aufeinander folgen und sich teilweise miteinander verbinden. Von MÄDER (1971) wurde zwischen Blasenballendurchmesser d_B (in mm) und Luftdurchsatz Q_L (in kg/h) folgende empirische Beziehung ermittelt:

$$d_B = 48,90 \cdot Q_L^{0,2564} \quad (3.8)$$

Ein Luftblasenschleier entsteht durch Aneinanderreihen von Blasenschwärmen. Luftblasenschleier werden vorwiegend in ruhenden Wässern eingesetzt. Sie können nach MÄDER (1971) zu folgenden Zwecken genutzt werden:

- Dämpfung von Meereswellen vor Seehafeneinfahrten (Wellenbrecher),
- Eisfreihaltung von Schifffahrtskanälen und Stahlwasserbauten,
- Dämpfung von Druckwellen bei Sprengungen unter Wasser,
- Ölspernung bei Unfällen,
- Lenkung von Heringsschwärmen.

In fließenden Gewässern können sie zur

- Verminderung des infolge Dichteströmungen in Tidemündungen eindringenden Salzwassers (Salzwasserrückhalt),
- Abflußmessung bei geringen Fließgeschwindigkeiten,
- Sauerstoffanreicherung in Flüssen und Kläranlagen,
- Verminderung der Gefahr des Kühlwasserrücklaufes in das Entnahmebauwerk

eingesetzt werden.

3.4.3.2 Luftblasenschleier als Wellenbrecher und zur Druckverminderung

Die erste Anwendung des Luftblasenschleiers im Wasser als Wellenbrecher geht auf BRASHER (in BACHUS 1955) im Jahre 1907 zurück. Später wurden von HENSEN (1955) (in MÄDER 1971) und PREISSLER (1960a, 1960b) neue Theorien über die Wirkungsweise zur Wellendämpfung entwickelt. Bei diesem Verfahren wird ein einseitig verschlossenes Rohr mit zahlreichen Öffnungen versehen und auf dem Meeresboden verlegt. Der Luftblasenschleier bildet sich, indem Preßluft in das Rohr hineingedrückt wird. Der Schleier bildet eine Art Schaumwand und nimmt dem Wasser die Eigenschaft der Kontinuität und der Unzusammendrückbarkeit. So konnte der Luftblasenschleier als Wellenbrecher und bei Unterwassersprengungen zur Dämpfung des Sprengdruckstoßes verwendet werden (BACHUS 1955).

Nach PREISSLER (1960a, 1960b) leistet die im Wasser aufsteigende Luft eine Arbeit, die der potentiellen Energie gleich ist, die das Luftvolumen gegenüber der Oberfläche besitzt. Die Bewegungsenergie erzeugt im Wasser Wasserwalzen, die an der Grenzschicht zum ruhenden Wasser zu Wirbelbildungen führen. Diese Form der umgewandelten Luftenergie bewirkt die wellendämpfende Wirkung, während die in Wärmeenergie umgewandelte Luftblasenenergie nutzlos bleibt. Die erzeugten Wirbel sind auf der Luvseite des pneumatischen Wellenbrechers an der Oberfläche der oszillatorischen Wellenbewegung entgegengerichtet, und wirken deshalb auf sie kompensierend. Je nach Energie der Wirbel werden die Wellen teilweise oder vollständig gedämpft (Abb. 3.5). Bei teilweise gedämpfter Welle pflanzt sich die restliche Wellenenergie durch das Gebiet des Luftblasenschleiers der Leeseite fort, und erzeugt dahinter eine neue, in der Höhe verminderte Welle. Nach Angaben von MÄDER (1971) werden für Luftblasenschleier als Wellenbrecher Öffnungsabstände für die Luftinjektion von 0,004 bis 0,4 m mit einem Luftverbrauch von 0,08 bis 6,69 Nm³/min je m Düsenleitung verwendet.

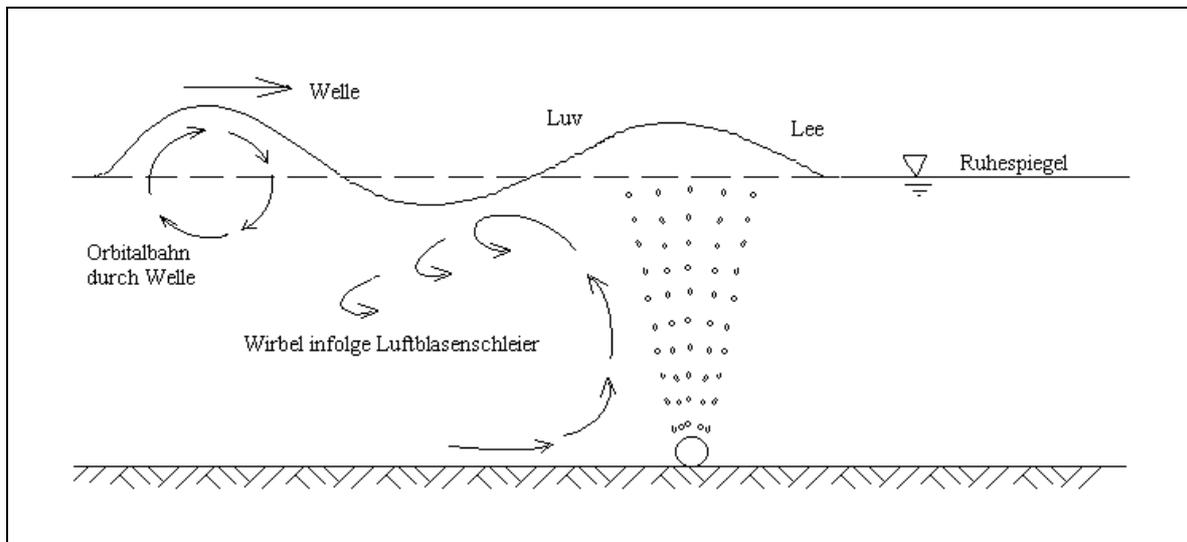


Abb. 3.5: Mechanismus der Wellendämpfung durch Luftblasenschleier nach PREISSLER (MÄDER 1971)

Im Rahmen des schonenden Sprengens wird nach DIN 20163 in Gewässern um das Sprengobjekt herum ein Schleier von Luftblasen erzeugt (Luftschleiersprengung). Dieser Luftblasenschleier wirkt wie eine pneumatische Barriere und führt zu einer Dämpfung des Stoßdruckes im Wasser. Seine Wirkung zur Druckwellenverminderung bei Unterwassersprengungen beruht auf der Störung der Druckwellenausbreitung infolge Unterbrechung der Homogenität des Wassers in der Zone des Wasser-Luft-Gemisches. Die erreichbaren Druckwellenminderungen betragen hier nach MÄDER (1971) 70 % und mehr. Der erfolgreiche Einsatz von Luftblasenschleiern zum Schutz von Bauwerken vor Druckwellen ist seit 1954 beim Bau des Niagara-Kraftwerkes bekannt (BACHUS 1955). Dabei wurde bei Modellversuchen festgestellt, daß der Preßluftschleier den Druckstoß der Sprengung fast völlig abfängt. Bei der

Ausführung lieferte eine Hauptleitung von 15 cm Durchmesser eine Luftmenge von 106 m³/min, die eine Schaumwand bis etwa 1,20 m über die normale Wasserlinie trieb. Dabei wurde der Sprengdruck von 6000 kg Sprengstoff fast vollkommen abgefangen.

3.4.3.3 Auswirkungen von Luft im Grundwasser

Die oben genannten Anwendungen des Luftblasenschleiers beziehen sich auf stehende und fließende Gewässer, bei denen eine Oberflächenströmung erzeugt wird. Da der vorhandene Luftgehalt im Porenraum des Lockergesteins bei nicht völliger Wassersättigung Einfluß auf die Größe des Porenwasserdruckes hat, können Porenwasserdrücke durch Verringerung des Sättigungsgrades (Luftpolster oder komprimierbare Elemente) vermindert werden. Luftpolster sind also Bereiche mit höherer Luftsättigung.

Bei Anwesenheit des Gases im Grundwasser nimmt die Kompressibilität, demzufolge der spezifische Speicherkoeffizient des Bodens zu. Eine hohe Kompressibilität führt zu einer Dämpfung des Porenwasserdruckes (SAMÉS & HÄFNER 1996). So ist der in einer Bodenschicht beobachtete geringere Anstieg im Porenwasserdruck unmittelbar nach Lastaufbringen eine Folge der in den Poren enthaltenen Luft, wenn der Boden nicht vollständig wassergesättigt ist (BRETH & KÜCKELMANN 1954). Dieser Einfluß der nicht völligen Wassersättigung des Bodens wurde u.a. von ALPMAN (1962, 1964) festgestellt.

Nach Untersuchungen von WITTIG (1997) nimmt der Kompressibilitätskoeffizient eines Sand-Wasser-Luft-Gemisches mit abnehmendem Wassersättigungsgrad zu. Dadurch nimmt die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Gemisches ab, so daß eine Porenwasserdruckdämpfung stattfindet.

Tab. 3.1: Porenwasserdruckverhältnis für $z=0$ m nach MALYSCHEW (1966)

| Sättigungsgrad Sr [-] | $k_f=0$ cm/s | $k_f=1 \cdot 10^{-4}$ cm/s |
|--------------------------|--------------|----------------------------|
| 1,00 | 1,00 | 0,63 |
| 0,99 | 0,53 | 0,42 |
| 0,95 | 0,31 | 0,26 |
| 0,90 | 0,19 | 0,17 |
| 0,85 | 0,14 | 0,12 |

MALYSCHEW (1966) untersuchte den Einfluß der Luft auf die Größe des Porenwasserdruckes in Bodenaufschüttungen während der Verdichtung einer Bodenschicht. Die Ergebnisse zeigten eine große Einflußnahme des Wassersättigungsgrades auf den Porenwasserdruck. Dabei nahm der Porenwasserdruck sogar bei einer geringen Erhöhung des Luftgehaltes in den Bodenproben stark ab (Tab. 3.1 und Abb. 3.6). Die dargestellten Änderungen des Porenwasserdruckes ($u/\gamma_1 \cdot z_{gr}$) sind auf das Gewicht des Bodens für $z=0$ in der Sohle der Aufschüttung (Grenzhöhe $z_{gr}=50$ m und Geschwindigkeit der Zunahme der

Schichtdicke $v(t)=25$ m/Jahr) zwei Jahre nach Anfang der Arbeiten bezogen. Die Werte des Porenwasserdruckes für die Annahme $k_f=0$ cm/s (ohne Filtration) wurden zum Vergleich eingetragen. Bei größer werdendem Durchlässigkeitsbeiwert nimmt der Porenwasserdruck ab (Abb. 3.6).

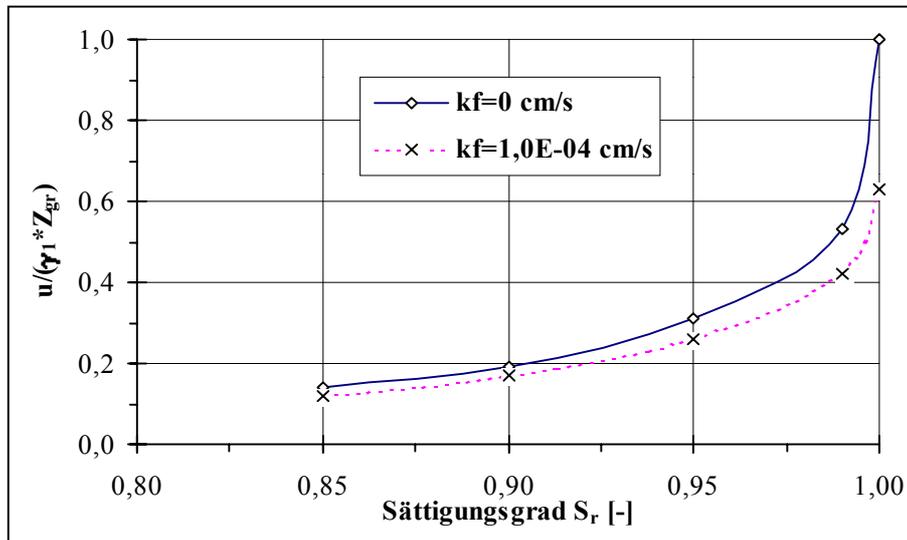


Abb. 3.6: Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad und Durchlässigkeitsbeiwert

3.4.4 Verminderung des Porenwasserdruckes und der Verflüssigungsfahr durch schnelle Porenwasserdruckausbreitung

3.4.4.1 Wirksamkeit von vertikalen Dränagebohrungen

Vertikale Dränagen können zur Stabilisierung von verflüssigungsgefährdeten nichtbindigen Lockergesteinen (SEED & BOOKER 1977, ZEN et al. 1985, KINZE & FRANKE 1990, NANDA 1997), zur Grundwasserentspannung (BLÜMEL 1979, ALBACH & HANSES 1981) oder zur Stabilisierung von Böschungen (BRAUNS & SCHULZE 1988) eingesetzt werden. Das sehr durchlässige Material führt zum schnellen Abfließen des Porenwassers (SIMONS et al. 1987) und dadurch zu einer Entspannung des Porenwasserdruckes. Dagegen führt wenig durchlässiges Material zu erhöhten Porenwasserdrücken (REID 1997). Der Effekt der Dränagen beruht hiermit auf der Verkürzung der maßgebenden Dränagewege (MOSER 1977, LANG & HUDER 1994, YEUNG 1997), die das Ansteigen von hohen Porenwasserdrücken verhindern und ihre rasche Verteilung begünstigen.

Die wichtigsten Einflußfaktoren bei einem Dränagesystem sind nach MCGOWN & HUGHES (1981) und NANDA (1997) der Dränagedurchmesser, der Dränageabstand, die Dränageanordnung (Abb. 3.7), die Dränagetiefe, die Korngrößenverteilung des Kiesel und die Installationsmethode, die statisch¹

¹ Das Mantelrohr wird durch Schubkraft aus einer Antriebsmaschine in die gewünschte Position gebracht.

oder dynamisch¹ sein kann. Nach YEUNG (1997) werden vertikale Dränagen in den Durchmessern 150 bis 750 mm hergestellt. Bei der Installation entstehen nach ONOUE (1991) (in CHAI et al. 1997) eine völlig gestörte Zone, eine teilweise gestörte Zone und eine ungestörte Zone. Die gestörte Zone im Bereich um die Dränage (Schmierzone) besitzt eine geringe Durchlässigkeit (HANSBO 1997, INDRARATNA & REDANA 1997, CHAI et al. 1997). Vertikale Dränagebohrungen werden nach McGOWN & HUGHES (1981) meist in dreieckförmiger oder rechteckförmiger Rasteranordnung mit Abständen von 1 bis 4 m installiert, wobei die Dränagetiefen zwischen 5 und 20 m sich als ökonomische Lösungen erweisen.

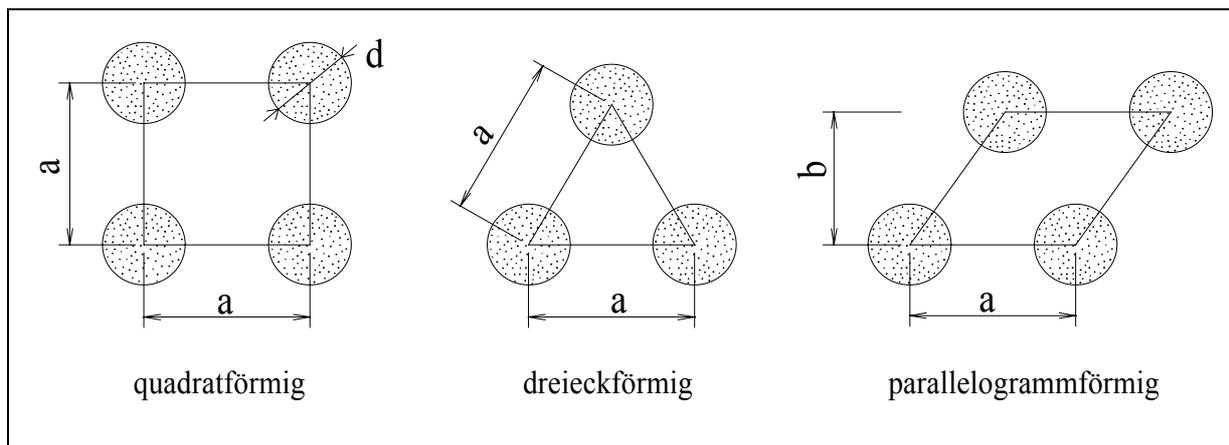


Abb. 3.7: *Verschiedene Anordnungsmöglichkeiten von vertikalen Dränagen*

Vertikale Dränagen haben nach ATKINSON & ELDRED (1981) und YEUNG (1997) je nach Art der Anwendung folgende Vorteile:

- Erhöhung der Scherfestigkeit des Bodens,
- Beschleunigung der Konsolidation und damit Reduktion der erforderlichen Zeit für die Primärsetzungen,
- schnelle Verbreitung und Entspannung bzw. Verminderung von Porenwasserüberdrücken und damit Vermeidung von Instabilitäten,
- Erhöhung der vertikalen Durchlässigkeit des Bodens.

Gegenüber den Vorteilen stehen folgende Nachteile bei ihrer Herstellung:

- Lange Transportwege, da der Dränagekörper geeignete Dränageeigenschaften (Filterregel) aufweisen muß,
- Unterbrechungen aufgrund der seitlichen Verschiebung beim Verdichtungsprozeß oder während der Installationsphase,
- Formation von Hohlräumen sowie Nachbrechen in ihnen aufgrund der Volumenvergrößerung während der seitlichen Verschiebung,
- Installationsprobleme und hohe Kosten bei großen Dränagedurchmessern,
- Reduktion der Durchlässigkeit und der Wasserströmung sowie der Effektivität des Systems aufgrund der Bodenstörung bei der Installation.

¹ Das Mantelrohr wird entweder gerammt oder durch Antriebskraft aus einem Vibrationshammer in die Tiefe gebracht.

Die Effektivität von Kiesdränagen wurde von NANDA (1997) mit einem ein-dimensionalen Finite-Elemente-Modell und von SEED et al. (1976) in einer dreidimensionalen Betrachtung mit integriertem Aufbau und Abbau von Porenwasserdrücken unter Erdbebenbelastung theoretisch untersucht.

Unter der Annahme, daß die Porenwasserströmung nach dem DARCY-Gesetz erfolgt, führt die Kontinuitätsgleichung nach SEED & BOOKER (1977) zu:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right) m_{v3} \quad (3.9)$$

Bei konstanten Durchlässigkeitskoeffizienten k_v und k_h und konstanter Volumenkompressibilität m_{v3} ergibt sich bei einem radialsymmetrischen Problem:

$$\frac{k_h}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (3.10)$$

Für eine reine vertikale Strömung reduziert sich die *Gleichung 3.10* zu:

$$\frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (3.11)$$

Die Porenwasserdruckentwicklung wird hier vom Porenwasserdruck u_g infolge der dynamischen Spannungen und von der Porenwasserdruckentwicklung infolge der Verdichtung beeinflusst. Der Grad des durch dynamische Belastung erzeugten Porenwasserdruckes unter undrännierten Bedingungen kann nach SEED et al. (1976) wie folgt eingeschätzt werden:

$$r_u = \frac{u_g}{\sigma'_0} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left(2 \left(\frac{N}{N_1} \right)^\alpha - 1 \right) \quad (3.12)$$

Bei Untersuchungen von SEED & BOOKER (1977) wurden folgende Annahmen getroffen: die Porenwasserströmung erfolgt nach dem DARCY-Gesetz; die vertikale Strömung des Porenwassers ist unbedeutend; der Kompressibilitätskoeffizient ist konstant und das Dränagematerial ist viel durchlässiger als die umgebende Sandschicht.

Die *Abbildung 3.8* enthält für verschiedene Durchlässigkeitskoeffizienten der Bodenaufschüttung ($T_{ad}=0^1$: Bodenaufschüttung undurchlässig bis $T_{ad}=5$: Bodenaufschüttung sehr durchlässig) die maximalen Porenwasserdruckverhältnisse u_{max}/σ'_0 für $a/d=5$ (d : Durchmesser der Dränagen, a : effektiver Raum der Dränagen) und $N_{eq}/N_1=2$ (N_{eq} : Zyklenzahl der induzierten Spannung, N_1 : erforderliche Zyklenzahl bis zur Auslösung der Verflüssigung). Dabei wird mit zunehmender Durchlässigkeit in der Bodenaufschüttung ohne Anordnung von

¹ $T_{ad} = (k/\gamma_w) \left[t_d / \left(m_{v3} \cdot (a/2)^2 \right) \right]$: Zeitfaktor bezogen auf die Bodenaufschüttung. Mit k der Durchlässigkeitsbeiwert der Bodenaufschüttung und t_d die Dauer der Erschütterung.

Dränagebohrungen das Porenwasserdruckverhältnis u_{\max}/σ'_0 kleiner und dadurch nimmt die Verflüssigungsgefahr ab. Die entstehenden Porenwasserdrücke bauen sich mit der Zeit schneller wieder ab. Demzufolge kann bei gut durchlässiger Bodenaufschüttung infolge der schnellen Ausbreitung des Porenwassers die Verflüssigungsgefahr vermindert werden, ohne daß zusätzliche Dränagen angeordnet werden müssen.

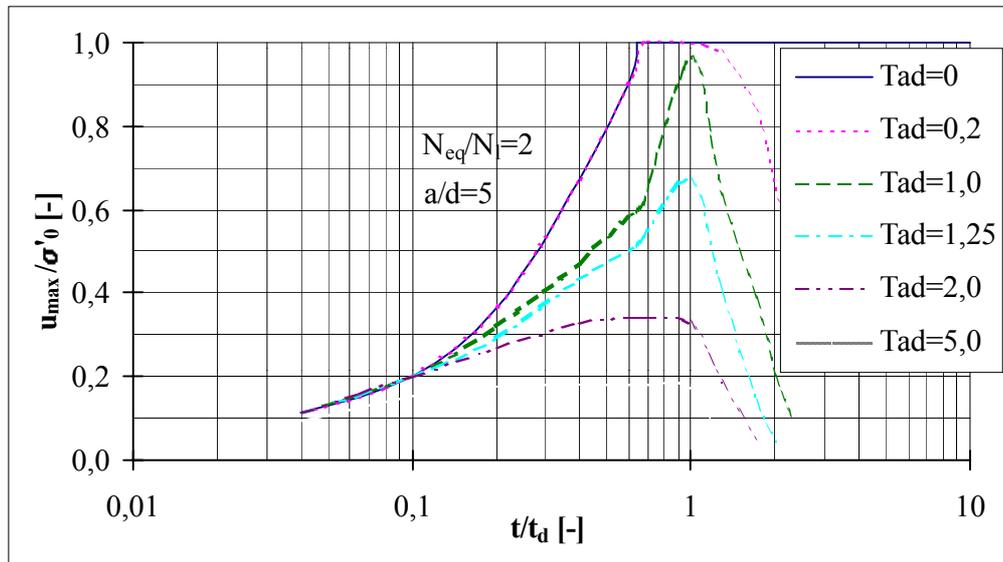


Abb. 3.8: Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit von der Zeit (SEED & BOOKER 1977)

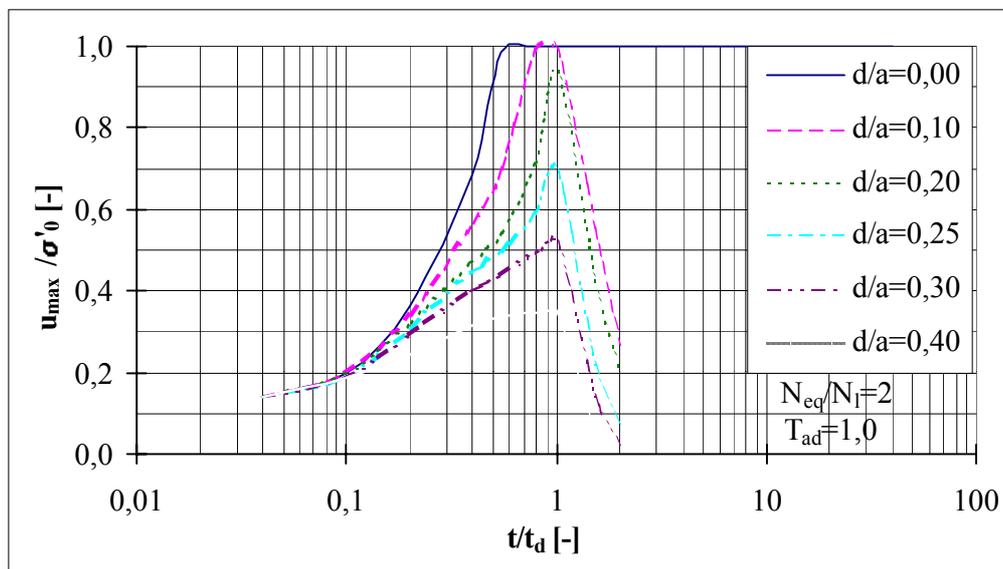


Abb. 3.9: Wirkung des Dränagedurchmessers und Dränageraums auf das maximale Porenwasserdruckverhältnis (SEED & BOOKER 1977)

Bei Anwesenheit von Dränagebohrungen nimmt das Porenwasserdruckverhältnis mit zunehmendem Dränagedurchmesser d im Vergleich zum effektiven Raum der Dränagen a ab, und die Verflüssigungsgefahr wird in der Bodenaufschüttung (in diesem Beispiel ab $d/a \geq 0,2$) verhindert (Abb. 3.9).

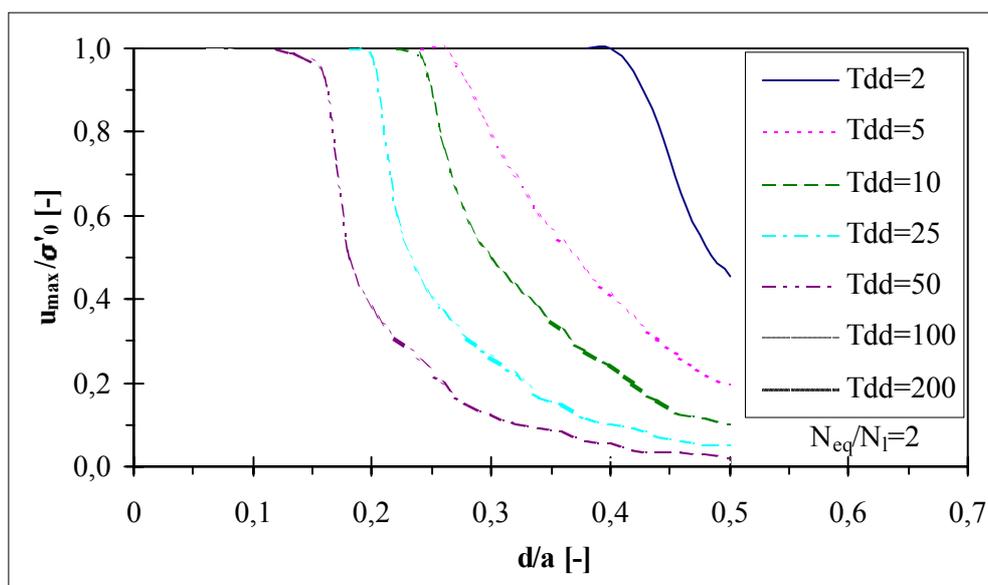


Abb. 3.10: Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit von Drainageparametern (SEED & BOOKER 1977)

In der *Abbildung 3.10* ist ein von SEED & BOOKER (1977) berechnetes Beispiel zum Einfluß der Drainageparameter dargestellt. Es enthält das Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit vom Drainagedurchmesser im Verhältnis zum effektiven Dränageraum mit zunehmendem Zeitfaktor bezogen auf die Dränagen (Zunahme von T_{dd} ¹) bei verschiedenen Zyklenzahlverhältnissen. Dabei findet mit zunehmendem Zeitfaktor und zunehmendem Drainagedurchmesser eine Verminderung des Porenwasserdruckverhältnisses u_{\max}/σ'_0 statt.

BLÜMEL (1979) führte theoretische Untersuchungen sowie Messungen zur Auswirkung von Entspannungsbohrungen (EB) auf den Porenwasserdruck in Baugruben durch. Bei Anordnung von EB bildet sich nach BLÜMEL (1979) eine Strömung des Porenwassers zur EB hin. Somit nimmt der Porenwasserdruck im Boden ab, und es tritt eine Entspannung ein. Die Entspannung des Porenwasserdruckes kann nach LANG & HUDER (1994) auch durch Entnahme von Wasser aus der unteren Schicht unterstützt werden, wobei die Förderung einer großen Wassermenge nicht das Ziel ist, sondern die Verminderung des Porenwasserdruckes auf das notwendige Maß.

Bei den Untersuchungen von BLÜMEL (1979) wurden verschiedene Anordnungen der EB betrachtet (*Tab. 3.2*). Dabei hatten die vertikalen EB eine Länge von rd. 7 m, einen Durchmesser von 10 cm und wurden in Abständen von rd. 7,5 m angebracht. Durch die Wirkung von vertikalen EB nahm die resultierende Porenwasserdruckkraft auf 65 bis 69% des für den hydrostatischen Ansatz ermittelten Wertes ab. Für BLÜMEL (1979) sind die EB am wirkungsvollsten, wenn die Bohrungen sich in einer Reihe überschneiden und einen Schlitz bilden. Ein solch enger Abstand wäre sehr kostenintensiv, deshalb ist der

¹ $T_{dd} = (k/\gamma_w) \left[t_d / \left(m_{v3} \cdot (d/2)^2 \right) \right]$: Zeitfaktor bezogen auf die Drainage.

Aufwand für die EB gegenüber der damit erreichbaren Verminderung der Porenwasserdruckspannungen abzuwägen.

Tab. 3.2: Resultierende Porenwasserdruckkräfte R pro lfd. m Baugrubenlänge für die von BLÜMEL (1979) untersuchten Fälle und für den Tonhorizont bei NN + 43 m. (Die Klammerwerte gelten für den Tonhorizont bei NN + 42 m)

| Untersuchter Fall | Resultierende Porenwasserdruckkraft R | |
|--|---|--------------------------------|
| | in kN/m | in % des hydrostatischen Falls |
| Hydrostatischer Fall: ohne Entspannungsbohrungen (EB) | 1921 (1921) | 100 (100) |
| Fall A: ohne EB, Berücksichtigung der Grundwasserströmung | 1459 (1528) | 76 (80) |
| Fall B: 1 Reihe vertikaler EB | 1252 (1326) | 65 (69) |
| Fall C: eine Reihe horizontaler EB | 784 (842) | 41 (44) |
| Fall D: je 1 Reihe vertikaler und horizontaler EB | 714 (772) | 37 (40) |
| Fall E: 2 Reihen horizontaler EB | 457 (505) | 24 (26) |

3.4.4.2 Wirksamkeit von anderen Drainageelementen

■ Zur Entspannung des Porenwasserdruckes können auch horizontale Drainagebohrungen eingesetzt werden. Eine bessere Wirkung der horizontalen Entspannungsbohrung ist nach BLÜMEL (1979) gegeben, wenn in ihr der atmosphärische Druck wirksam ist. Die horizontalen EB bei den Untersuchungen von BLÜMEL (1979) (s. Tab. 3.2) hatten eine Länge von rd. 12 m, einen Durchmesser von 10 cm und wurden in Abständen von rd. 5,8 m in der Baugrubenwand angebracht. Für ein von BLÜMEL (1979) genanntes Beispiel in der Baugrube Mühlenberg in Hannover wurde die resultierende Porenwasserdruckkraft von rd. 250 kN/lfd. m auf rd. 125 kN/lfd. m gegenüber dem Fall ohne EB reduziert. Dabei hatten die EB einen Durchmesser von 10 cm mit 10 m Länge und rd. 10 m Abstände untereinander.

Durch Einsatz von horizontalen Drainagebohrungen kann den plastizierten Kippenmassen Wasser entzogen werden, so daß eine Konsistenzverbesserung eintritt. Das Material geht dabei in den steifplastischen bzw. halbfesten Zustand über, verbunden mit Festigkeitsverbesserung (JOLAS 1990). Nach einer

Anwendung in den Braunkohlentagebauen der Leipziger Bucht fiel nach der Stabilisierung der mit einem Porenwasserdruckgeber gemessene Porenwasserdruck im Einsatzzeitraum (ca. 300 Tage) von 116 kN/m² auf 14 kN/m² ab (JOLAS 1990), d.h. eine Reduzierung von $\Delta u = 102$ kN/m².

KENNEY et al. (1977) geben Dimensionierungsvorschläge beim Einsatz von horizontalen Dränagen zur Verbesserung der Böschungstabilität als Bemessungsdiagramme unter Angabe von Dränlänge, Dränabständen und Dränanzahl an. Je nach Anordnung der horizontalen Dränageelemente kann nach KENNEY et al. (1977) eine allgemeine oder lokale Böschungstabilität erreicht werden. Bei der allgemeinen Böschungstabilität werden in der gesamten Breite der Böschung horizontale Dränagen installiert, während bei der lokalen Stabilisierung einige Dränagen an einer bestimmten Stelle der Böschung angebracht werden, um dort ein Maximum an Stabilität zu erzeugen.

■ Vertikale Dränageschlitzte können zur schnellen Verteilung des Porenwasserdruckes und zur Verbesserung der Böschungstabilität gegen Erdrutschungen angewendet werden (SIMONS et al. 1987, EGGELSMANN 1991). Bei Untersuchungen von SIMONS et al. (1987) bei der Verbesserung von Erdrutschungen wurden in einem 7,5 ha großen Feld vertikale Dränageschlitzte mit 0,8 m Breite, 4 bis 5 m Tiefe in Abständen von 16 m sowie von 6 bis 7 m installiert. Die Dränageschlitzte wurden mit körnigem Material mit Körnungsgößen von 0,6 bis 50 mm gefüllt. Mit Piezometern wurden im Bereich der Dränagen in ca. 6 m Tiefe Standrohrspiegelhöhen zwischen 1,0 m bis 3 m unterhalb der Geländeoberfläche gemessen. Dagegen betragen die Standrohrspiegelhöhen in derselben Tiefe außerhalb des dränierten Bereiches 0,6 m bis 2,0 m unterhalb der Geländeoberfläche.

■ Horizontale Dränageschichten werden häufig bei der Böschungstabilisierung angewendet. Dabei haben sie an der Wasserseite der Böschung das Ziel bei plötzlicher Grundwasserspiegeländerung den Porenwasserdruck zu vermindern. Durchlässige horizontale Dränageschichten finden auch Anwendung bei der Konsolidation von Tonböden (TAN et al. 1992). Sie wirken als Dränagefilter und werden schichtenweise und abwechselnd in den Bodenkörper angeordnet, um kurze Dränagewege zu ermöglichen.

Um den Abbau von Porenwasserdrücken zu charakterisieren wurde der Einbau von horizontalen Dränageschichten von URIEL & OLALLA (1987) untersucht. Bei den Untersuchungen wurde die Fließbewegung des Wassers 2-dimensional (vertikal und horizontal) betrachtet (*Abb. 3.11*). In dieser Betrachtungsweise wurde die zeitliche Volumenänderung des Porenwassers gleich der volumetrischen Verformung der Dränageschicht gesetzt. Daraus ergibt sich die Gleichung der zeitlichen Änderung des Porenwasserdruckes in der Dränage zu:

$$\frac{\partial^2 u_d}{x^2} \cdot \frac{k_{f,d} \cdot E_d}{\gamma_w} - \left(\left(\frac{\partial u_s}{\partial z} \right)_1 + \left(\frac{\partial u_s}{\partial z} \right)_2 \right) \cdot \frac{k_{f,s} \cdot E_d}{\gamma_w \cdot H_d} = \frac{\partial u_d}{\partial t} \quad (3.13)$$

Dagegen ist die zeitliche Änderung des Porenwasserdruckes im Boden durch die Konsolidationsgleichung nach TERZAGHI gegeben:

$$\frac{\partial u_s}{\partial t} = \frac{k_{f,s} \cdot E_s}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.14)$$

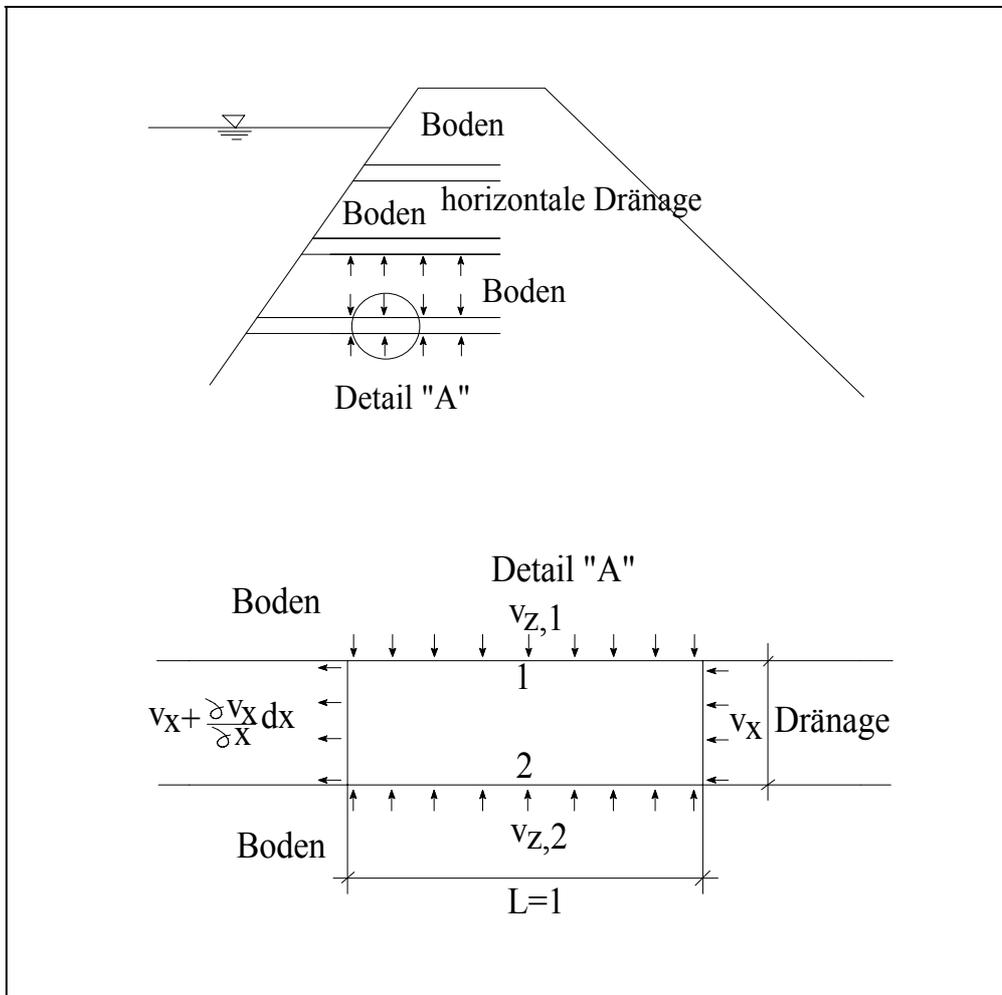


Abb. 3.11: Horizontale Dränageschichten nach URIEL & OLALLA (1987)

Die Lösung der Gleichungen 3.13 und 3.14 erfolgte nach URIEL & OLALLA (1987) unter der Annahme, daß in der Grenzfläche zwischen Dränage und Bodenmaterial die Porenwasserdrücke gleich groß sind:

$$(u_s)_1 = (u_s)_2 = u_d \quad (3.15)$$

Horizontale Dränageschichten wurden z.B. in Ecuador beim „SUBE-Y-BAJA“-Damm (50m Höhe, 750m Länge) angewendet (URIEL & OLALLA 1987).

3.5 Zusammenfassung der Literaturauswertung

Locker gelagerte sandige Kippen mit hoher Gleichkörnigkeit (Ungleichförmigkeitszahl U sehr klein), runder Kornform, glatter Kornoberfläche, sehr lockerer Lagerung, hohen Werten des Quotienten H_{WK}/H_K oder mit vollständigem Festigkeitsverlust im Verflüssigungstest besitzen eine hohe Verflüssigungsneigung. Die durch Verflüssigung hervorgerufenen Verformungen führen zu Instabilitäten, die sich durch Setzungsfließen äußern. Dadurch ist die Nutzung von Kippen sehr eingeschränkt. Aus diesem Grund ist die Verbesserung des Kippenkörpers sehr notwendig.

Die verschiedenen Hilfsmaßnahmen gegen Bodenverflüssigung werden von der JGS (1998) zusammengefaßt. Danach läßt sich die Verflüssigungsgefahr durch Verbesserung der Bodeneigenschaften, sowie durch Verbesserung der Bedingungen für Spannung, Deformation und Porenwasserdruck vermindern. Der Einsatz von Verdichtungsmaßnahmen zum Schutz gegen Bodenverflüssigung kann in der näheren Umgebung von zu schützenden Objekten sowie in sensiblen Kippenbereichen zu Rutschungen führen. In diesen Bereichen kann die Verdichtung nicht bzw. nur mit Einschränkung eingesetzt werden. Außerdem bleiben die Bereiche vor und hinter dem durch Verdichtung hergestellten versteckten Damm unverdichtet und können sich bei Porenwasserdruckanstieg verflüssigen.

Von Bedeutung ist in der vorliegenden Arbeit die Begrenzung des Porenwasserdruckes durch Dämpfung oder schnelle Ausbreitung und dadurch Entspannung. Dabei wird die Scherdeformation des Lockergesteins beschränkt. Beide Phänomene (Dämpfung des Porenwasserdruckes mit kompressiblen Elementen und schnelle Ausbreitung des Porenwasserdruckes mit Entspannungselementen) werden hier unter „Porenwasserdruckbarrieren“ behandelt.

Der Einsatz von Luftblasenschleiern wurde schon vor sehr langer Zeit zur Dämpfung von Wellen bei freier Wasseroberfläche und zur Dämpfung von Sprengdruckstößen bei Unterwassersprengungen mit Erfolg angewendet (BACHUS 1955, PREISLER 1960a u. 1960b). Analog zu dieser Wirkungsweise können sich keine hohe Porenwasserdrücke in nicht vollständig wassergesättigtem Boden entwickeln, da die Kompressibilität des Bodens zunimmt. Ausgehend von diesen Betrachtungen wird in der vorliegenden Arbeit der wassergesättigte Raum zur Dämpfung des Porenwasserdruckes genutzt.

Der Einsatz von Drainageelementen zur Ausbreitung und Verringerung des Porenwasserdruckes wurde von den meisten Autoren theoretisch unter Erdbebenwirkung untersucht (SEED et al. 1976, SEED & BOOKER 1977, NANDA 1997). Bei Drainageelementen werden aufgrund der hohen Durchlässigkeit die entstehenden Porenwasserdrücke schnell abgebaut.

In der vorliegenden Arbeit ist die dynamische Wirkung die Sprengung oder andere Belastungsquellen, die zu einer Bodenverdichtung führen können.

Durch Modellversuche soll die Wirksamkeit von Porenwasserdruckbarrieren beurteilt werden. Außer Dämpfungselementen und Entspannungselementen ist auch der Einfluß des Kippenaufbaus mit unterschiedlich durchlässigen Bereichen zu betrachten. Die Modellversuche werden dann mit einem theoretischen Modell durch Anpassung über spezielle Randbedingungen nachgebildet.

4 Ansatzpunkte für die Untersuchungen

4.1 Scherfestigkeit und Sicherungsmöglichkeiten von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen durch Verdichtung

Nach FÖRSTER & WALDE (1995) tritt in lockergelagerten wassergesättigten Sanden die Verflüssigung mit vollständigem Scherfestigkeitsverlust ein, wenn der Porenwasserüberdruck im Triaxialversuch den Wert

$$\Delta u = 1,0 \cdot \sigma_{3,0} \quad (4.1)$$

mit zunehmender Vertikalverformung ϵ_v erreicht. Dabei wird die wirksame Horizontalspannung völlig aufgehoben, und die Probe im Triaxialversuch fällt zusammen. Die am Versuchsmaterial durchgeführten Triaxialversuche (CIU-Versuche) nach DIN 18137 belegen diese Aussage (Abb. 4.1).

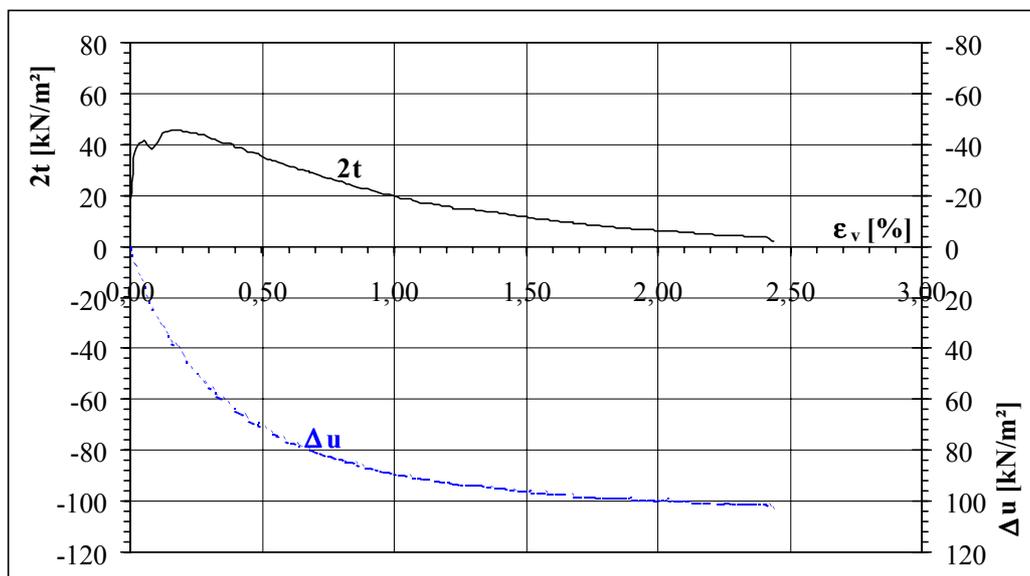


Abb. 4.1: Verlauf der Scherfestigkeit und des Porenwasserdruckes beim undrainierten Triaxialversuch am Versuchsmaterial

Die Verdichtung (Sprengverdichtung, Rütteldruckverdichtung, dynamische Intensivverdichtung) von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen bewirkt eine Veränderung des kontraktiven Verhaltens in ein dilatantes Verhalten. Die damit erreichte hohe Lagerungsdichte verhindert das Auftreten der Verflüssigung und damit des Setzungsfließens. Die Abbildung 4.2 stellt die Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen an einem Lausitzer Kippgut mit verschiedenen erreichten Graden der Verdichtung nach FÖRSTER & WALDE (1993) dar. Darin ist zu erkennen, daß das Lockergestein mit einem Verdichtungsgrad nach Proctor von $D_{pr} \leq 92,7\%$ seine Scherfestigkeit bei zunehmender Vertikalverformung ϵ_v verliert und aufgrund des ansteigenden Porenwasserdruckes sich verflüssigt. Dagegen steigt die Scherfestigkeit im gleichen Lockergestein mit einem Verdichtungsgrad $D_{pr} \geq 95,8\%$ bei gleichen Versuchsbedingungen mit zunehmender Vertikalverformung kontinuierlich an. Eine Entfestigung bis zur

Verflüssigung tritt nicht mehr ein. An den Proben mit höheren Verdichtungsgraden $D_{pr} \geq 95,8\%$ waren niedrigere Porenwasserdrücke gemessen worden, die bei höheren Scherdeformationen darüber hinaus noch abnehmende Tendenz aufwiesen. Dieser Lagerungszustand wird bei den Verdichtungsmethoden zur Stabilisierung von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen angestrebt.

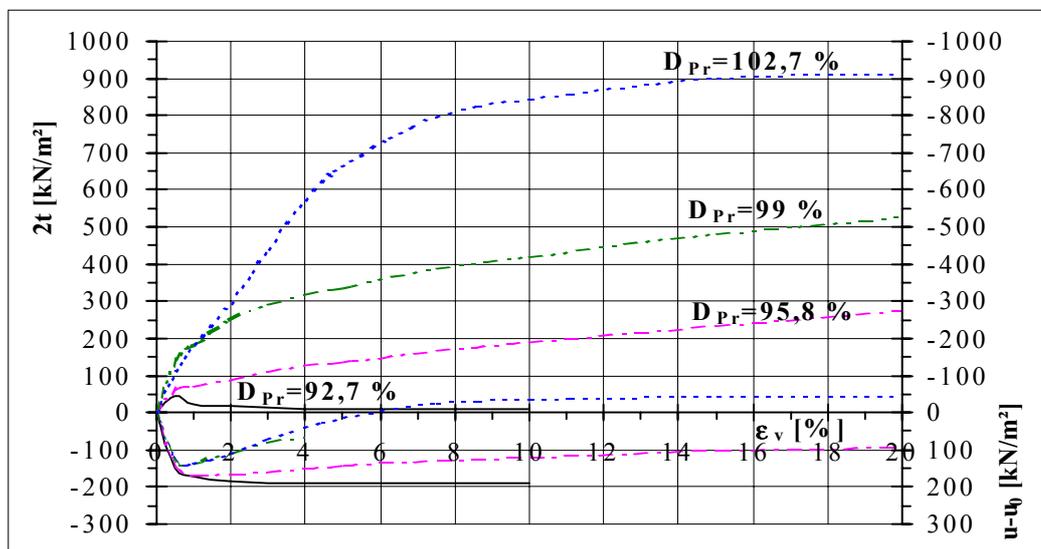


Abb. 4.2: Abhängigkeit der Scherfestigkeit im undrained Versuch vom erreichten Grad der Verdichtung (FÖRSTER & WALDE 1993)

Die Verdichtung bewirkt eine Strukturzerstörung des Lockergesteins, damit sich eine höhere Lagerungsdichte einstellt. Wegen der von dieser lokalen Verflüssigung ausgehenden Gefahren hat die Verdichtungsstelle in ausreichender Entfernung von der Kippenböschung zu sein, damit es an dieser selbst zu keiner Instabilität kommt, die zu Setzungsfließen führen könnte. Aus diesem Grund können der unmittelbare Kippenböschungsbereich und andere sensiblen Zonen einer Tagebaukippe wegen Setzungsfließgefahr nicht vollständig mit der Verdichtung allein gesichert werden. Es sind deshalb andere Wirkprinzipien auf ihre Eignung zu untersuchen.

4.2 Sicherungsmöglichkeiten von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen durch Verhinderung von kritischen Porenwasserdrücken

Nach den dargestellten Unterschieden in der Porenwasserdruckentwicklung in der *Abbildung 4.2* könnte außer der Verdichtung in der Verhinderung des Entstehens zu hoher und deshalb kritischer Porenwasserdrücke im wassergesättigten Kippgut eine weitere Möglichkeit zur Sicherung verflüssigungsgefährdeter Kippenbereiche bestehen. Das Ziel der Untersuchungen ist deshalb die Sicherungsmöglichkeiten von Lockergesteinen durch Verhinderung von kritischen Porenwasserdrücken. Dabei soll mit Hilfe von komprimierbaren und Entspannungselementen die infolge einer Beanspruchung entstehenden Porenwasserdrücke auf ein bestimmtes Maß reduziert werden, so daß eine Restfe-

stigkeit im Material erhalten bleibt, und damit die Gefahr der Verflüssigung ausgeschlossen wird (NIGANG & WALDE 1999).

In diesem Rahmen wurden unter besonderen Versuchsbedingungen undrained Triaxialversuche am Versuchsmaterial durchgeführt, mit dem Ziel:

- das Verhalten des Lockergesteins unter konstanten Hauptspannungen und steigendem Porenwasserdruck, sowie
- die Scherfestigkeitsentwicklung im Lockergestein bei beschränkten (kontrollierten) Porenwasserdrücken darzustellen.

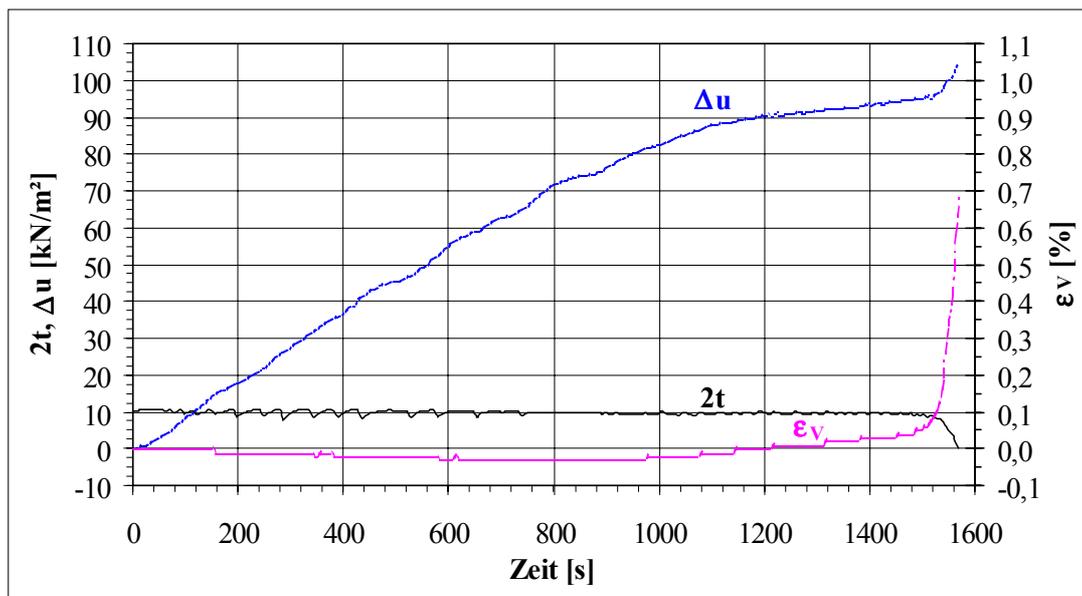


Abb. 4.3: Herbeiführung der Verflüssigung durch Erhöhung des Porenwasserdruckes

Zunächst war zu belegen, daß nicht nur steigende Scherspannungen, sondern auch steigende Porenwasserdrücke bei konstanter Scherspannung im undrained Zustand zum Versagen führen können. In der *Abbildung 4.3* ist das Verhalten des Lockergesteins bei konstanten Hauptspannungen im anisotropen Spannungszustand und steigendem Porenwasserdruck beim Triaxialversuch dargestellt. Es entsteht in der ersten Phase des Versuches eine schwache negative Vertikaldeformation, die auf eine Volumenvergrößerung des Probekörpers hinweist. Bei einem Porenwasserdruck von ca. 90% der kleineren Konsolidierungsspannung $\sigma_{3,0}$, hat sich diese negative Verformung zurückgebildet, und es treten positive Vertikaldeformationen am Probekörper auf. Beim weiteren Anstieg des Porenwasserdruckes steigt die Vertikaldeformation schnell an, und die Probe kommt zum Bruch, d.h. es hat einen völligen Scherfestigkeitsverlust in der Probe gegeben und das Lockergestein hat sich verflüssigt. Die Untersuchung zeigt, daß allein durch Porenwasserdruckanstieg bei konstanten Hauptspannungen eine Probe zum Bruch und damit zum Verflüssigen gebracht werden kann. Diese Art der Versuchsdurchführung simuliert eine schnelle Porenwasserdruckänderung, die zur Verflüssigung führt.

Bei der nächsten Serie von undrained Triaxialversuchen wurde beim Scheren der Porenwasserdruckanstieg bei verschiedenen Werten (20, 40, 60 und 80 kN/m²) abgefangen und konstant gehalten (kontrollierte Porenwasserdrücke), und anschließend die Scherfestigkeitsentwicklung in der Probe beobachtet (Abb. 4.4). Bei Beschränken des Porenwasserdruckes auf 20 und 40 kN/m² (20% und 40% von $\sigma_{3,0}$) steigt die Scherspannung im Probekörper mit zunehmender Vertikaldeformation stetig an, das Material kann nicht zur Verflüssigung kommen. Bei einem Porenwasserdruckanstieg auf 60 und 80 kN/m² (60% und 80% von $\sigma_{3,0}$) kommt es zum Bruch, aber mit einer in verwertbarer Höhe liegenden Restfestigkeit. Der Versuch mit unbeschränktem Porenwasserdruckanstieg auf 100 kN/m² (100% von $\sigma_{3,0}$) führt dagegen zum Bruchzustand mit völligem Scherfestigkeitsverlust und damit zur Verflüssigung.

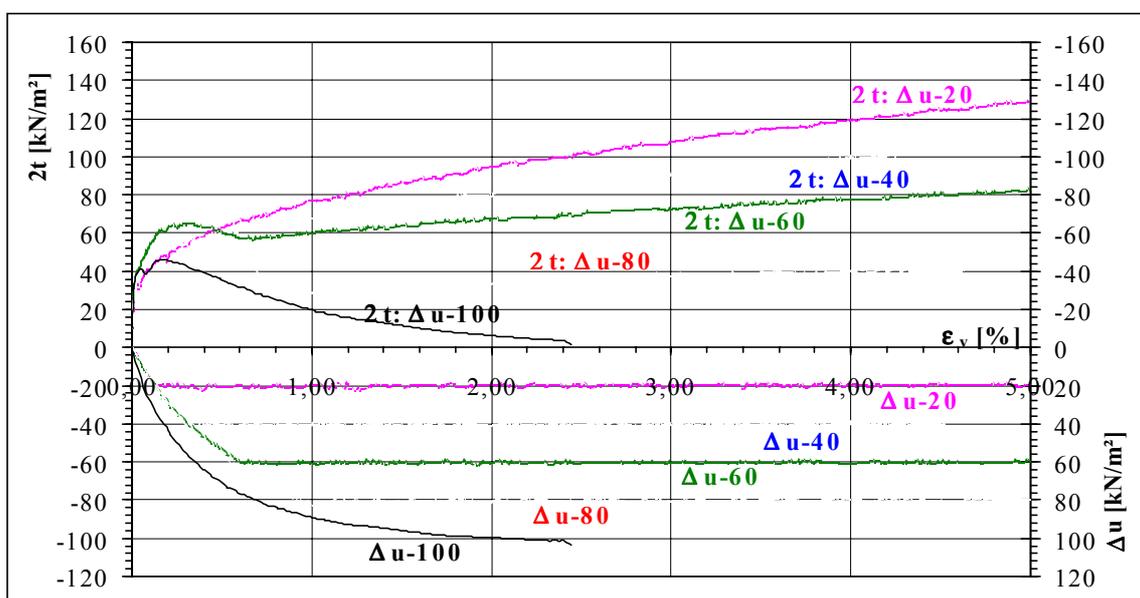


Abb. 4.4: Scherfestigkeitsentwicklung mit kontrollierten Porenwasserdrücken bei undrained Scherversuchen

Wie diese Untersuchungen zeigen, kann bei Beschränkung des Porenwasserdruckes das Herbeiführen des kritischen Zustandes in einem scherbeanspruchten Lockergestein verhindert werden. Somit kann die Verflüssigung in einem verflüssigungsgefährdeten Lockergestein mit Hilfe von kontrollierten Porenwasserdrücken vermieden werden. Mit diesem Vorgehen werden hinsichtlich der Vermeidung von Festigkeitsverlusten und Verhinderung des Versagenszustandes dieselben Ergebnisse erzielt wie mit der Stabilisierung durch Verdichtung (vgl. Abb. 4.2 und 4.4). Der Unterschied besteht darin, daß bei der Verdichtung die Lagerungsdichte verändert wird, während bei der hier durch Triaxialversuche erläuterten Möglichkeit der Stabilisierung die Verhinderung des kritischen Zustandes durch Porenwasserdruckbegrenzung vorgenommen wird. Für die Umsetzung auf Tagebaukippen könnten sich sowohl komprimierbare Elemente (Luftpolster) als auch Entspannungselemente (vertikale Dränagebohrungen oder Dränageschlitze, Dränageschichten) eignen.

5 Voruntersuchungen an Modellmaterialien

5.1 Laborative Voruntersuchungen am Modellsand

Im Labor wurde am Modellsand die Möglichkeit des Lufteinschlusses untersucht. Folgende Voruntersuchungen wurden durchgeführt:

- Siebanalyse und absolute Permeabilität des Modellsandes;
- Relative Permeabilität der Luft-Wasserverdrängung im Modellsand;
- Relative Permeabilität tensidhaltiger Modellsandproben.

5.1.1 Siebanalyse und absolute Permeabilität des Modellsandes

Die Siebanalyse (*Abb. 5.1*) des verwendeten Modellsandes (Hohenbockaer Sand) ergab einen feinsandigen Mittelsand der Fraktionen 0,10 mm bis 0,63 mm ohne Unter- und Überkornanteilen, mit $d_{10}=0,146$ mm, $d_{50}=0,221$ mm, $d_{60}=0,238$ mm und $U=1,63$. Weitere Eigenschaften sind: $e_{\min}=0,56$; $e_{\max}=0,873$; Rundungskoeffizient $RK=0,848$; Korndichte $\rho_s=2,64$ g/cm³. Dieser Sand neigt zur Verflüssigung und seine Kornverteilungskurve liegt im setzungsfließgefährdeten Bereich (*s. Abb. 3.1*). Er eignet sich deshalb als Vergleichsmaterial für Untersuchungen von verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinsschüttungen. Qualitätsparameter wie die chemischen Kennwerte und die Schwermineralgehalte sind in VULPIUS et al. (1997) angegeben.

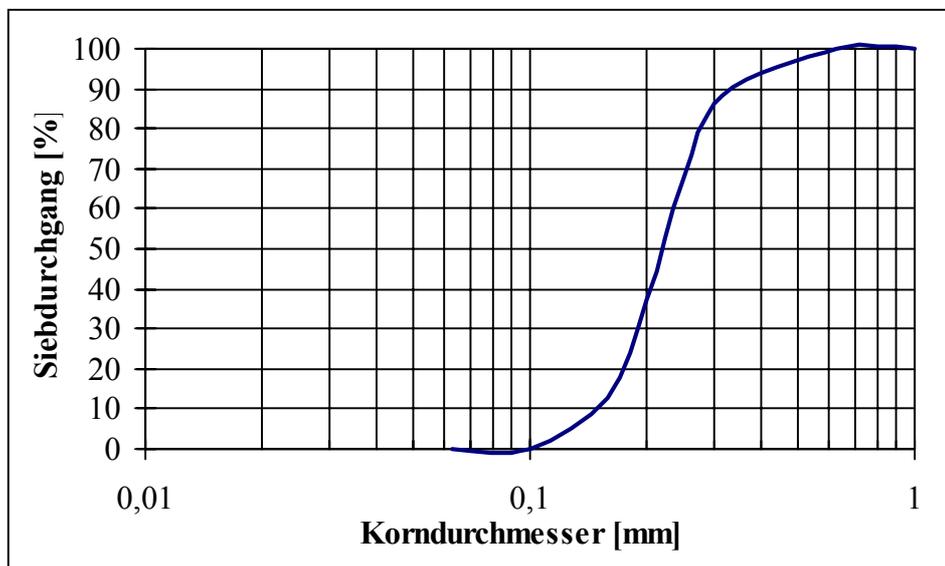


Abb. 5.1: Kornverteilungskurve des Modellsandes

Der Modellsand wurde mit einer Porosität von 39,4% eingebaut. Der absolute Durchlässigkeitsbeiwert (bei vollständiger Wassersättigung) betrug dabei $6,13 \cdot 10^{-5}$ m/s. Die absolute Durchlässigkeit oder absolute Permeabilität wird bestimmt zu (BUSCH et al. 1993)

$$K = k_f \frac{\eta}{\rho \cdot g} \quad (5.1)$$

und ergibt $K=8,19 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$, mit $\eta=1,31 \cdot 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$ bei 10°C .

5.1.2 Relative Permeabilität der Luft-Wasserverdrängung im Modellsand

Bei gleichzeitiger Durchströmung eines Lockergesteins von zwei Fluiden entwickelt jedes Fluid nach VAN IMPE et al. (1997) seine effektive Durchlässigkeit oder effektive Permeabilität. Die relative Permeabilität eines Fluids A ist der Quotient aus seiner effektiven Permeabilität (bei Anwesenheit eines anderen Fluids B) und absoluter Permeabilität (bei vollständiger Sättigung mit diesem Fluid A). Die effektive Permeabilität ist nach BUSCH et al. (1993) und VAN IMPE et al. (1997) abhängig von der Korngröße des Lockergesteins, dem Sättigungsgrad jedes Fluids und der absoluten Permeabilität. Somit kann durch die relative Permeabilität die Wasserverdrängung durch Luft im porösen Lockergestein beschrieben werden. Nach BUSCH et al. (1993) sind die zwei Phasen Wasser und Luft im porösen Medium so verteilt, daß die besser benetzende Phase (Wasser) die kleineren Poren und die schlechter benetzende Phase (Luft) die größeren Poren einnimmt.

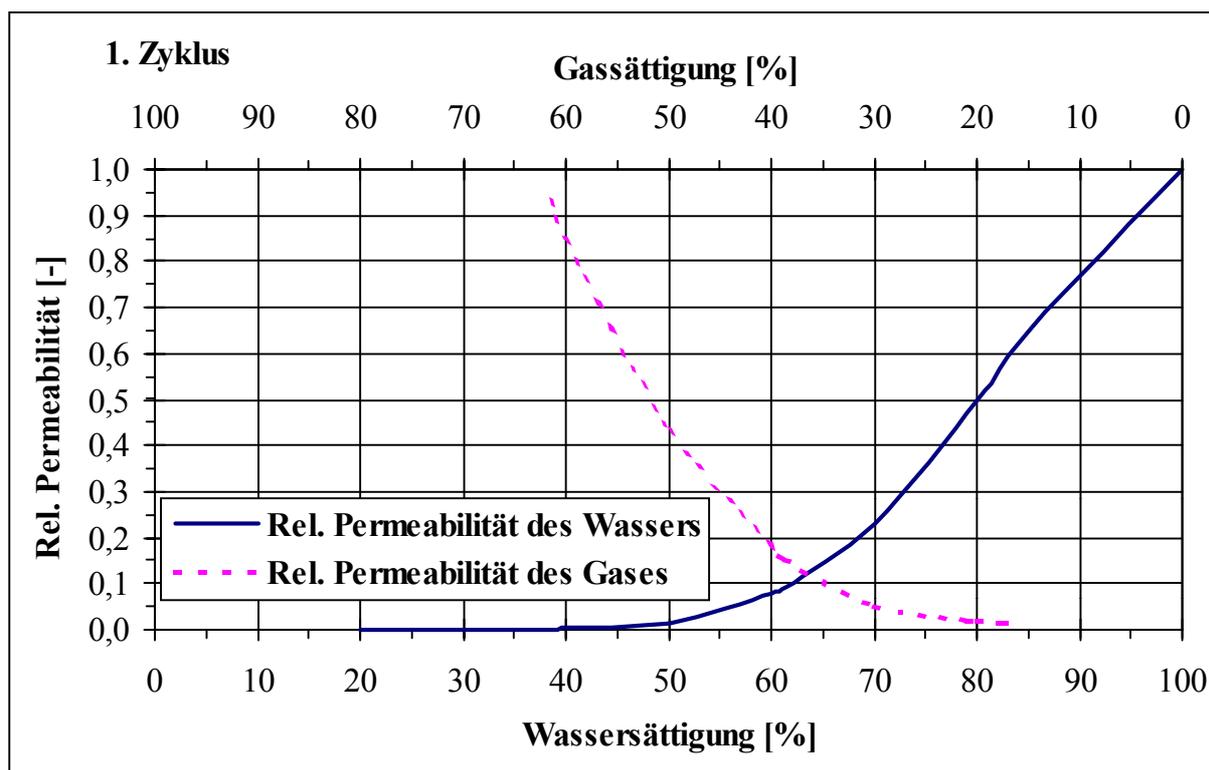


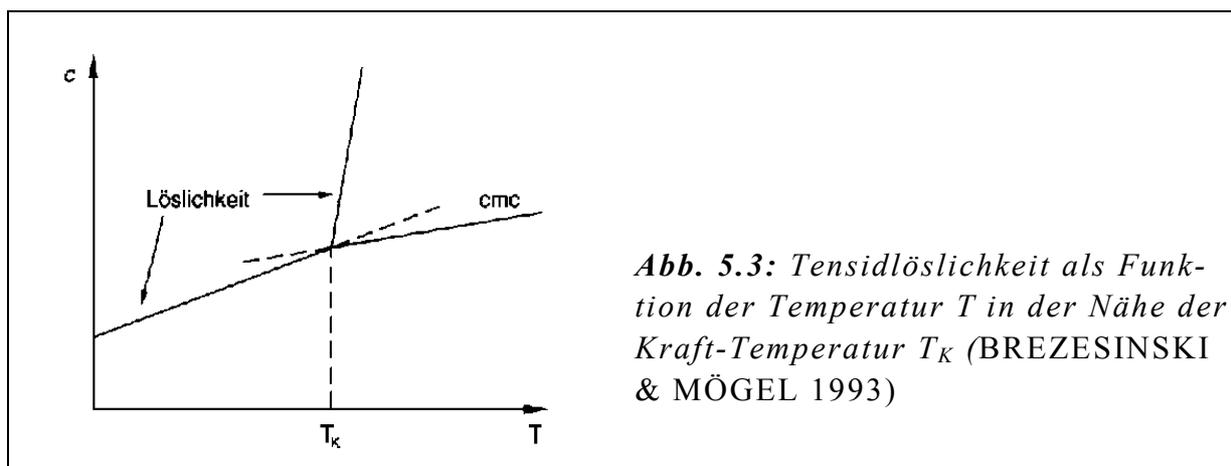
Abb. 5.2: Relative Permeabilität der Luft-Wasserverdrängung im Modellsand

Die Modellsandproben wurden im ersten Zyklus nach der Wassersättigung durch Luft durchströmt. Dabei begann bereits bei einer Wassersättigung von ca. 65% der forcierte Luftfluß, der bei einer Restwassersättigung von ca. 38% fast die absolute Durchlässigkeit erreichte (Abb. 5.2). Aufgrund dieser guten Strömungsbedingungen kann mit relativ geringem Energieaufwand Luft in das

Lockergestein eingetragen werden. Die so eingetragene Luft kann im Lockergestein nur kurzfristig fixiert werden. In der Praxis kann das z.B. durch Eintragen der Luft im Tiefsten des zu behandelnden Bereiches (Luftpolster) und nach oben aufsteigen lassen, erreicht werden. Ein so durch alleinige Luftinjektion ausgebildetes Luftpolster ist instabil und kann seine Schutzfunktion als Porenwasserdruckbarriere nur für kurze Zeit ausüben.

5.1.3 Relative Permeabilität tensidhaltiger Modellsandproben

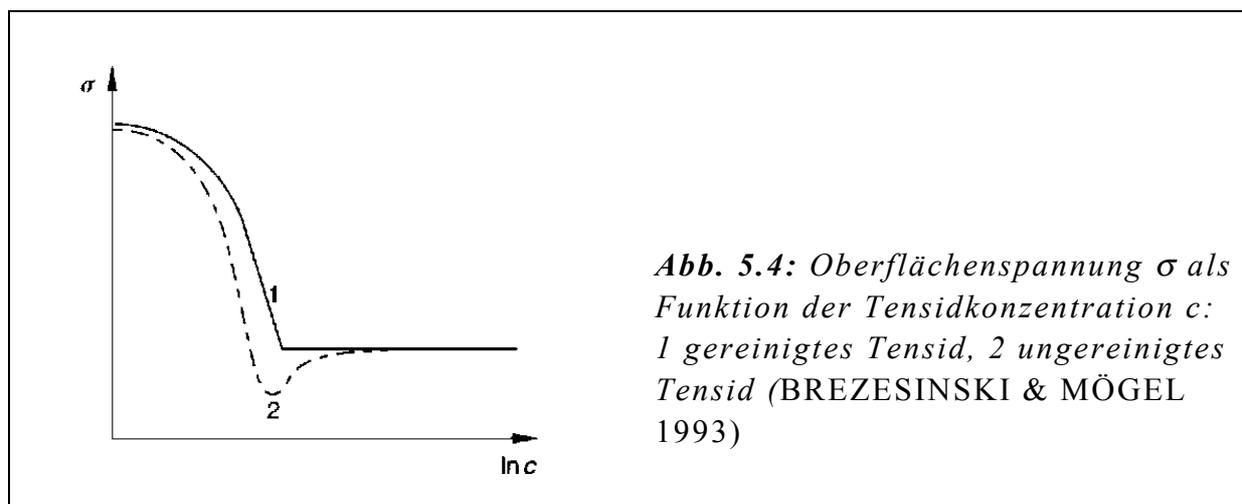
Im zweiten Zyklus wurden die Modellsandproben nach der Wassersättigung zuerst mit Tensid behandelt, dann mit Luft durchströmt. Tenside sind grenzflächenaktive Stoffe. Sie führen im Wasser zu einer Verringerung der Oberflächenspannung, wobei geringe Mengen genügen, um eine enorme Verringerung der Oberflächenspannung zu erzeugen (BREZESINSKI & MÖGEL 1993). Die Tensidmoleküle enthalten einen hydrophilen (polaren) und einen hydrophoben (unpolaren) Teil. Dieser amphiphile¹ Charakter führt zu einer Anreicherung an der Oberfläche der wäßrigen Phase, und die Tensidmoleküle bilden bei der Adsorption monomolekulare Filme an der Grenzfläche aus (KOSSWIG & STACHE 1993, BREZESINSKI & MÖGEL 1993).



Die Grenzflächenadsorption der Tenside führt nach KOSSWIG & STACHE (1993) zu einer Reduktion der Grenzflächenspannung zwischen Wasser und der angrenzenden Phase, Veränderung der Benetzungseigenschaften zwischen Wasser und Feststoffen und zur Ausbildung elektrischer Doppelschichten an den Grenzflächen. Mit steigender Tensidkonzentration wird der Adsorptionsfilm immer dichter gepackt, und es bilden sich beim Überschreiten einer charakteristischen Konzentration größere Molekülverbände (Mizellen). Die Wasserlöslichkeit vieler ionischer Tenside nimmt nach BREZESINSKI & MÖGEL

¹ Amphiphile Substanzen haben Moleküle aus lyophilen und lyophoben Gruppen. Lyophile Gruppen treten mit dem Lösungsmittel in starke Wechselwirkungen, während lyophobe Gruppierungen untereinander stärkere Wechselwirkungen haben, als mit dem Lösungsmittel. Demzufolge sind lyophile Gruppen in wäßrigen Systemen hydrophil (wasserfreundlich) und lyophobe Gruppierungen hydrophob (wasserfeindlich) (BREZESINSKI & MÖGEL 1993).

(1993) mit steigender Temperatur leicht zu und bei nichtionischen Tensiden ab. Bei einer für ein jeweiliges ionisches Tensid charakteristischen Temperatur T_K (Kraft-Punkt) treffen sich die Löslichkeitskurve und die Kurve der kritischen Mizellbildungskonzentration (cmc) zusammen. Oberhalb dieses Kraft-Punktes steigt die Löslichkeit drastisch an (Abb. 5. 3). Unterhalb der cmc entsteht eine Anreicherung der Tensidmoleküle in der Oberfläche und die Oberflächenspannung wird herabgesetzt. Oberhalb der cmc gibt es keine Veränderung der Oberflächenspannung mit Erhöhung der Tensidkonzentration mehr. Das Durchlaufen eines Minimums der Oberflächenspannung im Bereich der cmc deutet auf eine stark grenzflächenaktive Verunreinigung hin (Abb. 5.4) (BREZESINSKI & MÖGEL 1993).



Durch Tenside wird eine höhere Luftsättigung und damit eine höhere Kompressibilität im Sand-Wasser-Luft-Gemisch erreicht. Beim Herabsetzen der Oberflächenspannung des Wassers in wassergesättigten Lockergesteinen wird die Schaumbildung¹ bei Luftzutritt begünstigt. Es entstehen Blasen im Porenraum mit eingeschlossener Luft und die Luftdurchlässigkeit wird gesenkt. Eine kontinuierliche Luftströmung ist unter diesen Bedingungen nur noch unter erhöhtem Injektionsdruck möglich. D.h. die Luft bleibt über längere Zeit lokal fixiert. Nach BREZESINSKI & MÖGEL (1993) kann der Polyederschaum mit höherem Gasgehalt nur in Anwesenheit grenzflächenaktiver Stoffe erhalten bleiben. Bei diesem Schaumtyp existieren im Gegensatz zum Kugelschaum Wechselwirkungen zwischen den Gasblasen miteinander und die kolloiden Gasdispersionen sind langfristig stabil.

Die Tensidinjektion bei den Voruntersuchungen erfolgte durch konvektive Verdrängung des Wassers bei geringer Senkung des k_f -Wertes von $6,13 \cdot 10^{-5}$ m/s auf $5,5 \cdot 10^{-5}$ m/s. Die nachfolgende Luftinjektion bewirkte die teilweise Verdrängung des tensidhaltigen Fluids und den Aufbau eines „Schaumblockes“. Die Luft-Tensidlösungsverdrängung wurde mit einer 2%-igen Elro-

¹ BREZESINSKI & MÖGEL (1993) definieren Schaum als „Dispersion gasförmiger Stoffe in einem flüssigen Dispersionsmittel“.

ponlösung (anionenaktives Tensid) durchgeführt. Nach der Luftinjektion in die tensidhaltige Sandprobe war eine rasche Abnahme der Wasserdurchlässigkeit erkennbar, obwohl die Wassersättigung zunächst sehr hoch blieb. So betrug z.B. bei 85% Wassersättigung die Wasserpermeabilität nur ca. 1/10 der Ausgangspermeabilität (absolute Permeabilität) (Abb. 5.5). Der Wert für tensidfreies Wasser lag hier noch bei ca. 7/10 der absoluten Permeabilität. Die Luftsättigung nahm mit der Abnahme der Wassersättigung zu, die Luftmobilität blieb aber in diesem Fall niedrig. Bei 80% Luftsättigung erreichte die Luftpermeabilität nur ca. 1/100 der Ausgangspermeabilität.

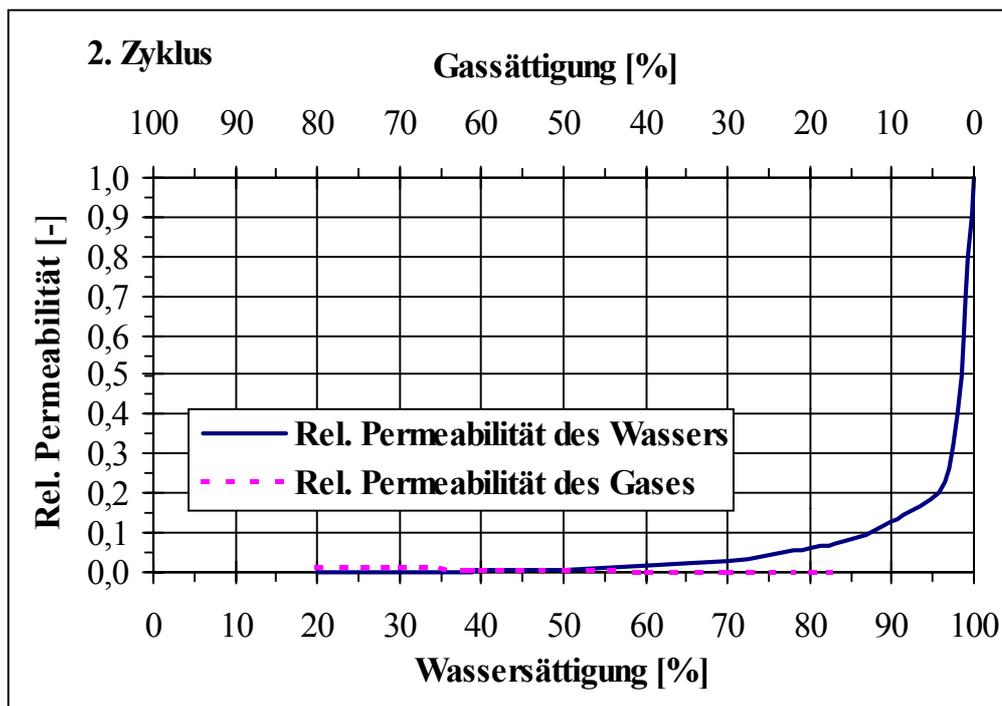


Abb. 5.5: Relative Permeabilität des tensidhaltigen Modellsandes

Die Tensidvorbehandlung des Modellsandes führte zu hoher Luftsättigung im Porenraum, geringer Luftmobilität und hohen Fließwiderständen (geringe Injektionsraten bei konstantem Druck). Nach der Luft-Tensidlösungsverdrängung (Effekt der Verschäumung) betrug der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert im behandelten Lockergestein $6,1 \cdot 10^{-6}$ m/s, eine Zehnerpotenz niedriger als der Ausgangsdurchlässigkeitsbeiwert.

Aus den Untersuchungen mit Tensid kann folgendes zusammengefaßt werden:

- Durch Luftinjektion im Lockergestein kann bei Anwesenheit von Tensid die Luft im Porenraum über längere Zeit gezielt fixiert werden.
- Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert sinkt im Bodenbereich der Zweiphasenverteilung Luft-Wasser um ca. eine Zehnerpotenz.
- Die Luftsättigung im Porenraum kann 80% erreichen.
- Die Injizierbarkeit der Luft sinkt im tensidlösungsgefüllten Porenraum durch Schaumbildung (geringe Mobilität bei konstantem Injektionsdruck).
- Der Luftdurchlässigkeitsbeiwert sinkt um zwei bis drei Zehnerpotenzen auf $5,0 \cdot 10^{-7}$ m/s bis $5,0 \cdot 10^{-8}$ m/s.

- Wäßrige Tensidlösungen können über Injektionslanzen in den zu behandelnden Grundwasserbereich injiziert werden.
- Tensidverluste treten durch Adsorption an den Gesteinsoberflächen auf.
- Bei Einsatz von Tensiden mit geringer Schaumstabilität ist nur eine temporäre Wirkung zu erzielen.
- Die zu verwendenden Tenside müssen umweltverträglich (biologisch abbaubar) sein, um eine Verunreinigung des Grundwassers zu vermeiden.
- Die bessere Fixierung der Luft bei Anwesenheit von Tensiden führt zur Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten im Lockergestein, weil die Gassättigung zunimmt.

Nach STACHE & KOSSWIG (1990) wird der Totalabbau von Tensiden mit einer Summenparameter-Analyse verfolgt. Danach sollten gut abbaubare Tenside einen Eliminationsgrad gemessen am DOC (Dissolved Organic Carbon) von >60% aufweisen. Wegen dem Schutze des Grundwassers sind für das Einleiten von Stoffen in das Grundwasser Richtlinien und gesetzliche Bestimmungen zu beachten (DVGW-Regelwerk W 101, Wasserhaushaltsgesetz).

5.2 Laborative Voruntersuchungen am Dränagekies

Die Siebanalyse des Dränagekieses (*s. Abb. 5.6*) ergab einen Gesamtkieskornanteil von 99,81%. Davon betrug der Feinkiesanteil 60,65%, der Mittelkiesanteil 38,93% und der Grobkiesanteil 0,23%. Die Kornfraktionen lagen zwischen 2,0 mm und 16,0 mm, mit $d_{10}=4,5$ mm, $d_{50}=5,57$ mm, $d_{60}=5,9$ mm und $U=1,31$. Der berechnete Durchlässigkeitsbeiwert nach HAZEN betrug $k_f=2,366 \cdot 10^{-1}$ m/s und der nach BEYER ergab $k_f=2,281 \cdot 10^{-1}$ m/s. Nach BEYER (1964) besteht nämlich ein enger Zusammenhang zwischen dem k_f -Wert und der Kornzusammensetzung des Bodenmaterials, wobei die Größe und Form der Porenräume für den k_f -Wert maßgebend sind.

5.3 Nachweis der Filterregel

Die Auswahl des Filtermaterials wird aus der Kornverteilungskurve nach den Filterregeln vorgenommen, die empirisch gefunden wurden und das Filtermaterial zum groben und zum feinen Erdstoff begrenzen. Bei Erfüllung der Filterregel werden die Erosions-, Suffosions- und Kolmationskriterien nach KITTNER et al. (1989) erfaßt. Nach BOBE & HUBÁČEK (1986) wird die Erosion des anstehenden Erdstoffes durch die Wahl eines zu grobporigen Filters durch die obere Grenze (Grobkorn) verhindert, während die ausreichende Entwässerungswirkung durch die untere Grenze (Feinkorn) gewährleistet wird, die außerdem Kolmation im Filter ausschließt.

Die Filterregel nach TERZAGHI (in BOBE & HUBÁČEK 1986) lautet:

$$D_{15} < 4 \cdot d_{85} \quad (5.2)$$

$$D_{15} > 4 \cdot d_{15} \quad (5.3)$$

Nach WHITLOW (1995) müssen folgende Voraussetzungen erfüllt werden:

- Der Filter darf kein Material mit der Korngröße größer als 80 mm enthalten ($D_{100} < 80$ mm).
- Der Feinkornanteil des Filters (Korngröße < 75 μm) darf nicht größer als 5% sein ($D_5 > 75$ μm).
- Die Kornverteilungskurve des Filters soll denselben Verlauf wie die des zu entwässernden Lockergesteins haben.
- D_{15} des Filters soll zwischen $4 \cdot d_{15}$ und $4 \cdot d_{85}$ des zu entwässernden Lockergesteins liegen ($4 \cdot d_{15} < D_{15} < 4 \cdot d_{85}$).

D und d sind die Korndurchmesser des Filtermaterials und des zu entwässernden Lockergesteins. Beim Versuchsmaterial waren $d_{15} = 0,173$ mm, $d_{85} = 0,293$ mm. Beim Filterkies betragen $D_5 = 4,3$ mm, $D_{15} = 4,70$ mm und $D_{100} = 31,5$ mm.

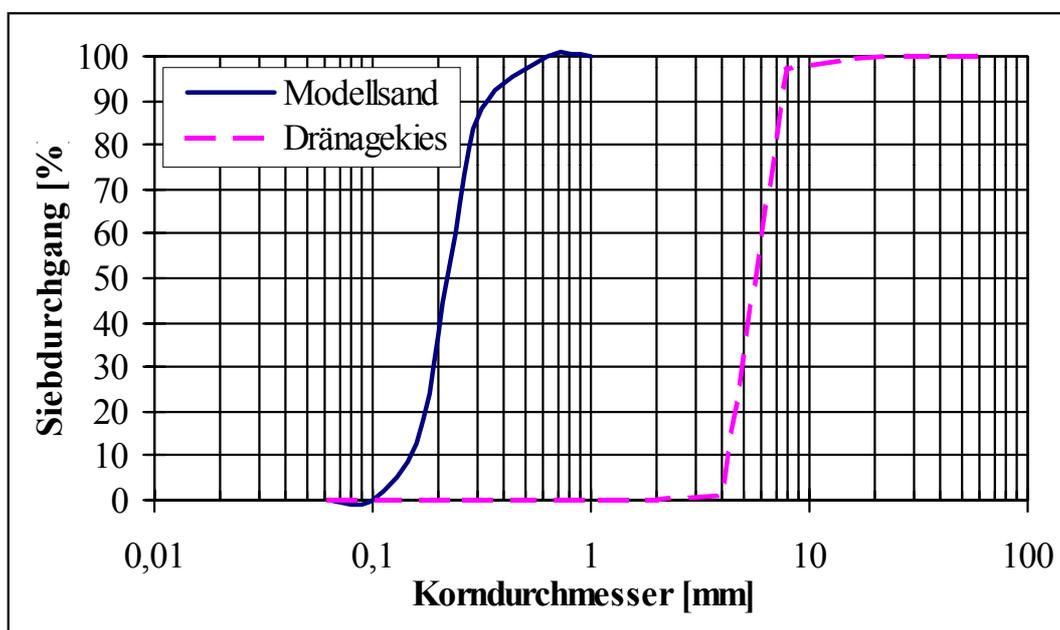


Abb. 5.6: Kornverteilungskurven des Modellsandes und des Drainagekieses bei der Anwendung auf die Filterregel

Die Anwendung die Filterregel nach TERZAGHI und WHITLOW (1995) ergibt

- $D_{100} = 31,5\text{mm} < 80\text{mm}$
- $D_5 = 4,3\text{mm} > 75\mu\text{m}$
- Die Kornverteilungskurve des Filtermaterials hat annähernd denselben Verlauf wie die des zu entwässernden Lockergesteins (Abb. 5.6).
- $D_{15} = 4,7 < 4 \cdot d_{85} = 4 \cdot 0,293$ nicht erfüllt
- $D_{15} = 4,7 > 4 \cdot d_{15} = 4 \cdot 0,173$

Damit ist das Filtermaterial zu grobkörnig und es könnte zu einer Erosion des umgebenden Sandes kommen. Demzufolge wurde das Filtermaterial bei der Durchführung der Modellversuche mit Filtergewebe überzogen. Eine Erläuterung der Suffosions-, Kolmations- und Erosionskriterien ist in KITTNER et al. (1989) und BUSCH et al. (1993) dargestellt.

6 Planung und Konzeption zur Durchführung der Modellversuche

6.1 Art der durchgeführten Modellversuche

Die Modellversuche enthielten:

- Luftpolster zur Dämpfung des Porenwasserdruckes (6 Modellversuche)
- Vertikale Drainagebohrungen zur schnellen Ausbreitung und Entspannung des Porenwasserdruckes (4 Modellversuche)

Zusätzlich wurde ein Modellversuch ohne Porenwasserdruckbarriere durchgeführt, um einen Vergleich bei der Wirksamkeit von Porenwasserdruckbarrieren machen zu können. Die Modellversuche wurden in der geotechnischen Großmodellversuchsanlage des Institutes für Geotechnik an der TU Bergakademie Freiberg durchgeführt.

6.1.1 Modellversuche mit Luftpolster

Bei den Modellversuchen mit Luftpolstern wurde die Luftinjektion über horizontal perforierte Rohre auf einer (Sohle) oder zwei Ebenen (Sohle und Mitte) des Modellbeckens durchgeführt (Abb. 6.1).

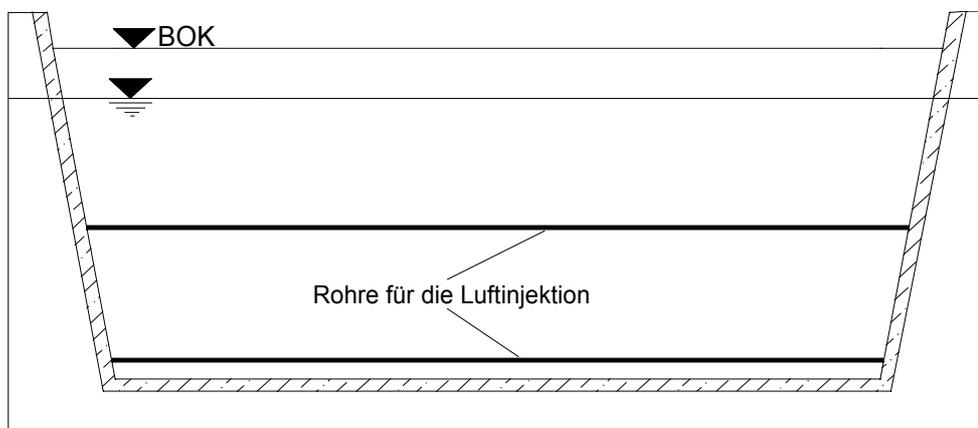


Abb. 6.1: Schnitt durch die Anordnung von perforierten Rohren für die Luftinjektion beim Aufbau des Luftpolsters

Das Luftpolster wird durch die im gesättigten Lockergestein infolge der Injektion von Druckluft aufsteigenden Luftblasen gebildet. Es entsteht ein Bereich mit höherer Kompressibilität, die die Dämpfung des Porenwasserdruckes bewirkt, und seine Weiterverbreitung begrenzt. Die Injektionsrohre aus PVC hatten einen Durchmesser von 6 mm und wurden an den Enden (1 m) mit Perforationen von ca. 0,4 mm versehen. Ihre Anordnung erfolgte auf 10 cm und 90 cm von der Beckensohle auf der gesamten Breite des Modellbeckens (Tab. 6.1). Die in einer Ebene verlegten Rohre hatten die gleiche Länge und wurden versetzt nebeneinander angeordnet, damit der gesamte Bereich des Luftpolsters gleichmäßig mit Luft versorgt wird.

Zur Gewährleistung der Versorgung mit Druckluft wurden die Injektionsleitungen über einen Luftverteiler und Druckminderventil mit nachgeschaltetem Manometer an einen Kompressor angeschlossen (Abb. 6.2). Mit Hilfe des Druckminderventils konnte der Luftdruck beliebig eingestellt werden.

Tab. 6.1: Modellversuche mit Luftpolster (LP) als Porenwasserdruckbarriere

| Modellversuch | Abstand LP vom Beckenmittelpunkt [m] | Luftinjektion von der Bekkensohle | Luftvolumenstrom [Nm ³ /h] | Injektionsdruck [bar] |
|---------------|--------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------|
| 1 | 0,4 | 10 cm | 2,0 | 0,25 |
| 2 | 0,8 | 10 u. 90 cm | 3,2 | 0,25 |
| 4 | 0,8 | 10 u. 90 cm | 6,0 | 0,50 |
| 6 | 0,8 | 10 u. 90 cm | 9,0 | 0,50 |
| 9 | 1,0 | 10 u. 90 cm | 6,0 | 0,40 |
| 10 | 1,2 | 10 u. 90 cm | 9,0 | 0,60 |

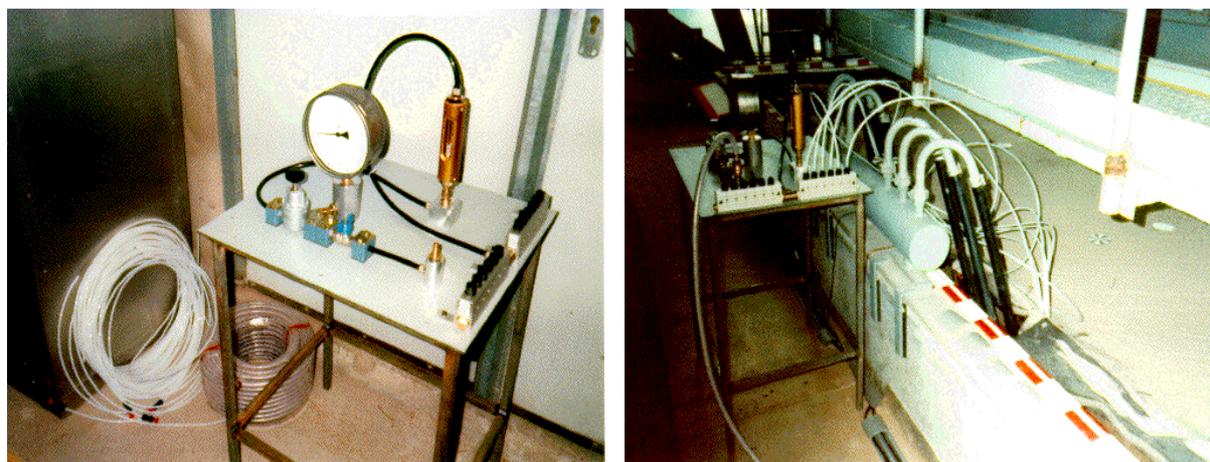


Abb. 6.2: Einrichtung zur Verteilung und Regulierung der Druckluft sowie Anschluß der Injektionsleitungen an der Luftverteilereinrichtung

Die Luftinjektion begann kurz vor der radiometrischen Sondierung (γ - γ - und n-Sondierungen für Dichte- und Feuchtemessungen) vor der Sprengung und endete mit Ende des Meßregimes nach der Sprengung. Beim Modellversuch 2 wurde im Gegensatz dazu die Luftinjektion vor der Sprengung abgestellt. Dabei sollte allein das im Porenraum des Lockergesteins eingeschlossene Luftvolumen die Dämpfung des Porenwasserdruckes bewirken.

6.1.2 Modellversuche mit vertikalen Dränagebohrungen

Es wurden vertikale Bohrungen mit 100 mm Durchmesser, gefüllt mit Kies, im Bereich der Porenwasserdruckbarriere angebracht. Um das Vermischen des Modellsandes mit dem Dränagematerial zu vermeiden, wurden die Dränagebohrungen auf der Kontaktfläche mit dem Modellsand (Bohrlochwand) mit Gewebematerial (Filtervlies) überzogen. Die Kiesbohrungen wurden auf der

gesamten Breite des Modellbeckens über die gesamte Tiefe in zwei Reihen versetzt angeordnet. Die erste Reihe der Dränagen wurde in einem Abstand von 80 cm zum Mittelpunkt des Modellbeckens angeordnet (Abb. 6.3). Die Abstände zwischen den Drainagebohrungen wurden variiert (Tab. 6.2).

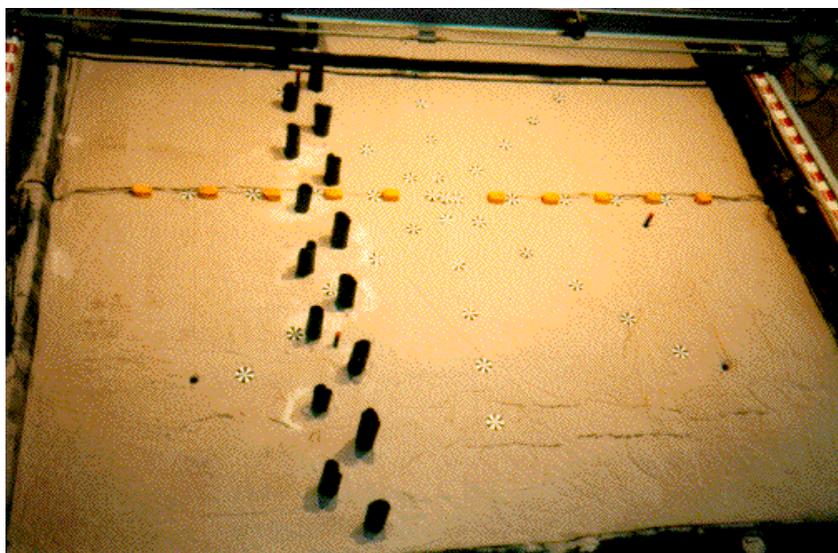


Abb. 6.3: Anordnung von vertikalen Dränagen

Tab. 6.2: Geometrische Anordnung der vertikalen Drainagebohrungen

| Modellversuch | Durchmesser der Dränagen d [cm] | Abst. zw. Dränagen in einer Reihe a [cm] | Abst. zw. den beiden Reihen b [cm] | a/d [-] | b/d [-] | a/b [-] |
|---------------|---------------------------------|--|------------------------------------|---------|---------|---------|
| 5 | 10 | 50 | 25 | 5,0 | 2,5 | 2,00 |
| 7 | 10 | 20 | 20 | 2,0 | 2,0 | 1,00 |
| 8 | 10 | 65 | 20 | 6,5 | 2,0 | 3,25 |
| 11 | 10 | 35 | 35 | 3,5 | 3,5 | 1,00 |

Die Herstellung der vertikalen Drainagebohrungen wurde in folgenden Schritten durchgeführt:

- Eindrücken eines Schutzrohres;
- Bohrung durch Entnahme des Zwischenraumes im Schutzrohr;
- Einlegen des Filtergewebes (Filtervlies);
- Füllung des Filtergewebes mit Filterkies;
- Abziehen des Schutzrohres.

6.2 Technische Angaben zu den Modellversuchen

Das Modellversuchsbecken (Abb. 6.4) hatte folgende Abmessungen: 4,30 m x 4,30 m an der Beckensohle und 5,0 m x 5,0 m an der Beckenoberfläche, mit einer Beckenhöhe von 2,0 m. Die Außenabmessungen betragen 6,0 m x 6,0 m und das zur Verfügung stehende Volumen ca. 40 m³.

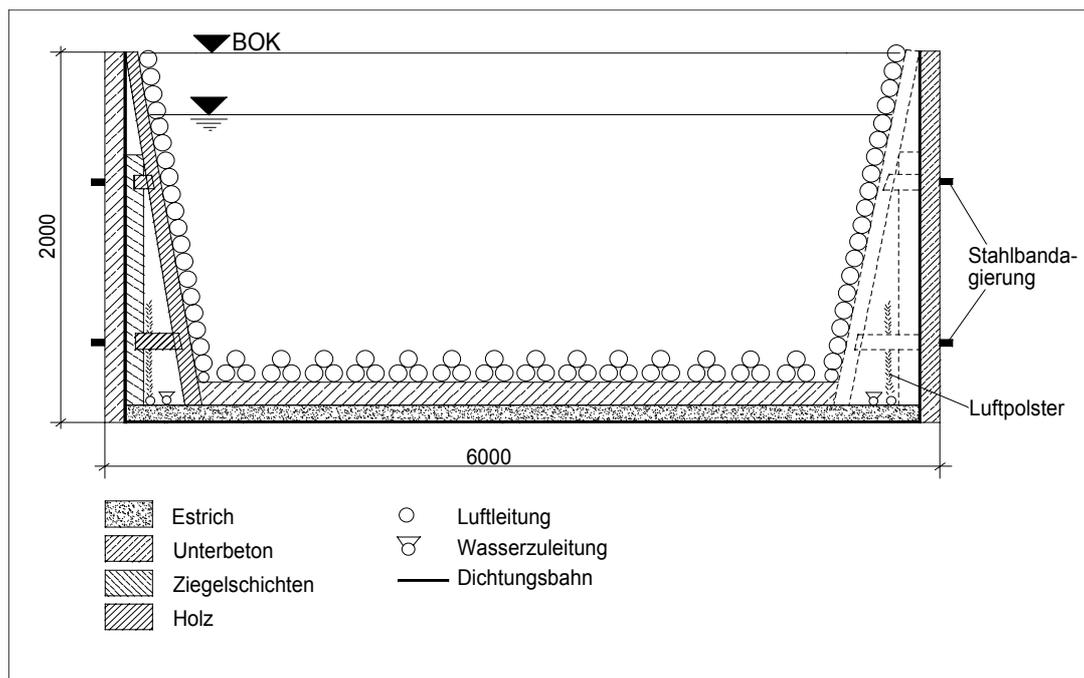


Abb. 6.4: Schnitt durch das Modellversuchsbecken

Um Reflektionen innerhalb der Modellwände während der Versuchsphase zu verhindern, wurde zwischen Beton- und Holzinnenwand das Aufsteigen von Luftblasen als Luftpolster im Moment des Sprengens eingeleitet.

Der Modellsand wurde mit einer vertikal und horizontal kontinuierlich verschiebbaren Einbauvorrichtung eingebaut, um eine möglichst homogene Lagerungsdichte im gesamten Modellbecken zu erreichen.

Als Sprengstoff wurde der Nitropentasprenstoff Semtex verwendet. Er ist knetbar und kann somit auch in kleinen Mengen gut um den elektrischen Zünder befestigt werden. Seine spezifische Energie beträgt $E_{spez}=4 \cdot 10^6$ j/kg. Es wurden jeweils 5 g Semtex zur Sprengung eingesetzt.

6.3 Durchführung der Modellversuche

6.3.1 Vorbereitungsphase

Der Einbau des Modellmaterials erfolgte durch Einschütten aus konstanter Fallhöhe. Nach dem Einschütten wurde das Modellmaterial auf der Höhe von Meßebenen eingeebnet und lagenweise durch eine Rüttelplatte gleichmäßig vorverdichtet. Nach Vorverdichtung der Meßebenen wurden die Sensoren zur Porenwasserdruck- und Partikelbewegungsmessung sowie die Probeentnahmestutzen zur Bestimmung der Ausgangslagerungsdichte positioniert.

Das Luftpolster wurde nach Aufsättigung durch Injektion von Druckluft über die verlegten horizontalen perforierten PVC-Rohre ausgebildet. Um zu gewährleisten, daß der gesamte Bereich des Luftpolsters gleichmäßig mit Luft versorgt wird, wurden die perforierten Abschnitte der Injektionsrohre so verlegt, daß ihre Einpreßreichweiten sich überlappen. Die Luftverteilerinrich-

tung (perforierte PVC-Rohre, Druckregler, Manometer, Durchflußmesser) wurde an einen Kompressor angeschlossen.

Die Drainagebohrungen wurden erst nach Einbau des Modellmaterials installiert. Ihre Abstände wurden in einer Reihe untereinander zwischen 20 cm und 65 cm variiert. Die zwei versetzten Dränagereihen hatten einen Abstand zwischen 20 cm und 35 cm untereinander. Die erste Reihe lag bei einem Abstand von 80 cm vom Beckenmittelpunkt (Initialstelle) entfernt (s. Tab. 6.2).

Nach Einbau des Modellmaterials, Positionierung der Sensoren und Probeentnahmestutzen sowie Aufbau der Porenwasserdruckbarriere wurde das Modellbecken gesättigt. Der Wasserstand im Modellversuchsbecken betrug 1,70 m (30 cm unterhalb der Beckenoberfläche). Der Einbau des Modellmaterials beim Modellversuch ohne Porenwasserdruckbarriere wurde in derselben Weise wie bei den anderen Modellversuchen durchgeführt.

Tab. 6.3: Durchgeführte Messungen bei den Modellversuchen

| Messungen und Untersuchungen | Parameter | Aussage über |
|---|---|--|
| Porenwasserdruckmessung | • Änderung des Porenwasserdruckes | • Wirkung der Porenwasserdruckbarriere (PWDB) |
| Partikelgeschwindigkeitsmessung | • horizontale, vertikale und tangentielle Partikelbewegungen in der Sprengenebene und an der Oberfläche | • Ausbreitung der Sprengwelle in der Sprengenebene und an der Oberfläche • zulässige Entfernung zu benachbarten zu schützenden Objekten • Wirkung der PWDB |
| γ - γ -Sondierung | • Dichte | • Dichte vor Auslösung des Initials • Änderung der Dichte nach Auslösung des Initials in und außerhalb der PWDB |
| n-n-Sondierung | • Porosität • Wassergehalt • Sättigungsgrad | • Ausgangszustand vor Auslösung des Initials • Änderung nach Auslösung des Initials in und außerhalb der PWDB |
| markscheiderische Messungen (Nivellement) | • Setzungen | • Sprengeneffekt als Setzungen und als Volumenverminderung • Sackungsverhalten • Wirkung der PWDB |
| Drucksondierung | • Sondiereindringwiderstand | • Sprengeneffekt • Lagerungsdichte • Verhalten nach der Sprengung |
| Laboruntersuchungen am Modellmaterial | • Porosität • Dichte • Sättigungsgrad • Wassergehalt | • Zustand beim Einbau des Modellmaterials • Zustandsänderung nach Auslösung des Initials • Wirkung der PWDB |
| Sonstiges | • Wassertemperatur • Wasserspiegelanstieg am Beckenrand • Luftdruck | • Randbedingungen • Sprengeneffekt |

6.3.2 Versuchs- und Ausbauphase

Die Sprengung als Initial wurde in der Mitte des Versuchsbeckens in 0,90 m Tiefe unterhalb der Beckenoberfläche durchgeführt. Folgende Messungen und Untersuchungen wurden bei den Modellversuchen durchgeführt (s. Tab. 6.3):

- Porenwasserdruckmessungen;
- Partikelbewegungsmessungen an der Oberfläche des Modellbeckens und an der Sprengenebene;
- Messung der Wasserspiegelschwankungen am Beckenrand infolge der Sprengung;
- Messung des Luftdruckes;
- Nivelliermessungen zur Bestimmung der Setzungen infolge der Wassersättigung, Sprengung und Entwässerung im Modellbecken;
- Drucksondierungen vor und nach der Sprengung;
- Radiometrische Sondierungen zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehaltes im wassergesättigten Modellsand vor und nach der Sprengung;
- Probeentnahmen zur Bestimmung der Einbaudichte und der Dichteänderung nach der Sprengung.

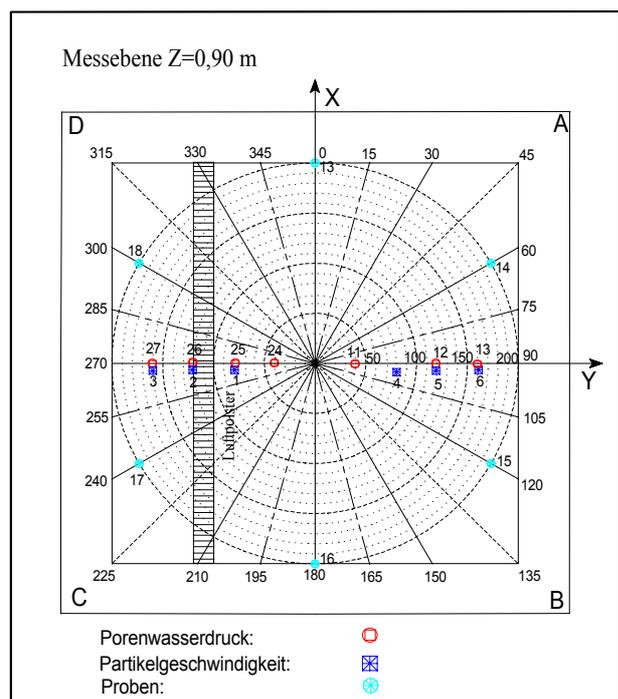


Abb. 6.5: Anordnung von Porenwasserdrucksonden, Triaxialgeophonen für Partikelgeschwindigkeitsmessung und Probestützen in der Sprengenebene beim Modellversuch 9

Die Messung von dynamischen und quasistatischen Porenwasserdrücken erfolgte auf 4 Meßebenen des Modellbeckens: 1,50 m; 1,20 m; 0,90 m und 0,60 m unterhalb der Modelloberfläche. Die Porenwasserdrücke wurden vor, in und hinter der Porenwasserdruckbarriere gemessen (Abb. 6.5). Die Messung der Partikelbewegungen wurde mit triaxialen Partikelgeschwindigkeitsaufnehmern an 10 Meßstellen in der Sprengenebene und an der Oberfläche des Modellbeckens durchgeführt (Abb. 6.5 und 6.6). Die Erfassung der Meßdaten (Porenwas-

serdrücke und Partikelgeschwindigkeiten) erfolgte in einer aktiven und passiven Meßphase, wobei in der aktiven Meßphase Kurzzeitmessungen mit einer Dauer von 1 Sekunde und in der passiven Meßphase Langzeitmessungen durchgeführt wurden.

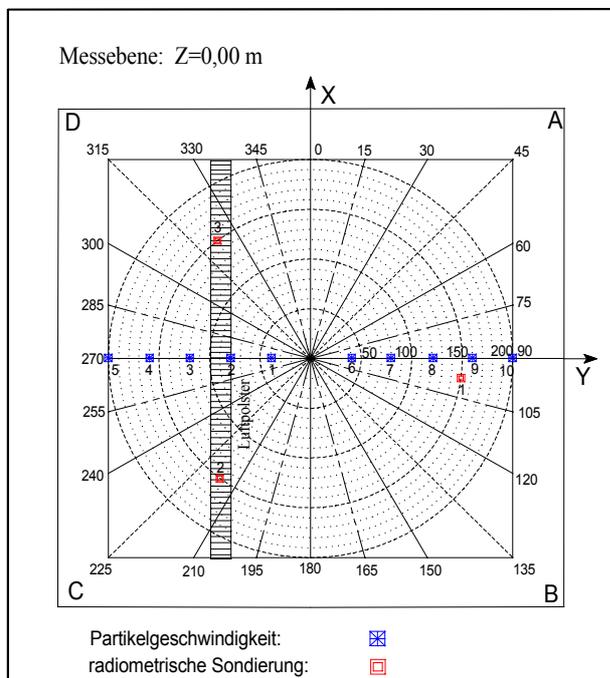


Abb. 6.6: Anordnung von Triaxialgeophonen an der Oberfläche des Modellbeckens und Messpunkten für die radiometrische Sondierung beim Modellversuch 6

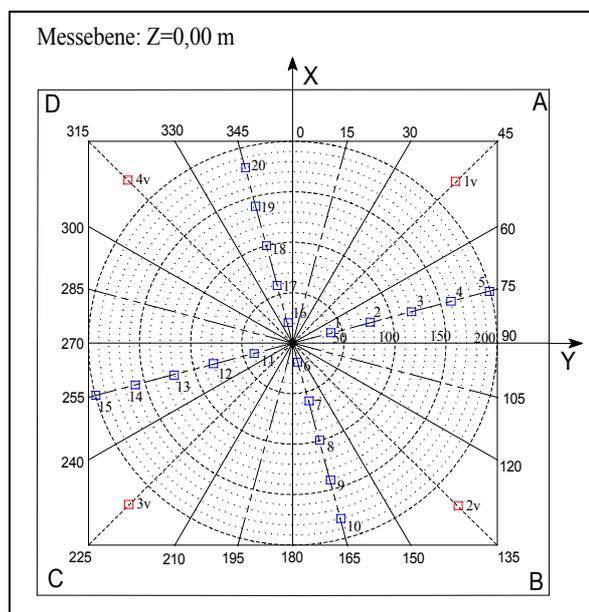


Abb. 6.7: Durchführung von Drucksondierungen und Sondierungspunkte vor (v) und nach der Sprengung

Die Drucksondierungen wurden an 4 Ansatzpunkten vor der Sprengung (vor Wassersättigung) und 20 Ansatzpunkten nach der Sprengung (nach Entwässerung des Modellmaterials) durchgeführt (Abb. 6.7).

Zur Bestimmung von petrophysikalischen Kennwerten unter natürlichen Lagerungsbedingungen wurden radiometrische Sondierungen (γ - γ -Dichtemessung und n-n-Feuchtemessung) an 3 Meßstellen im Bereich vor und in der Porenwasserdruckbarriere, vor und nach der Sprengung im wassergesättigten Modellsand durchgeführt (Abb. 6.6). Die Ergebnisse radiometrischer Sondierungen mittels kernphysikalischer Verfahren sind qualitative und quantitative Angaben von Dichte, Porosität, und Wassergehalt. Die γ - γ -Methode liefert nach MILITZER et al. (1978) vorzugsweise im Dichteintervall $1,0 < \rho < 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$ zuverlässige Werte. Mit dieser Methode kann nach KÖHLER (1985) die Dichte mit einer relativen Unsicherheit von 2...3% bestimmt werden.

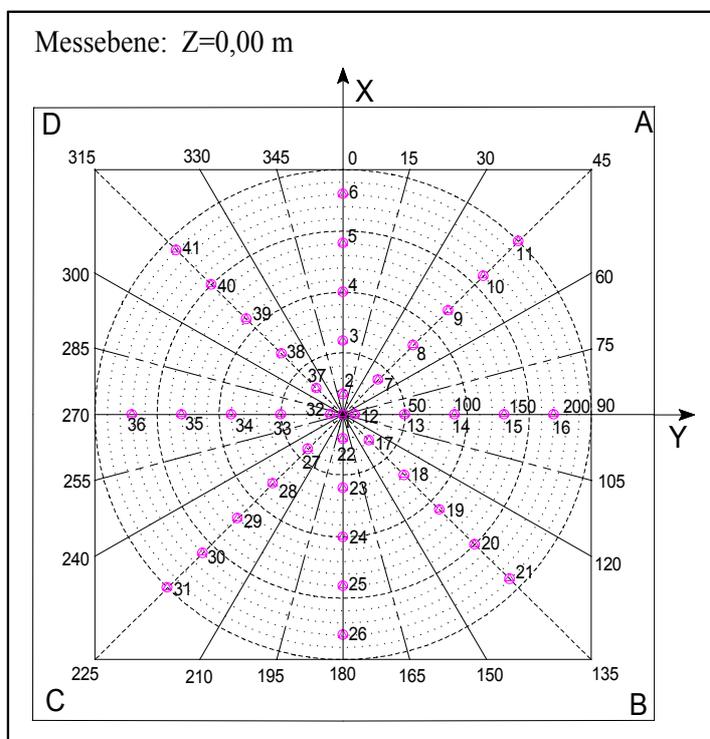


Abb. 6.8: Übersicht der Nivelliermeßpunkte

Das Nivellement wurde vor und nach der Sättigung des Modellsandes, vor und nach der Sprengung im Modellbecken sowie vor und nach der Entwässerung des Modellsandes an 41 Meßpunkten an der Oberfläche des Modellbeckens durchgeführt (Abb. 6.8). Die Meßpunkte befanden sich in Abständen von 40 cm auf 4 verschiedenen Achsen (0° , 45° , 90° , 135°). Die 0° -Achse ist parallel zur Porenwasserdruckbarriere und die 90° -Achse senkrecht dazu.

Zur Kontrolle der Einbaulagerungsdichte wurden an jeder Meßebeine 6 ungestörten Stützenproben (unten verschlossen, ins Modellmaterial eingebettete Stützen) entnommen (s. Abb. 6.5). Zur Kontrolle der erzielten Dichteänderung wurden ungestörte Stützenproben aus dem entwässerten Modellmaterial an 14

bis 20 Bohrlöchern aus den Meßebenen entnommen (Abb. 6.9). Die 5 Meßebenen befanden sich in 1,50 m; 1,20 m; 0,90 m; 0,60 m und 0,20 m unterhalb der Modelloberfläche. Die Dichteänderung resultiert aus der Änderung des Porenwasserdruckes nach der Sprengung. Eine geringe Porenwasserdruckänderung bewirkt eine geringe Dichteänderung, dagegen hat eine größere Änderung des Porenwasserdruckes eine größere Dichteänderung zur Folge. Somit kann mit Hilfe der Dichteänderung die Wirkung der Porenwasserdruckbarriere charakterisiert werden.

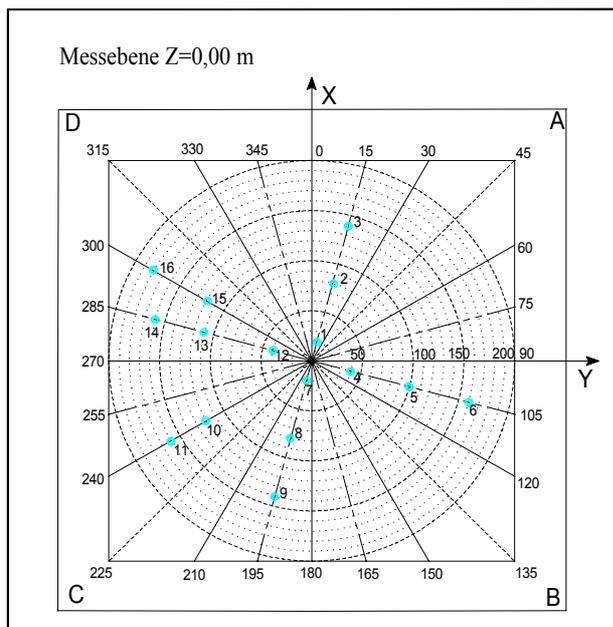


Abb. 6.9: Probeentnahme zur Bestimmung der Materialeigenschaften nach der Sprengung beim Modellversuch 9

Die Ausbauphase der Modellversuche verlief wie folgt:

- Entwässerung des Modellmaterials;
- Kontrollmessungen mit Nivellement zur Bestimmung eingetretener Deformationen durch Entwässerung;
- Kontrollmessungen mit Drucksondierungen;
- Entnahme ungestörter Proben zur Bestimmung der Änderung der Lagerungsdichte infolge der Sprengung;
- Ausbau des Modellmaterials und Entnahme ungestörter Proben zur Bestimmung der Ausgangslagerungsdichte;
- Bergung der Meßwertaufnehmer und Instandsetzung des Meßsystems.

6.4 Dimensionsanalyse

6.4.1 Allgemeines

Physikalische Gleichungen müssen bezüglich ihrer Dimensionen bzw. ihrer Einheiten homogen sein. Von dieser Tatsache wird beim Π -Theorem von BUCKINGHAM ausgegangen, um die Form der empirisch ermittelten Gleichungen zu finden (BOLLRICH 1989). Das Π -Theorem als Fundamentalsatz

der Dimensionsanalyse stellt nach DMITRUK & LYSIK (1978) eine Form der reellen Funktion dar, mit der die Verknüpfung zwischen den physikalischen Größen eines Prozesses beschrieben werden kann. Dabei werden nach HAKKESCHMIDT (1972) die Potenzen der physikalischen Größen ermittelt, die zur Bildung von Ähnlichkeitskomplexen¹ dienen. Die Einheiten der Ähnlichkeitskomplexe bilden einen dimensionslosen Ausdruck. Die Dimensionsanalyse hatte zunächst in der Strömungsmechanik und Hydraulik allgemein Anwendung gefunden, ist aber als Methode nicht an ein bestimmtes Fachgebiet gebunden und ist deshalb auf alle physikalischen oder technischen Aufgabenstellungen anwendbar (KOBUS 1974).

Nach KÖLTZSCH & WALDEN bieten die dimensionslosen Π -Größen Möglichkeiten zur Entwicklung von physikalisch ähnlichen Modellen, Umrechnung experimenteller Ergebnisse aus dem Modell auf das Original, Einschränkung der Zahl der für einen Vorgang wesentlichen Größen, Darstellung der Ergebnisse insbesondere Meßergebnisse in allgemeiner dimensionsloser Form und Entwicklung von Abhängigkeiten der untersuchten Vorgänge in Form von Potenzgesetzen.

Die aus der Dimensionsanalyse abgeleiteten dimensionslosen Beziehungen sind zahlenmäßig stets unabhängig vom gewählten Maßsystem, demzufolge führt die Dimensionsanalyse zu einer Reduzierung der Zahl der Parameter, und das ist gleichbedeutend mit einer Reduzierung des Versuchsaufwandes. Die Dimensionsanalyse führt auf einfachem Wege zur Formulierung von Kriterien, die gleichermaßen für kleinmaßstäbliche Modelle wie für Naturabmessungen gelten. Sie kann die Analyse oder das Experiment nicht ersetzen, sie stellt nur ein Ordnungsschema dar, mit dessen Hilfe der erforderliche Versuchsaufwand reduziert werden kann (KOBUS 1974).

Das Ziel der Dimensionsanalyse bei der vorliegenden Arbeit ist mehr oder weniger die Einschränkung der Abhängigkeiten und eine universelle, dimensionslose Darstellung der Meßergebnisse.

Der Ablauf des Π -Theorems der Dimensionsanalyse wird wie folgt beschrieben (KÖLTZSCH & WALDEN; ZIEREP 1991): Festlegen der n physikalischen Größen x_j , die bei dem Problem eingehen, Festlegen der a_k Basisgrößen, Aufstellen der Dimensionsmatrix a_{ij} und Ermittlung des Ranges r der Matrix (meist $r=k$, k Anzahl der Basisgrößen), Bestimmung der Π -Größen (Anzahl: $n-r$) und Aufstellen der Relation $f(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-r})=0$ als Lösung des Problems.

6.4.2 Ermittlung von dimensionslosen Größen

Die Ermittlung der Π -Größen wird hier unter Anwendung der Matrix-Methode nach KÖLTZSCH & WALDEN durchgeführt. Bei der Matrix-Methode läßt sich bei Anwendung der Logarithmenrechnung ein Produkt in eine Summe umwan-

¹ Ähnlichkeitskomplexe sind Ähnlichkeitsinvariante in der Form eines Verhältnisses aus verschiedenartigen Größen. Sie werden auch als Ähnlichkeitskennzahlen bezeichnet.

deln. Dieses Verfahren wird hier anhand eines Beispiels demonstriert. Dabei ist die maximale Setzung s_{\max} infolge der Sprengung die Zielgröße. Die Basisgrößen, -einheiten und -dimensionen befinden sich in der *Tabelle 6.4*. Eine Liste der möglichen physikalischen Größen mit Maßeinheiten und Dimensionen ist in der *Tabelle 6.5*.

Tab. 6.4: Basisgrößen, -einheiten und -dimensionen

| | | | |
|------------------|-----------|-----------|----------|
| Basisgrößen | m (Masse) | l (Länge) | t (Zeit) |
| Basiseinheiten | kg | m | s |
| Basisdimensionen | M | L | T |

Tab. 6.5: Die maximale Setzung beeinflussende physikalische Größen mit Maßeinheiten und Dimensionen

| Physikalische Größe | Maßeinheit | Dimension |
|---|-----------------------------------|-----------------------------------|
| maximale Setzung s_{\max} | m | L |
| Sprengenergie E_s | kg m ² /s ² | M.L ² .T ⁻² |
| Ladungstiefe h_0 | m | L |
| natürliche Rohdichte ρ_0 | kg/m ³ | M.L ⁻³ |
| Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Welle v_0 | m/s | L.T ⁻¹ |
| Mächtigkeit der erdfeuchten Schicht ($h_{\bar{u}}+h_0$) | m | L |

Die maximale Setzung ist somit eine Funktion der folgenden physikalischen Größen:

$$s_{\max} = f(E_s; h_0; \rho_0; v_0; (h_{\bar{u}} + h_0)) \tag{6.1}$$

Die Dimensionsmatrix α_{ij} (*Tab. 6.6*) wird entwickelt, wobei die Größen x_j in den Zeilen der Matrix und die Basisgrößen a_i in den Spalten der Matrix angeordnet werden. Aus diesem Beispiel können $n-r=6-3=3$ Π -Größen ermittelt werden (n - Anzahl der relevanten Größen, r - Rang der Matrix).

Tab. 6.6: Dimensionsmatrix

| | | L | T | M |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| | | z_1 | z_2 | z_3 |
| h_0 | y_1 | 1 | 0 | 0 |
| v_0 | y_2 | 1 | -1 | 0 |
| ρ_0 | y_3 | -3 | 0 | 1 |
| E_s | y_4 | 2 | -2 | 1 |
| s_{\max} | y_5 | 1 | 0 | 0 |
| $h_{\bar{u}}+h_0$ | y_6 | 1 | 0 | 0 |

Es entstehen folgende lineare Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= z_1 \\ y_2 &= z_1 - z_2 \\ y_3 &= -3z_1 + z_3 \end{aligned} \right\} \quad (6.2)$$

$$\left. \begin{aligned} y_4 &= 2z_1 - 2z_2 + z_3 \\ y_5 &= z_1 \\ y_6 &= z_1 \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

Nach Auslösung der Gleichung 6.2 nach z_i erhält man:

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= y_1 \\ z_2 &= y_1 - y_2 \\ z_3 &= 3y_1 + y_3 \end{aligned} \right\} \quad (6.4)$$

Der Einsatz der Gleichung 6.4 in die Gleichung 6.3 ergibt:

$$\left. \begin{aligned} y_4 &= 3y_1 + 2y_2 + y_3 \\ y_5 &= y_1 \\ y_6 &= y_1 \end{aligned} \right\} \quad \left. \begin{aligned} y_4 - 3y_1 - 2y_2 - y_3 &= 0 \\ y_5 - y_1 &= 0 \\ y_6 - y_1 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6.5)$$

Nach Umwandlung und Entlogarithmierung der Gleichung 6.5 erhält man die dimensionslosen Potenzfunktionen:

$$\Pi_1 = \frac{E_s}{h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0} \quad (6.6)$$

$$\Pi_2 = \frac{s_{\max}}{h_0} \quad (6.7)$$

$$\Pi_3 = \frac{h_{\bar{u}} + h_0}{h_0} \quad (6.8)$$

Es existiert demzufolge eine Abhängigkeit der Form

$$F\left(\frac{E_s}{h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0}, \frac{s_{\max}}{h_0}, \frac{h_{\bar{u}} + h_0}{h_0}\right) = 0 \quad \text{bzw.} \quad \frac{s_{\max}}{h_0} = F\left(\frac{E_s}{h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0}, \frac{h_{\bar{u}} + h_0}{h_0}\right) \quad (6.9)$$

Weitere Abhängigkeiten in dimensionslosen Größen wurden mit derselben Vorgehensweise ermittelt und sind in der Tabelle 6.7 zusammengefaßt.

Die möglichen Einflußgrößen auf den maximalen Porenwasserüberdruck Δu_{\max} in einem Abstand r von der Belastungsquelle (Sprengstelle) beim Einsatz eines Luftpolsters als Porenwasserdruckbarriere sind (Gl. 6.11): die Sprengenergie E_s , die Sprengtiefe h_0 , die wirksame vertikale Spannung σ'_0 , der Durchlässigkeitsbeiwert des Lockergesteins $k_{f,B}$, der Sättigungsgrad im Luftpolster $S_{r,LP}$ und im Lockergestein $S_{r,B}$ und der Abstand R_{LP} des Luftpolster von der Quelle.

Die möglichen Einflußgrößen auf den maximalen Porenwasserüberdruck Δu_{\max} in einem Abstand r von der Sprengstelle beim Einsatz von vertikalen Dränagen

sind (Gl. 6.13): die Sprengenergie E_s , die Sprengtiefe h_0 , die wirksame vertikale Spannung σ'_0 , der Durchlässigkeitsbeiwert des Lockergesteins $k_{f,B}$ und des Dränagekieses $k_{f,D}$, der Dränageabstand a , der Abstand zwischen den Dränagezeilen b , der Dränagedurchmesser d und der Abstand R_{VD} der Dränagen von der Quelle.

Beim Wirkungsgrad von Porenwasserdruckbarrieren (Gl. 6.12 u. 6.14) könnten auch die Anfangsrohddichte ρ_0 und die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Druckwelle v_0 eine Rolle spielen.

Tab. 6.7: *Physikalische Abhängigkeiten und abgeleitete dimensionslose Größen*

| Abhängigkeit in physikalischen Größen | Abhängigkeit in dimensionslosen Größen |
|---|--|
| $s_{\max} = f(E_s; h_0; \rho_0; v_0; (h_u + h_0))$ | $s_{\max} / h_0 = F(E_s / (h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0); (h_u + h_0) / h_0)$ (6.10) |
| Luftpolster als Porenwasserdruckbarriere | |
| $\Delta u_{\max} = f(E_s; h_0; \sigma'_0; k_{f,B}; r; S_{r,LP}; S_{r,B}; R_{LP})$ | $\Delta u_{\max} / \sigma'_0 = F(E_s / (h_0^3 \cdot \sigma'_0); r / h_0; R_{LP} / h_0; S_{r,LP}; S_{r,B})$ (6.11) |
| $\eta_{LP} = f(S_{r,LP}; S_{r,B}; E_s; h_0; \rho_0; v_0; R_{LP})$ | $\eta_{LP} = F(S_{r,LP}; S_{r,B}; E_s / (h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0); R_{LP} / h_0)$ (6.12) |
| Vertikale Dränagen als Porenwasserdruckbarriere | |
| $\Delta u_{\max} = f(E_s; h_0; \sigma'_0; k_{f,B}; k_{f,D}; r; a; b; d; R_{VD})$ | $\Delta u_{\max} / \sigma'_0 = F(E_s / (h_0^3 \cdot \sigma'_0); k_{f,D} / k_{f,B}; r / h_0; R_{VD} / h_0; a / d; b / d; a / b)$ (6.13) |
| $\eta_{VD} = f(E_s; h_0; \rho_0; v_0; a; b; d; R_{VD})$ | $\eta_{VD} = F(R_{VD} / h_0; E_s / (h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0); a / d; b / d; a / b)$ (6.14) |

7 Versuchsergebnisse und Auswertung

7.1 Modellversuche mit Luftpolster

7.1.1 Materialparameter im Ein- und Ausbauzustand

Nach Laboruntersuchungen wurde das Modellmaterial mit folgenden Mittelwerten eingebaut: Rohdichte $\rho=1,334 \text{ g/cm}^3$; Trockenrohddichte $\rho_d=1,279 \text{ g/cm}^3$; Wassergehalt $w=4,32\%$; Porosität $n=0,52$; Sättigungsgrad $S_r=10,7\%$. Die Bestimmung des Wassergehalts und der Dichte wurde nach DIN 18121 bzw. DIN 18125 durchgeführt. Die Materialparameter im Einbauzustand sind in der *Abbildung 7.1* dargestellt (s. auch *Anl. 5: A5-1*). Der Wasserspiegel befand sich dabei in einer Tiefe von 30 cm unterhalb der Beckenoberkante.

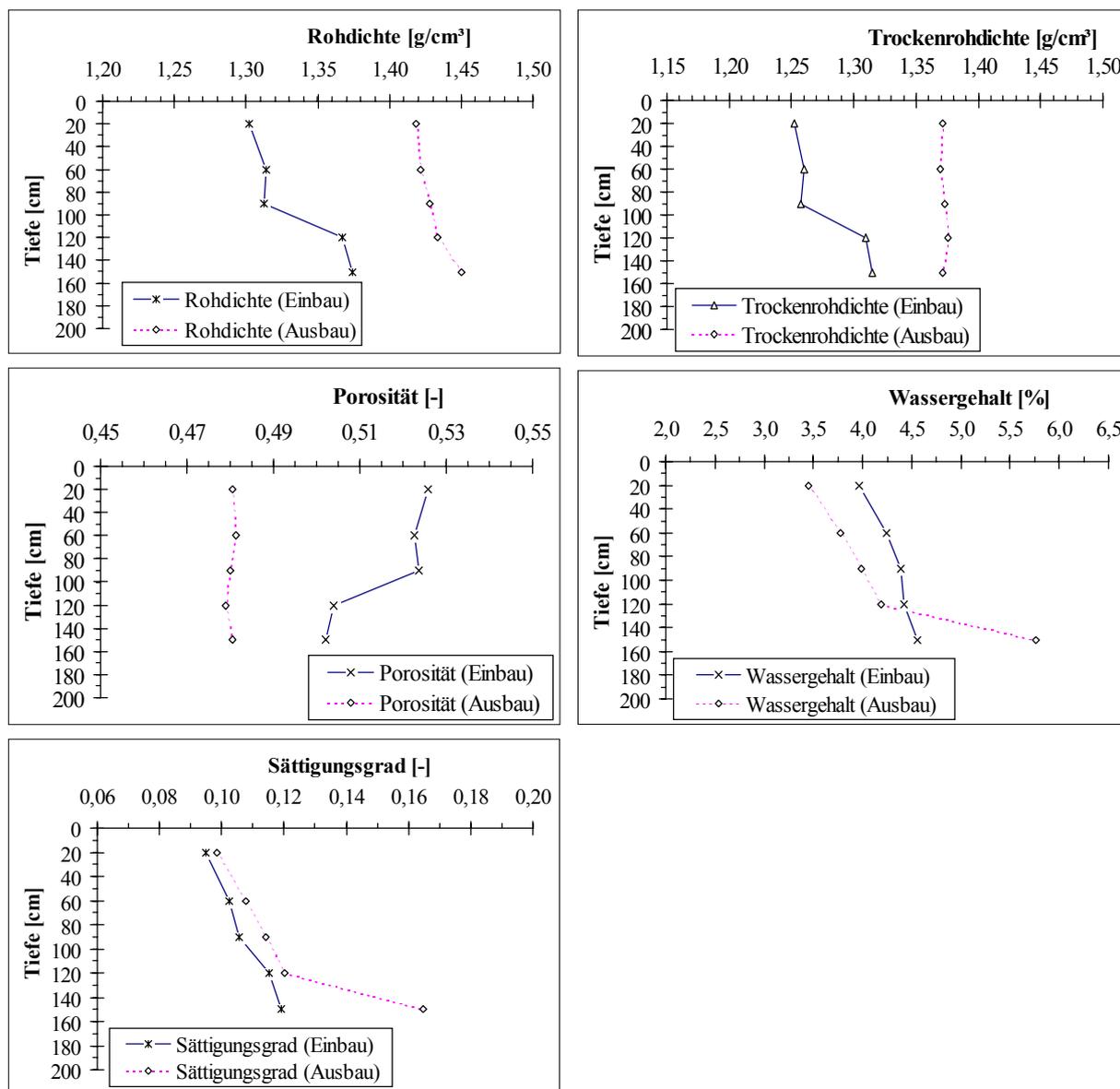


Abb. 7.1: Mittelwerte der Materialparameter im Einbauzustand vor der Wassersättigung und im Ausbauzustand nach der Entwässerung bei den Modellversuchen mit Luftpolster

Infolge der Sprengung tritt eine Bodenverdichtung ein, mit Zunahme der Roh- und Trockenrohdichte und Verringerung des Porenraumes. Die Laboruntersuchungen im Ausbauzustand nach Entwässerung des Modellsandes zeigen diese Entwicklung (Abb. 7.1 u. Tab. 7.1). Diese Verdichtung äußert sich durch Bildung einer Senkungsmulde an der Oberfläche des Modellbeckens. Es wurden folgende Mittelwerte nach Sprengverdichtung und Entwässerung des Modellbeckens ermittelt: Rohdichte $\rho=1,43 \text{ g/cm}^3$, Trockenrohdichte $\rho_d=1,372 \text{ g/cm}^3$, Wassergehalt $w=4,22\%$, Porosität $n=0,48$, Sättigungsgrad $S_r=12,05\%$ (s. Anl. 5: A5-1).

Tab. 7.1: Änderung der Materialparameter nach der Sprengung im Modellbecken

| Modellversuch | Einbauzustand | | | | | Ausbauzustand | | | | | Änderung | | | | |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--------------|--------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--------------|--------------------------------------|--|-------------------|-------------------|---------------------|
| | ρ [g/cm ³] | ρ_d [g/cm ³] | w [%] | n [-] | S_r [%] | ρ [g/cm ³] | ρ_d [g/cm ³] | w [%] | n [-] | S_r [%] | $\Delta\rho$ [g/cm ³] | $\Delta\rho_d$ [g/cm ³] | Δw [%] | Δn [-] | ΔS_r [%] |
| 1 | 1,341 | 1,286 | 4,311 | 0,513 | 10,9 | 1,436 | 1,375 | 4,436 | 0,479 | 12,7 | 0,095 | 0,089 | 0,125 | -0,034 | 1,8 |
| 2 | 1,336 | 1,280 | 4,324 | 0,515 | 10,8 | 1,428 | 1,370 | 4,255 | 0,481 | 12,1 | 0,092 | 0,090 | -0,069 | -0,034 | 1,3 |
| 4 | 1,340 | 1,283 | 4,423 | 0,514 | 11,1 | 1,427 | 1,372 | 4,027 | 0,480 | 11,5 | 0,087 | 0,089 | -0,396 | -0,034 | 0,4 |
| 6 | 1,328 | 1,270 | 4,547 | 0,519 | 11,1 | 1,438 | 1,378 | 4,363 | 0,478 | 12,6 | 0,110 | 0,108 | -0,184 | -0,041 | 1,5 |
| 9 | 1,318 | 1,265 | 4,169 | 0,521 | 10,2 | 1,423 | 1,371 | 3,780 | 0,481 | 10,8 | 0,105 | 0,106 | -0,389 | -0,040 | 0,6 |
| 10 | 1,342 | 1,289 | 4,145 | 0,512 | 10,5 | 1,429 | 1,368 | 4,440 | 0,482 | 12,6 | 0,087 | 0,079 | 0,295 | -0,030 | 2,1 |

Tab. 7.2: Vergleich der Modellparameter im Ausbauzustand im Bereich ohne und hinter dem Luftpolster nach der Entwässerung

| Modellversuch | Bereich vor dem Luftpolster | | | | | Bereich hinter dem Luftpolster | | | | |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--------------|--------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--------------|
| | ρ [g/cm ³] | ρ_d [g/cm ³] | w [%] | n [-] | S_r [%] | ρ [g/cm ³] | ρ_d [g/cm ³] | w [%] | n [-] | S_r [%] |
| 1 | 1,438 | 1,376 | 4,49 | 0,479 | 12,9 | 1,423 | 1,366 | 4,21 | 0,483 | 12,0 |
| 2 | 1,434 | 1,374 | 4,37 | 0,480 | 12,5 | 1,417 | 1,362 | 4,02 | 0,484 | 11,3 |
| 4 | 1,428 | 1,372 | 4,06 | 0,480 | 11,6 | 1,429 | 1,376 | 3,84 | 0,479 | 11,0 |
| 6 | 1,444 | 1,382 | 4,46 | 0,477 | 12,9 | 1,422 | 1,365 | 4,15 | 0,483 | 11,7 |
| 9 | 1,424 | 1,372 | 3,84 | 0,480 | 11,0 | 1,428 | 1,376 | 3,74 | 0,479 | 10,7 |
| 10 | 1,437 | 1,373 | 4,62 | 0,480 | 13,2 | 1,412 | 1,358 | 4,00 | 0,486 | 11,2 |

Die Änderungen der Dichten und der Porosität nach der Sprengung sind mit der Porenwasserdruckänderung im Lockergestein verbunden. Höhere Porenwasserdruckänderungen verursachen eine große Änderung der Materialparameter. Aufgrund der Dämpfung der Porenwasserdrücke durch das Luftpolster traten geringere Werte der Materialparameter nach der Sprengung im Bereich des Luftpolsters im Vergleich zum Bereich des Modellbeckens ohne dessen Einfluß auf. Hinter dem Luftpolster waren geringe Dichten, Wassergehalte, Sättigungsgrade und eine höhere Porosität nach Entwässerung des Modellsandes vorhanden, im Vergleich zum Bereich davor (Tab. 7.2 und Abb. 7.2).

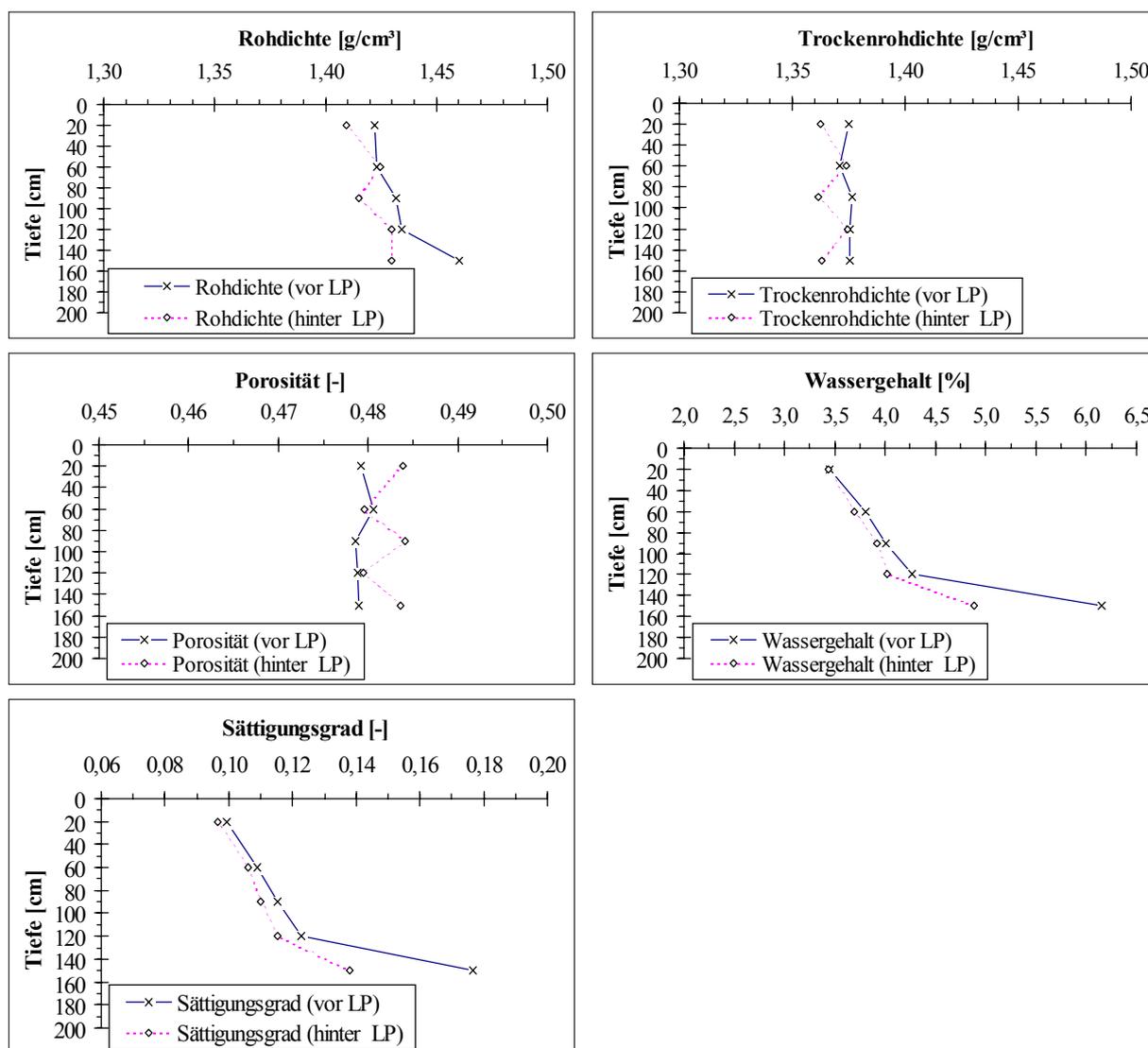


Abb. 7.2: Mittelwerte der Materialparameter im Bereich vor und hinter dem Luftpolster im Ausbauzustand nach der Entwässerung des Modellbeckens

7.1.2 Radiometrische Sondierungen

Die Luftinjektion zum Aufbau des Luftpolsters erfolgte im Zeitraum vor der Sprengung bis einschließlich der Aufzeichnung der Meßdaten. Die radiometrischen Sondierungen ergaben vor der Sprengung einen Sättigungsgrad von durchschnittlich 85,7% im Luftpolster und 94,45% im restlichen Modellbecken. Insgesamt wurden infolge der Luftinjektion Sättigungsgrade zwischen 80,2 und 89,3% im Luftpolster vor der Sprengung bei den einzelnen Modellversuchen erzielt. Im Bereich des Modellbeckens ohne Luftinjektion lagen die Sättigungsgrade zwischen 91,2 und 97,9% (Tab. 7.3). Die geringeren Wassersättigungsgrade im Luftpolster führen zu einer höheren Kompressibilität und zur Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten. Damit kann der Porenwasserüberdruck im Bereich des Luftpolsters stark gedämpft werden.

Tab. 7.3: Mittlere Wassersättigungsgrade im Modellbecken und im Luftpolster vor der Sprengung bei der radiometrischen Sondierung

| Modellversuch | Sättigungsgrad im Modellbecken vor Sprengung [%] | Sättigungsgrad im Luftpolster vor Sprengung [%] | Sättigungsgradsunterschied vor Sprengung [%] | Luftvolumenstrom ins Luftpolster [Nm ³ /h] |
|---------------|--|---|--|---|
| 1 | 93,4 | 87,2 | 6,2 | 2,0 |
| 2 | 95,3 | 88,5 | 6,8 | 3,2 |
| 4 | 95,5 | 86,1 | 9,4 | 6,0 |
| 6 | 91,2 | 83,0 | 8,2 | 9,0 |
| 9 | 93,4 | 80,2 | 13,2 | 6,0 |
| 10 | 97,9 | 89,3 | 8,6 | 9,0 |

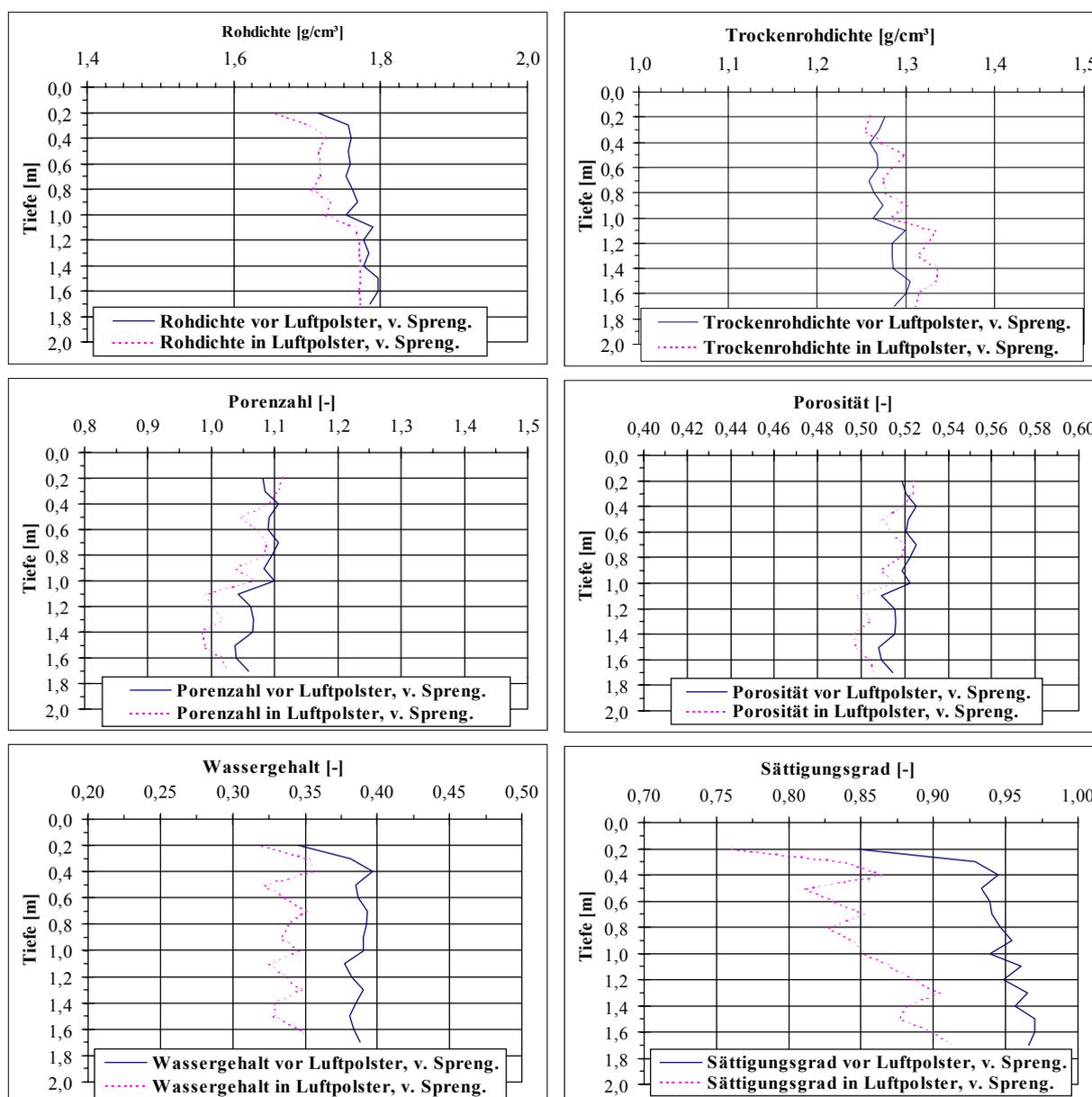


Abb. 7.3: Radiometrische Sondierungen im Bereich ohne und mit Luftpolster zur Beschreibung des Materialzustandes vor der Sprengung

In der *Abbildung 7.3* sind die Materialparameter im Luftpolster und im restlichen Modellbecken im aufgesättigten Zustand vor der Sprengung dargestellt.

Nach Ende der Luftinjektion nahm der Wassersättigungsgrad im Bereich des Luftpolsters allmählich zu. Vor der Entwässerung des Modellbeckens (ca. 20 h nach der Sprengung) wurde ein durchschnittlicher Sättigungsgrad von ca. 91,3% im Luftpolster gegenüber 94,4% im restlichen Modellbecken ermittelt (s. auch statistische Auswertung in Anlage 5: A5-1). Die Sättigungsgrade nach Abstellen der Luftinjektion nach der Sprengung lagen bei den einzelnen Modellversuchen zwischen 89,2% im Luftpolster und 96,5% im Bereich des Modellbeckens ohne Luftpolster (*Tab. 7.4*). In der *Tabelle 7.5* sind weitere Materialparameter im Luftpolster und im restlichen Modellbecken vor und nach der Sprengung im aufgesättigten Zustand zusammengefaßt. Danach nahm infolge der Sprengung die Rohdichte im Modellbecken zu, während die Porosität infolge der Verdichtung geringer wurde. Die *Abbildung 7.4* stellt die Materialparameter im Luftpolster und im restlichen Modellbecken im aufgesättigten Zustand nach der Sprengung dar.

Tab. 7.4: *Mittlere Wassersättigungsgrade im Modellbecken und im Luftpolster nach der Sprengung bei der radiometrischen Sondierung*

| Modellversuch | Sättigungsgrad im Modellbecken nach Sprengung [%] | Sättigungsgrad im Luftpolster nach Sprengung [%] | Sättigungsgradsunterschied nach Sprengung [%] | Zeitpunkt der Messung nach Sprengung [h] |
|---------------|---|--|---|--|
| 1 | 95,0 | 90,2 | 4,8 | 68 |
| 2 | 95,3 | 91,4 | 3,9 | 68 |
| 4 | 96,0 | 94,4 | 1,6 | 20 |
| 6 | 90,5 | 89,2 | 1,3 | 20 |
| 9 | 93,1 | 89,4 | 3,7 | 20 |
| 10 | 96,5 | 93,2 | 3,3 | 20 |

Tab. 7.5: *Weitere Materialparameter im Modellbecken und im Luftpolster vor und nach der Sprengung bei der radiometrischen Sondierung*

| Modellversuch | Vor der Sprengung | | | | Nach der Sprengung | | | |
|---------------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|
| | im Modellbecken | | im Luftpolster | | im Modellbecken | | im Luftpolster | |
| | ρ [g/cm ³] | n [-] |
| 1 | 1,759 | 0,521 | 1,707 | 0,532 | 1,796 | 0,504 | 1,727 | 0,528 |
| 2 | 1,772 | 0,518 | 1,716 | 0,529 | 1,789 | 0,509 | 1,741 | 0,524 |
| 4 | 1,821 | 0,491 | 1,786 | 0,484 | 1,821 | 0,492 | 1,817 | 0,489 |
| 6 | 1,752 | 0,518 | 1,738 | 0,500 | 1,754 | 0,513 | 1,748 | 0,513 |
| 9 | 1,747 | 0,525 | 1,717 | 0,505 | 1,758 | 0,520 | 1,744 | 0,516 |
| 10 | 1,759 | 0,534 | 1,753 | 0,510 | 1,774 | 0,520 | 1,758 | 0,519 |

Im Bereich des Luftpolsters traten geringere Porenwasserüberdrücke und demzufolge geringere Werte der Materialparameter auf, da die erhöhten Porenwas-

serdrücke Ursache der Parameteränderungen sind. Aus diesem Grund waren im Luftpolster nach der Sprengung die Dichten geringer und die Porosität größer als im Bereich des Modellbeckens ohne Einfluß des Luftpolsters (*Abb. 7.4*). Dieser Zusammenhang ist auch in der *Abb. 7.5* über die Tiefe des Modellbeckens dargestellt. Die Sprengwirkung wurde vom Luftpolster vermindert, so daß nur geringe Porenwasserüberdrücke und demzufolge geringere Verformungen im Bereich des Luftpolsters sich entwickeln konnten, im Vergleich zum Bereich des Modellbeckens ohne Luftpolster. Da ein bestimmtes Luftvolumen nach der Sprengung im Porenraum des Luftpolsters noch eingeschlossen war, sind Unterschiede im Wassergehalt und Sättigungsgrad zwischen dem Luftpolster und dem Bereich ohne Luftpolster festzustellen.

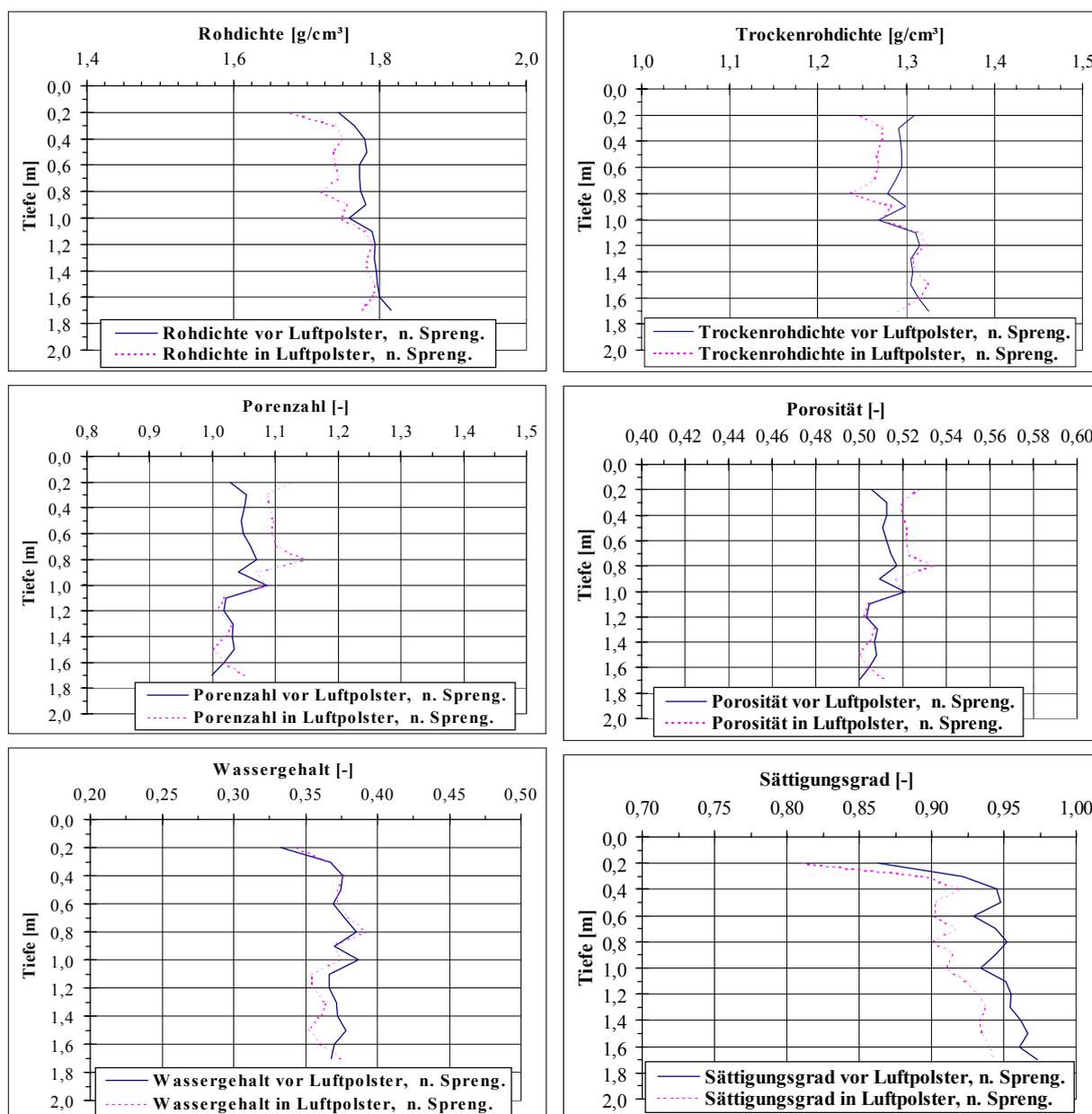


Abb. 7.4: Radiometrische Sondierungen im Bereich ohne und mit Luftpolster zur Beschreibung des Materialzustandes nach der Sprengung

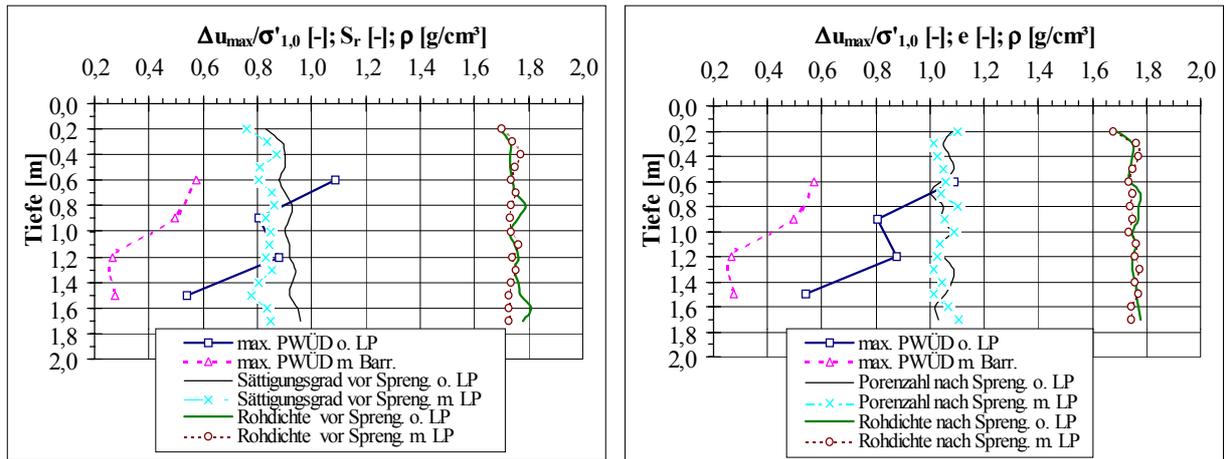


Abb. 7.5: Porenwasserdruckentwicklung (bei $r/R_{LP}=2,13$) und radiometrische Messungen vor und nach der Sprengung im Bereich ohne und mit Luftpolster in Abhängigkeit von der Tiefe (Versuch 6)

7.1.3 Setzungen

Durch die Detonationswirkung der Sprengung wird kurzfristig die Beckenoberfläche angehoben und wieder abgesetzt. D.h. der Boden wird zunächst mehr aufgelockert, um dann eine dichtere Lagerung einzunehmen (KOLYMBAS 1992). Es entstehen demzufolge Setzungen infolge der Bodenverdichtung. Der Mittelpunkt der Setzungsmulde befand sich in der Mitte des Modellbeckens, dem Ansatzpunkt der Sprengung. Außer Setzungen bildeten sich an der Oberfläche des Modellbeckens Risse mit Spaltöffnungen von bis zu 5 mm. Die Nivelliermeßpunkte befinden sich in der *Abbildung 6.8*. Es entstanden infolge der Sprengung geringere Setzungen im Bereich des Modellbeckens mit Luftpolster im Vergleich zum Bereich ohne dessen Einfluß (*Abb. 7.6 und 7.7*).

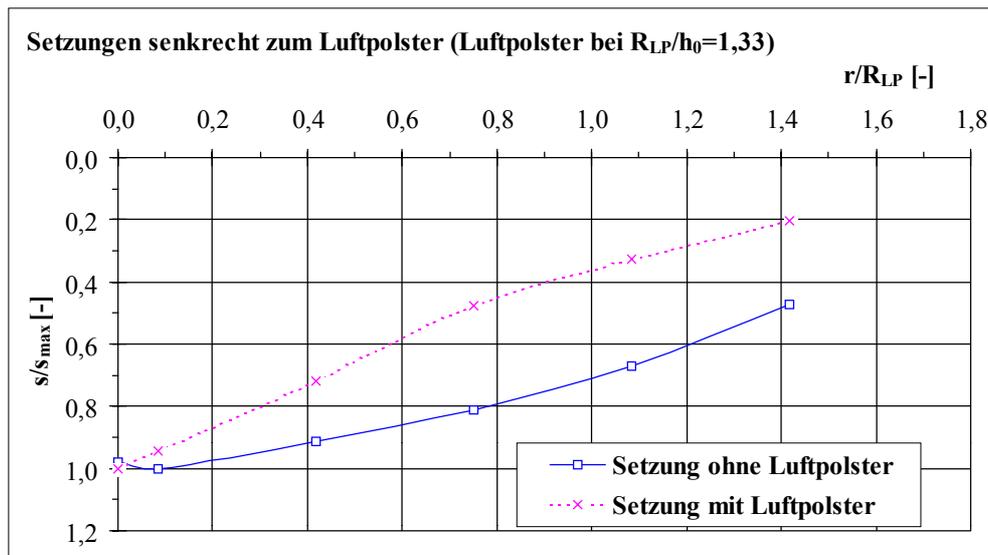


Abb. 7.6: Setzungen infolge der Sprengung senkrecht zum Luftpolster im Bereich ohne und mit Luftinjektion beim Modellversuch 10

Da geringere Porenwasserüberdrücke im Bereich des Modellbeckens mit Luftpolster als Ergebnis der dämpfenden Wirkung entstehen, konnten die Setzungen in diesem Bereich nicht in voller Höhe auftreten. Die Sprengwirkung wurde somit vom Luftpolster stark vermindert. Bei Anwesenheit der Luftbarriere wurde die Reichweite der Sprengwirkung eher erreicht im Vergleich zum Bereich ohne Barriere. Ein Vergleich der Porenwasserdruckentwicklung in der Sprengenebene und der Setzungen an der Oberfläche des Modellbeckens im Bereich ohne und mit Luftpolster liefert die *Abbildung 7.8*. Danach treten höhere Setzungen bei größer Änderung des Porenwasserdruckes (Bereich ohne Luftpolster) und geringere Setzungen bei kleiner Porenwasserdruckänderung (Bereich mit Luftpolster) auf.

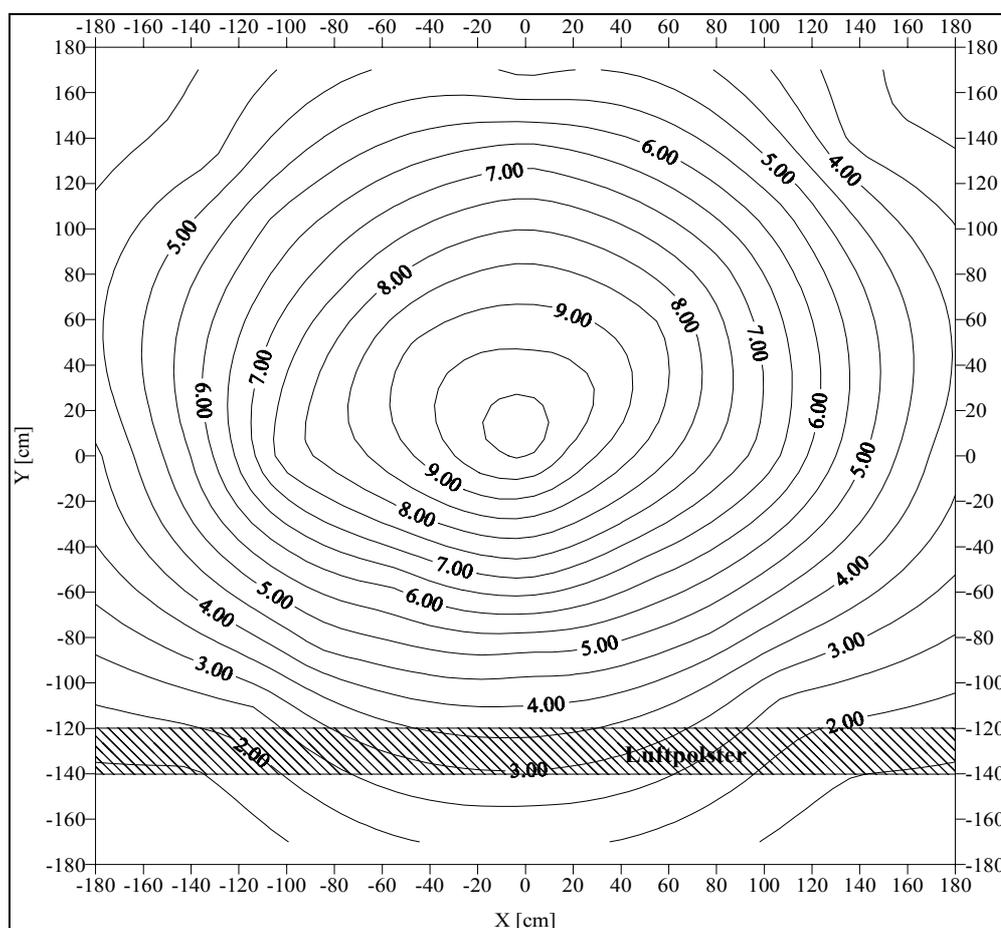


Abb. 7.7: Isolinien­darstellung entstandener Setzungen bei Anordnung des Luftpolsters beim Modellversuch 10

Die maximalen Setzungen (*Tab. 7.6*) infolge der Sprengung traten in der Mitte des Modellbeckens auf, und lagen zwischen 68 und 103 mm. Senkrecht zum Luftpolster wurden maximale Setzungsunterschiede zwischen den Bereichen ohne und mit Luftpolster von 11...36 mm gemessen. Beim maximalen Setzungsunterschied senkrecht zur Barriere war die Setzung im Bereich mit Luftpolster bis zu 67% geringer als diejenige im Bereich ohne Luftpolster.

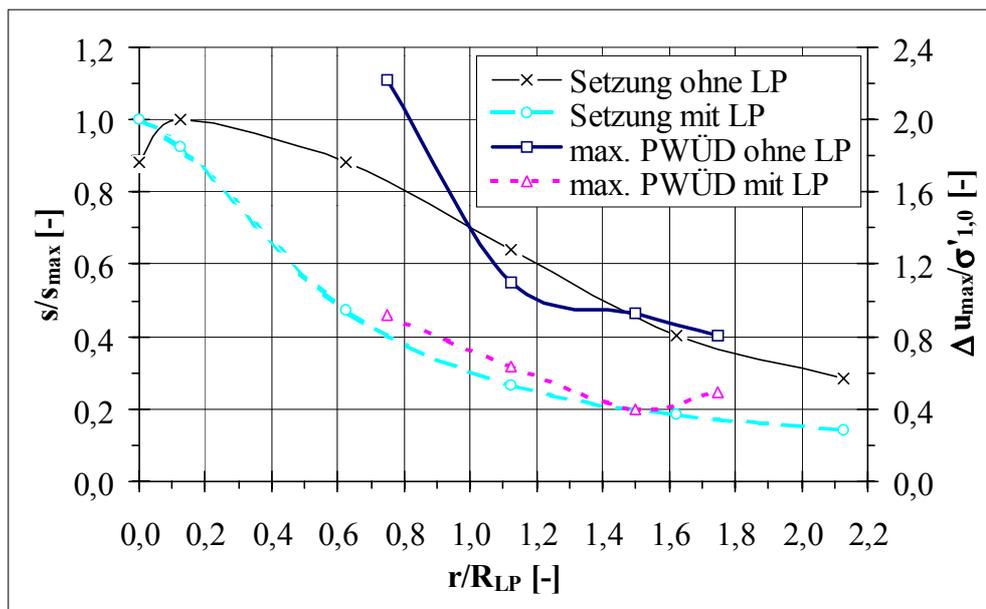


Abb. 7.8 Vergleich der Setzungen mit der Porenwasserdruckentwicklung im Bereich ohne und mit Luftpolster beim Modellversuch 6

Tab. 7.6: Maximale Setzungen am Sprengpunkt und maximale Setzungsunterschiede auf der Achse senkrecht zum Luftpolster zwischen den Bereichen ohne und mit Luftpolster

| Modellversuch | maximale Setzung am Sprengpunkt | | maximaler Setzungsunterschied | | | Abstand des Luftpolsters zum Mittelpunkt | |
|---------------|---------------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------|--------------------------|--|------------------|
| | s_{max} [mm] | s_{max}/h_0 [-] | Δs_{max} [mm] | Δs_{max} [%] | $\Delta s_{max}/h_0$ [-] | R_{LP} [cm] | R_{LP}/h_0 [-] |
| 1 | 86,0 | 0,096 | 12,0 | 36,4 | 0,013 | 40 | 0,44 |
| 2 | 96,0 | 0,107 | 11,0 | 16,4 | 0,012 | 80 | 0,89 |
| 4 | 78,5 | 0,087 | 24,0 | 35,3 | 0,027 | 80 | 0,89 |
| 6 | 68,0 | 0,076 | 31,5 | 52,5 | 0,035 | 80 | 0,89 |
| 9 | 70,5 | 0,078 | 14,5 | 67,4 | 0,016 | 100 | 1,11 |
| 10 | 103,0 | 0,114 | 36,0 | 51,2 | 0,040 | 120 | 1,33 |

Beim Durchlaufen des Luftpolsters (Achse 90° bzw. 45°) verlaufen die Setzungen unsymmetrisch zum Mittelpunkt aufgrund der vorhandenen Luftbarriere. Im Bereich des Luftpolsters werden die Setzungen durch die dämpfende Wirkung vermindert, so daß kein symmetrisches Auftreten mehr möglich ist. Dagegen haben die Setzungen auf der Achse parallel zum Luftpolster gleiche Beträge in gleicher Entfernung symmetrisch zum Mittelpunkt des Modellbeckens. Hier breiten sich die Setzungen ungehindert aus (Abb. 7.9).

Die Setzung im Abstand r vom Mittelpunkt der Setzungsmulde kann durch die Gauß'sche Normalverteilung der Form

$$\frac{s(r)}{s_{max}} = e^{-\left(\frac{r}{R_{LP}}\right)^2 / b} \tag{7.1a}$$

bzw.

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{LP}}\right)^2}{b}} \tag{7.1b}$$

approximativ beschrieben werden. Bei der Wirkung des Luftpolsters ist je nach Lage der Barriere zur betrachteten Achse der Setzung der Koeffizient b unterschiedlich. Der Koeffizient b wurde durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Bei der Methode der kleinsten Quadrate wird nach BOLLRICH (1989) die Summe der Quadrate der Abweichungen ein Minimum.

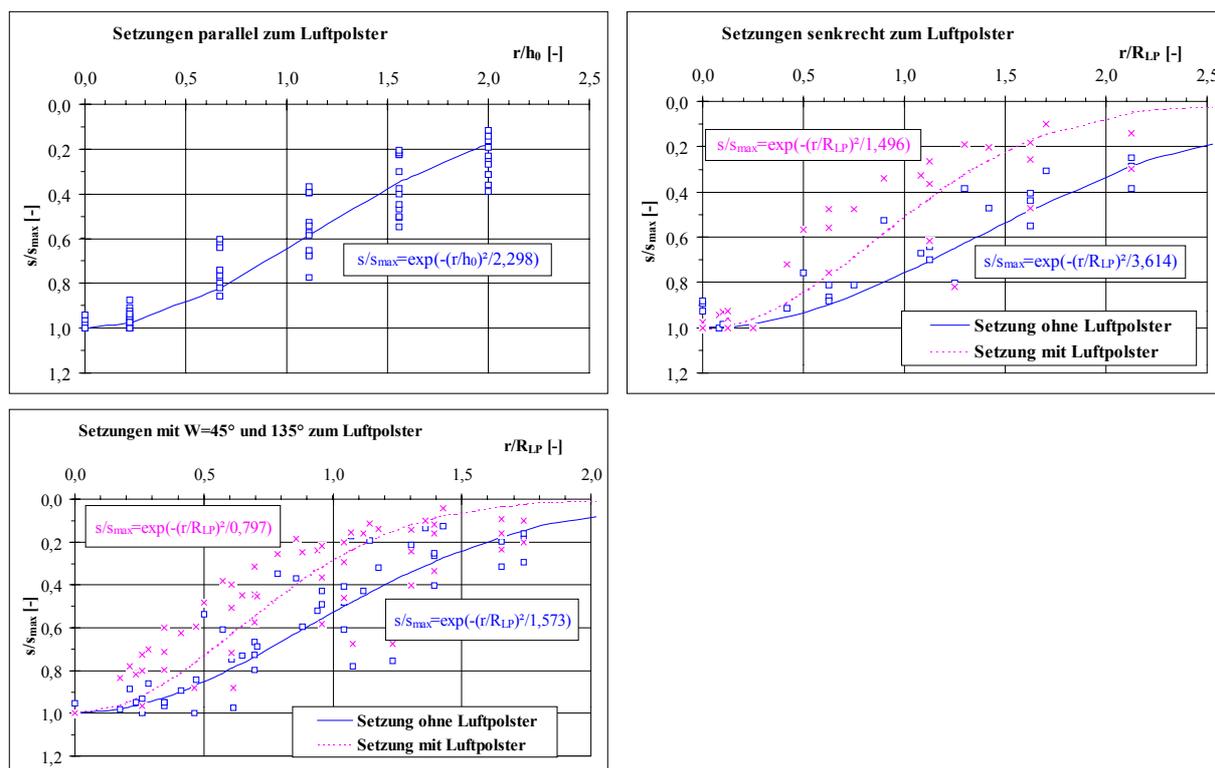


Abb. 7.9: Setzungen durch Sprengung in verschiedenen Richtungen zum Luftpolster im Bereich ohne und mit Luftinjektion

Es wurden folgende Exponentialfunktionen ermittelt (s. dazu Abb. 7.9):

– Achse 45° bzw. 135° zum Luftpolster

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{LP}}\right)^2}{1,573}} \tag{ohne LP} \tag{7.2a}$$

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{LP}}\right)^2}{0,797}} \tag{mit LP} \tag{7.2b}$$

– Achse senkrecht zum Luftpolster

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{LP}}\right)^2}{3,614}} \tag{ohne LP} \tag{7.3a}$$

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{LP}}\right)^2}{1,496}} \quad (\text{mit LP}) \quad (7.3b)$$

Für die Achse parallel zum Luftpolster ergibt sich die Setzung zu

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{h_0}\right)^2}{2,298}} \quad (7.4)$$

wobei h_0 die Sprengtiefe ist.

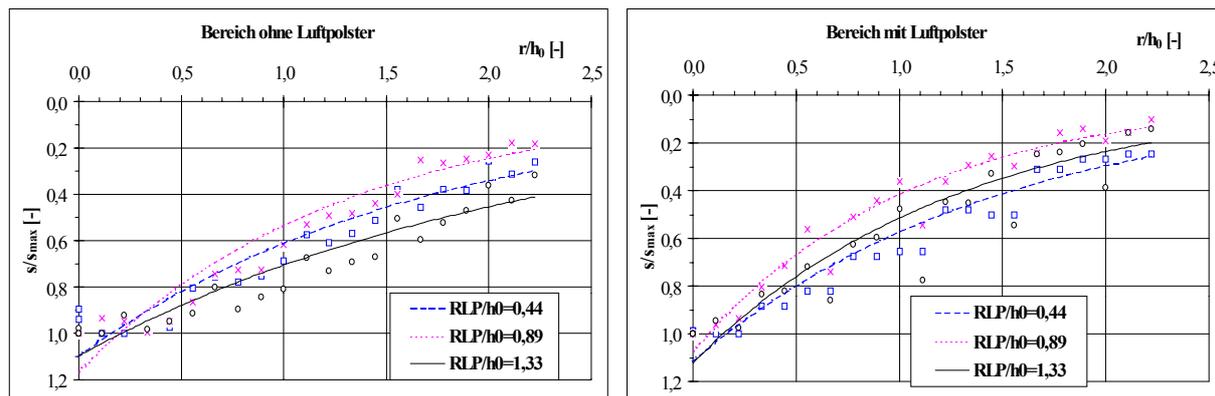


Abb. 7.10: Setzungen in Abhängigkeit vom Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle

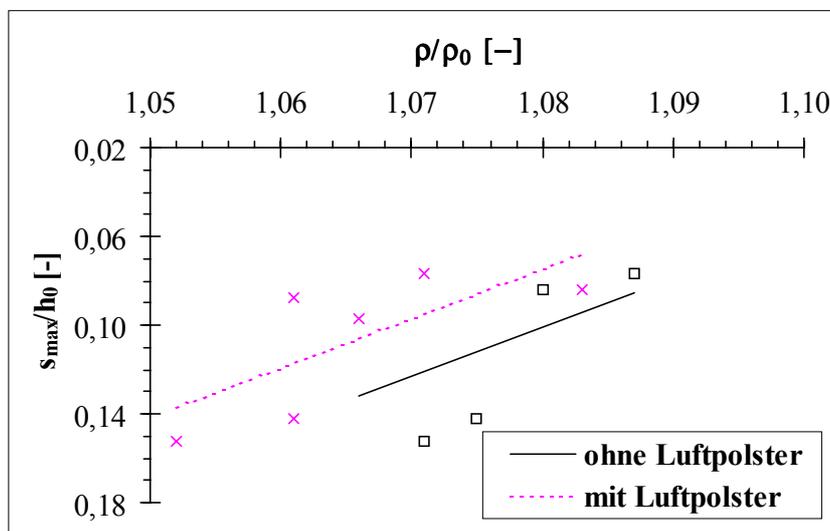


Abb. 7.11: Maximale Setzung in Abhängigkeit von der Dichteänderung nach der Sprengung im Bereich ohne und mit Luftpolster

Je nach Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle (R_{LP}) wird der Verlauf der Setzungen unterschiedlich beeinflusst. Es entstehen mit zunehmendem Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle höhere Setzungen (Abb. 7.10). Dies läßt sich durch die Tatsache erklären, daß beim Durchlauf der Barriere die Detonationswelle durch die Kompressibilität abgeschwächt wird, und je eher die Barriere von der Druckwelle durchlaufen wird, um so eher tritt die Dämpfung ein und es entsteht eine geringere Verdichtung. Infolge der unterschiedlichen Set-

zungen in den Bereichen ohne und mit Luftbarriere sind entsprechend unterschiedliche Dichtezunahmen nach der Sprengung vorhanden. So tritt im Bereich des Modellbeckens mit Luftpolster eine geringe Dichteänderung als im Bereich des Modellbeckens ohne Luftpolster ein (Abb. 7.11).

7.1.4 Porenwasserüberdrücke

Die Porenwasserüberdrücke zeigen in der ersten Phase einen wellenartigen Verlauf, der auf ein pulsierendes Auftreten als Folge der Sprengung hindeutet. Das ist nach ca. 0,5 sec beendet. Im Bereich mit Luftpolster treten geringere Pulsationen auf. Das pulsierende Verhalten der Porenwasserüberdrücke könnte auf das Anheben und Absetzen der Oberfläche, das den Wasserkörper in Bewegung setzt, zurückgeführt werden. Mit zunehmender Entfernung zum Sprengpunkt und zunehmender Zeitdauer nimmt der maximale Porenwasserüberdruck ab. Dieser trat bei einem Zeitpunkt bis ca. 0,2 sec nach der Sprengung auf, je nach Entfernung des Meßpunktes zur Initialstelle. Nach der wellenartigen Phase nimmt der Porenwasserüberdruck allmählich wieder ab, bis zum Erreichen eines hydrostatischen Zustandes, der im Bereich mit Luftpolster eher entsteht als im Bereich ohne Luftpolster.

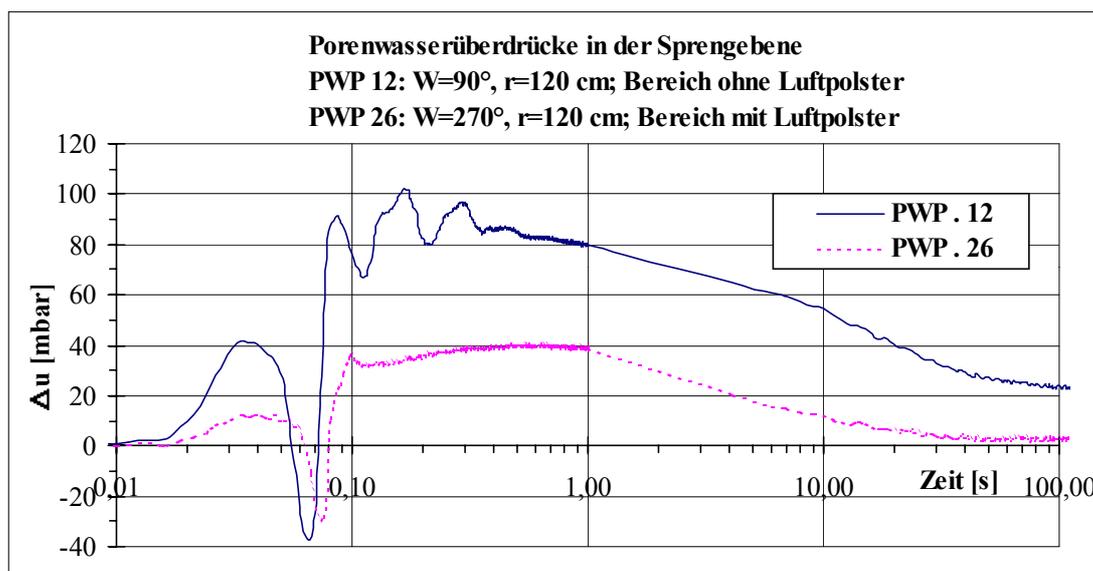


Abb. 7.12: Porenwasserüberdruck im Bereich ohne (PWP 12) und hinter dem Luftpolster (PWP 26) in gleicher Entfernung zum Sprengpunkt beim Modellversuch 9

Beim Erreichen des Luftpolsters werden die Porenwasserüberdrücke in ihrer Wirkung durch die hohe Kompressibilität gedämpft. Nach DEMBICKI et al. (1989) führt der Gehalt an Gas im Boden zu bedeutenden Änderungen der Drücke, was den Schwund der Front der sich im Erdstoff fortpflanzenden Stoßwelle beeinflusst. Beim Vergleich von zwei symmetrisch zum Sprengpunkt liegenden Porenwasserdruckaufnehmern (Abb. 7.12 und Abb. 7.13) ist festzustellen, daß der Verlauf des Porenwasserüberdruckes hinter dem Luftpolsters

(PWP 26) niedriger liegt, als der im Bereich ohne dessen Einfluß (PWP 12). Das Luftpolster befindet sich in diesem Beispiel beim Radius $r=1,0$ m vom Sprengpunkt. Ohne Luftpolster würden die Porenwasserüberdrücke radialsymmetrisch zur Initialstelle den gleichen Verlauf in derselben Entfernung haben. In diesem Beispiel beträgt der maximale Porenwasserüberdruck im Bereich ohne Einfluß des Luftpolsters 103,3 mbar. Der hinter dem Luftpolster beträgt 42,9 mbar, d.h. mit einer Verminderung von 60,4 mbar (Wirkungsgrad des Luftpolsters $\eta_{LP}=58,5\%$). Der hydrostatische Zustand wurde im Bereich mit Luftpolster eher erreicht (ca. 30 s nach der Sprengung) als im Bereich ohne Luftpolster (über 120 s nach der Sprengung).

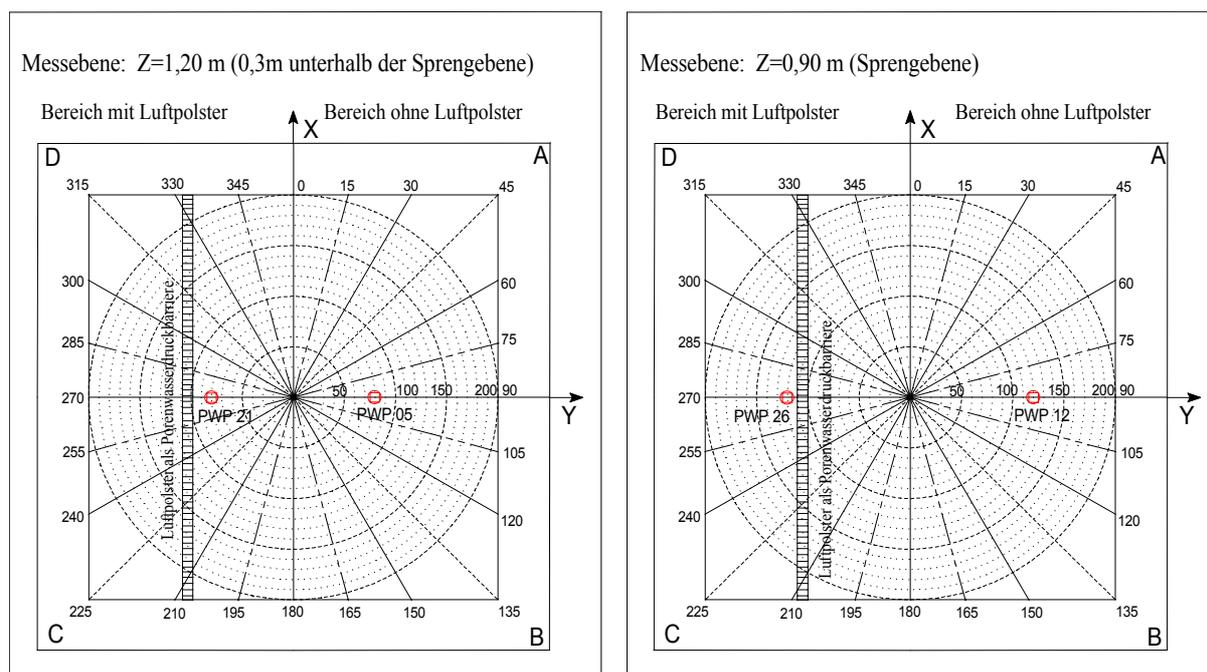


Abb. 7.13: Lage des Luftpolsters und Beispiele von Porenwasserdruckaufnehmern im Bereich ohne und mit Luftpolster (vor und nach Durchlauf) beim Modellversuch 9

Der Wirkungsgrad des Luftpolsters η_{LP} wird wie folgt definiert:

$$\eta_{LP} = \frac{\Delta u_{o. LP} - \Delta u_{m. LP}}{\Delta u_{o. LP}} \cdot 100 \quad (7.5)$$

mit $\Delta u_{o. LP}$ der Porenwasserüberdruck ohne Luftpolster und $\Delta u_{m. LP}$ der Porenwasserüberdruck mit Luftpolster. Bereits vor Durchlauf des Luftpolsters ist eine Reduzierung des Porenwasserüberdruckes gegenüber dem Bereich ohne Luftpolster festzustellen (Abb. 7.13 und Abb. 7.14).

In der Umgebung der Sprengstelle treten extrem hohe Porenwasserüberdrücke auf. Die aufgetretenen maximalen Porenwasserüberdrücke sind in den Anlagen 1 und 2 zusammengestellt. Darin kann festgestellt werden, daß bis ca. 72% des maximalen Porenwasserüberdruckes (Modellversuch 6) durch Luftpolster gegenüber dem Bereich ohne dessen Anordnung vermindert werden konnte. Der

Mittelwert des erreichten Wirkungsgrades lag je nach dem Modellversuch zwischen 9% (Modellversuch 2) und 54% (Modellversuch 6).

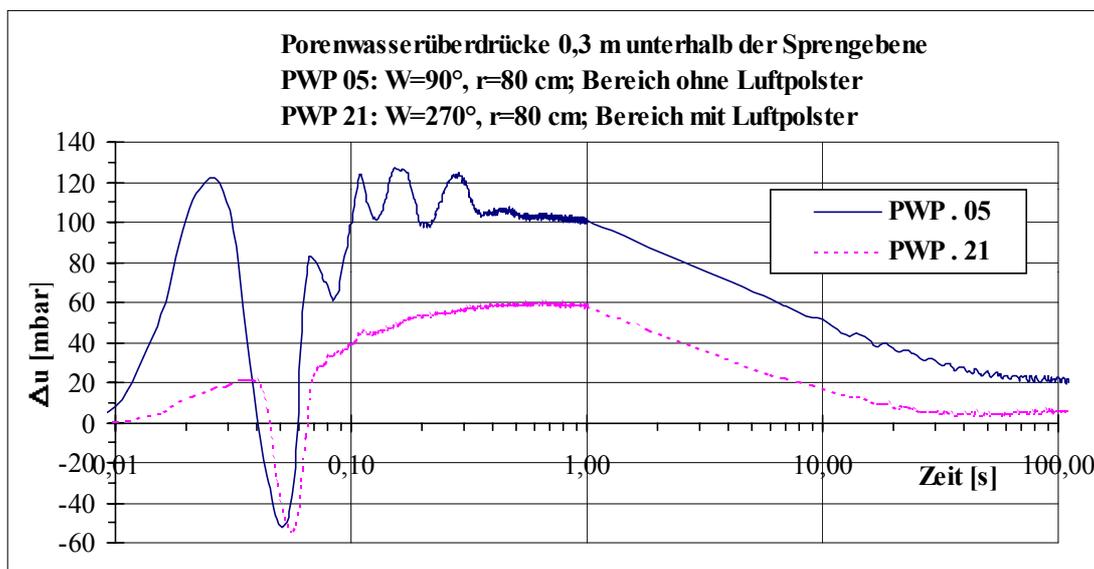


Abb. 7.14: Porenwasserüberdruck im Bereich ohne Luftpolster (PWP 05) und vor dessen Durchlauf (PWP 21) in gleicher Entfernung zum Sprengpunkt beim Modellversuch 9

Der Porenwasserüberdruck ist u.a. von den bei der Dimensionsanalyse ermittelten dimensionslosen Π -Größen (Sprengenergie, Entfernung r zur Initialstelle, Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle, Sättigungsgrad im Luftpolster und im restlichen Bodenmaterial) abhängig (Gl. 6.11).

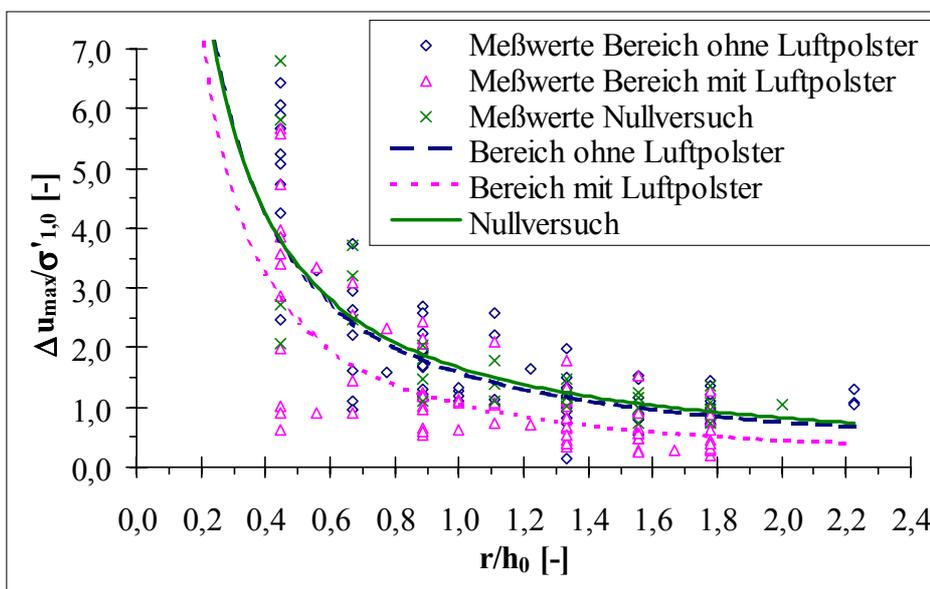


Abb. 7.15: Maximale Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit Luftpolster in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle

Mit zunehmendem Abstand r von der Initialstelle nimmt der maximale Porenwasserüberdruck ab und die Porenwasserüberdrücke im Bereich des Luftpolsters sind geringer als die im Bereich ohne dessen Einfluß (Abb. 7.15). Dabei

ist der Verlauf im Bereich ohne Luftpolster identisch mit dem beim Modellversuch ohne Porenwasserdruckbarriere (Nullversuch). In größerer Entfernung von der Initialstelle neigen die Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit Luftpolster dazu, sich auszugleichen.

Die Verminderung des Porenwasserdruckes und demzufolge die Porenwasserdruckdämpfung ist vom erreichten Sättigungsgrad im Luftpolster stark abhängig (Abb. 7.16). Je niedriger der Wassersättigungsgrad im Luftpolster ist, desto höher ist die Verminderung des Porenwasserdruckes. In diesem Falle ist aufgrund des höheren Sättigungsgrades des Gases ein höherer spezifischer Speicherkoeffizient im Luftpolster vorhanden, der eine starke Dämpfung des Porenwasserüberdruckes bewirkt. Bei höherem Wassersättigungsgrad im Luftpolster treten dagegen höhere Porenwasserüberdrücke auf.

Bei geringem Abstand der Luftbarriere zur Initialstelle wird der Druckimpuls eher gedämpft, so daß geringere Porenwasserüberdrücke hinter dem Luftpolster auftreten (Abb. 7.17). Mit zunehmender Sprengenergie nimmt das Porenwasserdruckverhältnis zu, da der Sprengdruck zunimmt (Abb. 7.18).

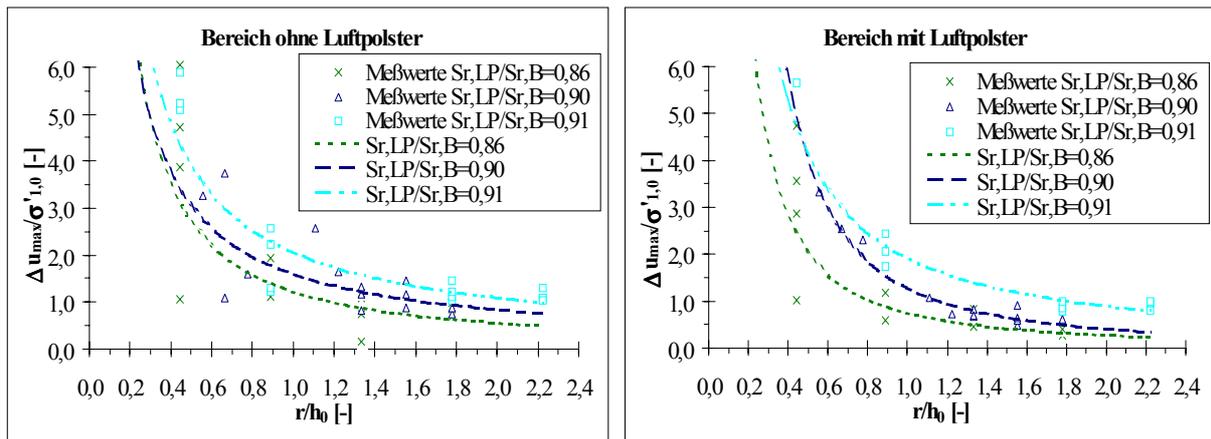


Abb. 7.16: Maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad im Luftpolster ($S_{r,LP}$) und im Modellbecken ($S_{r,B}$)

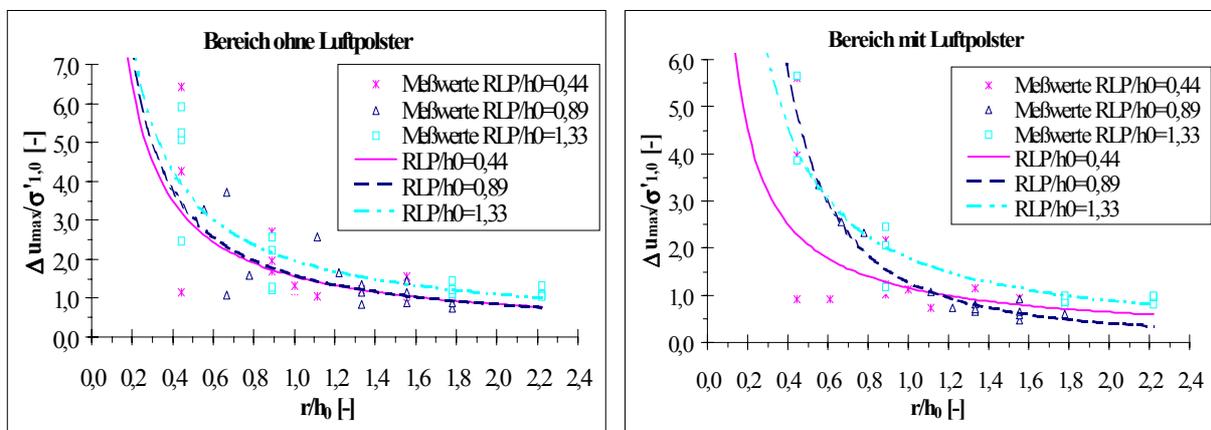


Abb. 7.17: Maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung der Luftbarriere zur Initialstelle (R_{LP})

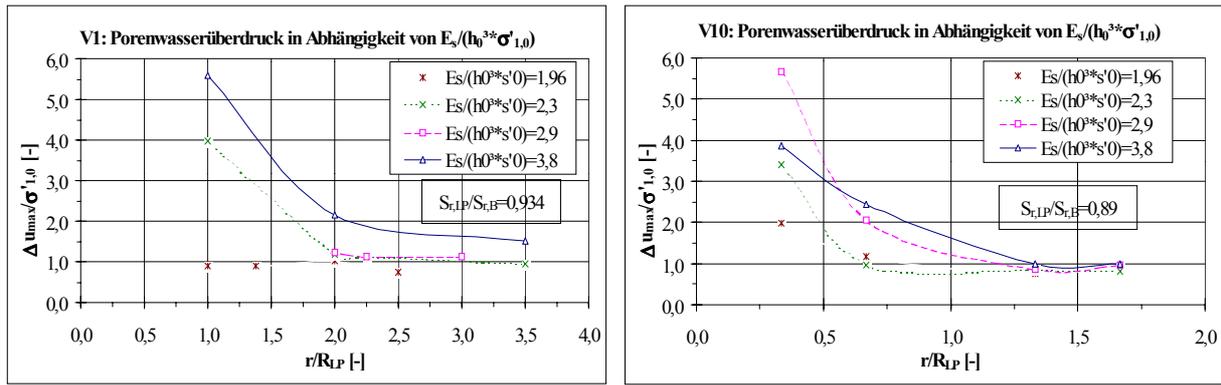


Abb. 7.18: Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von der Sprengenergie bei den Modellversuchen 1 und 10 mit Luftpolster

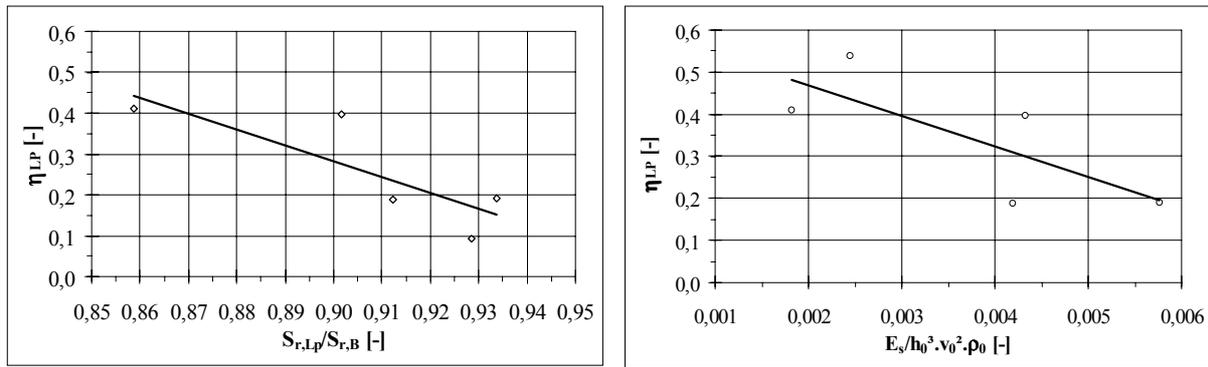


Abb. 7.19: Mittelwerte der Wirkungsgrade des Luftpolsters in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad im Luftpolster und von der Sprengenergie

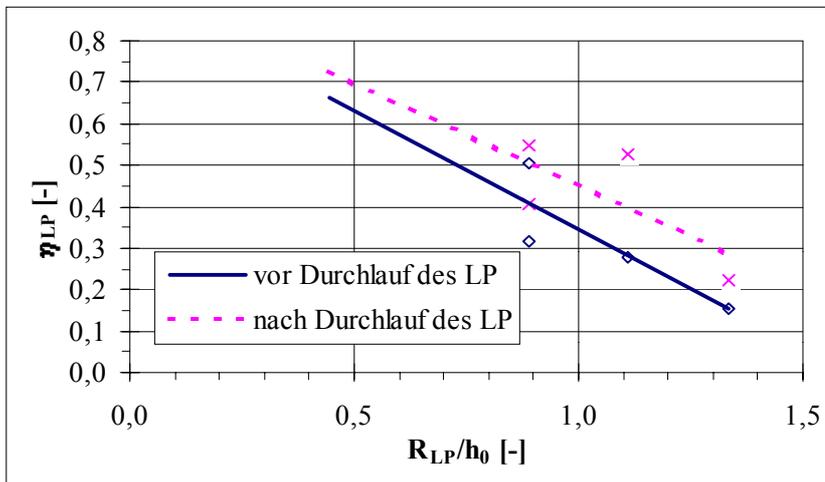


Abb. 7.20: Wirkungsgrad in Abhängigkeit von der Entfernung des Luftpolsters zur Initialstelle

Die mittleren Wirkungsgrade des Luftpolsters bei der Verminderung des Porenwasserüberdruckes in Abhängigkeit von den ermittelten dimensionslosen Π -Größen (Sättigungsgrad im Luftpolster und im Modellbecken, Sprengenergie und Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle - s. Gl. 6.12 -) sind in den Abbildungen 7.19 und 7.20 dargestellt. Danach nimmt der Wirkungsgrad des Luftpolsters mit zunehmendem Wassersättigungsgrad im Luftpolster, zuneh-

mender Sprengenergie und zunehmendem Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle ab. Beim Abschalten der Luftinjektion vor der Sprengung (Modellversuch 2) wurden auch niedrige Wirkungsgrade erzielt, weil die Luft allein sich nicht über lange Zeit im Porenraum des Lockergesteins halten kann. Bei Modellversuchen mit geringeren Wassersättigungsgraden im Luftpolster wurden entsprechend höhere Wirkungsgrade bei der Verminderung des Porenwasserdruckes erzielt. Die *Abbildung 7.20* zeigt auch, daß der Wirkungsgrad vor Durchlauf des Luftpolsters geringer ist als der nach dessen Durchlauf.

7.2 Modellversuche mit vertikalen Drainagebohrungen

7.2.1 Materialparameter im Ein- und Ausbauzustand

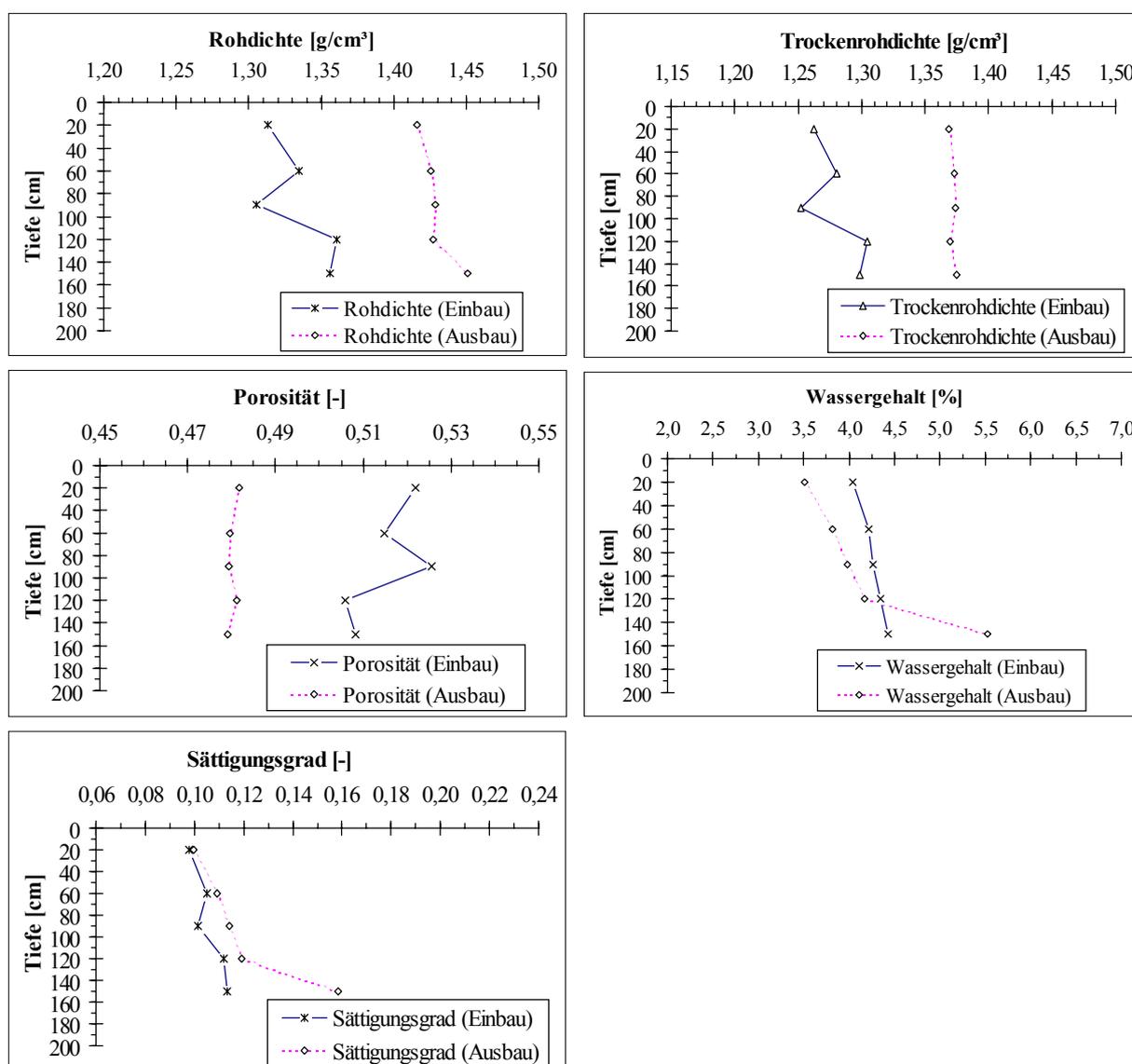


Abb. 7.21: Mittelwerte der Materialparameter im Einbauzustand vor der Wassersättigung und im Ausbauzustand nach der Entwässerung bei den Modellversuchen mit vert. Drainagebohrungen

Tab. 7.7: Vergleich der Modellparameter im Ausbauzustand im Bereich vor und hinter den Drainagebohrungen nach der Entwässerung

| Modellversuch | Bereich vor den Dränagen | | | | | Bereich hinter den Dränagen | | | | |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|----------|----------|-----------------------|--------------------------------|----------------------------------|----------|----------|-----------------------|
| | ρ [g/cm ³] | ρ_d [g/cm ³] | w [%] | n [-] | S _r [%] | ρ [g/cm ³] | ρ_d [g/cm ³] | w [%] | n [-] | S _r [%] |
| 5 | 1,434 | 1,382 | 3,73 | 0,476 | 10,8 | 1,418 | 1,369 | 3,61 | 0,481 | 10,3 |
| 7 | 1,444 | 1,382 | 4,51 | 0,477 | 13,1 | 1,426 | 1,370 | 4,09 | 0,481 | 11,6 |
| 8 | 1,434 | 1,373 | 4,51 | 0,480 | 12,9 | 1,431 | 1,373 | 4,24 | 0,480 | 12,2 |
| 11 | 1,407 | 1,348 | 4,41 | 0,490 | 12,2 | 1,416 | 1,361 | 4,08 | 0,485 | 11,5 |

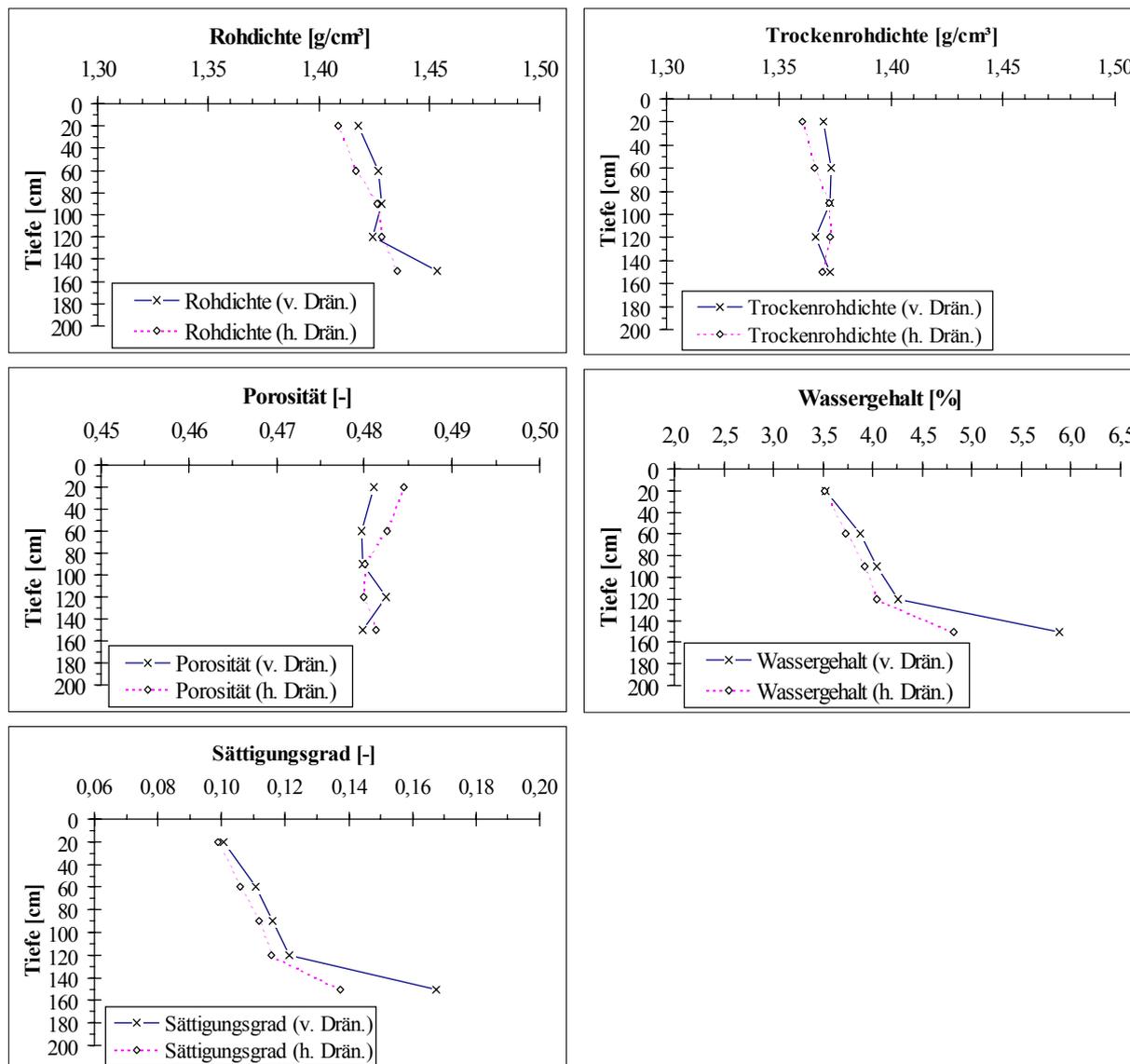


Abb. 7.22: Mittelwerte der Materialparameter im Bereich vor und hinter den vert. Dränagen im Ausbauzustand nach der Entwässerung des Modellbeckens

Es wurden im Durchschnitt folgende Materialparameter im Einbauzustand nach Vorverdichtung des Modellsandes ermittelt: Rohdichte $\rho=1,334$ g/cm³; Trok-

kenrohddichte $\rho_d=1,280 \text{ g/cm}^3$; Wassergehalt $w=4,26\%$; Porosität $n=0,52$; Sättigungsgrad $S_r=10,6\%$.

Im Ausbauzustand nach Entwässerung des Modellsandes sind höhere Dichten und eine Porositätsabnahme im Vergleich zum Einbauzustand vor dem Aufsättigen als Wirkung der Sprengung festzustellen (*Abb. 7.21*). Folgende Mittelwerte der Materialparameter wurden im Labor ermittelt: Rohddichte $\rho=1,426 \text{ g/cm}^3$; Trockenrohddichte $\rho_d=1,372 \text{ g/cm}^3$; Wassergehalt $w=4,19\%$; Porosität $n=0,48$; Sättigungsgrad $S_r=11,95\%$ (*s. auch statistische Auswertung in Anlage 5: A5-2*).

Durch Anordnung von vertikalen Drainagebohrungen, entsteht eine Verminderung des Sprengeffektes an der Barriere, da eine Entspannung des Porenwasserdruckes stattfindet. Demzufolge treten hinter den Dränagen aufgrund der verminderten Porenwasserdruckänderung geringere Scherbeanspruchungen als im Bereich davor auf, verbunden mit geringeren Werten der Materialparameter (*Tabelle 7.7 und Abb. 7.22*).

7.2.2 Radiometrische Sondierungen

Mit Hilfe von radiometrischen Sondierungen wurden bei den einzelnen Modellversuchen vor der Sprengung Sättigungsgrade größer als 91%, Rohdichten von $1,73...1,78 \text{ g/cm}^3$ und Porositäten von $0,51...0,53$ ermittelt. Die Werte im Bereich der vertikalen Drainagebohrungen waren identisch mit denen im restlichen Modellbecken. Die Meßwerte nach der Sprengung zeigen ebenfalls keine Unterschiede zwischen dem Bereich des Modellbeckens ohne und mit Dränagen (*Tab. 7.8, s. auch statistische Auswertung in Anlage 5: A5-2*).

Die *Abbildungen 7.23 und 7.24* zeigen die Materialparameter im Bereich des Modellbeckens ohne Drainagebohrungen und im Bereich der vertikalen Drainagebohrungen vor und nach der Sprengung im aufgesättigten Zustand. Danach ist nach der Sprengung eine Zunahme der Roh- und der Trockenrohddichte, eine Porositätsverminderung, sowie leichte Verringerung des Wassergehaltes und des Sättigungsgrades im noch aufgesättigten Zustand zu erkennen.

Tab. 7.8: *Materialparameter im Modellbecken und im Bereich der vertikalen Drainagebohrungen vor und nach der Sprengung im aufgesättigten Zustand*

| | Vor der Sprengung | | | | | | Nach der Sprengung | | | | | |
|---------------|-------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------|--------------------------------|------------|--------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------|--------------------------------|------------|
| | im Modellbecken | | | im Bereich der vert. Dränagen | | | im Modellbecken | | | im Bereich der vert. Dränagen | | |
| Modellversuch | S_r [%] | ρ [g/cm ³] | n [-] | S_r [%] | ρ [g/cm ³] | n [-] | S_r [%] | ρ [g/cm ³] | n [-] | S_r [%] | ρ [g/cm ³] | n [-] |
| 5 | 100,5 | 1,776 | 0,53 | 100,2 | 1,778 | 0,53 | 98,6 | 1,782 | 0,52 | 98,6 | 1,787 | 0,52 |
| 7 | 92,7 | 1,745 | 0,52 | 93,0 | 1,763 | 0,51 | 92,9 | 1,752 | 0,52 | 92,9 | 1,768 | 0,51 |
| 8 | 91,6 | 1,746 | 0,52 | 92,2 | 1,762 | 0,51 | 91,8 | 1,762 | 0,51 | 91,8 | 1,766 | 0,51 |
| 11 | 92,6 | 1,729 | 0,53 | 93,4 | 1,733 | 0,53 | 92,4 | 1,752 | 0,52 | 92,5 | 1,750 | 0,52 |

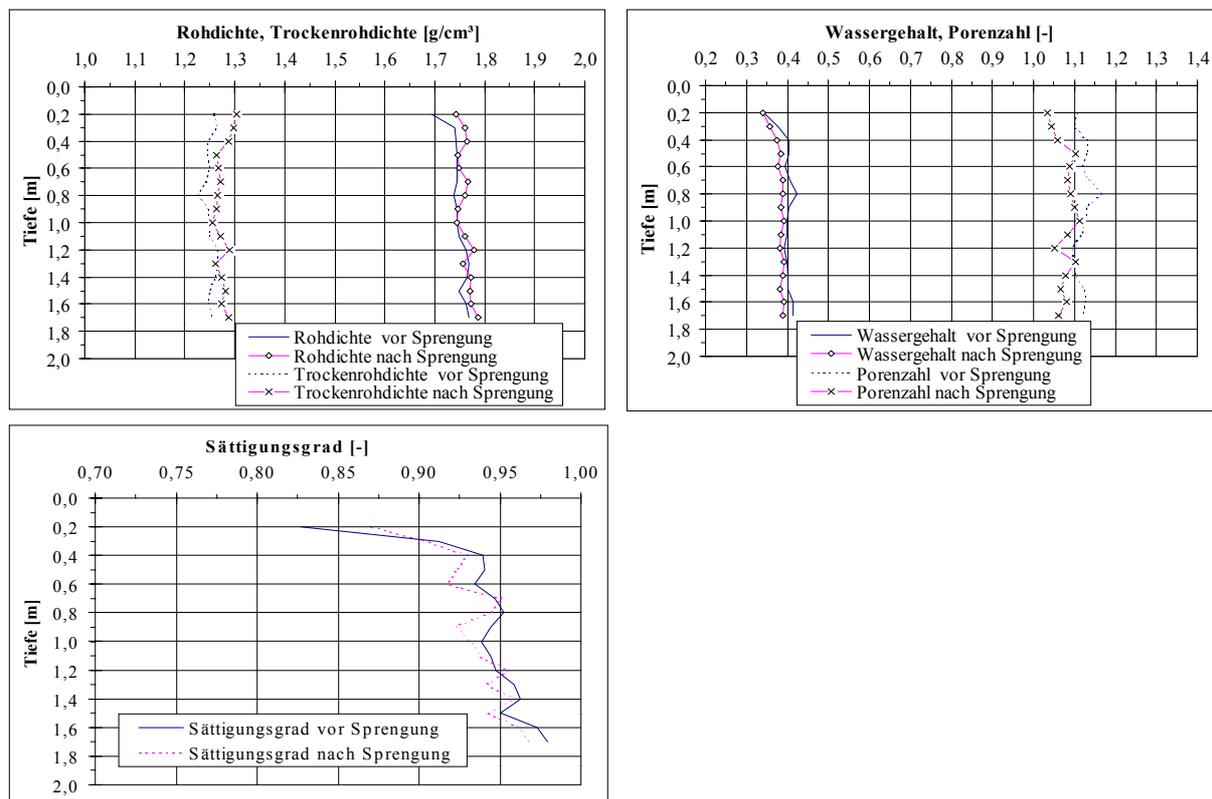


Abb. 7.23: Radiometrische Sondierungen im Bereich des Modellbeckens ohne vertikalen Drainagebohrungen vor und nach der Sprengung

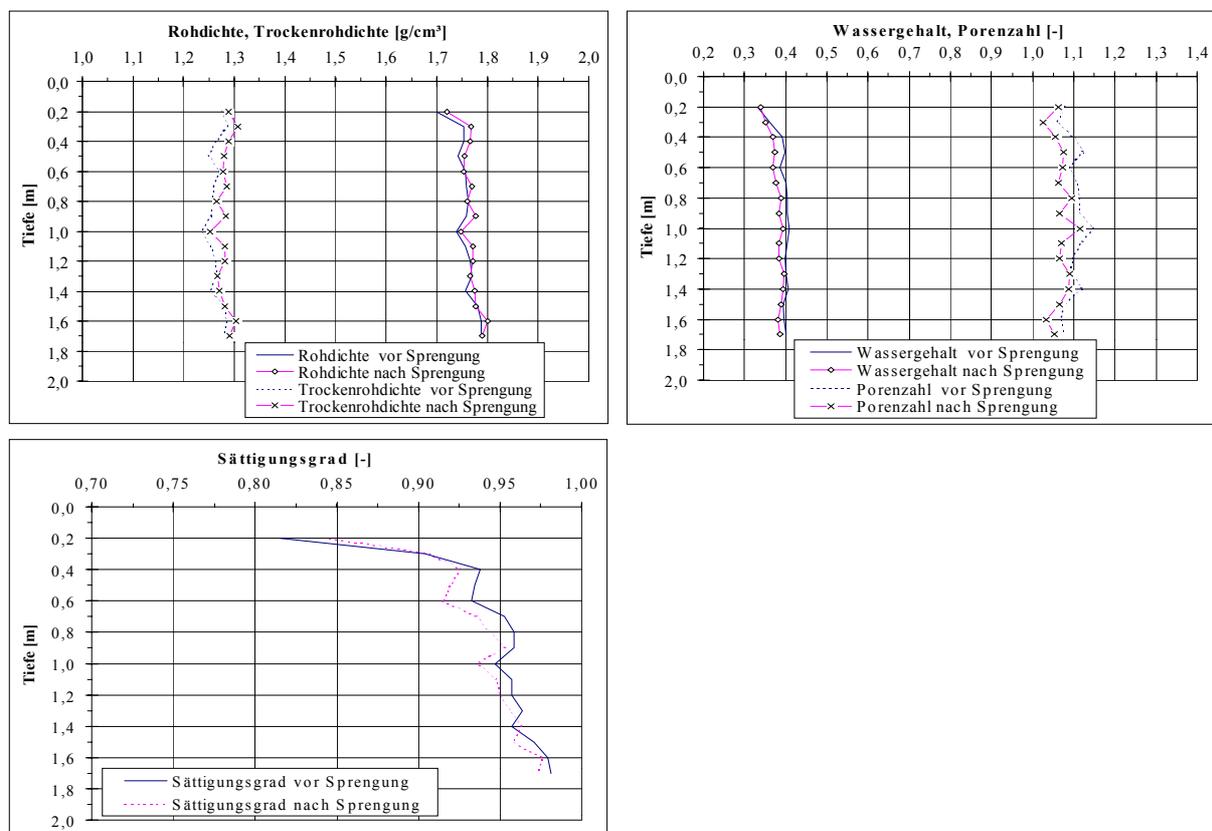


Abb. 7.24: Radiometrische Sondierungen im Bereich des Modellbeckens mit vertikalen Drainagebohrungen vor und nach der Sprengung

7.2.3 Setzungen

Nach der Sprengung entstand an der Oberfläche des Modellbeckens eine Setzungsmulde und es bildeten sich Risse mit Spaltöffnungen bis zu 5 mm im Bereich ohne Drainagebohrungen und bis zu 8 mm zwischen den Dränagereihen. Wie bei den Modellversuchen mit Luftpolster entstanden geringere Setzungen im Bereich des Modellbeckens mit Drainagebohrungen im Vergleich zum Bereich ohne Drainageanordnung (Abb. 7.25). Die Detonationswelle wurde somit von den Drainagebohrungen abgefangen und durch Entspannung stark vermindert, so daß die Setzungen hinter der Drainagebarriere nicht in voller Höhe auftreten konnten.

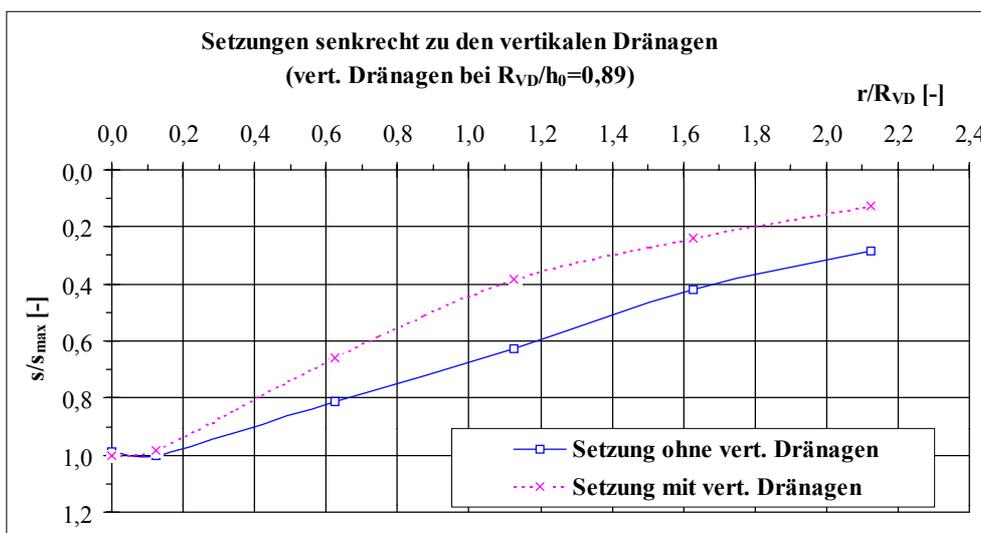


Abb. 7.25: Setzungen infolge der Sprengung auf der Achse senkrecht zu den vertikalen Drainagebohrungen im Bereich ohne und mit Dränagen beim Modellversuch 5

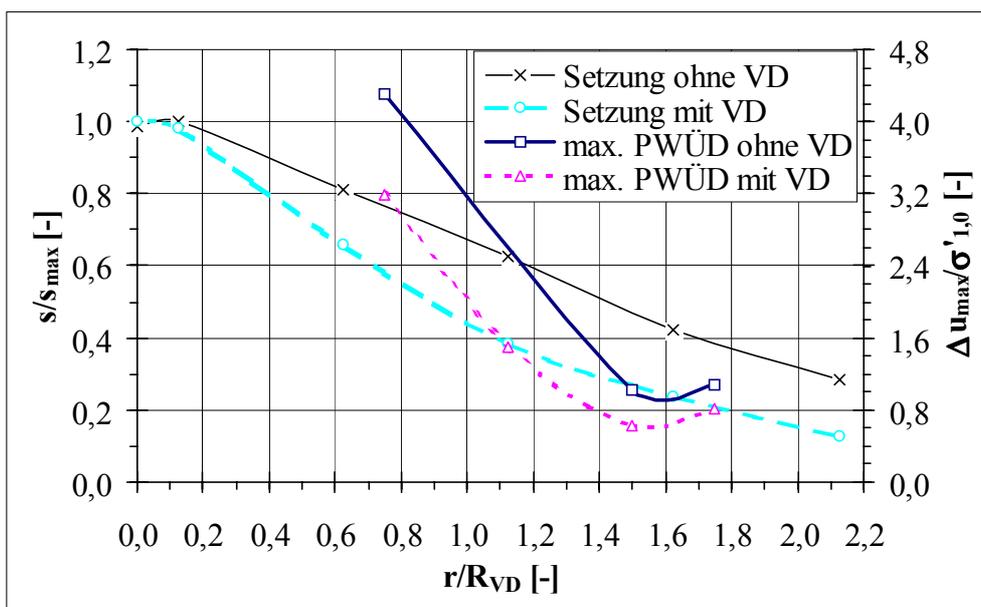


Abb. 7.26 Vergleich der Setzungen mit der Porenwasserdruckentwicklung im Bereich ohne und mit Dränagen beim Modellversuch 5

Ein Vergleich der Porenwasserdruckentwicklung in der Sprengenebene und der Setzungen an der Oberfläche des Modellbeckens im Bereich ohne und mit Dränagen ist in der *Abbildung 7.26* dargestellt. Danach treten größere Änderungen des Porenwasserdruckes im Bereich ohne Dränagen auf, verbunden mit höheren Setzungen. Im Bereich des Modellbeckens mit Dränagen entstanden geringere Porenwasserüberdrücke und verminderte Setzungen.

Tab. 7.9: Maximale Setzungen am Sprengpunkt und maximale Setzungsunterschiede zwischen den Bereichen ohne und mit Dränagen senkrecht zu den Dränagebohrungen

| Modellversuch | maximale Setzung am Sprengpunkt | | maximaler Setzungsunterschied | | |
|---------------|---------------------------------|--------------------|-------------------------------|-----------------------|---------------------------|
| | s_{\max} [mm] | s_{\max}/h_0 [-] | Δs_{\max} [mm] | Δs_{\max} [%] | $\Delta s_{\max}/h_0$ [-] |
| 5 | 84,5 | 0,094 | 20,7 | 39,2 | 0,023 |
| 7 | 69,0 | 0,077 | 22,5 | 61,6 | 0,025 |
| 8 | 47,0 | 0,052 | 10,5 | 70,0 | 0,012 |
| 11 | 114,0 | 0,127 | 33,0 | 39,8 | 0,037 |

Die maximalen Setzungen infolge der Sprengung lagen zwischen 47 und 114 mm (*Tab. 7.9*). Die maximalen Setzungsunterschiede zwischen den Bereichen ohne und mit Dränagen, gemessen senkrecht zu deren Anordnung, lagen zwischen 10,5 und 33 mm. Dabei war die Setzung im Bereich mit Dränagen bis zu 70% geringer als diejenige im Bereich ohne Dränagen. Die Setzungen wurden beim Durchlaufen der Barriere vermindert und verlaufen demzufolge unsymmetrisch zum Mittelpunkt. Parallel zu der Anordnung der Dränagen haben die Setzungen dagegen fast die gleichen Beträge in derselben Entfernung symmetrisch zum Mittelpunkt des Modellbeckens und breiten sich in dieser Richtung ungehindert aus (*Abb. 7.27*).

Die Beschreibung der Setzung mit Hilfe der Gauß'schen Normalverteilung (s. *Gleichungen 7.1a und 7.1b*) liefert je nach Lage der Dränagebohrungen zur betrachteten Achse verschiedene Verläufe (s. *auch Abb. 7.27*):

– Achse 45° und 135° zu den vertikalen Dränagebohrungen

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{VD}}\right)^2}{1,204}} \quad (\text{ohne vert. Dränagen}) \quad (7.6a)$$

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{VD}}\right)^2}{0,702}} \quad (\text{mit vert. Dränagen}) \quad (7.6b)$$

– Achse senkrecht zu den vertikalen Dränagebohrungen

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{VD}}\right)^2}{2,834}} \quad (\text{ohne vert. Dränagen}) \quad (7.7a)$$

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{R_{VD}}\right)^2}{1,408}} \quad (\text{mit vert. Dränagen}) \quad (7.7b)$$

Für die Achse parallel zu den vertikalen Drainagebohrungen ergibt sich

$$s(r) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{\left(\frac{r}{h_0}\right)^2}{1,669}} \quad (7.8)$$

Mit zunehmendem Abstand a der Drainagebohrungen untereinander bei gleichem Abstand der vertikalen Dränagen R_{VD} zur Initialstelle entstehen höhere Setzungen (Abb. 7.28).

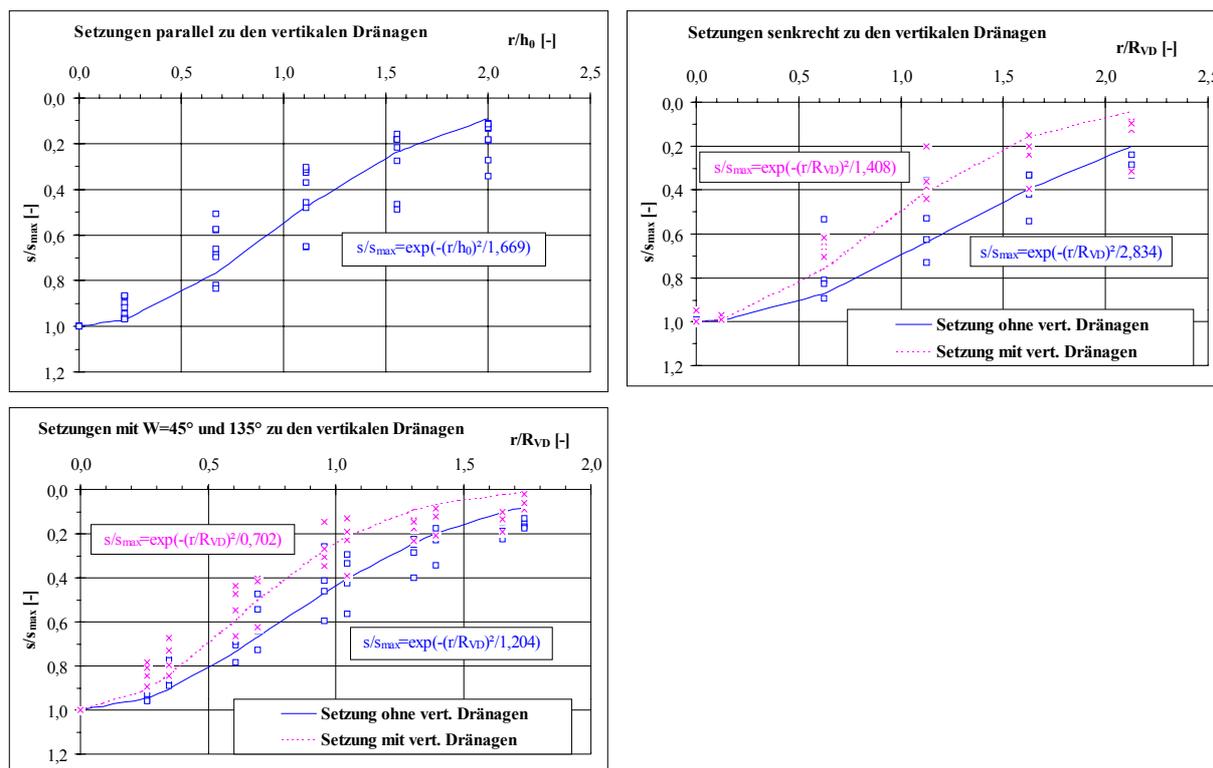


Abb. 7.27: Setzungen durch Sprengung in verschiedenen Richtungen zu den vertikalen Drainagebohrungen

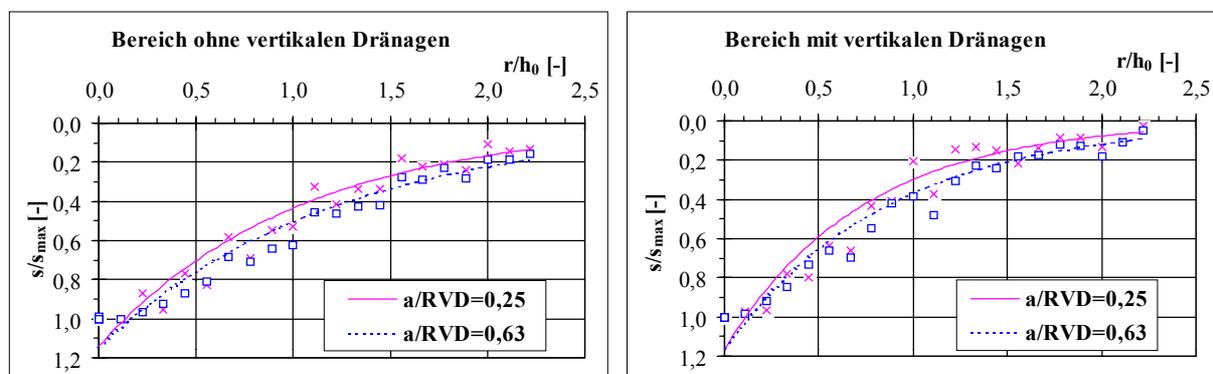


Abb. 7.28: Setzungen in Abhängigkeit vom Abstand der Drainagebohrungen untereinander bei gleichem Abstand zur Initialstelle

7.2.4 Porenwasserüberdrücke

Die vertikalen Drainagebohrungen bewirken aufgrund ihrer höheren Durchlässigkeit eine schnelle Verteilung und Entspannung der entstehenden Porenwasserdrücke, so daß sich keine erhöhte Porenwasserüberdrücke dahinter bilden können. In Abhängigkeit vom Abfluß des aus dem Boden verdrängten Porenwassers verringern sich die im Boden auftretenden Porenwasserüberdrücke (DEMBICKI et al. 1988). Beim Vergleich von symmetrisch zum Sprengpunkt liegenden Porenwasserdruckaufnehmern ist festzustellen, daß hinter den Drainagebohrungen eine starke Reduzierung der Porenwasserüberdrücke gegenüber dem Bereich des Modellbeckens ohne Dränagen stattgefunden hat (*Abb. 7.29 und Abb. 7.30*).

In der *Abbildung 7.29* zeigt der Porenwasserdruckaufnehmer hinter den Dränagen (PWP 24) einen geringeren Porenwasserüberdruckverlauf als der in derselben Entfernung symmetrisch zum Sprengpunkt ($r=120$ cm) im Bereich ohne Drainagebohrungen (PWP 08). In diesem Beispiel beträgt der maximale Porenwasserüberdruck im Bereich ohne Drainagebohrungen 125 mbar, der im Bereich des Modellbeckens mit Drainagebohrungen 66 mbar, d.h. eine Verminderung von 59 mbar (Wirkungsgrad der vertikalen Dränagen $\eta_{VD}=47,2$ %).

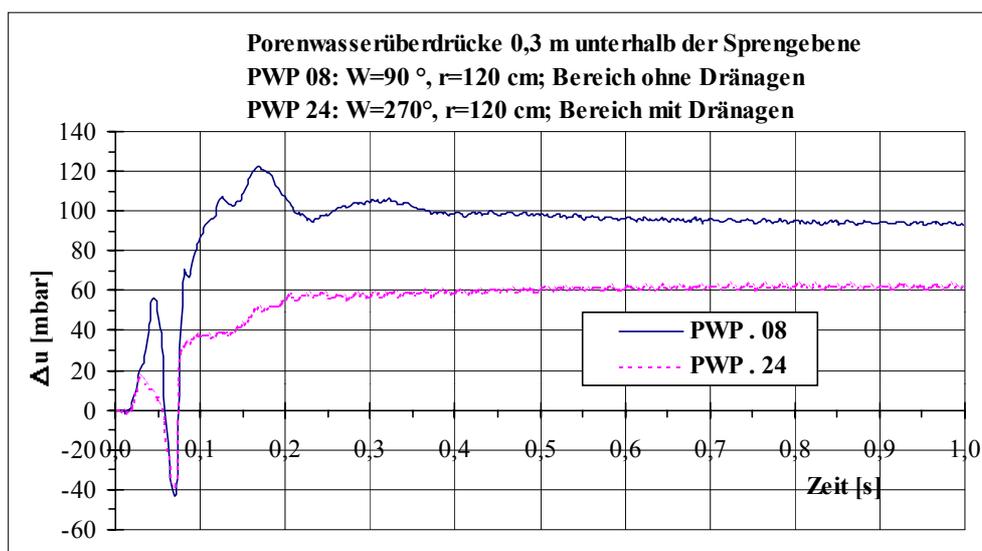


Abb. 7.29: Verlauf der Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne (PWP 08) und mit vertikalen Drainagebohrungen (PWP 24) in gleicher Entfernung symmetrisch zum Sprengpunkt beim Modellversuch 5

Der Porenwasserüberdruck unter Einfluß der vertikalen Dränagen ist u.a. von den bei der Dimensionsanalyse ermittelten dimensionslosen Π -Größen (Sprengenergie, Durchlässigkeitsbeiwert in den Dränagen und im Bodenmaterial, Entfernung zur Initialstelle, Abstand der Drainagebarriere zur Initialstelle, Drainageabstände, Dränagedurchmesser, Abstände zwischen den Dränagereihen) abhängig (*Gl. 6.13*). Die Darstellung der maximalen Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung r zum Sprengpunkt zeigt, daß die Porenwasserüberdrücke im Bereich der vertikalen Dränagen geringer sind als

die im Bereich ohne deren Einfluß (Abb. 7.31). Die Porenwasserüberdruckdifferenzen zwischen den Maximalwerten im Bereich ohne und mit vertikalen Drainagebohrungen sind in den Anlagen 3 und 4 dargestellt. Danach kann festgestellt werden, daß teilweise bis ca. 70% (Modellversuch 7) des maximalen Porenwasserüberdruckes mit vertikalen Drainagebohrungen gegenüber dem Bereich des Modellbeckens ohne Dränagen vermindert werden konnte. Der Mittelwert des erreichten Wirkungsgrades lag je nach Modellversuch zwischen 14% (Modellversuch 11) und 47% (Modellversuch 8).

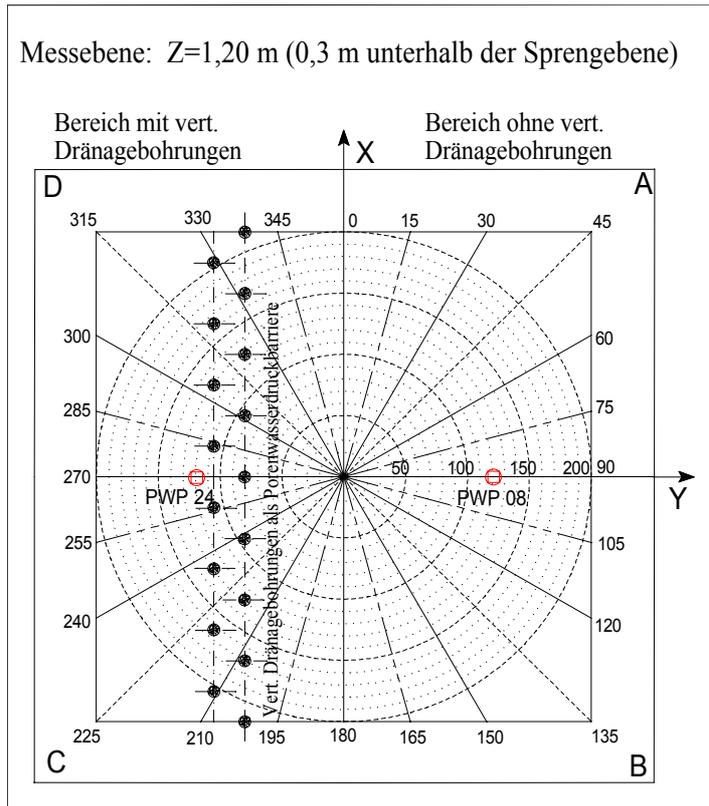


Abb. 7.30: Lage der Drainagebohrungen sowie Beispiele von Porenwasserdruckaufnehmern im Bereich ohne und mit Dränagen beim Modellversuch 5

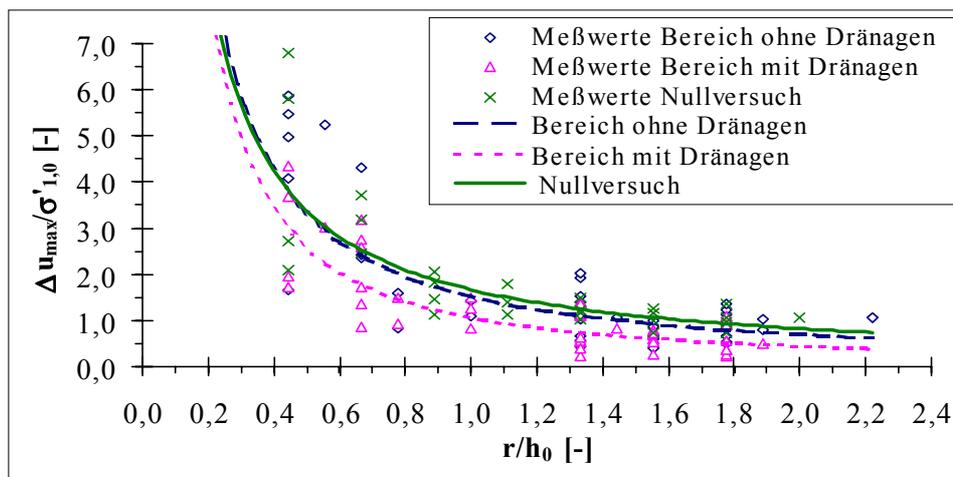


Abb. 7.31: Maximale Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit vertikalen Drainagebohrungen in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle

Es wurde festgestellt, daß vor Durchlauf der Drainagebohrungen keine nennenswerte Verminderung der Porenwasserüberdrücke stattfindet. Eine Reduzierung der Porenwasserüberdrücke war erst hinter den Drainagebohrungen eingetreten. Die Ursache dafür könnte darin liegen, daß wegen der höheren Druckleitfähigkeit ($a=k_f \cdot H/n$ für ungespannten Grundwasserspiegel), aufgrund der höheren Durchlässigkeit der Dränagen, der Wasserspiegel einen geringeren Widerstand im Bereich der Drainagebohrungen erfährt und dadurch ein größerer Anstieg entsteht. Es bildet sich somit ein großes Gefälle, das zu der Vernichtung der Wellenenergie in Form von Entspannung im Bereich der Drainagebohrungen führt. Hinter der Kiesbarriere ist der Porenwasserdruck, aufgrund seiner Entspannung im Bereich der Dränagen, geringer.

Das Porenwasserdruckverhältnis nimmt mit geringeren Drainageabständen ab, und es entstehen geringere Porenwasserüberdrücke (Abb. 7.32). Mit zunehmender Sprengenergie entstehen höhere Porenwasserüberdrücke und das Porenwasserdruckverhältnis nimmt zu (Abb. 7.33). Der Einfluß des Durchlässigkeitsbeiwerts der Dränagen und des Abstandes der Dränagen zur Initialstelle wird später bei der Modellierung weiter untersucht.

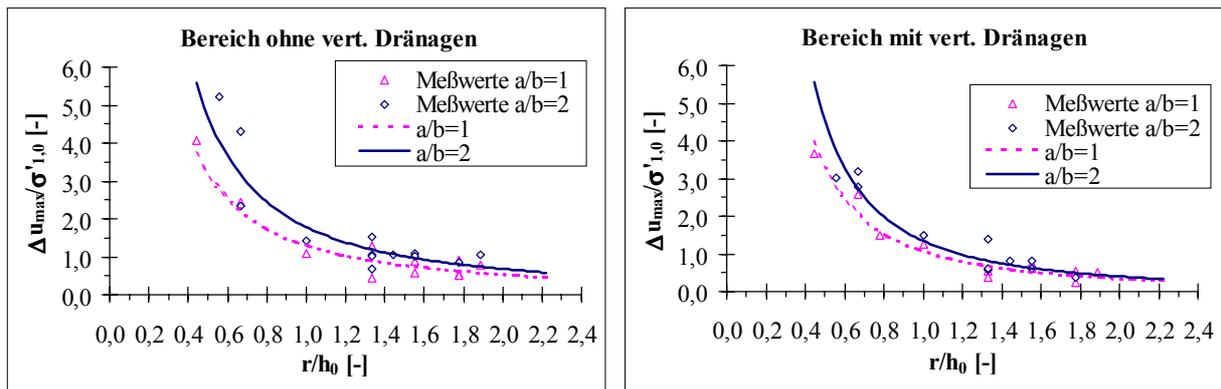


Abb. 7.32: Maximale Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen in Abhängigkeit von Drainageabständen bei gleicher Entfernung zur Initialstelle ($R_{VD}/h_0=0,89$; $k_{f,D}/k_{f,B}=3719$)

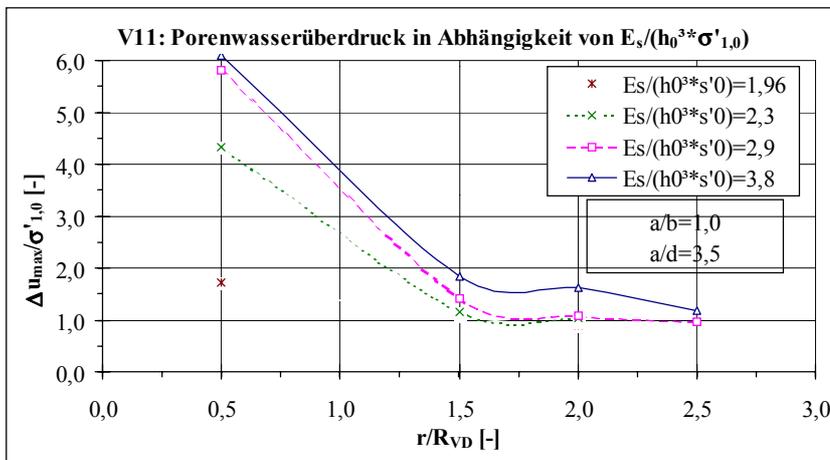


Abb. 7.33: Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von der Sprengenergie beim Modellversuch 11 ($k_{f,D}/k_{f,B}=3719$)

Der Wirkungsgrad der vertikalen Dränagen in Abhängigkeit von den dimensionslosen Π -Größen (Sprengenergie E_s , Abstände der Dränagen untereinander a , Dränagedurchmesser d , Abstand zwischen den Dränagereihen b und Abstand der Dränagen zur Initialstelle $R_{VD} - s$. Gl. 6.14 -) ist in der *Abbildung 7.34* dargestellt. Mit zunehmenden Dränageabständen untereinander nimmt die Reduzierung des Porenwasserüberdruckes bei gleichem Initial und gleicher Entfernung der Dränagen zur Initialstelle ab. Mit zunehmender Sprengenergie und zunehmendem Abstand der Dränagereihen nimmt der Wirkungsgrad bei der Porenwasserdruckverminderung nach Durchlauf der Dränagebarriere ebenfalls ab.

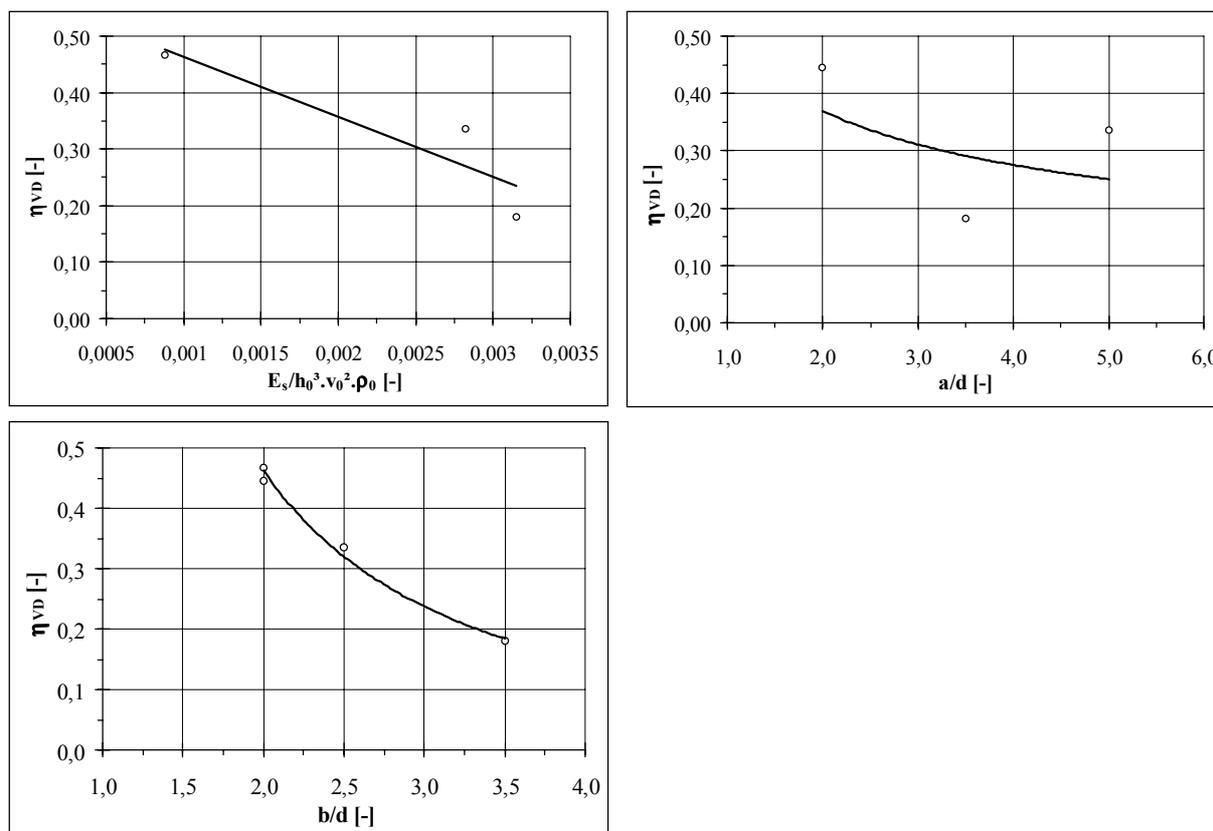


Abb. 7.34: Wirkungsgrad nach Durchlauf der Dränagen in Abhängigkeit von der Sprengenergie, dem Abstand zwischen den Dränagen und dem Abstand der Dränagereihen für $R_{VD}/h_0=0,89$

7.3 Weitere Ergebnisse der Modellversuche

Die Partikelgeschwindigkeiten und Drucksondierungen waren bei den im Modellbecken durchgeführten Modellversuchen für den Nachweis der Wirksamkeit von Porenwasserdruckbarrieren wenig geeignet. Sie wurden demzufolge im Rahmen dieser Arbeit nicht weiterverfolgt.

7.3.1 Wasserspiegelanstieg und Porenwasserdruckentwicklung am Beckenrand

Durch die Sprengung verdichtet sich der Modellsand und der Wasserspiegel am Beckenrand steigt als Folge des Auspressens des Porenwassers an. Der größte Wert des Wasserspiegelanstieges trat unmittelbar nach der Beanspruchung auf. Der erhöhte Wasserspiegel fiel nach der Sprengung zunächst schnell ab, als Folge des Zurückfließens des Wassers aus dem Beckenrand ins Modellbecken. Danach erfolgte die weitere Absenkung sehr langsam und der Wasserspiegel erreichte aber nicht mehr seinen ursprünglichen Zustand vor der Sprengung (Abb. 7.35), aufgrund der Verdichtung und Verringerung des Porenraumes. Es wurde ein Wasserspiegelanstieg am Beckenrand von bis zu 5% (ca. 8,5 cm) des Wasserstandes im Modellbecken unmittelbar nach der Sprengung gemessen. Das entspricht eine Wasserverdrängung von ca. 0,96 m³.

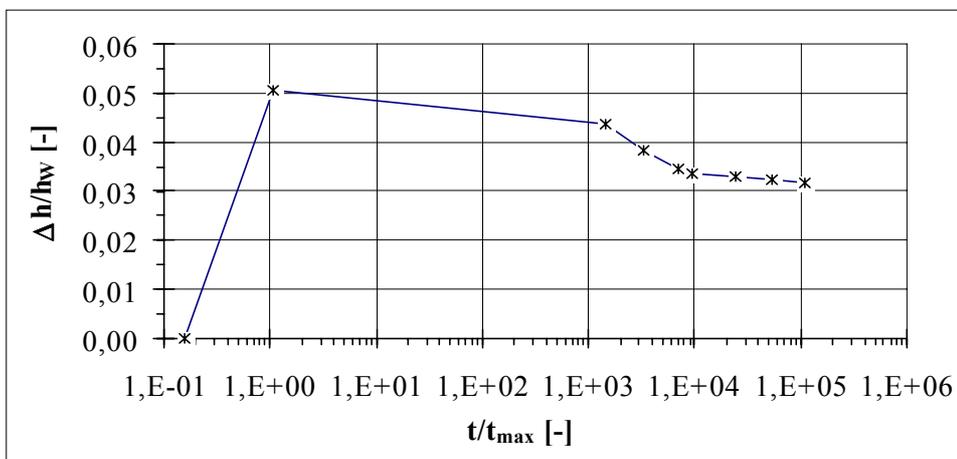


Abb. 7.35: Wasserspiegelanstieg am Beckenrand nach der Sprengung im Modellbecken

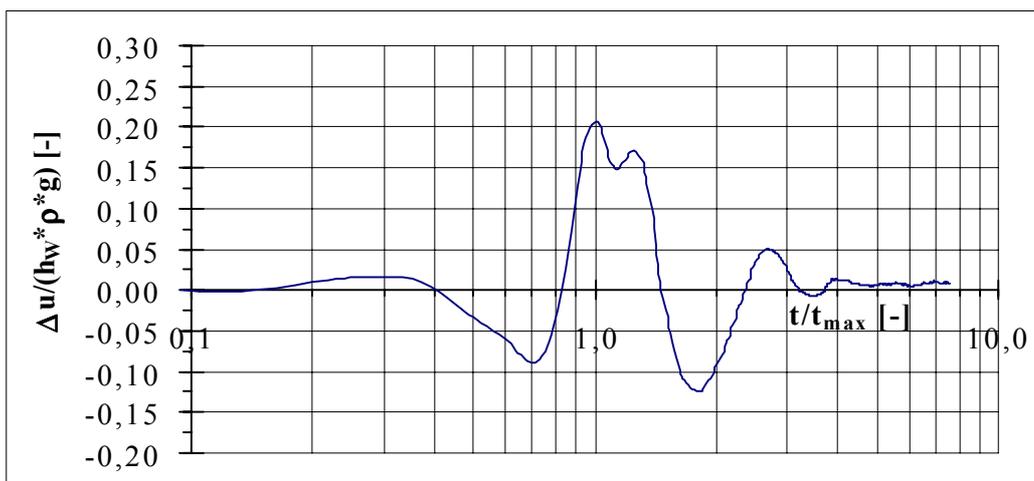


Abb. 7.36: Entwicklung des Porenwasserüberdruckes am Beckenrand 1 m unterhalb der freien Wasseroberfläche nach der Sprengung

Der Verlauf des Porenwasserüberdruckes nach der Sprengung am Beckenrand (Abb. 7.36) zeigt eine Entwicklung, die dem Verlauf der Porenwasserüber-

drücke innerhalb des Modellbeckens ähnlich ist, mit Auftreten des Maximalwertes in demselben Zeitintervall. Dieser Verlauf stellt den Porenwasserdruckimpuls am Beckenrand dar. Der maximale Porenwasserüberdruck am Beckenrand beträgt umgerechnet bis über das Vierfache des Wasserspiegelanstieges. Der maximale Porenwasserüberdruck am Beckenrand, gemessen 1,0 m unterhalb des Wasserspiegels, betrug im Mittel ca. 35 mbar und entsprach damit ca. 20% des Wasserdruckes an der Beckensohle (Abb. 7.36). Er trat bei $t_{\max}=0,13$ s nach der Sprengung auf.

7.3.2 Sackungen durch Aufsättigung und Entwässerung des Modellsandes

Nach SACHSE (1988) treten Sackungen im unmittelbaren zeitlichen Zusammenhang mit der Aufsättigung eines Erdstoffes, wobei die Lagerungsstruktur, infolge des Wasserspiegelanstiegs, zunehmend destabilisiert wird. Die Sackungen infolge des Wasserspiegelanstiegs bilden einen Teil der Gesamtsetzungen (REICHEL 1997).

Tab. 7.10: Mittlere Sackungen bei Aufsättigung und Entwässerung

| Modellversuch | mittl. Sackung (Aufsättigung) | mittl. Sackung (Entwässerung) |
|---------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | [cm] | [cm] |
| 2 | 3,57 | 0,23 |
| 4 | 1,25 | 0,04 |
| 5 | 0,76 | 0,05 |
| 6 | 0,93 | 0,17 |
| 7 | 0,55 | 0,12 |
| 8 | 0,30 | 0,22 |
| 9 | 0,62 | 0,12 |
| 10 | 3,50 | 0,23 |
| 11 | 3,42 | 0,28 |

Durch Aufsättigung des Modellsandes entstanden im Mittel bei den einzelnen Modellversuchen Sackungen von 0,30 bis 3,6 cm (entspricht $s/h_w=0,0018$ bis $0,021$, der Wasserspiegel h_w befand sich bei 1,70 m). Die örtlichen Minimalwerte lagen dabei zwischen 0,00 und 2,55 cm und die Maximalwerte zwischen 1,25 und 6,8 cm (Tab. 7.10). Der Gesamtmittelwert der Sackung infolge der Aufsättigung wurde mit 1,65 cm ermittelt.

Die Entwässerung des Modellsandes brachte zusätzliche Sackungen zwischen 0,04 cm und 0,28 cm im Mittel bei den einzelnen Modellversuchen mit sich (Tab. 7.10). Dabei lagen die örtlichen Maximalwerte zwischen 0,20 und 1,20 cm. Der Gesamtmittelwert der Sackung infolge der Entwässerung wurde mit 0,16 cm mit einer Standardabweichung von $\pm 0,085$ cm ermittelt. Mit zunehmender Rohdichte des Einbaumaterials ist sowohl bei Aufsättigung als auch bei Entwässerung mit abnehmender Sackung zu rechnen (Abb. 7.37).

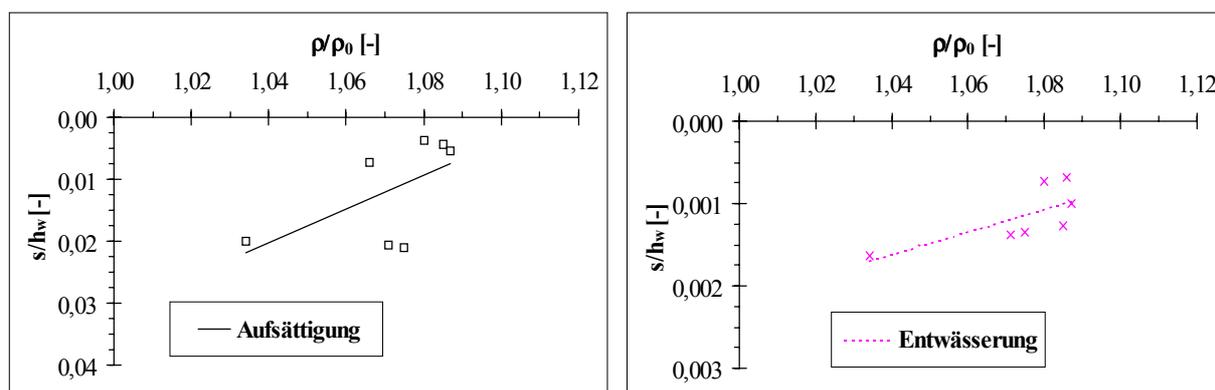


Abb. 7.37: Sackungen infolge der Aufsättigung und Entwässerung des Modellbeckens

7.3.3 Abschätzung der maximalen Setzung am Sprengpunkt

Die Ermittlung der maximalen Setzung am Sprengpunkt wurde aus den ermittelten Π -Größen durch die Dimensionsanalyse durchgeführt (s. Abschnitt 6.4, Gl. 6.10). Mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate wurde die Abhängigkeit zwischen den Π -Größen bestimmt. Danach kann die maximale Setzung am Sprengpunkt durch die folgende empirische Beziehung (s. Abb. 7.38) ermittelt werden:

$$\frac{s_{\max}}{h_0} = 0,5 \cdot \left(\frac{E_s}{h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0} \right)^{0,307} \quad \text{oder} \quad s_{\max} = 0,5 \cdot h_0 \cdot \left(\frac{E_s}{h_0^3 \cdot v_0^2 \cdot \rho_0} \right)^{0,307} \quad (7.9)$$

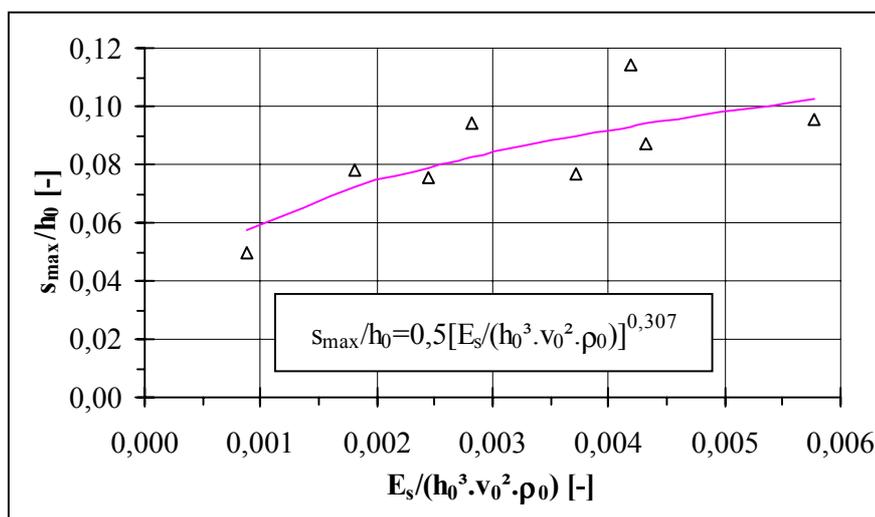


Abb. 7.38: Maximale Setzung am Sprengpunkt

Die Gleichung 7.9 gilt hier allerdings für $(h_{\bar{u}}+h_0)/h_0=1,33$ wie bei der Durchführung der Modellversuche. Die mit der Gleichung 7.9 abgeschätzte maximale Setzung kann in den Gleichungen 7.2 bis 7.4 bzw. 7.6 bis 7.8 eingesetzt werden, um die Setzung auf einer Entfernung r vom Sprengpunkt bei der Anordnung von Porenwasserdruckbarrieren zu ermitteln.

8 Theoretische Grundlagen für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren

8.1 Allgemeines

Die hier untersuchten Phänomene der schnellen Porenwasserdruckänderung, die zur Verflüssigung führen können, laufen in kurzen Zeiten ab und tragen im Grundwasser zur Entstehung von Druckimpulsen bei. In Frage kommen:

- Sprengung zur Bodenverdichtung oder unterhalb des Wasserspiegels,
- Rammen zur Bodenverdichtung,
- Schwingungsbeanspruchungen (Erschütterungen durch Maschinen oder Verkehr),
- Plötzliche schlagartige Auflasten oder ruckartige Bewegungen aufgrund von Spannungsumlagerungen.

Aufgrund des kurzzeitigen Auftretens (Millisekunden bis Sekunden) der oben genannten Phänomene breitet sich die Druckwelle nach **SAMES & HÄFNER (1996)** im ungespannten Grundwasserleiter genauso wie im gespannten Grundwasserleiter aus. Dabei verhindern die Trägheitskräfte eine Verlagerung der Wassermassen in so kurzer Zeit, so daß der Druckimpuls durch elastische Verformung von einem Volumenelement zum nächsten übergeben wird. Dagegen folgt die Porenwasserströmung nur sehr verzögert (Zeithorizont: Tage).

Mathematisch kann die Grundwasserströmung durch die Kontinuitätsgleichung beschrieben werden (**BUSCH et al. 1993**):

$$\frac{\partial(\rho \cdot n)}{\partial t} + \text{div}(\rho \cdot v) = \dot{m}_v \tag{8.1a}$$

oder

$$\text{div}(\rho \cdot v) = -\frac{\partial(\rho \cdot n)}{\partial t} + \dot{m}_v \tag{8.1b}$$

Die Kontinuitätsgleichung beinhaltet das Massenerhaltungsgesetz, das aussagt, daß die Differenz zwischen der in einen Untersuchungsraum ein- und ausströmenden Fluidmasse gleich der Massenänderung im Untersuchungsraum sein muß (**BUSCH et al. 1993**). Der Differentialoperator **div** (Divergenz) bedeutet

$$\text{div } v = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \tag{8.2a}$$

für die räumliche Strömung, wobei $v = \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{pmatrix}$.

Für die vertikal-ebene Strömung ist

$$\text{div } v = \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}, \tag{8.2b}$$

und für die vertikal-rotations-symmetrische Strömung

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_r}{r} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad (8.2c)$$

Nach Einsetzen des DARCY-Gesetzes und der Materialgleichungen für ρ und n in die Kontinuitätsgleichung ergibt sich nach HÄFNER et al. (1992) die partielle Differentialgleichung der Grundwasserströmung zu

$$\operatorname{div} \left(\frac{K}{\eta} \operatorname{grad} p \right) = n \cdot \chi \frac{\partial p}{\partial t} - \dot{V}_v \quad (8.3a)$$

oder

$$\operatorname{div} \left(\frac{k_f}{\rho \cdot g} \operatorname{grad} p \right) = n \cdot \chi \frac{\partial p}{\partial t} - \dot{V}_v \quad (8.3b)$$

Bei gespanntem oder ungespanntem Grundwasserspiegel erhält man zwei verschiedene partielle Differentialgleichungen zur Berechnung der Standrohrspiegelhöhe $h(x, y, z, t)$, die in der Kontinuitätsgleichung implizit als abhängige Variable enthalten ist.

Ungespannter Grundwasserspiegel:

$$\operatorname{div} (k_f \cdot h \cdot \operatorname{grad} h) = S \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - \dot{V}_A \quad (8.4)$$

Dabei ist der Speicherkoeffizient $S = n + S_o \cdot h \approx n$

Gespannter Grundwasserspiegel:

$$\operatorname{div} (k_f \cdot \operatorname{grad} h) = S_o \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - \dot{V}_v \quad (8.5)$$

Dabei ist der spezifische Speicherkoeffizient $S_o = \rho \cdot g \cdot n \cdot \chi$

Die partielle Differentialgleichung der Grundwasserhydraulik beruht nach BUSCH et al. (1993) auf folgenden wesentlichen Voraussetzungen:

- (a) Die geohydraulische Durchlässigkeit hängt nicht von dem im strömenden Grundwasserfluid herrschenden Druck ab.
- (b) Der spezifische Speicherkoeffizient S_o und der Durchlässigkeitstensor $[k_f]$ werden von den Veränderungen der Porosität, die als Folge von Verformungen des porösen Mediums eintreten können, nicht beeinflusst.
- (c) Die Dichte des strömenden Fluids ist keine Ortsfunktion, d.h. die räumlichen Änderungen von ρ sind viel kleiner, als die zeitlichen.

8.2 Mathematische Beschreibung der Ausbreitung des Porenwasserdruckimpulses im Grundwasser

Die Bewegung des Grundwassers wird durch verschiedene Kräftearten (Druckkraft, Schwerkraft, Trägheitskraft, Reibungskraft und Kapillarkraft) beeinflusst. Es wird vorausgesetzt, daß die Strömung eines Fluids im porösen Medium in erster Linie von der Druckkraft, der Schwerkraft und der laminaren Reibungskraft beeinflusst wird (BUSCH et al. 1993, SAMES & HÄFNER 1996).

Die Wirkungen der Trägheitskraft, der Haftkraft, der turbulenten Reibungskraft und anderer Kräfte sind dagegen vernachlässigbar klein. Diese Annahme führt auf das DARCY-Gesetz für den isotropen Grundwasserleiter:

$$v = -k_f \left(\frac{1}{\rho \cdot g} \text{grad } p + \text{grad } z \right) \quad (8.6)$$

Das DARCY-Gesetz ist nur gültig, solange die bei seiner Herleitung getroffenen Voraussetzungen zutreffen. In BUSCH et al. (1993) unterscheidet man in der Geohydraulik verschiedene Strömungsbereiche: den prälinearen Bereich¹, den linearen Bereich und den postlinearen Bereich². Die Wirksamkeit der Haftkräfte im prälinearen Bereich wird durch einen vom Potential und vom Potentialgradienten abhängigen Durchlässigkeitskoeffizienten k^* erfaßt, der anstelle von k_f in das DARCY-Gesetz einzusetzen ist:

$$k^* = f(h, \text{grad } h) = \sum_{i=0}^n a_i(h) |\text{grad } h|^i \quad (8.7)$$

Im postlinearen Bereich wird die Wirksamkeit der Trägheitskräfte und der turbulenten Reibungskräfte durch einen reduzierten Durchlässigkeitskoeffizienten k^* berücksichtigt (BUSCH et al. 1993). Dort gilt

$$v = -k^* \left(\frac{1}{\rho \cdot g} \text{grad } p + \text{grad } z \right) \quad (8.8a)$$

$$k^* = \frac{1}{1 + \alpha \cdot v} k_f \quad (8.8b)$$

mit

$$\alpha = \frac{0,3}{n^2} \sqrt{\frac{k_f}{v \cdot g}} = \frac{0,3}{n^2} \sqrt{\frac{k_f \cdot \rho}{\eta \cdot g}} \quad (8.8c)$$

Damit ergibt sich für jeden vorgegebenen Berechnungsfehler ε eine kritische Filtergeschwindigkeit v_{krit} für die Gültigkeit des linearen DARCY-Gesetzes:

$$v_{\text{krit}} = \frac{\varepsilon}{\alpha} \quad (8.8d)$$

Wenn $\alpha \cdot |v| \ll 1$ ist, brauchen Trägheits- und Reibungskräfte nicht berücksichtigt zu werden. Für $\rho=1000 \text{ kg/m}^3$ und die dynamische Viskosität $\eta=1,31 \cdot 10^{-3} \text{ Pa.s}$ (bei 10°C) erhält man für den Faktor α die Gleichung

$$\alpha = \frac{84 \cdot k_f^{1/2}}{n^2} \quad (8.8e)$$

wobei k_f in m/s einzusetzen ist. In der *Tabelle 8.1* sind Werte für eine Porosität von $n=0,2$ und $\alpha \cdot |v_{\text{krit}}| < 0,05$ berechnet worden. Solange der vorhandene Gradient kleiner ist, als der in der *Tabelle 8.1* berechnete kritische hydraulische

¹ prälinearer Bereich: Haftkräfte sind wirksam.

² postlinearer Bereich: Trägheits- und turbulente Reibungskräfte sind wirksam.

sche Gradient I_{krit} , darf das DARCY-Gesetz angewendet werden. Die angegebenen Werte zeigen, daß die Fortpflanzung des Druckimpulses im Grundwasser ausreichend genau mit Hilfe des DARCY-Gesetzes beschrieben werden kann.

Tab. 8.1: Gültigkeit des DARCY-Gesetzes ($v < v_{krit}$ ergibt Fehler $< 5\%$)

| k_f [m/s] | 10^{-4} | 10^{-5} | 10^{-6} | 10^{-7} | 10^{-8} |
|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| α | 21 | 6,6 | 2,1 | 0,66 | 0,21 |
| v_{krit} [m/s] | 0,0023 | 0,0075 | 0,023 | 0,075 | 0,23 |
| I_{krit} | 23 | 750 | 2300 | 75000 | 23000000 |

Die partielle Differentialgleichung für die Ausbreitung des Druckimpulses im Grundwasser erhält man, wenn man das DARCY-Gesetz in die Kontinuitätsgleichung einsetzt. Die Integraldarstellung der Kontinuitätsgleichung lautet:

$$\iiint [\text{div}(\rho \cdot v) + q] dV = \iiint \frac{\partial(n \cdot \rho)}{\partial t} dV, \quad (8.9)$$

mit q Quellen ($q > 0$) bzw. Senken¹ ($q < 0$). Die Dichte und die Porosität können durch folgende Materialgleichungen ausgedrückt werden (BUSCH et al. 1993, SAMES & HÄFNER 1996):

$$\rho = \rho_0 \cdot e^{-\chi_n(p-p_0)} \quad (8.10a)$$

$$n = n_0 \cdot e^{-\chi_r(p-p_0)} \quad (8.10b)$$

Nach Einsetzen der Materialgleichungen und des DARCY-Gesetzes in der Integraldarstellung der Kontinuitätsgleichung, erhält man:

$$\iiint \left[-\text{div} \left[\rho \cdot k_f \left(\frac{\text{grad } p}{\rho \cdot g} + \text{grad } z \right) \right] + q \right] dV = -\iiint (\chi_n + \chi_r) \rho \cdot n \frac{\partial p}{\partial t} dV \quad (8.11)$$

Nach SAMES & HÄFNER (1996) ist bekannt, daß die Gleichung 8.11 sowohl die gespannte, als auch die ungespannte Grundwasserströmung beschreibt. Die Integralgleichung ist auch für ein einzelnes finite Volumenelement ΔV gültig, und man erhält im Fall gespannter Grundwasserverhältnisse

$$\frac{S_0}{\rho \cdot g} \Delta V \frac{\partial p}{\partial t} = \iint k_f \left(\frac{\text{grad } p}{\rho \cdot g} + \text{grad } z \right) d\sigma - q \cdot \Delta V \quad (8.12)$$

Das Oberflächenintegral ist über alle Flächen des finiten Volumenelementes zu bilden. Die Gleichung 8.12 beschreibt die Grundwasserströmung für den Fall von Kurzzeituntersuchungen vollständig. S_0 ist dabei der spezifische Speicherkoeffizient. Er ergibt sich zu:

¹ „Quellen bzw. Senken sind der mathematische Ausdruck für Zu- bzw. Abführungen von Massen oder Wärme zu dem betrachteten System (Quellen) bzw. aus dem betrachteten System (Senken)“. Sie sind „Massen- oder Volumenströme je Volumeneinheit des Transportraumes“ (HÄFNER et al. 1992).

$$S_0 = \rho \cdot g \cdot n \cdot \chi_{\text{ges}} \quad (8.13a)$$

$$S_0 = \rho \cdot g \cdot n (\chi_f + \chi_{\text{fl}}) \quad (8.13b)$$

8.3 Einfluß des Gases im Grundwasser

Wenn sich Gas im Grundwasser befindet, ist der spezifische Speicherkoeffizient S_0 größer. Die Fluidkompressibilität ergibt sich dann zu

$$\chi_{\text{fl}} = S_{r,w} \cdot \chi_w + S_{r,g} \cdot \chi_g = (1 - S_{r,g}) \chi_w + \frac{S_{r,g}}{P_g} \quad (8.14a)$$

mit

$$\chi_g = \frac{1}{P_g} \quad \text{und} \quad S_{r,w} = (1 - S_{r,g}) \quad (8.14b)$$

Damit ergibt sich die Gesamtkompressibilität zu

$$\chi_{\text{ges}} = \chi_f + (1 - S_{r,g}) \chi_w + \frac{1}{P_g} S_{r,g} \quad (8.14c)$$

mit

$$S_{r,g} = \frac{V_g}{V_g + V_w} \quad (8.15)$$

Der spezifische Speicherkoeffizient S_0 (Gl. 8.13a) ergibt sich schließlich zu

$$S_0 = \rho \cdot g \cdot n \left(\chi_f + (1 - S_{r,g}) \chi_w + \frac{1}{P_g} S_{r,g} \right) \quad (8.16)$$

mit $\chi_f = 4 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$ und $\chi_w = 4,8 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$.

Ein geringes Luftvolumen bewirkt schon eine Vergrößerung des spezifischen Speicherkoeffizienten S_0 um Zehnerpotenzen.

Bei Anwesenheit von Gas im Grundwasser verkleinert sich dagegen die Durchlässigkeit. In diesem Fall muß die Durchlässigkeit durch $K \cdot K_r$ ersetzt werden (K ist die absolute Permeabilität und K_r die relative Permeabilität). Für die beiden fluiden Phasen werden die Verhältnisse $K_{r,b}$ (benetzende Phase) und $K_{r,nb}$ (nicht benetzende Phase) aufgestellt und grafisch z.B. über dem Porenanteil n oder Sättigungsgrad S_r (Abb. 8.1) dargestellt (s. auch Abb. 5.2).

Die relativen Durchlässigkeiten liefern den durchlässigkeitsmindernden Einfluß zweier strömender Fluide aufeinander, und ergeben sich, wenn die aktuelle Durchlässigkeit bei Teilsättigung K_i (effektive Durchlässigkeit) auf die Durchlässigkeit bei Vollsättigung K (absolute Durchlässigkeit) bezogen wird. Dabei ist die Durchlässigkeit bei Teilsättigung kleiner als die bei Vollsättigung, weil die Gegenwart anderer Fluide den Durchfluß behindert (MATTHESS et al. 1983, LEHNERS 1993, SCHOEN 1997), so daß der Trägheitseinfluß in Erscheinung tritt und die Durchflußwiderstände überproportio-

nal mit der Fließgeschwindigkeit ansteigen (SCHOEN 1997). Die relative Wasserdurchlässigkeit $K_{r,w}$ ist also von der Wassersättigung stark abhängig, und nimmt Werte zwischen 0 und 1 an. Bei Vollsättigung ist nach VOGLER & ARSLAN (1997) die Durchlässigkeit des Bodens nahezu unabhängig vom Porenwasserdruck. Hingegen ist sie im ungesättigten Bereich des Bodens vom Sättigungsgrad und somit vom Kapillardruck abhängig.

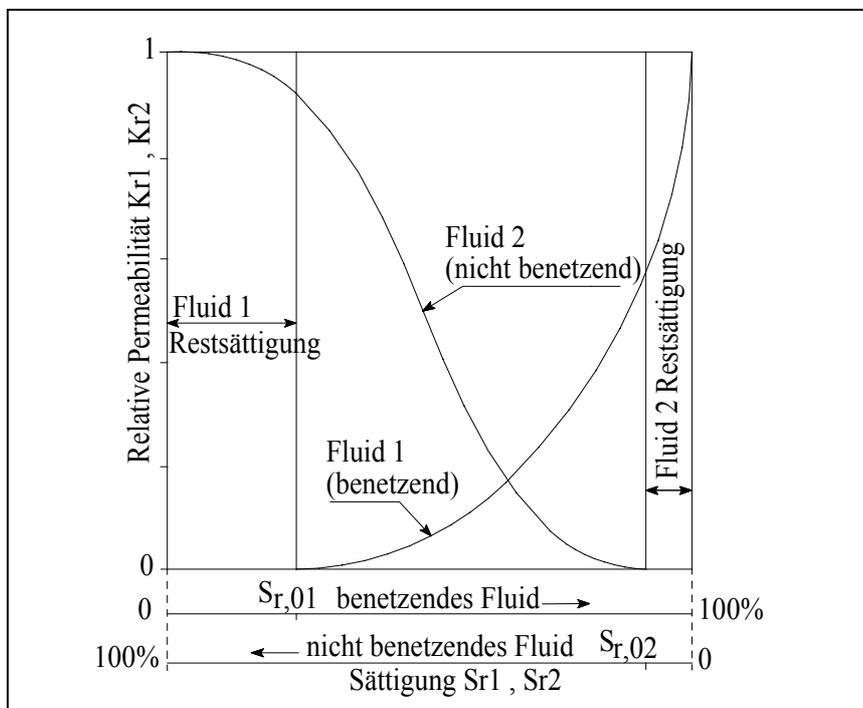


Abb. 8.1: Relative Durchlässigkeiten der benetzenden und der nicht benetzenden Phasen im Dreiphasensystem nach MATTHESS & UBELL (1983)

Wasser ist in einer silikatischen Feststoffmatrix gegenüber Luft die benetzende Phase. Daraus folgt, daß bei einer Zweiphasenströmung Wasser und Luft (Dreiphasensystem), das Wasser als benetzende Phase die Oberfläche des Feststoffes und vornehmlich die kleineren Poren füllt, während sich die Luft als nicht benetzende Phase im Inneren der einzelnen Poren und in den großen Poren sammelt (MATTHESS & UBELL 1983, LEHNERS 1993, VOGLER & ARSLAN 1997). Die Phasen Wasser und Luft füllen das gesamte Porenvolumen aus. Ihre jeweiligen Sättigungsanteile sind definiert als ihr Volumenanteil V_i am Hohlraumanteil V_p , und können auch durch die Porenzahl oder durch die Porosität beschrieben werden (LEHNERS 1993):

$$S_{r,i} = \frac{V_i}{V_p} = \frac{e_i}{e} = \frac{n_i}{n} \tag{8.17}$$

Die Summe $\sum S_{r,i}$ der anwesenden Fluide ist 1,0. Bei einem Sättigungsgrad von $S_r=1,0$ liegt ein Zweiphasensystem vor, bei $S_r<1,0$ dagegen ein Dreiphasensystem. Die Summe der relativen Durchlässigkeiten ist wegen der gegenseitigen Behinderung der Phasen kleiner als 1. Da die nichtbenetzende Phase bevorzugt

die großen Kanälen besetzt, ist ihr Gehalt im fließenden Gemisch immer relativ höher als es ihrem prozentualen Anteil an der Füllung des Porenraumes entspricht (MATTHESS & UBELL 1983). So ist z.B. nach ENGELHARDT (in MATTHESS & UBELL 1983) bei einer 50%igen Sättigung des Porenraumes mit benetzender und nicht benetzender Phase die relative Durchlässigkeit der nicht benetzenden Phase mehr als doppelt so groß als die der benetzenden Phase.

8.4 Nachweis der Betrachtung von Kurzzeituntersuchungen mit gespanntem Grundwasserspiegel

Bei Kurzzeituntersuchungen breitet sich die Druckwelle im ungespannten Grundwassersleiter genauso wie im gespannten Grundwasserleiter aus. Hier soll diese Aussage durch Auswertung der Gleichung 3.54 in HÄFNER et al. (1992, S. 163) belegt werden:

$$u(r,t) = \frac{-\dot{V} \cdot t_f \cdot e^{-r^2/4a \cdot t}}{2\pi \cdot k_f \cdot H \cdot t} \quad (8.18)$$

Die Funktion $u(r,t)$ beschreibt die zeitliche Änderung des Wasserspiegels auf einer Entfernung r von der Einspeisestelle infolge Injektion oder Abpumpen eines konstanten Volumenstroms \dot{V} aus einem Brunnen. Dabei wird ein gespannter Grundwasserspiegel vorausgesetzt und ein unendlich ausgedehnter Grundwasserleiter betrachtet. Die Gleichung 8.18 ist gültig, wenn $r \gg r_0$ (Radius der Einspeisestelle) und $t \gg t_f$ (Einspeisezeit) ist. Die Randbedingung an der Bohrung berücksichtigt die Beendigung der Injektion oder des Abpumpens nach der Förderzeit $t=t_f$, so daß für $t < t_f$ der Volumenstrom \dot{V} injiziert oder abgepumpt wird, und für $t > t_f$ der Volumenstrom $\dot{V} = 0$ ist.

Um über die Zeitpunkte des Auftretens der maximalen Aufhöhungen Rückschluß auf das Verhalten des Grundwassers zu ziehen, wurde die Betrachtung bei gespanntem und ungespanntem Grundwasserspiegel durchgeführt. Die Druckleitfähigkeit a ist bei gespanntem (a_g) und ungespanntem (a_u) Spiegel:

$$a_g = \frac{k_f}{S_0} \quad (8.19a)$$

$$a_u = \frac{k_f \cdot H}{n} \quad (8.19b)$$

Bei der Annahme, daß der Volumenstrom \dot{V} durch Bodenverdichtung um Δn auf einer Fläche πr_0^2 in der Zeit t_f entstanden ist und bei Einführung der Variable $\xi=r^2/(4at)$, wird

$$u_g = 2 \frac{\Delta n}{S_0} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \xi \cdot e^{-\xi} \quad (8.20a)$$

$$u_u = 2 \frac{\Delta n \cdot H}{n} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \xi \cdot e^{-\xi} \quad (8.20b)$$

Das Maximum der Funktion $\xi e^{-\xi}$ wird bei $\xi=1$ angenommen. D.h. zur Zeit

$$t_{g,max} = \frac{r^2 \cdot S_0}{4k_f} \tag{8.21a}$$

$$t_{u,max} = \frac{r^2 \cdot n}{4k_f \cdot H} \tag{8.21b}$$

beträgt die maximale Aufhöhung in einer Entfernung r

$$u_{g,max}(r) = 0,736 \cdot \frac{\Delta n}{S_0} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \tag{8.22a}$$

$$u_{u,max}(r) = 0,736 \cdot \frac{\Delta n \cdot H}{n} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \tag{8.22b}$$

Nach Gleichungen 8.21 und 8.22 sind der Zeitpunkt und die maximale Aufhöhung proportional zu den spezifischen Speicherkoeffizienten S_0 und n/H :

$$\frac{t_{g,max}}{t_{u,max}} = \frac{u_{u,max}(r)}{u_{g,max}(r)} = \frac{S_0 \cdot H}{n} \tag{8.23}$$

Berechnungsbeispiel 8.1:

In der Tabelle 8.2 sind für in situ-Verhältnisse ($k_f=10^{-4}$ m/s; $n=0,2$; $S_0=10^{-5}$ m⁻¹; $H=30$ m; $r_0=0,5$ m; $r=100$ m; $\Delta n=0,05$) die maximalen Aufhöhungen und die Zeitpunkte ihres Auftretens unter der Annahme eines gespannten und ungespannten Grundwasserleiters berechnet worden.

Tab. 8.2: Maximale Aufhöhung und Zeitpunkt des Maximums für in situ-Verhältnisse

| $u_{g,max}(r)$ | $t_{g,max}$ | $u_{u,max}(r)$ | $t_{u,max}$ |
|---------------------|------------------|----------------------|-------------|
| 0,092 m = 902,21 Pa | 250 s = 4,17 min | 0,000138 m = 1,35 Pa | 46,3 h |

Berechnungsbeispiel 8.2:

Für das Modellversuchsbecken ($k_f=6,13 \cdot 10^{-4}$ m/s; $n=0,2$; $S_0=10^{-5}$ m⁻¹; $H=2$ m; $r_0=0,03$ m; $r=2$ m; $\Delta n=0,05$) sind in der Tabelle 8.3 die maximalen Aufhöhungen und die Zeitpunkte ihres Auftretens ebenfalls unter der Annahme eines gespannten und ungespannten Grundwasserleiters dargestellt. Die Meßwerte sind maximale Porenwasserüberdrücke in der Sprengenebene in einer Entfernung von 2 m zum Sprengpunkt beim Modellversuch 10.

Die gemessenen maximalen Porenwasserüberdrücke und die berechneten maximalen Aufhöhungen sowie die Zeitpunkte ihres Auftretens haben bei Betrachtung eines gespannten Grundwasserspiegels annähernd dieselbe Größenordnung. Ergebnisse aus dieser Betrachtung (Tab. 8.2 und 8.3) zeigen, daß die in großer Entfernung von der auslösenden Quelle beobachteten Druckimpulse nur erklärt werden können, wenn man annimmt, daß das ungespannte Grund-

wasser infolge von Trägheitskräften sich wie ein gespannter Grundwasserleiter verhält. Die Grenzfläche zwischen dem Grundwasser und der darüberliegenden Luft wirkt kurzzeitig wie ein Stauer.

Tab. 8.3: Maximale Aufhöhung und Zeitpunkt des Maximums am Beispiel des Modellversuchsbeckens

| | $u_{g,max}(r)$ | $t_{g,max}$ | $u_{u,max}(r)$ | $t_{u,max}$ |
|----------------------------------|------------------------|-------------|------------------------|-----------------------|
| Berechnung | 0,828 m = 8,12 kPa | 0,163 s | 0,0000828 m = 0,812 Pa | 1631,32 s = 27,19 min |
| Meßwerte ohne Luftpolster | 99,02 mbar = 9,902 kPa | 0,223 s | - | - |
| Meßwerte mit Luftpolster | 91,12 mbar = 9,112 kPa | 0,326 s | - | - |

Dieses Phänomen wird häufig bei Erdbeben beobachtet. So löste nach DA COSTA (1964) (in MATTHESS & UBELL 1983) das Hebgen-Lake-Erdbeben, Montana, am 17./19.08.1959, das in Pasadena mit Stärken bis 7,1 registriert wurde, Spiegelschwankungen in 30 US Staaten, einschließlich Hawaii und Puerto Rico, aus. Nach PARKER & STRINGFIELD (1950) (in MATTHESS & UBELL 1983) zeigte ein Beobachtungsbrunnen in Miami, Florida, bei der Registrierung einen Gesamtausschlag von 28 cm anlässlich eines Erdbebens am 7.08.1946 in der über 1000 km entfernten Dominikanischen Republik an.

Die Annahme eines gespannten Verhaltens wird wie folgt begründet:

- Die Trägheit des Wassers wird in der Differentialgleichung der Grundwasserströmung vernachlässigt. Bei kurzzeitigen Anregungen verharrt die Wassersäule bis zur freien Oberfläche infolge Trägheitskräften in Ruhe.
- Die Grenzschicht in der freien Oberfläche bildet einen Widerstand infolge der relativen Wasserdurchlässigkeit, welche gleich Null ist.
- Gestützt wird diese Arbeitshypothese durch die in der Hydrogeologie bekannte Tatsache, daß bei Kurzpumpversuchen (Dauer kleiner als ein Tag) stets spezifische Speicherkoeffizienten $S_0 \leq 10^{-4}$ m⁻¹ ermittelt werden (gespannte Verhältnisse), hingegen werden bei Dauerpumpversuchen (Dauer von einigen Wochen) am selben Ort spezifische Speicherkoeffizienten $S_0 > 10^{-4}$ m⁻¹ (ungespannte Verhältnisse) ermittelt.

8.5 Spezielle Randbedingungen für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren

Die genannten Prozesse für die Auslösung von Druckimpulsen (Abschnitt 8.1) führen zu einer Porositätsverringern infolge einer Zusammendrückung, verbunden mit einem Auspressen vom Porenwasser. Die Folge ist eine Volumenstromquelle. Für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren wurden zwei Randbedingungen in das Programmsystem PCGEOFIM implementiert:

- Randbedingung Gaseintrag (g)
- Randbedingung Bodenverdichtung (v)

8.5.1 Randbedingung Gaseintrag (g)

Die Randbedingung Gaseintrag (g) beschreibt das eingetragene Gas bei der Sprengung an der Sprengstelle und den Gaseintrag zum Aufbau der aus einem Luftpolster bestehenden Porenwasserdruckbarriere.

Sprengungen zur Bodenverdichtung werden im wassergefüllten Bodenkörpern durchgeführt. Dadurch entsteht ein Gasvolumen (Sprengschwaden) mit einem bestimmten Gasdruck. Das Sprengschwadenvolumen¹ ergibt sich aus den Umsetzungsgleichungen² für die einzelnen Bestandteile des Sprengstoffes (JENDERSIE 1981). Das Schwadenvolumen beträgt nach KOLYMBAS (1992) bei normalem Atmosphärendruck ein Vielfaches des ursprünglichen Volumens des Sprengstoffes (z.B. erzeugt 1 kg TNT Schwaden von ca. 1m³ bei Atmosphärendruck). Diese Schwaden befinden sich zunächst im Volumen, das ursprünglich vom Sprengstoff eingenommen wurde und sind demzufolge sehr komprimiert und üben einen höheren Druck aus. Der Gasdruck ist sprengstoffspezifisch und läßt sich aus den Gasgesetzen nach JENDERSIE (1981) wie folgt berechnen:

$$P_g = \frac{T_{Ex} \cdot P_0 \cdot V_{Sch} \cdot m_{Sp}}{T_0 \cdot V_{LR}} \quad (8.24)$$

Für den hochbrisanten Sprengstoff Nitropenta (z.B. Semtex mit den sprengstoffspezifischen Größen: $T_{Ex}=4470$ K; $V_{Sch}=0,84$ m³/kg) läßt sich bei einer Sprengstoffmasse von $m_{Sp}=0,005$ kg (Sprengstoffmasse bei den Modellversuchen) mit einem Laderaumvolumen von ca. $V_{LR}=40$ cm³ bei $T_0=293$ K und $P_0=1,01 \cdot 10^5$ Pa ein Gasdruck von $P_g=161,8$ MPa \approx 16493 mWS ermitteln.

Die hohen Gasdrücke ($10^7 \dots 10^9$ N/m²) sind mit enormen volumetrischen Deformationen verbunden, so daß die Scherfestigkeit völlig aufgehoben ist, und der Erdstoff sich ähnlich wie eine ideale Flüssigkeit verhält (DEMBICKI et al. 1989). Der enorme Anfangsdruck der Detonationsgase nimmt innerhalb kürzester Zeit mit Entfernung von der Sprengstelle sehr schnell ab. Er kann aufgrund seiner Größe nicht in die vorhandene numerische Berechnung eingesetzt werden, zumal in geringer Entfernung von der Sprengstelle nur noch ein Bruchteil davon gemessen wurde. Für die numerische Berechnung ist deshalb nur eine Abschätzung der Anfangsdruckes möglich.

Unter der Annahme, daß die Gasblase nach der Sprengung erhalten bleibt, gilt nach dem BOYLE-MARIOTTE-Gesetz zum Sprengzeitpunkt:

¹ Das Sprengschwadenvolumen ist die Summe der Gasvolumen der einzelnen Umsetzungsprodukte und wird für eine Temperatur von 293 K bei einem Druck von $1,01 \cdot 10^5$ Pa (P_{atm}) angegeben und auf 1 kg des unzersetzten Sprengstoffes bezogen.

² Das Volumen der Umsetzungsprodukte ergibt sich durch Multiplikation der Anzahl der entstehenden Mole mit 22,4 dm³.

$$\frac{P_N \cdot V_N}{T_N} = \frac{P_s \cdot V_s}{T_s} \quad (8.25)$$

Zur Zeit $t > t_s$ gilt:

$$\frac{P_N \cdot V_N}{T_N} = \frac{P \cdot V_g}{T_{GW}} \quad (8.26)$$

Das Volumen der Gasblase ist demzufolge zum Zeitpunkt t

$$V_g(t) = \frac{T_{GW}}{T_N} P_N \frac{V_N}{P(t)} \quad (8.27a)$$

$$V_g(t) = 105034 \frac{V_N}{P(t)} \quad (8.27b)$$

wobei die Konstanten $T_{GW}=10^\circ\text{C}=283,15^\circ\text{K}$, $T_N=273,15^\circ\text{K}$ und $P_N=101325$ Pa eingesetzt wurden.

Die Sprengung bewirkt:

- eine plötzliche Druckerhöhung auf P_s ,
- eine Erhöhung des Speicherkoeffizienten und eine Verringerung der Durchlässigkeit durch das in den Grundwasserleiter eingebrachte Gas,
- eine Bodenverdichtung, wobei sich die Porosität innerhalb kurzer Zeit um $\Delta n = f_n \cdot n$ verkleinert.

Die Druckerhöhung von P_a auf P_s zur Zeit $t=t_s$ ergibt eine Änderung der Spiegelhöhe von $h(t_s - \varepsilon)$ auf

$$h(t_s) = z + \frac{P_s - 101325}{9806,65} \quad (8.28)$$

Die Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten und die Verringerung der Durchlässigkeit infolge des durch Sprengung entstehenden Gases werden im Verhältnis zum Zustand vor der Sprengung wie folgt ausgedrückt:

$$S_0(t_s) = S_0(t_s - \varepsilon) \cdot f_{S0} \quad (8.29)$$

$$k_f(t_s) = k_f(t_s - \varepsilon) \cdot k_{r,w} \quad (8.30)$$

mit $f_{S0} > 1$ und $k_{r,w} \leq 1$.

Der Anfangsdruck in der *Gleichung 8.28* kann je nach Aufgabenstellung unterschiedlich abgeschätzt werden. Er könnte sein:

- Der petrostatische Druck an der Sprengstelle. Dieser Druck entspricht nach WAGNER (1963) dem maximal zu erwartenden Porenwasserüberdruck nach Aufbringung einer Auflast (s. *Gleichung 3.1*).
- Die kleinere Hauptspannung $\sigma_{3,0}$, die dem Porenwasserüberdruck bei Eintritt der Verflüssigung mit vollständigem Festigkeitsverlust entspricht.

- Der durch ein theoretisches Modell des Sprengverfahrens abgeschätzte Anfangsdruck des Detonationsgases (z.B. das theoretische Modell nach TAMÁSKOVICS 1997).

8.5.2 Randbedingung Bodenverdichtung (v)

Bei der Sprengverdichtung kommt es zu einem kurzzeitigen Anheben und Zurückfallen des oberhalb der Sprengenebene befindlichen Bodenkörpers. Die Bodenteilchen verlieren ihre Haftung, werden aufgelockert, und beim Zurückfallen verdichtet. Das unterhalb der Sprengenebene befindliche Lockergestein wird ebenfalls verdichtet. Das Porenwasser steht während des Vorgangs unter Druck und wird ausgepreßt.

Die Randbedingung Bodenverdichtung (v) bei der Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren beschreibt die Änderung der Porosität infolge von Sprengungen, Belastungen oder sonstigen äußeren Einflüssen, die zu einer Bodenverdichtung führen. Dabei wird das Auspressen des Porenwassers modelliert. Das ausgepreßte Wasservolumen ist der entstehenden Volumenänderung gleichzusetzen. Die Zeitdauer des Auspressens des Porenwassers wird durch die Strömungsverhältnisse im Untergrund bestimmt, weil das gesamte Wasservolumen nur verzögert abfließen kann. Das gesamte freiwerdende Wasservolumen oder kumulative Auspreßwasservolumen V ist $\Delta n \cdot \Delta V$. Die Zeitdauer des Auspressens des Porenwassers wird durch die Beziehung

$$\int_{t_s}^{t_e} Q(t) dt = \Delta n \cdot \Delta V = f_n \cdot n \cdot \Delta V \quad (8.31)$$

bestimmt, wobei die Endzeit t_e davon abhängt, wie groß der Volumenstrom $Q(t)$ ist. Der Volumenstrom $Q(t)$ ist

$$Q(t) = k_f \oint \frac{\partial h}{\partial n} dA \quad (8.32)$$

Die Integration über die Zeit ergibt

$$\int_0^t Q(\tau) d\tau = k_f \oint \frac{\partial h}{\partial n} dA dt \quad (8.33)$$

Das Restwasservolumen V_{Rest} (noch auszupressende Wassermenge) ist zur Zeit $t=0$ gleich dem kumulativen Auspreßvolumen ($\Delta n \cdot \Delta V$). Je länger der Vorgang dauert, desto mehr verringert sich das Restwasservolumen und geht gegen Null.

$$V_{\text{Rest}} = \Delta n \cdot \Delta V - \int_{t_a}^{t_e} Q(\tau) d\tau \quad (8.34)$$

Für die neue Randbedingung Bodenverdichtung (v) wird zu jedem Zeitpunkt t ein Volumenstrom Q_{Rest} berechnet, und daraus der aktuelle Druck (aktueller Wasserspiegel $h(t + \Delta t)$) ermittelt.

$$Q_{\text{Rest}} = \frac{V_{\text{Rest}}}{\Delta t} \quad (8.35)$$

Die einfachste Annahme für die Beschränkung von $Q(t)$ ist die Vorgabe eines Maximalwasserspiegels h_{max} :

$$h_{\text{max}} = h_a + \frac{\rho_g}{\rho} \Delta z_v \quad (8.36)$$

Das kumulative Auspreßvolumen ist eine integrale Randbedingung und wird in PCGEOFIM als kumulative Randbedingung realisiert. Im Gebiet der Bodenverdichtung werden Randbedingungen 1.Art¹ vorgegeben und die sich daraus ergebenden Volumenströme summiert. Bei Überschreitung der vorgegebenen Wassermenge $\Delta n \cdot \Delta V$ wird die Randbedingung 1.Art abgestellt und der Zeitschritt mit dem noch nicht ins Grundwasser eingebrachten Restwasservolumen V_{Rest} als Randbedingung 2.Art² mit dem Restvolumenstrom Q_{Rest} wiederholt.

■ für $h > h_{\text{max}}$ wird von der RB 2.Art in die RB 1.Art umgeschaltet, mit $h = h_{\text{max}}$ und dem Volumenstrom $Q(t + \Delta t)$ als maximal möglicher Volumenstrom, der ausgepreßt werden kann.

$$Q(t + \Delta t) = A \cdot k_f \frac{h_{\text{max}} - h_{i,j}}{\Delta x} \quad (8.37)$$

Das Restvolumen errechnet sich dann zu

$$V_{\text{Rest}} = V_{\text{Rest}}(t) - Q(t + \Delta t) \cdot \Delta t \quad (8.38)$$

Die Berechnung wird solange durchgeführt, bis $h < h_{\text{max}}$ ist.

■ für $h < h_{\text{max}}$ wird das Restvolumen im nächsten Zeitschritt Null gesetzt, $V_{\text{Rest}}(t + \Delta t) = 0$. Damit ist das Ende der Einspeisung erreicht.

¹ Randbedingung 1. Art: Vorgabe der Standrohrspiegelhöhe

² Randbedingung 2. Art: Vorgabe einer Zu- oder Abströmung

9 Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren mit Kurzzeit-PCGEOFIM

9.1 Allgemeines zum Programmsystem PCGEOFIM

PCGEOFIM ist ein Programmsystem zur Simulation von Geofiltration und Geomigration. Dazu gehören der Simulator und Komponenten zur Datenaufbereitung und Auswertung der Ergebnisse (SAMES 1994, SAMES & BOY 1997). Zur Modellierung der Grundwasserströmung sind Anfangs- und Randbedingungen erforderlich. Die Standrohrspiegelhöhe wird als Anfangsbedingung als Funktion des Ortes zu Beginn der Berechnung eingegeben. Die Randbedingungen stellen die Standrohrspiegelhöhen oder die jeweiligen Zu- und Abflüsse oder eine Kombination von beiden an den Rändern des Aquifers dar.

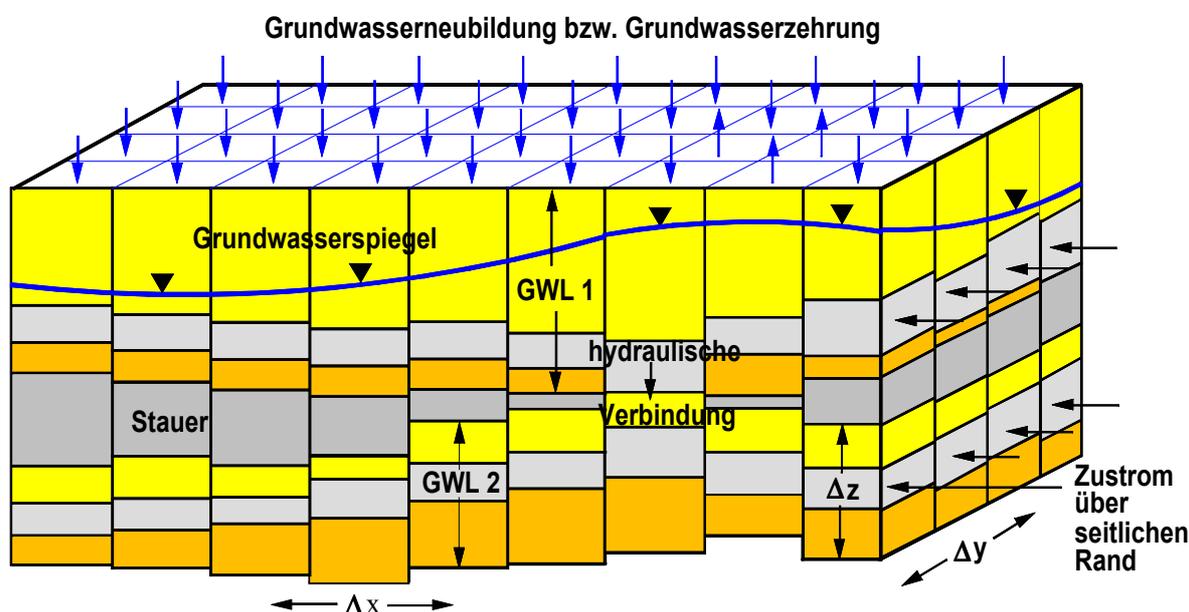


Abb. 9.1: Diskretisierung des Grundwasserstockwerkes in finite Volumen (SAMES & BOY 1997)

Die Lösung der partiellen Differentialgleichung der Grundwasserströmung erfolgt im Programmsystem PCGEOFIM numerisch. Das numerische Lösungsverfahren basiert auf der Finite-Volumen-Methode mit folgender Vorgehensweise (SAMES 1994, SAMES & BOY 1997):

- Das gesamt zu untersuchende Gebiet wird in finite Volumen unterteilt. Dabei soll die Geometrie, die hydrogeologischen Eigenschaften der Grundwasserleiter und die Randbedingungen genügend erfaßt werden (Abb. 9.1).
- Für jedes Volumenelement sind der Schwerpunkt, die Abmessungen, die Durchlässigkeit, die entwässerbare Porosität, der spezifische Speicherkoeffizient, die Grundwasserneubildung, innere Quellen bzw. Senken¹, der Anfangswasserstand und eventuell wirkende Randbedingungen vorzugeben.

¹ Quellen sind Infiltrationsbrunnen und Senken Förderbrunnen

- Für jedes finite Volumenelement ijk wird die Grundwasserbilanz aufgestellt. In jedem finiten Volumenelement wird der Grundwasserstand zur Zeit t durch die Variable $h(i,j,k,t)$ repräsentiert.
- Durch Verknüpfung zu den benachbarten, den darüber- und darunterliegenden finiten Volumenelementen entsteht ein sehr großes Gleichungssystem zur Berechnung der Standrohrspiegelhöhen $h(i,j,k,t+dt)$, wenn der Zustand zur Zeit t und die Standrohrspiegelhöhen auf dem Rand bekannt sind.
- Vom Anfangszustand ausgehend können so die Standrohrspiegelhöhen für jeden beliebigen Zeitpunkt berechnet werden.

9.2 Ergebnisse aus Voruntersuchungen mit PCGEOFIM bei verschiedenen Kippenaufbautechnologien, Drainage- und Dämpfungsmöglichkeiten

Aus den theoretischen Voruntersuchungen mit dem Programmsystem PCGEOFIM wurden folgende Aussagen über die Wirkung von verschiedenen Kippenaufbautechnologien, Drainage- und Dämpfungsmöglichkeiten auf den Porenwasserdruck gewonnen:

- ⇒ Bei homogenen Kippen ohne zusätzliche Entspannungsmöglichkeit des Porenwasserdruckes benötigt die Ausbreitung des Porenwassers sehr lange Zeit bis ein hydrostatischer Zustand eintritt. Dabei ist radialsymmetrisch in gleicher Entfernung von der Initialstelle der gleiche Porenwasserdruck vorhanden, und die Isolinien bilden gleichmäßige Kreise um die Initialstelle. Die Ausbreitung des Porenwasserdruckes verläuft umso schneller, je größer der Durchlässigkeitsbeiwert ist.
- ⇒ Sobald Drainageelemente oder Luftpolster in der Kippe angeordnet werden, ändern sich die Verläufe der Isolinien und die Porenwasserdrücke im Bereich mit Drainagen oder Luftpolster sind geringer als die im Bereich der Kippe ohne Anordnung von Entspannungs- oder Dämpfungselementen. Die Drainageelemente führen zu einer schnellen Porenwasserdruckausbreitung, während Luftpolster eine Porenwasserdruckdämpfung ermöglichen.
- ⇒ Die Einflußparameter bei der Porenwasserdruckminderung mit Entspannungselementen sind die Abstände zwischen den einzelnen Elementen untereinander, der Abstand zur Initialstelle, die Durchlässigkeitskoeffizienten der zu schützenden Kippe und der Drainageelemente.
- ⇒ Bei geringen Abständen der Entspannungselemente untereinander, geringem Abstand zur Initialstelle und großem Durchlässigkeitskoeffizient der Drainagen tritt eine starke Verminderung des Porenwasserdruckes ein. Am wirkungsvollsten wäre es bei Drainagebohrungen, wenn die Bohrlöcher so eng nebeneinander liegen würden, daß dabei ein Schlitz entsteht.
- ⇒ Bei Vorhandensein von Drainageebenen (Dränageschichten) findet die Ausbreitung des Porenwassers und demzufolge die Verringerung der hohen Porenwasserdrücke sehr schnell statt. Bei mehreren Drainageebenen erfolgt die

Verminderung von Porenwasserdrücken am schnellsten. Die Dauer bis zum Eintritt eines hydrostatischen Zustandes ist hier abhängig von der Lage der Drainageebenen zur Initialstelle. Bei großer Entfernung verhält sich das System wie ohne Drainageelemente.

- ⇒ Dränageschlitze und das Luftpolster haben eine höhere Wirkung bei der Verminderung des Porenwasserdruckes gezeigt, so daß nach ihrem Durchlauf die Porenwasserdrücke schnell auf den hydrostatischen Zustand reduziert wurden.
- ⇒ Bei vollkommener Anordnung von Entspannungselementen (Dränagebohrungen oder Dränageschlitze auf der gesamten Tiefe der zu behandelnden Bodenschicht) ist der Porenwasserdruckabbau stärker als bei unvollkommener Anordnung. Es findet also bei vollkommenen Entspannungselementen eine schnellere Porenwasserdruckausbreitung statt.
- ⇒ Die dämpfende Wirkung des Luftpolsters ist vom spezifischen Speicherkoeffizienten abhängig und ist vor der Barriere schon zu erkennen, bevor der Druckimpuls die Porenwasserdruckbarriere passiert hat.
- ⇒ Ab einem Unterschied von mindestens zwei Zehnerpotenzen zwischen den spezifischen Speicherkoeffizienten in der Kippe und im Luftpolster tritt eine Verminderung des Porenwasserdruckes ein.

9.3 Erweiterungen im Programmsystem PCGEOFIM für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren

Folgende Erweiterungen wurden im Programmsystem PCGEOFIM vorgenommen, um Porenwasserdruckbarrieren und Sprengungen simulieren zu können:

- Die Kurzzeitberechnung wurde mit dem Schlüsselwort #KURZZEIT erweitert, d.h. die Simulation der Mengenströmung erfolgt nur über einen kurzen Zeitraum. Für die Kurzzeitberechnung erfolgt die Grundwasserströmung im Modell immer gespannt. Das Modell legt einen Rand an der Grundwasseroberfläche fest, so daß die Grenzfläche zwischen dem Grundwasser und der darüberliegenden Luft kurzzeitig wie ein Stauer wirkt. Die Anfangsspiegelhöhen beschreiben die obere Berandung des Strömungsraumes.
- Randbedingung Gaseintrag (g): Sie beschreibt den Gaseintrag bei der Sprengung und zum Aufbau von Luftpolstern. In den Randstammdaten werden der Maximaldruck h_s (Gl. 8.28) und der Faktor der Verringerung der Durchlässigkeit $k_{r,w}$ eingetragen. Die Randbewegungsdaten geben den Zeitpunkt des Gaseintrages t_s und den Faktor f_{S_0} der S_0 -Erhöhung an.
- Randbedingung Bodenverdichtung (v): Sie beschreibt die Änderung der Porosität infolge von Sprengungen oder äußeren Einflüssen, die zur Bodenverdichtung führen. In den Randstammdaten ist die Maximalhöhe h_{\max} (Gl. 8.36) vorzugeben und in den Randbewegungsdaten der Zeitpunkt der Bodenverdichtung t_s und der Faktor f_n der Porositätsverringerung anzugeben.

9.4 Test des neuen Programmsystems Kurzzeit-PCGEOFIM

Nach dem Test des neuen Programmsystems Kurzzeit-PCGEOFIM können folgende Bemerkungen gemacht werden:

- Die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren im Kurzzeit-PCGEOFIM mit gespanntem Grundwasserspiegel wurde vorwiegend für kompressible Elemente (Luftpolster) entwickelt. Für Drainageelemente (Drainagebohrungen, -schlitze und -ebenen) zur schnellen Ausbreitung und Entspannung des Porenwasserdruckes kann die Modellierung mit ungespanntem Grundwasserspiegel durchgeführt werden, da sonst keine Verringerung der Porenwasserdrücke stattfinden würde. Die Simulation kann auch in beiden Fällen so durchgeführt werden, daß in der ersten Phase kurzzeitig mit gespanntem und danach mit ungespanntem Grundwasserspiegel gerechnet wird.
- Andere Belastungsquellen (z.B. momentan zusätzlich wirkende Auflasten, Schwingungsbeanspruchungen, Rammen zur Bodenverdichtung), die auch zu einer Bodenverdichtung führen, können im Kurzzeit-PCGEOFIM als Initial für Auslösung von Druckimpulsen modelliert werden, indem der maximal zu erwartende Porenwasserdruck in den Randstammdaten für die Randbedingung Bodenverdichtung (v) eingegeben wird.
- Für Kurzzeit-PCGEOFIM ist die Dateneingabe mit dBASE, wie es in der früheren Version von PCGEOFIM üblich ist, noch nicht realisierbar. Deshalb erfolgt die Parametereingabe im Textformat.
- Die Darstellung der Isolinien in kPa erfolgt im neuen Kurzzeit-PCGEOFIM nur während der Simulation. Nach Ende der Simulation ist eine Darstellung nur noch als Standrohrspiegelhöhe möglich. Die Darstellung der Pegelganglinien in kPa nach der Simulation ist ebenfalls nicht möglich. Nur mit Hilfe einer Tabellenkalkulation kann die Umrechnung der Pegeldaten und eine Diagrammdarstellung durchgeführt werden.
- Die feinsten Diskretisierungen für dx und dy im Kurzzeit-PCGEOFIM betragen $dx=dy=0,10$ m.
- Die Gitternetze bei der Darstellung von Isolinien betragen im Programmsystem 100×100 m, da das Programmsystem ursprünglich für große Modelle vorgesehen war. Bei kleinen Modellen mit x, y kleiner als 100×100 m ist demzufolge eine Bildvergrößerung nicht möglich.
- Die Eingabe der Berechnungszeitpunkte im Kurzzeit-PCGEOFIM ist bis zu Millisekunden möglich. Bei der Ausgabe von Pegelganglinien werden aber nur ganze Zahlen für die Bezeichnung der Zeitangabe ausgegeben, so daß die Berechnungszeitpunkte kleiner als 1 Sekunde (z.B. 0,001 sec.) als 0 Sekunde gespeichert werden. Dabei erfolgt die Speicherung der Isolinien in der Form h_0 , so daß ihre Unterscheidung in der Isolinienliste bei verschiedenen Berechnungszeitpunkten nicht möglich ist.

Beim Modellaufbau in Kurzzeit-PCGEOFIM können manche Eingangsparameter nur schwer eingeschätzt werden:

- Zylindrische Volumenelemente können in PCGEOFIM nicht aufgebaut werden, so daß die Drainageelemente nur als Vierecke eingegeben werden können. Da die kleine Diskretisierung im Programmsystem 10 cm beträgt, können die kleinsten Abmessungen der Drainageelemente nur 10cm betragen.
- Die bei der Sprengung entstehenden Spreng- sowie Verdichtungsgebiete können nur pauschal eingeschätzt werden. Eine genauere Ermittlung der Größe des Sprenggebietes ist nicht möglich.
- Der Grad der Bodenverdichtung kann erst nach der Verdichtung infolge der Beanspruchung durch die Porositätsänderung ermittelt werden.
- Die Bestimmung des spezifischen Speicherkoeffizienten S_0 sowie anderer Parameter im Sprenggebiet ist schwierig. Der spezifische Speicherkoeffizient im Sprenggebiet kann aus dem entstehenden Gasvolumen bei gegebener Sprengstoffmenge ermittelt werden. S_0 an der Luftbarriere bei der Luftinjektion kann nur in Abhängigkeit von der Gassättigung ermittelt werden. Dabei spielt der eingetragene Gasdruck eine bedeutende Rolle.
- Durch Sprengung kann ein Porenwasseraustritt durch Bildung von Fontänen am Bohrloch entstehen. Nach KOLYMBAS (1992) entstehen diese Fontänen Stunden nach der Sprengung. Aus ihnen werden Wasser und Sand mehrere Minuten lang aus dem Boden ausgetragen. Diese Wassermenge kann im PCGEOFIM als zeitabhängige Entnahmemenge aus einem Brunnen eingesetzt werden. Eine genauere Einschätzung der austretenden Wassermenge ist schwierig. Bei den durchgeführten Modellversuchen wurde kein Wasseraustritt an der Oberfläche des Modellversuchsbeckens festgestellt.

9.5 Zu einigen Modellparametern

- Das Gebiet der Sprengung wurde dem Bereich um den Sprengstoff, bei dem es zu einem hohen Gasdruck kommt, gleichgesetzt. In diesem Gebiet wird aus dem entstehenden Schwadenvolumen der spezifische Speicherkoeffizient berechnet. Das Gebiet der Sprengung, bei dem gute Ergebnisse der Modellierung von Modellversuchen erzielt wurden, wurde mit $d=20$ cm gewählt und entsprach damit $r/h_0=0,11$.
- Das Gebiet der Verdichtung wurde gleich dem Gebiet der effektiven Sprengwirkung nach DEMBICKI et al. (1988) gewählt. Nach DEMBICKI et al. (1988) ergibt sich der Radius R_{ef} der effektiven Sprengwirkung bei Verdichtung nichtbindiger Böden zu:

$$R_{ef} = c \cdot q^{1/3} \quad (9.1)$$

Mit c [$m/kg^{1/3}$] ein festzulegender Faktor. Für nichtbindige Böden mit Anfangsverdichtungsgrad $I_D \leq 0,3$ ist $c \approx 5$. Für Böden mit $I_D > 0,3$ ist $c \approx 2,5$.

Die Anwendung der *Gleichung 9.1* auf die durchgeführten Modellversuche ergibt $R_{ef}=0,855$ m (bei $q=0,005$ kg und $c=5$) und $R_{ef}=0,427$ m (bei $q=0,005$ kg und $c=2,5$). Mit $R_{ef}=30-40$ cm in der Sprengenebene wurde eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und modellierten Porenwasserüberdrücken erzielt, was eine gute Abschätzung mit $c=2,5$ ergibt. Das Gebiet der Verdichtung konnte somit mit $r/h_0=0,33...0,44$ gute Ergebnisse liefern.

- Der Grad der Bodenverdichtung wird durch den Faktor f_n beschrieben. Er gibt die Verringerung der Porosität Δn infolge der Sprengung im Vergleich zur ursprünglichen Porosität n an.

$$f_n = \frac{\Delta n}{n} \quad (9.2)$$

Bei den durchgeführten Modellversuchen wurde im Mittel ein Faktor $f_n=0,05$ (=5%) erzielt.

- Bei gegebener Sprengstoffmenge läßt sich das Schwadenvolumen, das Sprengstoff spezifisch ist, ermitteln. Aus dem betrachteten Sprenggebiet V werden unter der Annahme, daß das Wasser und das entstehende Gas die Porenräume besetzen, die Sättigungsgrade des Wassers und des Gases berechnet.

$$V_w = V \cdot n_e \quad (9.3)$$

$$S_{r,g} = \frac{V_g}{V_g + V_w} \quad (9.4)$$

$$S_{r,w} = 1 - S_{r,g} \quad (9.5)$$

Unter Normbedingungen ergibt sich das Gasvolumen zu:

$$V_g = \frac{P_N \cdot T_{GW} \cdot V_N}{T_N \cdot P_g} \quad (9.6)$$

Es wird angenommen, daß das Gas kurz nach der Sprengung den Wasserdruck in der entsprechenden Tiefe annimmt.

$$P_g = (h - z) \cdot \rho \cdot g + P_N \quad (9.7)$$

Durch Einsetzen des Gasdruckes sowie der Sättigungsgrade des Wassers und des Gases in der *Gleichung 8.16* läßt sich der spezifische Speicherkoeffizient im Sprenggebiet berechnen.

Berechnungsbeispiel 9.1:

Die Sprengung bei den Modellversuchen wurde mit 5 g Semtex durchgeführt. Semtex ist ein Nitropenta-Sprengstoff mit einem Schwadenvolumen von 840 l/kg. Das Volumen des Sprenggebietes betrug $V=0,012$ m³ und die entwässerbare Porosität $n_e=0,2$. Die Sprengtiefe befand sich bei 0,6 m unterhalb des Wasserspiegels. Der spezifische Speicherkoeffizient vor der Sprengung betrug $S_0=9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1} \approx 10^{-5} \text{ m}^{-1}$.

Es ergeben sich

$$V_g = 840 \cdot 0,005 = 4,2 \text{ l}$$

$$V_w = 0,012 \cdot 0,2 = 0,0024 \text{ m}^3 = 2,4 \text{ l}$$

$$P_g = 0,6 \cdot 1000 \cdot 9,80665 + 101325 = 107208,99 \text{ Pa}$$

unter Normbedingungen $V_g = 4,11 \text{ l}$

$$S_{r,g} = 4,11 / (4,11 + 2,4) = 0,63$$

$$S_{r,w} = 1 - 0,63 = 0,37$$

$$S_{0,sp} = 1,154 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$$

Der Faktor f_{s0} der Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten (Gl. 8.29) im Sprenggebiet beträgt somit $f_{s0} = 1,152 \cdot 10^{-2} / 9 \cdot 10^{-6} = 1311 \approx 1300$.

- Die Bestimmung des Faktors der Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten in der Luftbarriere wird durch die gemessenen Sättigungsgrade in der Barriere durchgeführt. Dabei wird der Gasdruck gleich dem Wasserdruck in der jeweiligen Wassertiefe (bei mehreren Schichten) angenommen.

9.6 Modellierung von Modellversuchen

Nach Erprobung des Modells am Beispiel der Sprengung im Modellbecken wurden bessere Modellierungsergebnisse mit einer Zweiphasenberechnung erzielt. Dabei wurde in der ersten Phase mit gespanntem Grundwasserspiegel und in der zweiten Phase mit ungespanntem Grundwasserspiegel modelliert. Die erste Phase stellt also das kurzzeitige Verhalten des Grundwasserspiegels im Moment der Beanspruchung als gespannt dar. In dieser ersten Phase (bis ca. 0,1 s) findet noch keine Grundwasserströmung statt, und es bauen sich Porenwasserdrücke auf. Danach entsteht infolge des ungespannten Verhaltens in der zweiten Phase eine Verringerung des Porenwasserdruckes, die mit zusätzlichen Dämpfungselementen oder Entspannungselementen verstärkt wird.

9.6.1 Modellierung des Modellversuches ohne Porenwasserdruckbarriere

Hier wird die Modellierung eines Modellversuches ohne Porenwasserdruckbarriere (PWDB) vorgenommen, der im Rahmen von Sprengverdichtungen im Modellversuchsbecken durchgeführt wurde. Bei der Modellierung wurden folgende Eingangsparameter verwendet: Mächtigkeit des Modellsandes 2,0 m; Grundwasserspiegel 0,3 m unter BOK; Durchlässigkeitskoeffizient im Modellbecken $k_f = 6,13 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$; spezifischer Speicherkoeffizient im Modellbecken unter Annahme einer vollständigen Wassersättigung $S_0 = 10^{-5} \text{ m}^{-1}$; entwässerbare Porosität: $n_e = 0,2$; Bodenverdichtung: 5%. Das zu untersuchende Modell wurde in mehreren Schichten geringer Mächtigkeiten aufgeteilt.

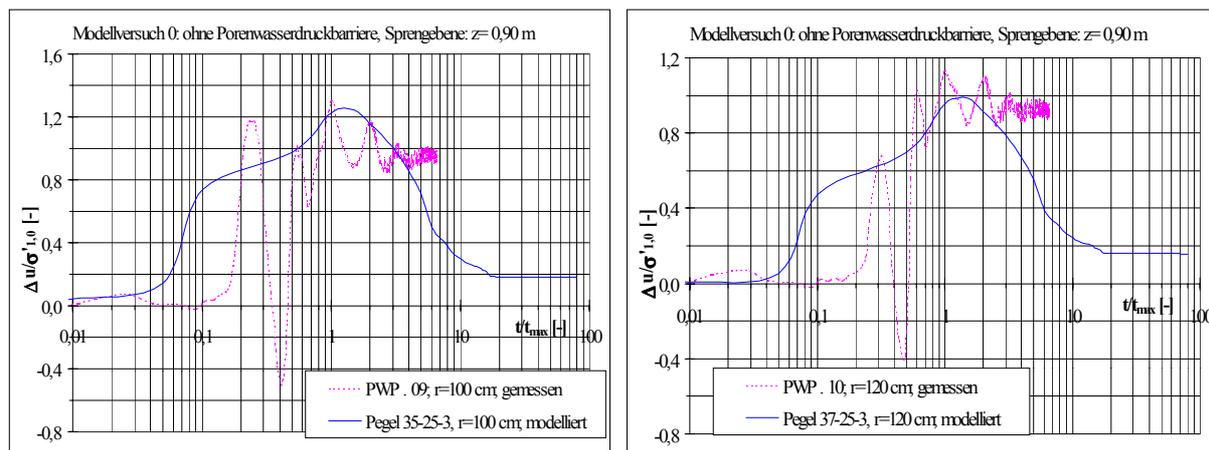


Abb. 9.2: Messung von Porenwasserüberdrücken an der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Modellversuch ohne PWDB ($r=100\text{ cm}$ und $r=120\text{ cm}$ vom Sprengpunkt)

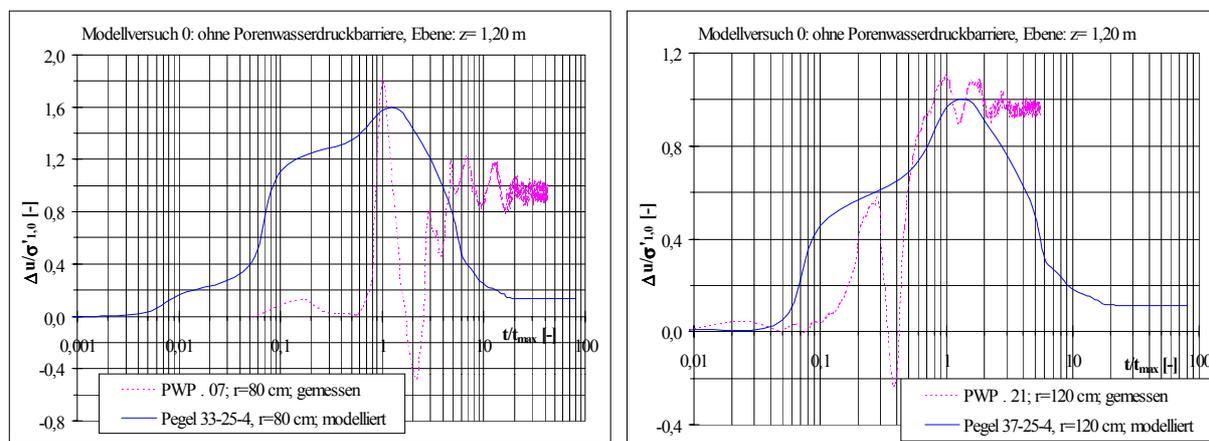


Abb. 9.3: Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m unterhalb der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Modellversuch ohne PWDB ($r=80\text{ cm}$ und $r=120\text{ cm}$ vom Sprengpunkt)

Die Abbildungen 9.2 und 9.3 stellen Beispiele von Vergleichen der gemessenen und modellierten Verläufe der Porenwasserüberdrücke beim Modellversuch ohne Porenwasserdruckbarriere mit PCGEOFIM dar. Die Ergebnisse sind aus der Sprengenebene sowie unterhalb dieser in verschiedenen Entfernungen zum Sprengpunkt, bezogen auf dem Zeitpunkt, bei dem der maximale Porenwasserüberdruck auftritt (t_{max}), dargestellt. Dabei ist festzustellen, daß die gemessenen Porenwasserüberdrücke nach den ersten Pulsationen bei ca. $\Delta u/\sigma'_{1,0} = 1,0$ als Residualdruck (ca. 1 sec nach Auflösung der Sprengung) konstant bleiben. Ein weiterer Abbau findet dann langsamer statt. Bei der Messung tritt der maximale Porenwasserüberdruck früher auf. Während bei der Modellierung der Porenwasserüberdruck nach Erreichen des Maximalwertes schnell auf den hydrostatischen Zustand zurückgeht, verläuft dieser bei den Messungen nach Erreichen des Maximalwertes langsamer bis zum Erreichen eines hydrostatischen Zustandes. Es kann also davon ausgegangen werden, daß

die Höhe der auftretenden maximalen Porenwasserüberdrücke mit PCGEOFIM annähernd abgeschätzt werden kann.

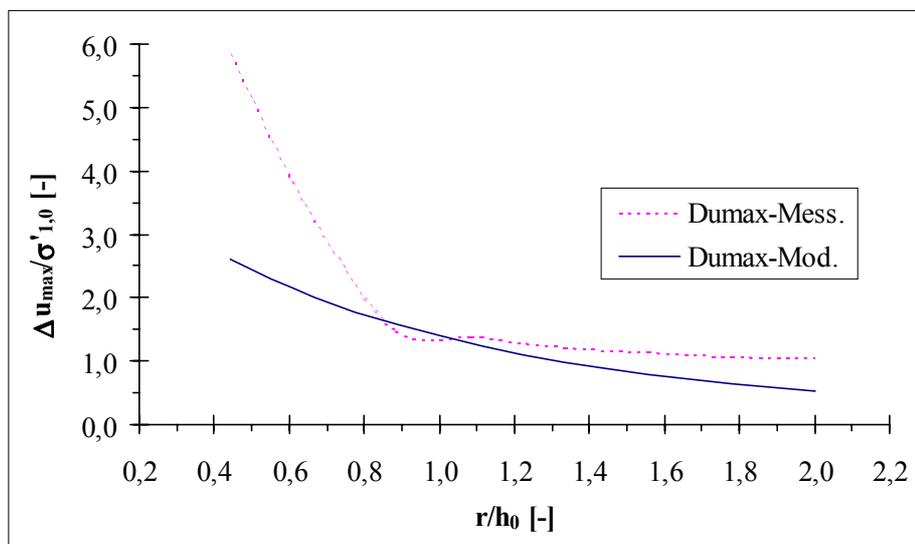


Abb. 9.4: Gemessene und modellierte maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch ohne PWDB

In geringer Entfernung zur Initialstelle sind die Unterschiede zwischen den gemessenen und modellierten Porenwasserüberdrücken deutlich (Abb. 9.4). In diesem Bereich kann keine vernünftige Abschätzung des auftretenden Porenwasserüberdruckes mit Hilfe der Modellierung durchgeführt werden, weil der Eingangsdruck an der Initialstelle als Maximalwert vorgegeben wird, der durch den petrostatischen Druck der darüberstehenden Bodenschicht an der Initialstelle begrenzt ist. Der Anfangsdruck bei der Sprengung oder bei Eintragung eines Initiales kann aber deutlich höher sein als dieser maximal vorgegebene Wert. Ab einem Abstand von $r/h_0=0,8$ sind jedoch gute Ergebnisse mit einer mittleren Abweichung zwischen den gemessenen und modellierten Porenwasserüberdrücken von 26% erzielt worden ($n=8$; $\min=7\%$; $\max=55\%$).

9.6.2 Modellierung von Modellversuchen mit Luftpolster

Bei der hier durchgeführten Modellierung wurden folgende Eingangsparameter verwendet: Mächtigkeit 2,0 m; Grundwasserspiegel 0,3 m unter BOK; Durchlässigkeitskoeffizient $k_f=6,13 \cdot 10^{-5}$ m/s; entwässerbare Porosität $n_e=0,2$; spezifischer Speicherkoeffizient im Modellbecken $S_0=10^{-5}$ m⁻¹, Bodenverdichtung 5%. Der spezifische Speicherkoeffizient an der Sprengstelle und im Luftpolster wurde aus den gemessenen Sättigungsgraden bei den Modellversuchen berechnet. Es ergab einen Faktor f_{S_0} des spezifischen Speicherkoeffizienten an der Sprengstelle von 1300 im Vergleich zum Zustand vor der Sprengung. An der Luftbarriere wurde ein Faktor f_{S_0} zwischen 180 und 397 in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad im Vergleich zum Zustand vor der Luftinjektion ermittelt.

In geringer Entfernung zum Sprengpunkt treten bei den Messungen sehr hohe Porenwasserdrücke auf, die zur Verflüssigung führen. In diesem Bereich ist das maximale Porenwasserüberdruckverhältnis $\Delta u_{\max}/\sigma'_{1,0}$ relativ hoch. Bei ausreichender Entfernung zum Sprengpunkt nehmen die maximalen Porenwasserüberdrücke ab. In den *Abbildungen 9.5* und *9.6* sind ausgewählte Beispiele aus der Modellierung von Modellversuchen mit Luftpolster mit Vergleich zu den Meßergebnissen dargestellt. Sowohl im Modellbecken als auch bei der Modellierung ist die Wirkung des Luftpolsters gegenüber dem Bereich ohne Luftpolster erkennbar. Dabei läßt sich ablesen, daß das maximale Porenwasserüberdruckverhältnis unter Wirkung des Luftpolsters ca. die Hälfte desjenigen im Bereich ohne Luftpolster beträgt.

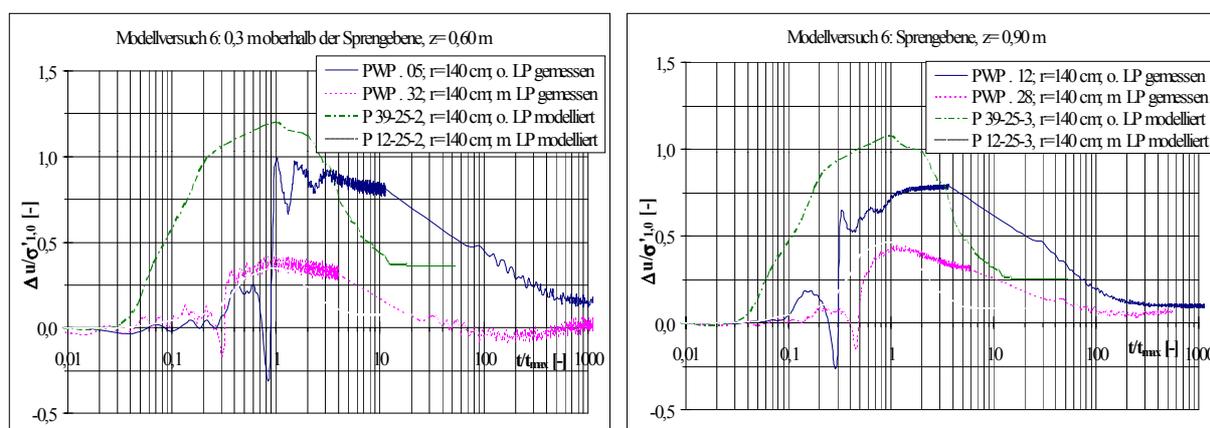


Abb. 9.5: Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m oberhalb der Sprengenebene sowie in der Sprengenebene und Modellierung beim Modellversuch 6 mit Luftpolster ($r=140$ cm vom Sprengpunkt)

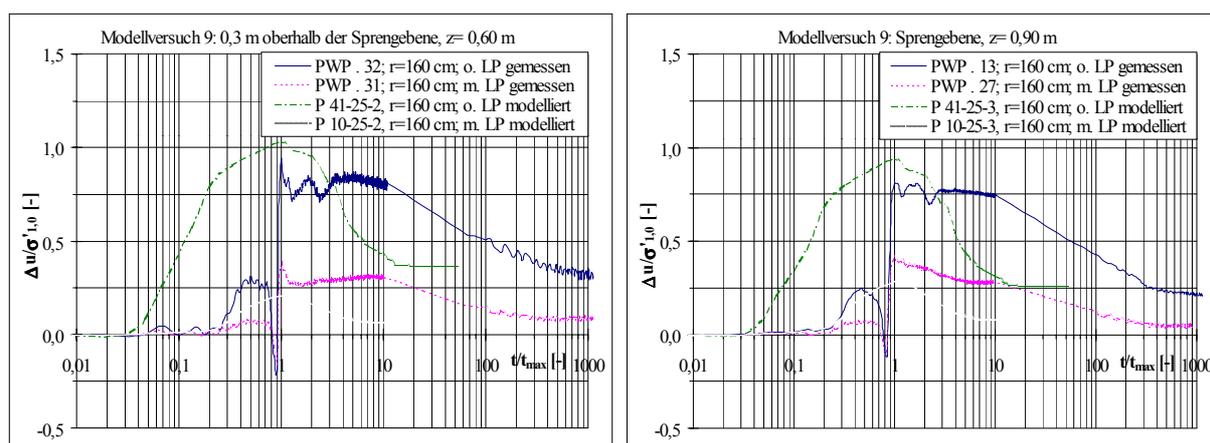


Abb. 9.6: Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m oberhalb der Sprengenebene sowie in der Sprengenebene und Modellierung beim Modellversuch 9 mit Luftpolster ($r=160$ cm vom Sprengpunkt)

Die *Abbildung 9.7* stellt einen Vergleich der gemessenen und modellierten maximalen Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch 6 dar. Hier beträgt die mittlere Abweichung

zwischen den modellierten und gemessenen Werten 23%. Bei den Modellversuchen mit Luftpolster wurde insgesamt zwischen den gemessenen und modellierten Porenwasserüberdrücken eine mittlere Abweichung von 30% (n=27; min=3%; max=57%) ermittelt. Dabei ist auch der Bereich nahe an der Sprengstelle mit großen Abweichungen enthalten. Der Bereich mit sehr hohen Porenwasserdrücken in der unmittelbaren Umgebung der Initialstelle ist für die Wirkung von Porenwasserdruckbarrieren irrelevant, da die Porenwasserdrücke erst in der Nähe von zu schützenden Objekten vermindert werden sollen.

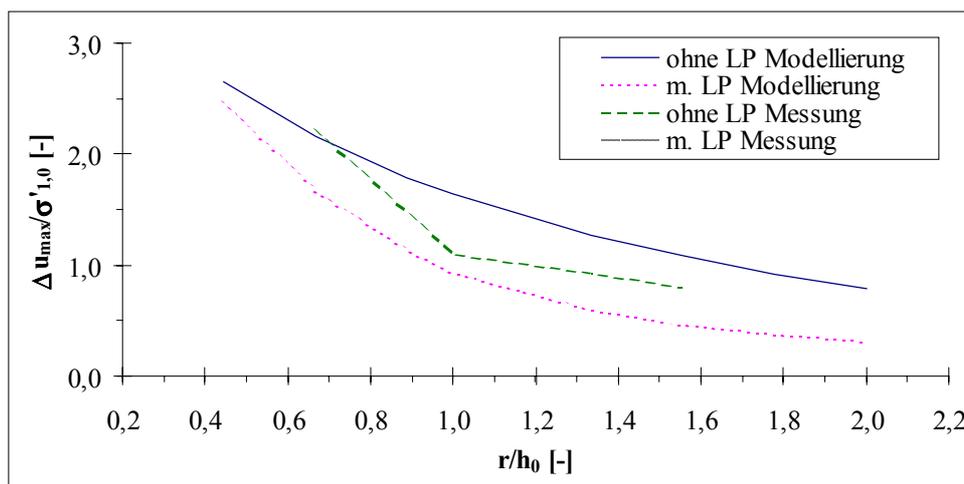


Abb. 9.7: Gemessene und modellierte maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch 6 mit Luftpolster

9.6.3 Modellierung von Modellversuchen mit vertikalen Dränagebohrungen

Die Modellierung von Modellversuchen mit vertikalen Dränagebohrungen erfolgte wie beim Modellversuch ohne Porenwasserdruckbarriere, aber mit zusätzlicher Anordnung von Dränageelementen. Bei der Modellierung wurden folgende Eingangsparameter verwendet: Mächtigkeit des Modellsandes 2,0 m; Durchlässigkeitskoeffizient im Modellbecken $k_f=6,13 \cdot 10^{-5}$ m/s; Durchlässigkeitskoeffizient der Dränageelemente $k_f=2,28 \cdot 10^{-1}$ m/s (ermittelter Wert nach BEYER); entwässerbare Porosität $n_e=0,2$; spezifischer Speicherkoeffizient im Modellbecken $S_0=9,0 \cdot 10^{-6}$ m⁻¹ ($\approx 10^{-5}$ m⁻¹); Grundwasserspiegel 0,3 m unter BOK; Bodenverdichtung 5%.

Die Modellierung wurde auch hier in der ersten Phase mit gespanntem Grundwasserspiegel und in der zweiten Phase mit ungespanntem Grundwasserspiegel durchgeführt. Ohne Berücksichtigung des gespannten Verhaltens in der ersten Phase wäre es zu sehr viel geringeren Porenwasserüberdrücken als den gemessenen Werten gekommen. Die *Abbildungen 9.8 und 9.9* stellen Vergleiche der Modellierung mit den durchgeführten Messungen dar. In der *Abbildung 9.10* sind die gemessenen und modellierten maximalen Porenwasserüberdrücke in

Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch 5 dargestellt. Die mittlere Abweichung zwischen gemessenen und modellierten Porenwasserüberdrücken beträgt dabei 22%.

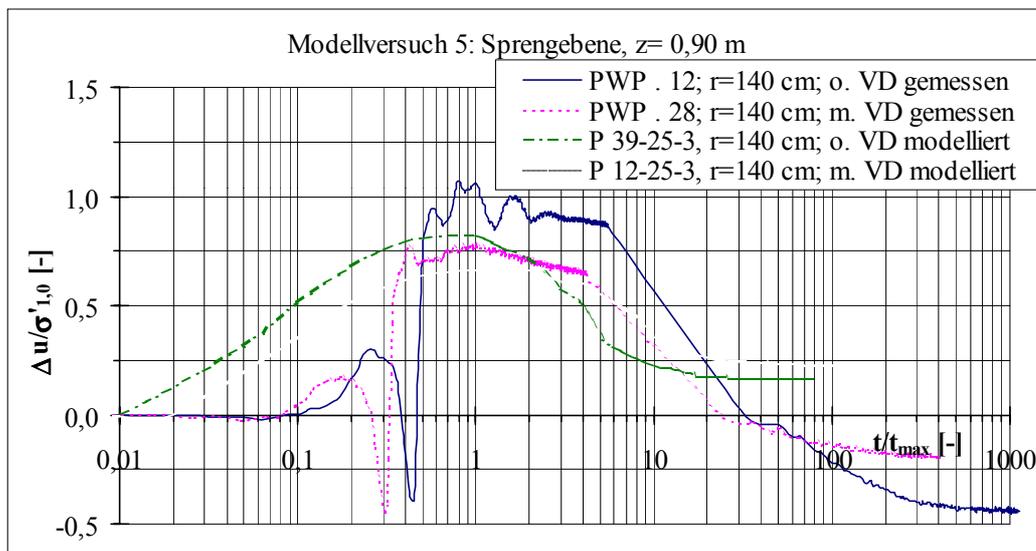


Abb. 9.8: Messung von Porenwasserüberdrücken in der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Modellversuch 5 mit vertikalen Dränagen ($r=140$ cm vom Sprengpunkt)

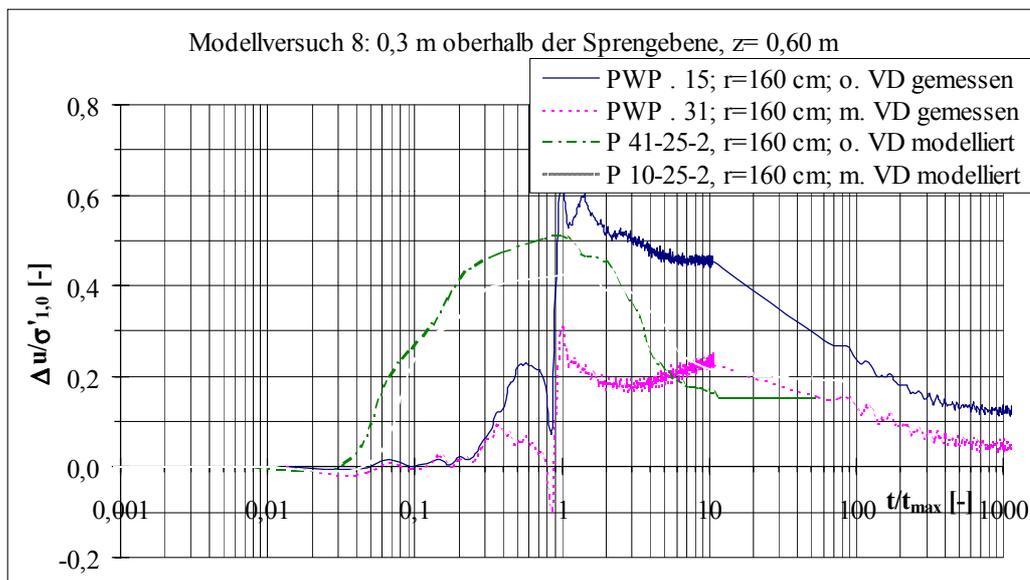


Abb. 9.9: Messung von Porenwasserüberdrücken 0,3 m oberhalb der Sprengenebene und Modellierung mit PCGEOFIM beim Modellversuch 8 mit vertikalen Dränagen ($r=160$ cm vom Sprengpunkt)

Die größten Abweichungen der Werte befanden sich in der näheren Umgebung der Initialstelle (s. Abb. 9.10). In ausreichender Entfernung davon betragen die Abweichungen im Mittel bei den Modellversuchen mit vertikalen Dränagen ca. 14% ($n=27$; $min=2\%$; $max=54\%$).

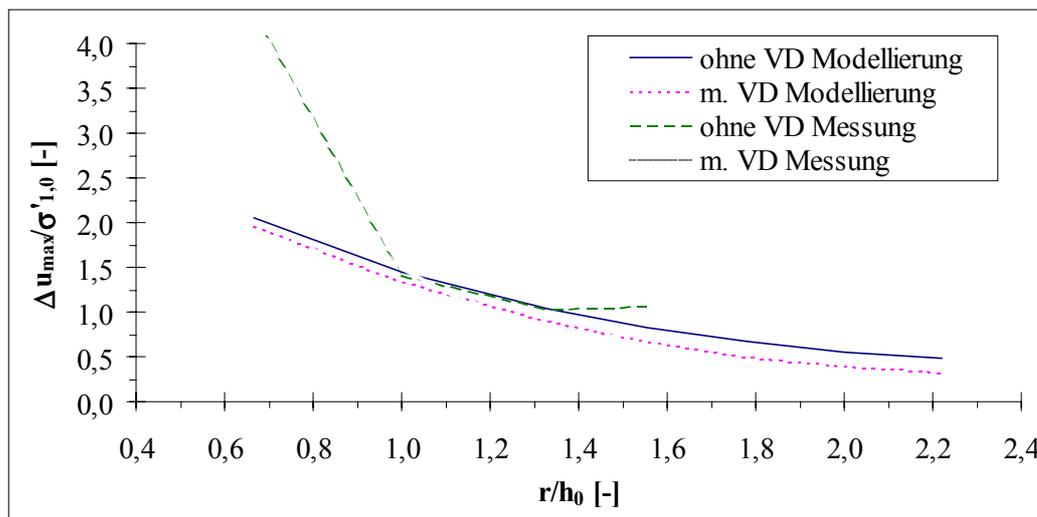


Abb. 9.10: Gemessene und modellierte maximale Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle beim Modellversuch 5 mit vert. Dränagen (VD)

9.7 Modellierung von Feldversuchen

Die Modellversuche und die Modellierung mit PCGEOFIM haben die Wirkung von Porenwasserdruckbarrieren bestätigt. Demzufolge wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit keine Feldversuche zur Wirksamkeit von Porenwasserdruckbarrieren durchgeführt. Zum Vergleich der Modellierungsergebnisse im Großmaßstab wurde auf in situ Versuche bei Sprengverdichtungen (ohne PWDB) zurückgegriffen. Bei der Modellierung wurden folgende Eingangsparameter verwendet: Mächtigkeit der oberen Schicht 20 m; Durchlässigkeitskoeffizient der oberen Schicht $k_{f1}=4,5 \cdot 10^{-5}$ m/s; Mächtigkeit der unteren Schicht 35 m; Durchlässigkeitskoeffizient der unteren Schicht $k_{f2}=2,5 \cdot 10^{-5}$ m/s; Grundwasserspiegel 14 m unter GOK; entwässerbare Porosität $n_e=0,2$; spezifischer Speicherkoeffizient $S_0=10^{-5}$ m⁻¹; Bodenverdichtung 5%

In der *Abbildung 9.11* sind die Ergebnisse aus Messungen in situ und aus der Modellierung mit PCGEOFIM dargestellt. Bei der Modellierung wurden die Parameter, die in situ nicht ermittelt wurden, angepaßt. Die Ergebnisse zeigen, daß annähernd die Höhe und der Ablauf der auftretenden Porenwasserüberdrücke modelliert werden können. Der zeitliche Ablauf kann jedoch nicht modelliert werden. Die Zeitdauer bis zum Abklingen der Porenwasserüberdrücke ist dabei vom Durchlässigkeitskoeffizienten des Lockergesteins stark abhängig. Die Darstellung der aufgetretenen maximalen Porenwasserüberdrücke bezogen auf die zugehörigen Zeitpunkte (t/t_{max}) zeigt, daß der Auf- und Abbau (Anstieg und Abfall) der Porenwasserüberdrücke nahezu identisch verlaufen (*Abb. 9.11 und 9.12*). Somit kann mit Hilfe der Modellierung mit PCGEOFIM die Höhe der aufzutretenden Porenwasserdrücke abgeschätzt bzw. vorausgesagt werden. Die mittlere Abweichung zwischen den gemessenen und modellierten Porenwasserüberdrücken betrug dabei 7%.

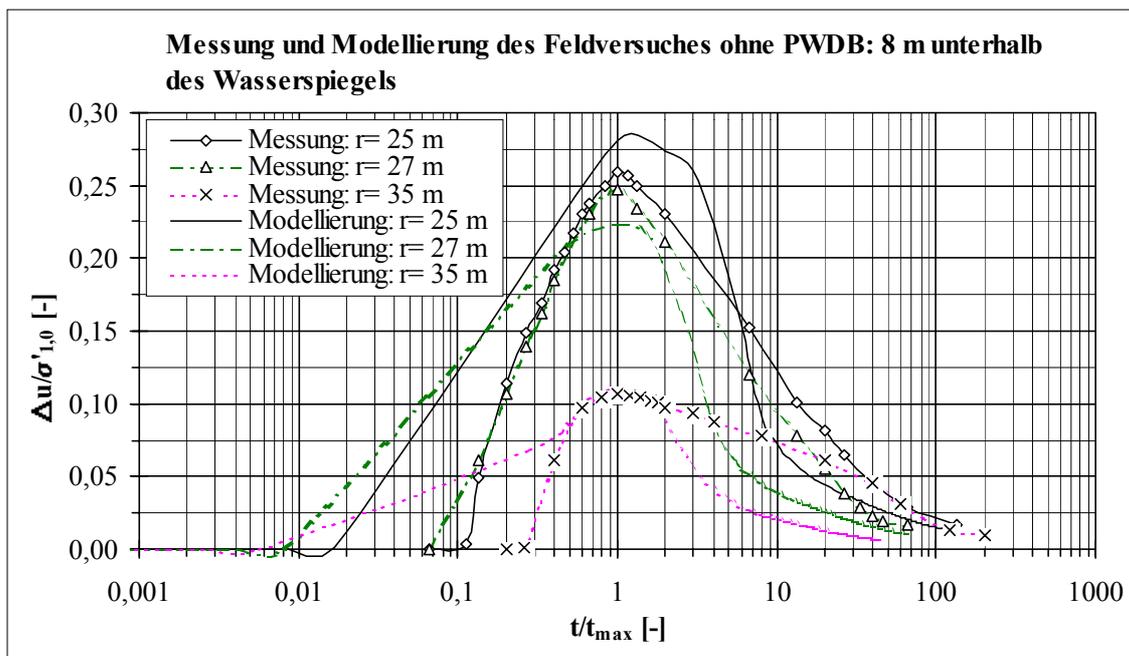


Abb. 9.11: Gegenüberstellung der Messung und Modellierung des Feldversuches ohne PWDB bezogen auf die Zeitpunkte des maximalen Porenwasserüberdruckes

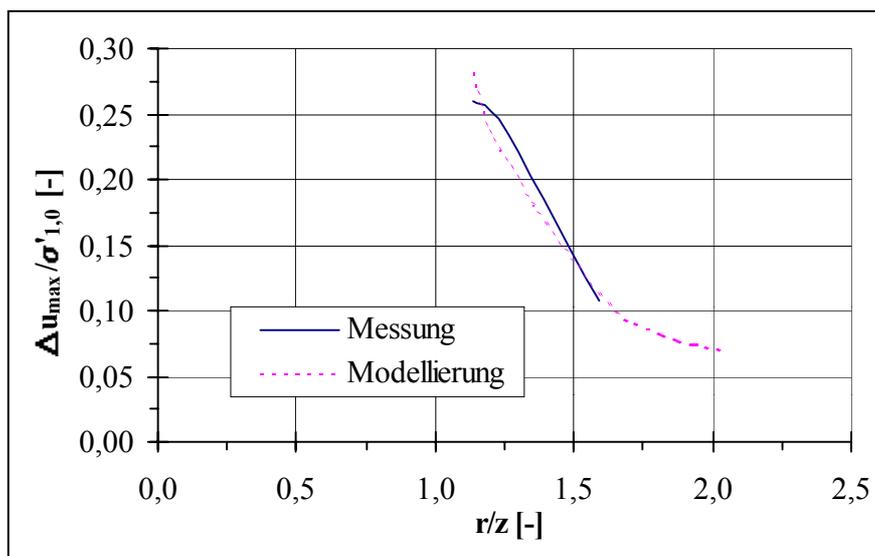


Abb. 9.12: Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von der Entfernung r bei der Messung und Modellierung des Feldversuches ohne PWDB

9.8 Weitere Erkenntnisse aus der Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren

9.8.1 Theoretische Untersuchungen zum Einfluß des spezifischen Speicherkoeffizienten

Der Porenwasserdruckabbau mit kompressiblen Elementen ist vom spezifischen Speicherkoeffizienten S_0 im Luftpolster sehr stark abhängig und damit abhängig vom erreichten Luftsättigungsgrad. Ein geringer spezifischer Spei-

cherkoeffizient im Luftpolster führt zu geringem Porenwasserdruckabbau. Ein höherer spezifischer Speicherkoeffizient dagegen ermöglicht eine wesentliche Abminderung des Porenwasserdruckes (Abb. 9.13 und 9.14). Die Modellierungen wurden unter Annahme folgender Bedingungen durchgeführt: Kippenhöhe $H=25\text{m}$, Wasserstand $h_w=20\text{ m}$, $k_f=10^{-5}\text{ m/s}$, $S_{0,K}=10^{-5}\text{ m}^{-1}$ und $n_e=0,2$. Im Luftpolster wurden verschiedene spezifische Speicherkoeffizienten gewählt ($S_{0,LP}=1,0\text{E-}05\text{ m}^{-1}$; $1,0\text{E-}04\text{ m}^{-1}$; $1,0\text{E-}03\text{ m}^{-1}$; $1,0\text{E-}02\text{ m}^{-1}$; $1,0\text{E-}01\text{ m}^{-1}$). Der Porenwasserdruckverlauf in der Abbildung 9.13 mit $S_{0,LP}/S_{0,K}=1,0\text{E+}00$ entspricht dem Fall ohne Anordnung eines Luftpolsters. Die Darstellung der Porenwasserdrücke wurde auf die wirksame vertikale Spannung $\sigma'_{1,0}$ und auf die horizontale Spannung $\sigma_{3,0}$ bezogen (siehe Zielvorgaben, Abschn. 10.4).

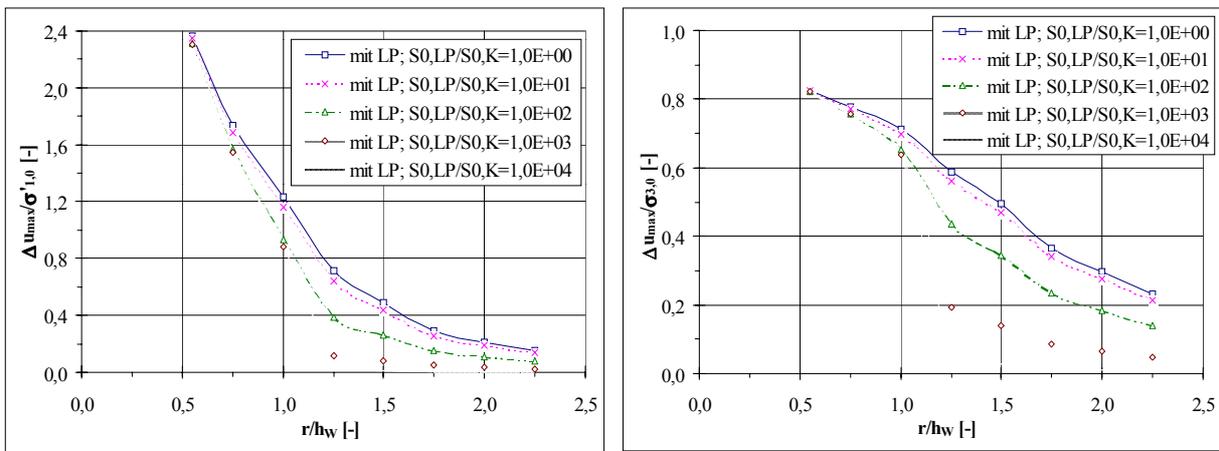


Abb. 9.13: Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit von der Entfernung zur Initialstelle bei verschiedenen spezifischen Speicherkoeffizienten im Luftpolster

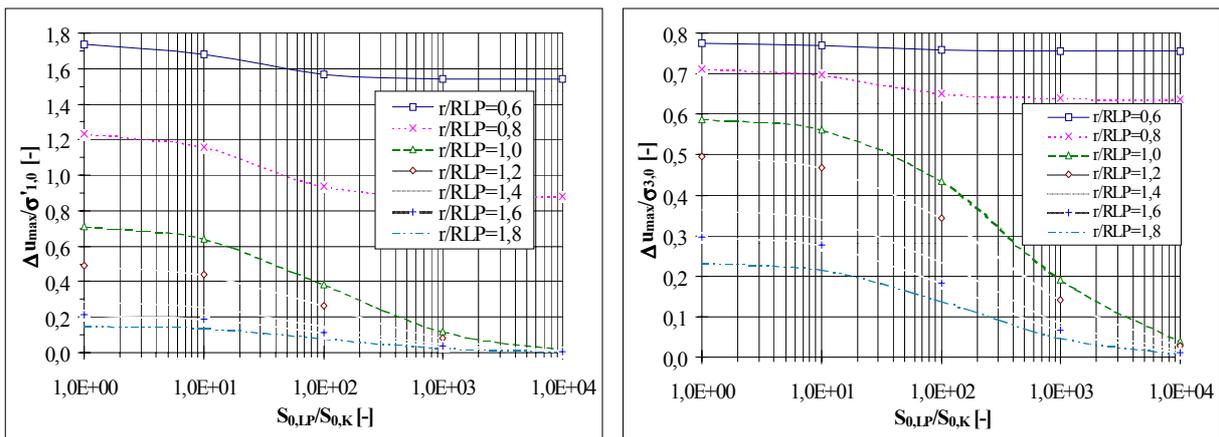


Abb. 9.14: Maximales Porenwasserdruckverhältnis in Abhängigkeit vom spezifischen Speicherkoeffizienten im Luftpolster und in der Kippe bei verschiedenen Entfernungen zur Initialstelle

Ab einem Verhältnis von $S_{0,LP}/S_{0,K}=1,0\text{E+}02$ ($S_{0,LP}/S_{0,K}>1,0\text{E+}01$) beginnt eine deutliche Reduzierung des Porenwasserdruckes (Abb. 9.13 u. 9.14, Tab. 9.1).

Mit steigendem spezifischen Speicherkoeffizienten S_0 im Luftpolster tritt eine zunehmende Reduzierung des Porenwasserdruckverhältnisses auf.

Tab. 9.1: Wirkung des Luftpolsters mit verschiedenen spezifischen Speicherkoeffizienten gegenüber dem Bereich ohne Luftpolster

| spezifischer Speicherkoeffizient im LP | | Mittelwert Verminderung des PWD vor Durchlauf des LP | Mittelwert Verminderung des PWD nach Durchlauf des LP |
|--|------------------------|--|---|
| $S_{0,LP}$ [m^{-1}] | $S_{0,LP}/S_{0,K}$ [-] | [%] | [%] |
| 1,0E-05 | 1,0E+00 | 0,0 | 0,0 |
| 1,0E-04 | 1,0E+01 | 3,3 | 10,1 |
| 1,0E-03 | 1,0E+02 | 12,0 | 46,5 |
| 1,0E-02 | 1,0E+03 | 14,0 | 83,4 |
| 1,0E-01 | 1,0E+04 | 14,2 | 97,1 |

9.8.2 Wirkung des Luftpolsters in verschiedenen Entfernungen von der Initialstelle

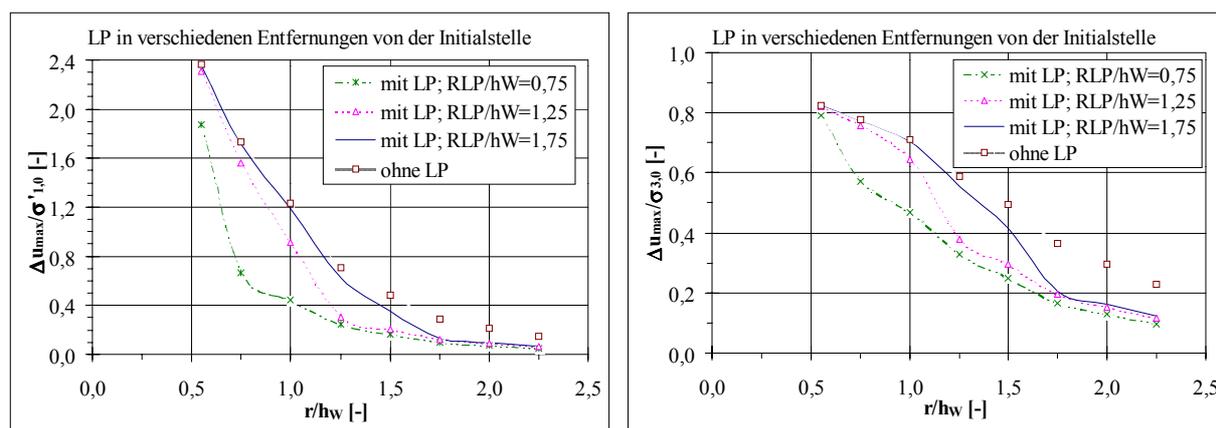


Abb. 9.15: Porenwasserdruckentwicklung bei Anordnung des Luftpolsters (LP) in verschiedenen Entfernungen von der Initialstelle

Tab. 9.2: Wirkung des Luftpolsters in verschiedenen Entfernungen zur Initialstelle gegenüber dem Bereich ohne Luftpolster

| Entfernung des LP zur Initialstelle | | Mittelwert Verminderung des PWD vor Durchlauf des LP | Mittelwert Verminderung des PWD nach Durchlauf des LP |
|-------------------------------------|------------------|--|---|
| R_{LP} [m] | R_{LP}/h_w [-] | [%] | [%] |
| 15 | 0,75 | 21 | 65 |
| 25 | 1,25 | 13 | 57 |
| 35 | 1,75 | 9 | 54 |

In der *Abbildung 9.15* sind die Ergebnisse einer Modellierung des Luftpolsters mit gleichen Eigenschaften in Entfernungen von 15, 25 und 35 m ($R_{LP}/h_w=0,75$; 1,25 und 1,75) von der Initialstelle dargestellt. Es treten geringere Porenwasserüberdrücke auf, je geringer die Entfernung zur Initialstelle

ist. Der Wirkungsgrad bei der Verminderung des Porenwasserdruckes, bezogen auf berechnete Werte im Bereich mit und ohne Luftpolster in gleicher Entfernung von der Initialstelle, nimmt mit zunehmendem Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle ab. Zu erkennen ist es auch, daß schon vor Durchlauf des Luftpolsters eine Reduzierung des Porenwasserdruckes stattfindet (Tab. 9.2). Die Modellierung wurde unter denselben Bedingungen wie unter Abschnitt 9.8.1 durchgeführt. Dabei betrug der Faktor der Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten im Luftpolster $f_{S0}=200$.

9.8.3 Einfluß der Drainageabstände und Drainagedurchmesser auf die Verminderung des Porenwasserdruckes

Unter denselben Bedingungen wie im Abschnitt 9.8.1 und 9.8.2 wurden vertikale Dränagen ($k_{f,VD}=2,3 \cdot 10^{-1}$ m/s) mit verschiedenen Abständen untereinander und verschiedenen Durchmessern in einer Entfernung von 25 m zur Initialstelle modelliert. Die Modellierung erfolgte in der ersten Phase mit gespanntem und in der zweiten Phase mit ungespanntem Grundwasserspiegel.

Mit Abnahme des Verhältnisses a/d wird das Porenwasserdruckverhältnis geringer. Demzufolge nimmt die Porenwasserdruckverminderung und der Wirkungsgrad der Drainagebarriere zu (Abb. 9.16 und Tab. 9.3). D.h. bei gleichen Drainagedurchmessern nimmt das Porenwasserdruckverhältnis mit gering werdenden Drainageabständen a oder bei gleichen Drainageabständen mit zunehmenden Drainagedurchmessern d ab.

In der Tabelle 9.3 sind die Wirkungsgrade der Dränagen gegenüber dem Bereich ohne deren Anordnung dargestellt. Danach ist vor Durchlauf der Dränagen keine signifikante Reduzierung des Porenwasserüberdruckes vorhanden. Eine deutliche Reduzierung findet erst nach Durchlauf der Dränagen statt. Bei Drainageabständen von $a=4...6$ m ($a/d=20...30$) sind keine sehr großen Unterschiede mehr in der Verminderung des Porenwasserdruckes vorhanden.

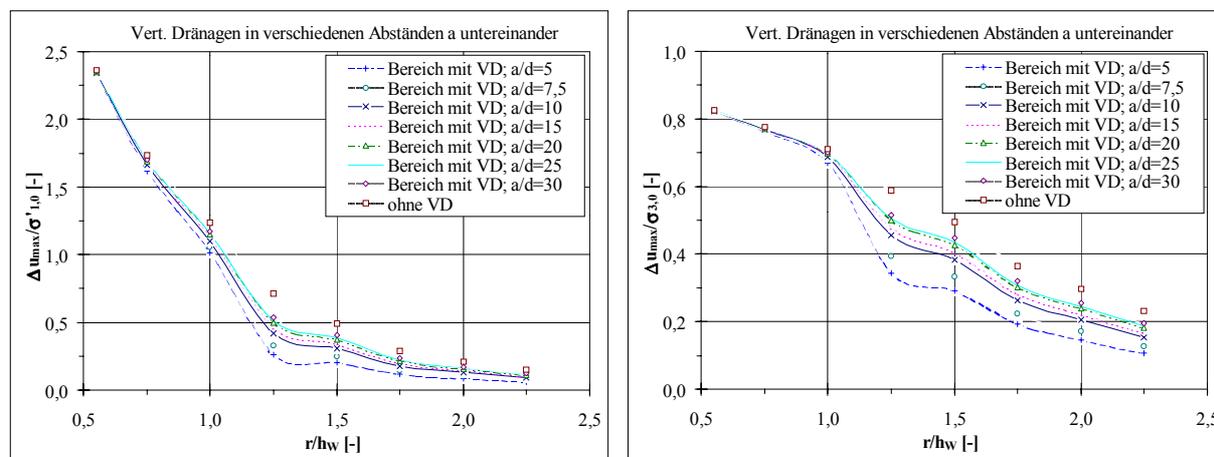


Abb. 9.16: Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Abständen und Durchmessern der vert. Dränagen (VD) in 25m ($R_{VD}/h_w=1,25$) von der Initialstelle

Tab. 9.3: Wirkung von vertikalen Dränagen mit verschiedenen Abständen und Dränagedurchmessern gegenüber dem Bereich ohne Dränagen in 25 m Entfernung von der Initialstelle

| Dränage- durchmesser d | Abstände der vertikalen Dränagen a | | Mittelwert Verminderung des PWD vor Durchlauf der Dränagen | Mittelwert Verminderung des PWD nach Durchlauf der Dränagen |
|---------------------------|---------------------------------------|-------|--|---|
| | [m] | a [m] | a/d [-] | [%] |
| 0,6 | 3 | 5 | 8,8 | 60,2 |
| 0,4 | 3 | 7,5 | 7,4 | 51,3 |
| 0,2 | 2 | 10 | 5,4 | 39,4 |
| 0,2 | 3 | 15 | 4,5 | 33,7 |
| 0,2 | 4 | 20 | 3,4 | 26,2 |
| 0,2 | 5 | 25 | 3,1 | 24,5 |
| 0,2 | 6 | 30 | 2,5 | 19,9 |

Bei Durchführung der Berechnung mit ungespanntem Grundwasserspiegel tritt eine zusätzliche Entspannung des Porenwasserdruckes auf, so daß der Wirkungsgrad der Dränagen bei der Porenwasserdruckverminderung im Vergleich zum Bereich ohne Dränageanordnung erhöht wird (Abb. 9.17 und Tab. 9.4).

Die höchste Wirkung von Dränageelementen entsteht bei Bildung eines vertikalen Schlitzes. Hier wurde dasselbe Berechnungsbeispiel, aber mit vertikalem Dränageschlitz als Entspannungselement, modelliert (Abb. 9.18). Nach Durchlauf des Dränageschlitzes ist eine starke Reduzierung des Porenwasserdruckes von ca. 86% (bei vertikalen Dränagen in Abständen von 2 m betrug die Verminderung 39,4%) gegenüber dem Bereich ohne dessen Anordnung entstanden. Vor Durchlauf des Dränageschlitzes betrug die Reduzierung des Porenwasserdruckes ca. 13% gegenüber dem Bereich ohne Anordnung eines Schlitzes. Dieses Verhalten war zu erwarten, weil bei den vertikalen Dränageelementen der Effekt mit geringerem Abstand der Dränagen bei gleichen Dränagedurchmessern deutlich zunahm (Tab. 9.4).

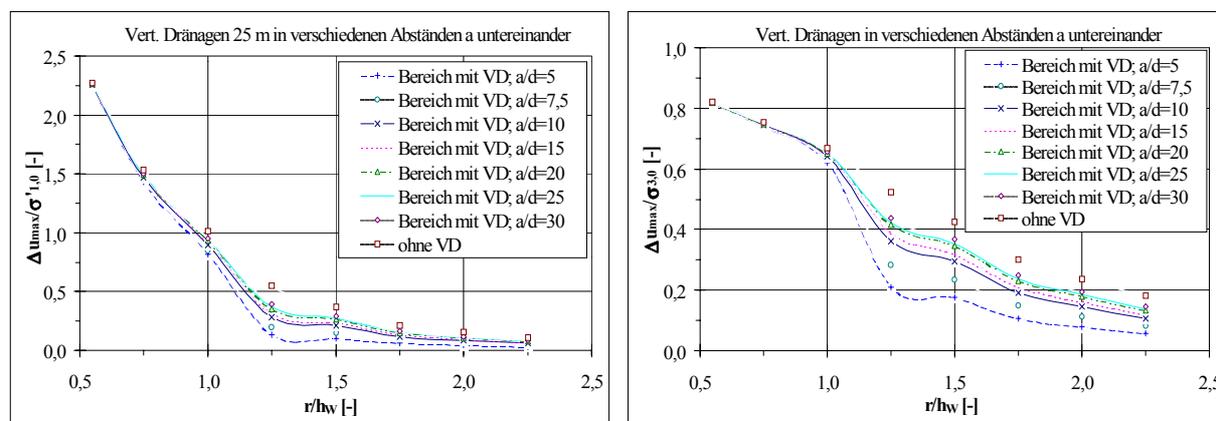


Abb. 9.17: Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Abständen und Durchmessern der vert. Dränagen (VD) in 25m ($R_{VD}/h_w=1,25$) von der Initialstelle (ungespannter GW-Spiegel)

Tab. 9.4: Wirkung von vertikalen Dränagen mit verschiedenen Abständen und Dränagedurchmessern gegenüber dem Bereich ohne Dränagen in 25 m Entfernung von der Initialstelle (ungespannter GW-Spiegel)

| Dränage- durchmesser d | Abstände der vertikalen Dränagen a | | Mittelwert Verminderung des PWD vor Durchlauf der Dränagen | Mittelwert Verminderung des PWD nach Durchlauf der Dränagen |
|---------------------------|---------------------------------------|-------|--|---|
| | [m] | a [m] | a/d [-] | [%] |
| 0,6 | 3 | 5 | 9 | 72,6 |
| 0,4 | 3 | 7,5 | 7,6 | 60,4 |
| 0,2 | 2 | 10 | 5,7 | 45,7 |
| 0,2 | 3 | 15 | 4,6 | 38,9 |
| 0,2 | 4 | 20 | 3,7 | 30,7 |
| 0,2 | 5 | 25 | 3,3 | 28,4 |
| 0,2 | 6 | 30 | 2,7 | 23,4 |

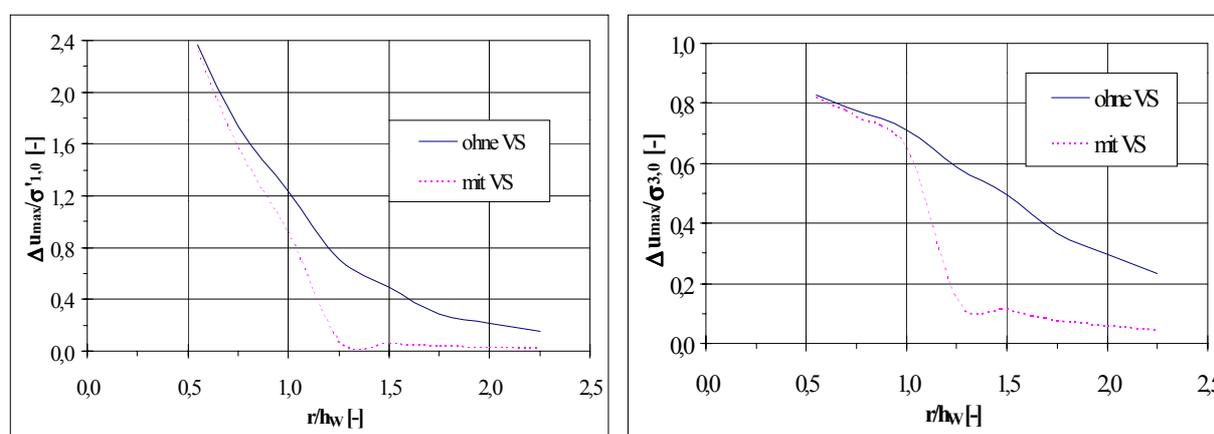


Abb. 9.18: Porenwasserdruckentwicklung bei der Anordnung vom vertikalen Dränageschlitz (VS) in einer Entfernung von 25m ($R_{VS}/h_w=1,25$) von der Initialstelle

9.8.4 Einfluß der Dränagedurchlässigkeit auf den Porenwasserdruck

Bei gleichbleibenden Dränageabständen von $a=3$ m und Dränagedurchmessern von $d=0,2$ m in gleicher Entfernung zur Initialstelle von $R_{VD}=25$ m wurde die Modellierung mit Durchlässigkeitsbeiwerten der Dränagen von $k_{f,D}=1,0E-03 \dots 1,0E+00$ m/s durchgeführt. Der Durchlässigkeitsbeiwert der zu untersuchenden Kippe wurde mit $k_{f,K}=1,0E-05$ m/s angenommen. In der *Abbildung 9.19* läßt sich erkennen, daß mit zunehmendem Durchlässigkeitskoeffizient in der Dränage eine Abnahme des Porenwasserdruckverhältnisses stattfindet und dadurch eine starke Verminderung des Porenwasserdruckes (*Tab. 9.5*). Ab einem Verhältnis von $k_{f,D}/k_{f,K}=1,0E+04$ wurde keine weitere Reduzierung des Porenwasserdruckes festgestellt (*Abb. 9.19 und Tab. 9.5*).

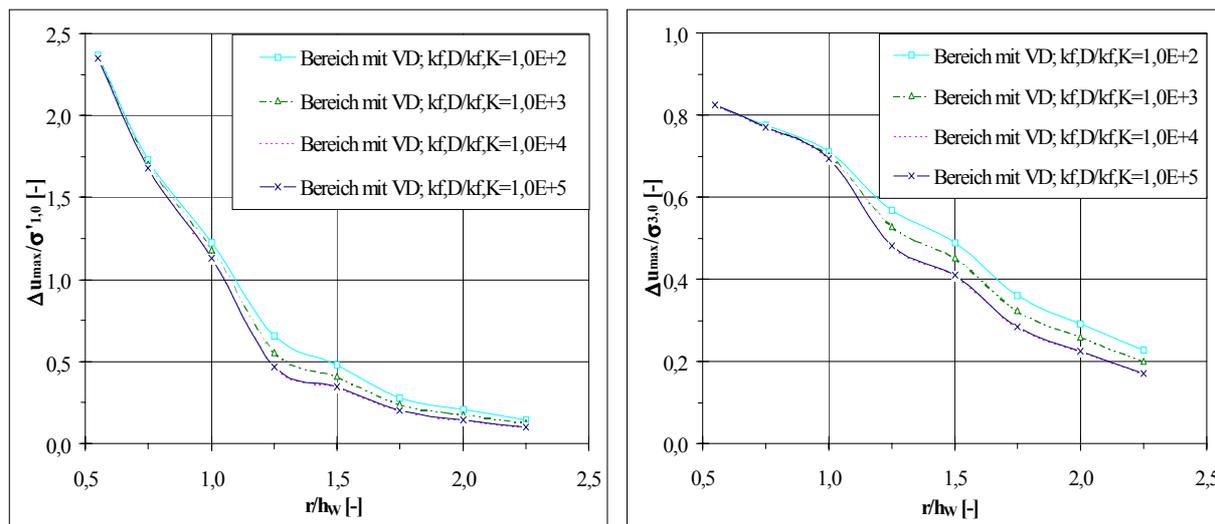


Abb. 9.19: Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Durchlässigkeitskoeffizienten der Dränagen mit Abständen von $a=3$ m untereinander in einer Entfernung von $R_{VD}=25$ m von der Initialstelle

Tab. 9.5: Wirkung von verschiedenen Durchlässigkeitskoeffizienten der Dränagen gegenüber dem Bereich ohne Dränagen bei Drainageabständen von $a=3$ m in einer Entfernung von $R_{VD}=25$ m von der Initialstelle

| Durchlässigkeitskoeffizient der Dränagen $k_{f,d}$ | | Mittelwert Verminderung des PWD vor Durchlauf der Dränagen | Mittelwert Verminderung des PWD nach Durchlauf der Dränagen |
|--|-----------------------|--|---|
| $k_{f,d}$ [m/s] | $k_{f,d}/k_{f,K}$ [-] | [%] | [%] |
| 1,0E-03 | 1,00E+02 | 0,4 | 4,1 |
| 1,0E-02 | 1,00E+03 | 2,3 | 18,2 |
| 1,0E-01 | 1,00E+04 | 4,3 | 32,0 |
| 1,0E+00 | 1,00E+05 | 4,3 | 32,0 |

9.8.5 Einfluß des Drainageabstandes zur Initialstelle auf den Porenwasserdruck

Bei Anordnung der vertikalen Drainagebohrungen in verschiedenen Entfernungen von der Initialstelle ($R_{VD}=15, 25$ und 35 m) ist festzustellen, daß je geringer diese Entfernung wird, um so eher die Reduzierung des Porenwasserdruckes eintritt (Abb. 9.20). Die Entspannung des Porenwasserdruckes wird schneller erreicht, je geringer die Entfernung der Entspannungselemente zur Initialstelle ist. Bei den hier durchgeführten Modellierungen hatten die Drainagebohrungen einen Durchmesser von $0,20$ m und wurden in Abständen von 3 m untereinander angeordnet.

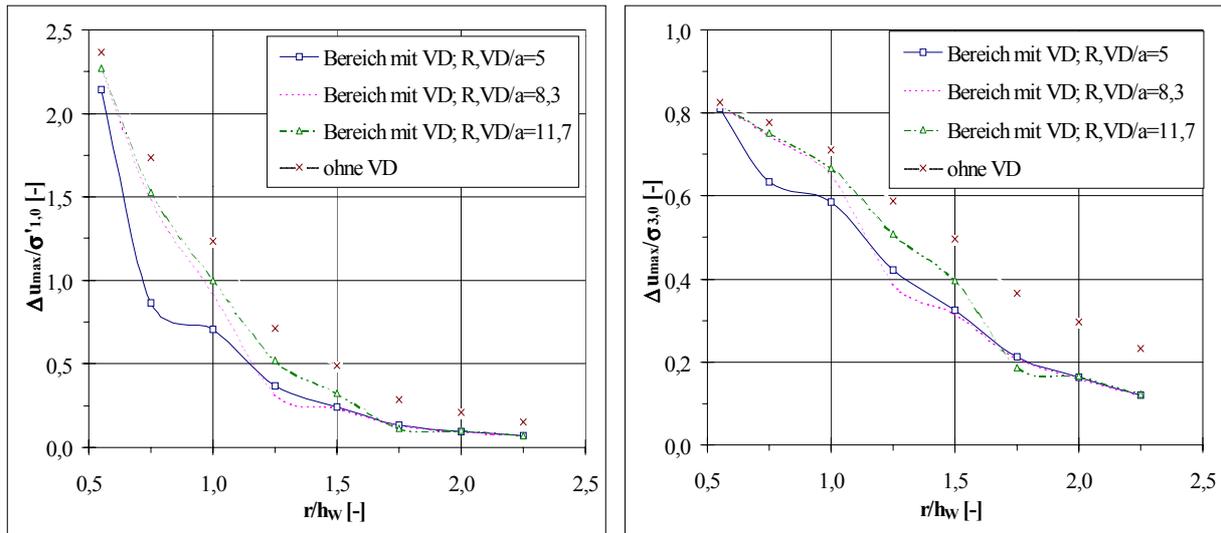


Abb. 9.20: Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Abständen der Dränagen zur Initialstelle mit Drainageabständen von $a=3$ m untereinander und Dränagedurchmessern von $d=0,2$ m ($a/d=15$)

9.8.6 Einfluß der Durchlässigkeit des Kippenmaterials auf den Porenwasserdruck

Ohne Anordnung von Drainageelementen nimmt das Porenwasserdruckverhältnis mit zunehmendem Durchlässigkeitskoeffizient der Kippe ab. D.h. die entstehenden Porenwasserdrücke werden schnell wieder abgebaut (Abb. 9.21). Die bei der Modellierung angenommenen Durchlässigkeitsbeiwerte variierten zwischen 10^{-1} m/s und 10^{-6} m/s.

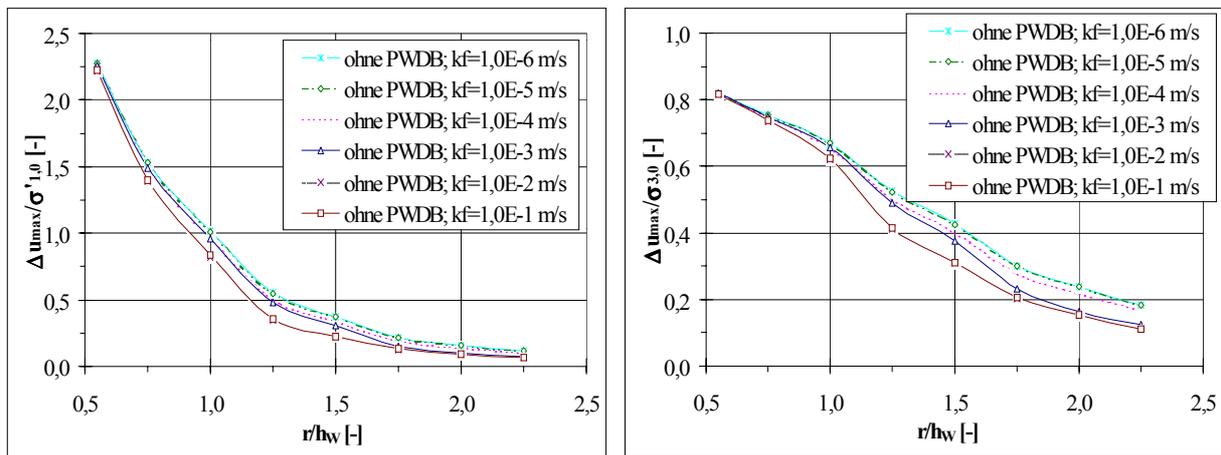


Abb. 9.21: Porenwasserdruckentwicklung bei verschiedenen Durchlässigkeitsbeiwerten in der Kippe ohne Drainageanordnung

10 Bemessung von Porenwasserdruckbarrieren durch Modellierung mit Kurzzeit-PCGEOFIM

Die Ergebnisse der Modellierungen von Modell- und Feldversuchen mit oder ohne Porenwasserdruckbarrieren (Abschnitt 9) zeigen, daß die Porenwasserdruckentwicklung mit dem modifizierten Programmsystem PCGEOFIM wiedergegeben werden kann. Aus diesen Erkenntnissen wird in diesem Abschnitt ein Vorschlag für einen Vorgehensalgorithmus bei der Bemessung von Porenwasserdruckbarrieren mit Kurzzeit-PCGEOFIM gemacht.

10.1 Geometrie, Bodeneigenschaften, Schichtgrenzen

- Unterteilung des gesamt zu schützenden Gebietes in finite Volumenelemente (Diskretisierung). Die Größe der finiten Volumen ist so zu wählen, daß die Geometrie, die hydrogeologischen Eigenschaften des Grundwasserleiters und die Randbedingungen genügend genau erfaßt werden.
- Für jedes Volumenelement sind vorzugeben: Schwerpunkt, Abmessungen, Durchlässigkeitsbeiwert k_f , entwässerbare Porosität n_e , spezifischer Speicherkoeffizient S_0 , Grundwasserneubildung, innere Quellen bzw. Senken, Anfangswasserstand und eventuell wirkende Randbedingungen.
- Festlegen des Bereiches der Initialstelle (z.B. Sprengung) mit Angabe von:

- h_s : Wasserspiegelhöhe nach Auslösung des Initiales

$$h_s = z + \frac{p_s - p_{\text{atm}}}{\rho \cdot g} \quad (10.1)$$

- $k_{r,w}$: relative Durchlässigkeit im Bereich der Initialstelle

$$k_{r,w} = \frac{k_f(t_s)}{k_f(t_s - \varepsilon)} \quad (10.2)$$

- f_{S_0} : Faktor der Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten im Bereich der Initialstelle

$$f_{S_0} = \frac{S_0(t_s)}{S_0(t_s - \varepsilon)} \quad (10.3)$$

- Festlegen des Bereiches der Bodenverdichtung oder der Porositätsänderung mit Angabe von

- h_{max} : maximale Wasserspiegelhöhe bei Bodenverdichtung

$$h_{\text{max}} = h_a + \frac{\rho_g}{\rho} \cdot \Delta z_v \quad (10.4)$$

- f_n : Faktor der Porositätsverringernug infolge der Bodenverdichtung

– Festlegen des Bereiches der Luftbarriere mit Angabe von

- $k_{r,w}$: relative Durchlässigkeit im Luftpolster

$$k_{r,w} = \frac{k_{f,LP}}{k_{f,K}} \quad (10.5)$$

- f_{S0} : Faktor der Erhöhung des spezifischen Speicherkoeffizienten im Luftpolster

$$f_{S0} = \frac{S_{0,LP}}{S_{0,K}} \quad (10.6)$$

– oder Anordnung der Drainageelemente mit Angabe von

- Durchlässigkeitsbeiwert der Dränagen $k_{f,d}$

10.2 Notwendige Randbedingungen am Modell

– Spezielle Randbedingungen für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren:

- Randbedingung Gaseintrag (g)
- Randbedingung Bodenverdichtung (v)

– Andere Randbedingungen für PCGEOFIM, wenn erforderlich:

- Randbedingung 1. Art (1)
- Randbedingung 2. Art (2)
- Randbedingung 3. Art (3)
- Randbedingung Tagebau (t)
- Randbedingung obere Berandung (o)
- Randbedingung Pegel (p)
- Randbedingung Einzelbrunnen/Brunnengruppen (b)
- Randbedingung Brunnenriegel (r)
- Randbedingung Fluß (f)
- Randbedingung See (s).

10.3 Beeinflussung der Ergebnisse durch Veränderungen an der Barriere

Durch Änderung von folgenden Parametern an der Porenwasserdruckbarriere können die Ergebnisse der Modellierung beeinflusst werden:

- f_{S0} an der Luftbarriere: Höherer f_{S0} an der Luftbarriere bedeutet höhere Kompressibilität und bessere Dämpfung des Porenwasserdruckes.
- Abstand zwischen der Luftbarriere bzw. den Dränagen und der Initialstelle: Ein geringerer Abstand führt zur effektiveren Wirkung auf die Verminderung des Porenwasserdruckes.

- Drainageabstände untereinander: Bei kleinen Abständen treten geringere Porenwasserdrücke hinter der Barriere auf.
- Durchlässigkeitsbeiwert der Dränagen: Höhere Durchlässigkeit führt zu größerer Verminderung des Porenwasserdruckes.

10.4 Vergleich mit Zielvorgaben

Die Zielvorgaben werden aus undrännierten Triaxialversuchen gewonnen. Das für die jeweilige Kippe typische Material ist mit der in situ zu erwartenden Porosität n undränniert zu scheren, um den Porenwasserdruck u_R zu ermitteln, bei dem noch im undrännierten Zustand eine ausreichend große Scherfestigkeit (Restfestigkeit) vorhanden ist. Nach den bisherigen Untersuchungen sind Werte $u_R \leq 0,6 \cdot \sigma_{3,0}$ zu erwarten (s. Abb. 4.4). Im Schutz der Porenwasserdruckbarriere sind diese Werte zu gewährleisten. Dann darf der Bereich als gesichert angesehen werden.

10.5 Technologische Ausführung

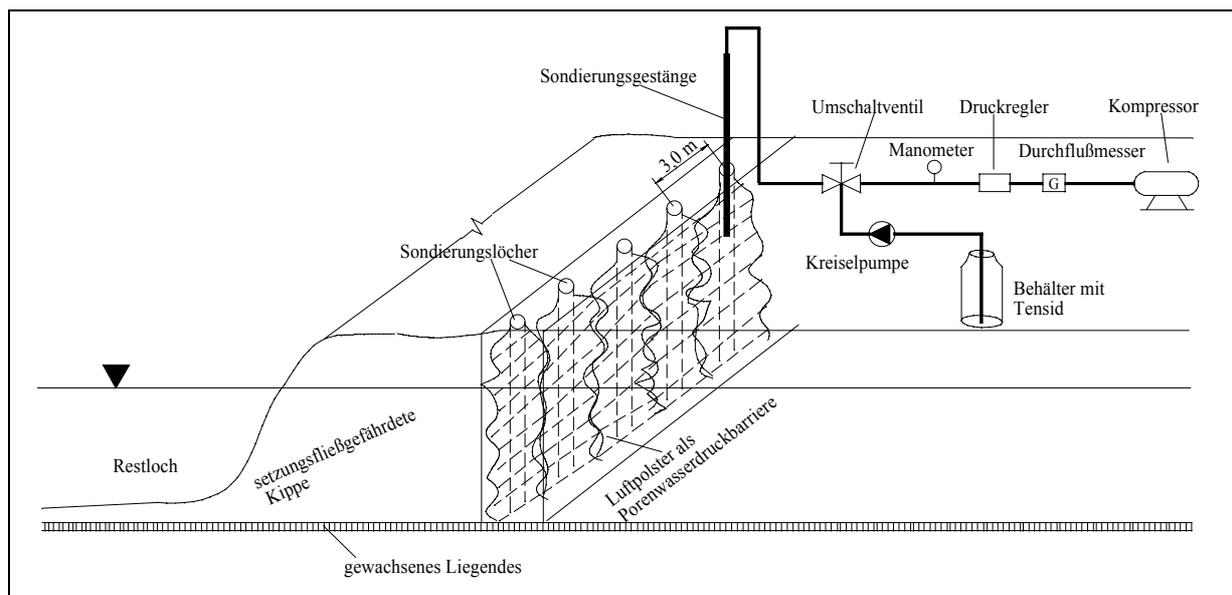


Abb. 10.1: Schematische Darstellung des Aufbaus des Luftpolsters

- Anwendung von Luftpolstern zur Dämpfung des Porenwasserdruckes
 - Das Luftpolster wird mittels Rammsondierungen bzw. Drucksondierungen und Einpressen von Tensid und Luft ins Lockergestein hergestellt (Abb. 10.1).
 - Bei Rammsondierungen ist mit einem hohlen Gestänge, bei Drucksondierungen mit verlorener Spitze zu arbeiten, um beim abschnittswisen Ziehen der Gestänge wechselseitig Tenside und Luft einpressen zu können.
 - Der Abstand der Sondierlöcher kann ca. 3 m betragen, da die eingepreßten Tenside durch das in den Porenräumen des Lockergesteins vorhandene Was-

- ser gut verschäumen und so ein Luftpilster im Umkreis von mindestens 3 m um die Sondierlöcher schaffen können.
 - Tenside sind notwendig, um die eingepreßte Luft in den Porenraum über lange Zeit halten zu können. Nur so kann die Stabilität des geschaffenen Luftpilsters gewährleistet werden.
 - Die Tenside sind mit einer Kreiselpumpe einzubringen.
 - Zum Einpressen der Luft wird ein Kompressor benötigt.
 - Die wechselseitige Injektion von Tensid und Luft erfolgt mit einem Umschaltventil.
 - Je nach Adsorptionsvermögen des Sandes ist eine Tensidmenge von 20-25 kg pro Bohrung notwendig, wobei die oberen 3-5 m jedes Bohrloches als Auflast dienen sollten.
 - zusätzliche Entspannungslöcher können im zu sichernden Bereich angebracht werden, um einen schnellen Porenwasserdruckabbau zu bewirken.
- Anwendung von vertikalen Dränagen zur Ausbreitung und Entspannung des Porenwasserdruckes
- Bei Entspannungselementen, in Form von mit Kies gefüllten Bohrungen, sind die Bohrungen im zu schützenden Bereich in einem Abstand, der sich aus dem Ergebnis der Modellierung ergeben hat, mit einem Bohrgerät niederzubringen (s. Abb. 10.2).
 - Die Bohrlochdurchmesser sollten ≥ 100 mm sein.
 - Die Bohrlöcher sind zu verrohren, anschließend mit Kies zu verfüllen, wobei das Rohr langsam herauszuziehen ist.
 - Das Filtermaterial muß gegenüber dem Bodenkörper die Kriterien der Filterregel erfüllen, da sonst die Wirksamkeit der Dränagen vermindert wird.

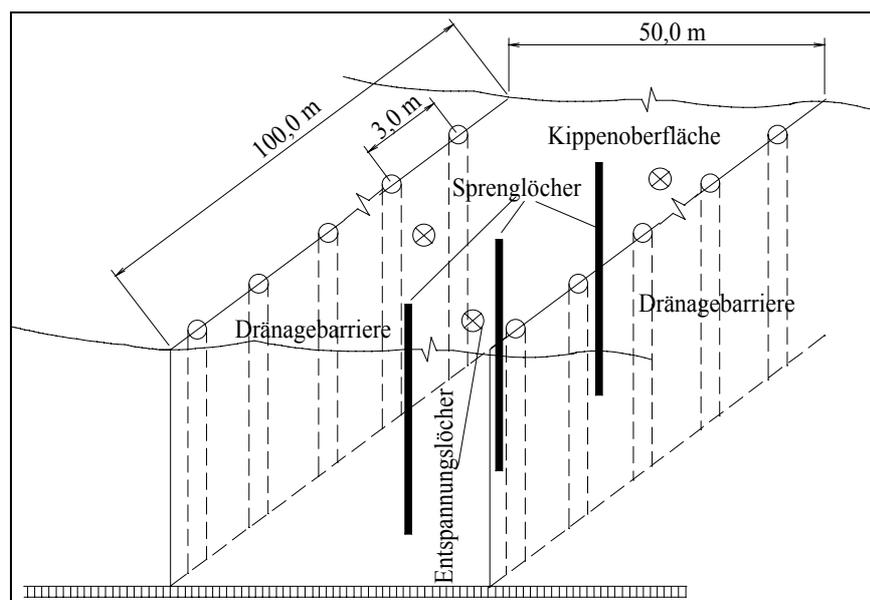


Abb. 10.2: Stabilisierung eines Kippenstreifens von 50 m Breite und 100 m Länge mit vertikalen Dränagen in Abständen von 3 m

Vor, während und nach jedem Anwendungsfall sind eine Reihe von Parametern und Meßdaten zu bestimmen.

Von den vorliegenden Ausgangsdaten sind

- Kornaufbau der Kippe,
- Porenvolumen,
- Wassersättigung,
- erforderlicher Abstand der Sondierungen,
- einzubringende Sprengstoffmenge und Zündfolge der Sprengungen sowie die Tiefe der Ladungen (im Falle einer Sprengung)

zu bestimmen.

Während der Sprengung oder der Beanspruchung sind die Erschütterungen und der Verlauf der Druckwelle zu registrieren.

Nach Ende der Beanspruchung sind die eingetretenen Veränderungen zu messen:

- Porenvolumen,
- Wassergehalt,
- Setzung oder Verdichtung und
- Porenwasserspannungen.

Die erreichten Ergebnisse sind mit den Vorgabewerten zu vergleichen.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Die Auslösung einer Verflüssigung beginnt mit der Entwicklung von erhöhten Porenwasserdrücken, die vorübergehend zum weitgehenden oder vollständigen Verlust der Scherfestigkeit in wassergesättigten gleichförmigen Sanden führen. Bei der vorliegenden Arbeit wurde die Möglichkeit der Stabilisierung von verflüssigungsgefährdeten lockergelagerten wassergesättigten Sanden durch Einsatz von kompressiblen Elementen (Luftpolster) und Entspannungselementen (Dränagen) untersucht. Die infolge einer Beanspruchung (z.B. Sprengung) entstehenden hohen Porenwasserdrücke können mit diesem Verfahren kurzfristig am Ort der Entstehung oder an Grenzen für zu schützende Objekte schnell abgebaut oder rasch verteilt werden, damit ihre Fortpflanzung beschränkt wird. Dabei ist die Verminderung des Porenwasserdruckes auf ein Maß durchzuführen, bei dem es nicht zu einem Versagenszustand kommen kann. Nach Untersuchungen (undrännierte Triaxialversuche) am verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinsmaterial würden im Schutz der Porenwasserdruckbarriere Werte von $u_R \leq 0,6 \cdot \sigma_{3,0}$, bei denen noch im undrännierten Zustand eine ausreichend große Scherfestigkeit im Material vorhanden ist, die Sicherheit gegen Verflüssigung gewährleisten.

Für die Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren wurde ein theoretisches Modell durch Modifikation des vorhandenen Programmsystems PCGEOFIM entwickelt. Die Erarbeitung der mathematischen Grundlagen sowie die Algorithmmierung wurden vom IBGW GmbH Leipzig in Zusammenarbeit mit der TU Bergakademie Freiberg durchgeführt. Dabei wurden neue spezielle Randbedingungen (Randbedingung Gaseintrag und Randbedingung Bodenverdichtung), die den Druckaufbau an der Initialstelle (Sprengstelle oder Verdichtungsstelle) und die Entlastungswirkung der Porenwasserdruckbarriere bei Impuls und Strömung erfassen, angefertigt. Die Randbedingung Gaseintrag (g) beschreibt sowohl den Gaseintrag bei der Sprengung als auch den Gaseintrag zum Aufbau des Luftpolsters. Die Randbedingung Bodenverdichtung (v) beschreibt die Änderung der Porosität infolge von Sprengungen oder sonstigen äußeren Einflüssen, die zu einer Bodenverdichtung führen.

Beim Einsatz von Luftpolstern ist wegen der hohen Kompressibilität die Dämpfung des Porenwasserdruckimpulses schon vor Durchlauf der Luftbarriere festzustellen. Bei den Modellversuchen wurde eine Verminderung des Porenwasserüberdruckes (Wirkungsgrad) von bis zu 72% im Bereich des Modellbeckens mit Luftpolster gegenüber dem Bereich des Modellbeckens ohne dessen Anordnung gemessen. Im Mittel wurde bei den einzelnen Modellversuchen ein Wirkungsgrad des Luftpolsters von bis ca. 54% gemessen. Die Verminderung des Porenwasserüberdruckes durch Luftpolster ist vom Abstand des Luftpolsters zur Initialstelle und vom erreichten Sättigungsgrad und damit verbunden dem erzielten spezifischen Speicherkoeffizienten in der Luftbarriere stark abhängig. Je geringer die Entfernung des Luftpolsters zur Initialstelle ist, um

so größer ist die Verminderung des Porenwasserdruckes. Ein geringer spezifischer Speicherkoeffizient im Luftpilster führt zu geringem Porenwasserdruckabbau. Ein höherer spezifischer Speicherkoeffizient dagegen ermöglicht eine wesentliche Abminderung des Porenwasserdruckes. Ausgehend von den Ergebnissen der Modellierung mit Luftpilstern findet eine deutliche Reduzierung des Porenwasserdruckes bei einem Verhältnis vom spezifischen Speicherkoeffizient im Luftpilster und in der Kippe von $S_{0,LP}/S_{0,K} > 1,0E + 01$ (besser ab $S_{0,LP}/S_{0,K} = 1,0E + 02$) statt.

Die Anordnung von vertikalen Dränagebohrungen führt auch zur Verminderung des Porenwasserdruckes. Es wurde bei den durchgeführten Modellversuchen eine Reduzierung des Porenwasserüberdruckes von bis zu 70% im Bereich des Modellbeckens mit vertikalen Dränagen gegenüber dem Bereich des Modellbeckens ohne deren Anordnung gemessen. Im Mittel wurde ein Wirkungsgrad der vertikalen Dränagebohrungen bei den einzelnen Modellversuchen von bis ca. 47% je nach Einbaubedingungen und Dränageanordnung ermittelt. Eine starke Verminderung des Porenwasserüberdruckes findet bei engeren Abständen der Dränagen, großen Dränagedurchmessern, höheren Durchlässigkeitskoeffizienten der Dränagen und geringen Abständen der Dränagen zur Initialstelle statt. Die beste Wirkung wird erzielt, wenn die Dränagen so eng nebeneinander stehen, daß sie einen vertikalen Dränageschlitz bilden. Bei der Anwendung von vertikalen Dränagen zur Verminderung des Porenwasserdruckes sind für $a/d \leq 25$ und $1,0E + 02 \leq k_{f,D}/k_{f,K} \leq 1,0E + 04$ gute Wirkungsgrade erzielt worden.

Aus den durchgeführten Messungen bei den Modellversuchen geht hervor, daß der Nachweis der Wirksamkeit von Porenwasserdruckbarrieren mit Hilfe von bodenphysikalischen Parametern, Nivelliermessungen, kernphysikalischen Messungen (radiometrische Sondierungen) und Porenwasserdruckmessungen durchgeführt werden kann. Die statistische Auswertung der bodenphysikalischen Kennwerte, gewonnen aus Probeentnahmen oder aus kernphysikalischen Messungen (*Anlage 5: A5-1*) unterstützt diese Aussage. Die Änderungen der bodenphysikalischen Parameter und der Setzungen nach der Sprengung sind mit der Porenwasserdruckänderung im Lockergestein verbunden. Demzufolge entstanden geringere Änderungen der Lockergesteinsparameter im Bereich von Porenwasserdruckbarrieren aufgrund der dort aufgetretenen geringeren Porenwasserdruckänderungen.

Durch Eingaben von geeigneten Modellparametern läßt sich mit dem Programmsystem Kurzzeit-PCGEFIM eine Abschätzung des aufzutretenden Porenwasserdruckes machen. Die Modellierung verdeutlicht die dämpfende und entspannende Wirkung hinter der Porenwasserdruckbarriere. Die auftretenden maximalen Porenwasserdrücke im Bereich der Porenwasserdruckbarriere sind geringer als die im Bereich ohne Einfluß der Barriere.

Für zukünftige Untersuchungen müssen die aus Modellversuchen und Modellierungen gewonnenen Erkenntnisse in einem Anwendungsfall in situ überprüft werden. Da der Einsatz von Tensiden zur Bildung des Luftpolsters bei den Modellversuchen nicht durchgeführt wurde, wäre es notwendig ihre Wirkung bei der Anwendung in situ zu erproben. Damit würde sich ein stabiles Luftpolster bilden, in dem sich die Luft über lange Zeit halten kann. Die Erprobung von Porenwasserdruckbarrieren in situ könnte sowohl in der Stabilisierung bei der Kippenbebauung als auch bei den unter Abschnitt 2.3 genannten Einsatzbereiche angewendet werden.

LITERATURVERZEICHNIS

Abkürzungen

| | |
|----------------|---|
| ASCE: | American Society of Civil Engineers |
| DVWK: | Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau |
| DVGW: | Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. |
| ECSMFE: | European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering |
| FFH: | Freiberger Forschungsheft |
| JGS: | The Japanese Geotechnical Society |
| JSCE: | Japan Society of Civil Engineering |
| ICSMFE: | International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering |
| Proc.: | Proceedings |
| WWT: | Wasserwirtschaft - Wassertechnik |

ALBACH, M.; HANSES, U.: Zur Bemessung von Grundwasserentspannungs-löchern in wasserdruckbelasteten Bauwerkssohlen - Eine potentialtheoretische Lösung. Die Bautechnik 10/1981, S. 341-344.

ALPMAN, B.: Die Theorien über den Porenwasserdruck im Erddammbau und ihre Beurteilung durch Versuche und Messungen. Diss., TU Berlin, Fakultät für Bauingenieurwesen, 1962.

ALPMAN, B.: Die Theorien über den Porenwasserdruck im Erddammbau und ihre Beurteilung durch Versuche und Messungen. Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik Berlin-Charlottenburg, Heft 18, 1964.

AL-TABBAA, A.; WOOD, D.-M.: Horizontal drainage during consolidation: Insights gained from analyses of a simple problem. Géotechnique 41 (1991) No. 4, pp. 571-585.

ATKINSON, M. S.; ELDRED, P. J. L.: Consolidation of soil using vertical drains. Géotechnique 31 (1981) No. 1, pp. 33-43.

BACHUS, E.: Prebluftschiefer als Bauhilfsmittel. Der Bauingenieur 30 (1955) Heft 7, S. 267-268.

BALASUBRAMANIAM, A. S.; BERGADO, D. T.; NOPPADOL, P.; LONG, P. V.; AHAMAD, M.: Performance of test embankments with prefabricated vertical drains in soft Bangkok clay. Proc. of the XIV. ICSMFE, Hamburg 1997, Vol. 3, pp. 1723-1726.

BERGDAHL, U.; TREMBLAY, M.: Pore pressure measurements as a means of slope stability monitoring. Proc. of the IX. ECSMFE, Dublin 1987, Vol. 1, pp. 381-384.

- BEYER, W.:** Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. WWT 14 (1964) Heft 6, S. 165-168.
- BILZ, P.:** Ein Beitrag zur Erfassung der Standsicherheitsverhältnisse an bindigen Mischbodenkippen mit Fließcharakter. FFH A 488, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1971.
- BIOT, M. A.:** General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics, Vol. 12, February 1941a, pp. 155-164.
- BIOT, M. A.:** Consolidation settlement under a rectangular load distribution. Journal of Applied Physics, Vol. 12, May 1941b, pp. 426-430.
- BIOT, M. A.; CLINGAN, F. M.:** Consolidation settlement of soil with an impervious top surface. Journal of Applied Physics, Vol. 12, July 1941, pp. 578-581.
- BLÜMEL, W.:** Ein Verfahren zur Verminderung des Porenwasserdrucks bei Baugruben im Ton durch Entspannungsbohrungen. Mitteilungen Institut für Grundbau und Bodenmechanik Universität Hannover, Heft 16, erschienen im Eigenverlag, 1979.
- BOBE, R.; HUBÁČEK, H.:** Bodenmechanik. 2. bearbeitete Auflage, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1986.
- BOBE, R.; HUBÁČEK, H.:** Bodenmechanik (1. Lehrbrief). Zentralstelle für das Hochschulfernstudium Dresden, 3. Ausgabe, 2. Auflage, Druckerei Zwickau GmbH, November 1987a.
- BOBE, R.; HUBÁČEK, H.:** Bodenmechanik (2. Lehrbrief). Zentralstelle für Lehr- und Organisationsmittel des Ministeriums für Hoch- und Fachschulwesen, 3. Ausgabe, 1. Auflage, Zwickau, Dezember 1987b.
- BOLLRICH, G.:** Hydraulisches Versuchswesen. In: BOLLRICH, G. und Autorenkollektiv: Technische Hydromechanik Band 2: Spezielle Probleme. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1989.
- BRAUNS, J.; SCHULZE, B.:** Wirkung von vertikalen Drainagebohrungen in durchströmten Hängen. Bautechnik 65 (1988) Heft 11, S. 369-371.
- BRETH, H.; KÜCKELMANN, G.:** Der Porenwasserdruck in Erddämmen: Bericht über Porenwasserdruckmessungen. Die Bautechnik 31 (1954) Heft 1, S. 25-29.
- BREZESINSKI, G.; MÖGEL, H. J.:** Grenzflächen und Kolloide: Physikalisch-chemische Grundlagen. Spektrum akademischer Verlag, Heidelberg - Berlin - Oxford 1993.
- BUSCH, K.-F.; LUCKNER, L.:** Geohydraulik. 2. durchgesehene Auflage, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1973.

- BUSCH, K.-F.; LUCKNER, L.; TIEMER, K.:** Lehrbuch der Hydrogeologie Band 3: Geohydraulik. 3. neubearbeitete Auflage, Gebrüder Borntraeger, Berlin - Stuttgart 1993.
- CASAGRANDE, A.:** Liquefaction and cyclic deformation of Sands: A critical review. Harvard Soil Mechanics Series No. 88, Pierce Hall, Cambridge, Massachusetts, January 1976, reprinted January 1979.
- CASTRO, G.:** Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the ASCE, Vol. 101, No. GT6, June 1975, pp. 551-569.
- CASTRO, G.; POULOS, S. J.:** Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the ASCE, Vol. 103, No. GT6, June 1977, pp. 501-516.
- CHAI, J. C.; MIURA, N.; SAKAJO, S.:** A theoretical study on smear effect around vertical drain. Proc. of the XIV. ICSMF, Hamburg 1997, Vol. 3, pp. 1581-1584.
- CLERDOUET, D.; DES CROIX, PH.; POUPART, M.:** Pressions interstitielles de construction au barrage de GRAND'MAISON. Proc. of the IX. ECSMF, Dublin 1987, Vol. 1, pp. 397-400.
- DA COSTA, J. A.:** Effect of Hebgen Lake earthquake on Water levels in wells in the United States. U.S. geol. Survey prof. Paper 435-0: 167-178, 1964, Washington, D.C.
- DÄHNERT, R.:** Entwicklung des Sanierungsbergbaues als Grundlage wirtschaftlicher Umgestaltung in der Lausitz. Braunkohle/Bergbautechnik 11/95, S. 4-6.
- Das neue WASSERRECHT für die betriebliche Praxis.** WEKA Fachverlag für technische Führungskräfte GmbH.
- DAVIES, J. A.; HUMPHESON, C.:** A comparison between the performance of two types of vertical drain beneath a trial embankment in Belfast. Géotechnique 31 (1981) No. 1, pp. 19-31.
- DE BOER, R.; SCHIFFMAN, R. L.; GIBSON, R. E.:** The origins of the theory of consolidation: The Terzaghi-Fillinger dispute. Geotechnique 46 (1996) No. 2, pp. 175-186.
- DEMBICKI, E.; KISIELOWA, N.; NOWACKI, W.; RANIECKI, B.:** Dynamische Bodenverfestigung durch Tiefensprengungen. Bautechnik 65 (1988) H. 10, S. 336-340.
- DEMBICKI, E.; KISIELOWA, N.; NOWACKI, W.; RANIECKI, B.:** Theoretische Analyse der dynamischen Bodenverdichtung durch Sprengung. Bautechnik 66 (1989) H. 2, S. 50-54.

- DEVILLERS, P.; SAIX, C.; EL YOUSOUFI, M. S.:** Loi de comportement thermohydromécanique pour les sols non saturés: Identification in situ des indices de compression thermique. Can. Geotechn. J., Vol. 33, 1996, pp. 250-259.
- DIERICHS, D.; FÖRSTER, W.:** Experimentelle Untersuchungen an wasser-gesättigten lockergelagerten Sanden im Triaxialgerät unter undrännierten Bedingungen. 4. bodenmechanisches Kolloquium Freiberg, wissenschaftliches Informationszentrum der Bergakademie Freiberg 1984, S. 13-23.
- DIN 18121 Teil 1:** Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt: Bestimmung durch Ofentrocknung. 04/76.
- DIN 18121 Teil 2:** Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt: Bestimmung durch Schnellverfahren. 09/89.
- DIN 18123:** Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung. 11/86.
- DIN 18125-1:** Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Dichte des Bodens: Teil 1 Laborversuche. 08/97.
- DIN 18137 Teil 1:** Bestimmung der Scherfestigkeit: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen. 08/90.
- DIN 18137 Teil 2:** Bestimmung der Scherfestigkeit: Triaxialversuch, 12/90.
- DIN 20163:** Sprengtechnik: Begriffe, Einheiten, Formelzeichen. 11/94.
- DIN 4093:** Baugrund: Einpressen in den Untergrund; Planung, Ausführung, Prüfung. 09/87.
- DIN 4094:** Baugrund: Erkundung durch Sondierungen. 12/90.
- DIN 4094 Beiblatt 1:** Baugrund: Erkundung durch Sondierungen; Anwendungshilfen, Erklärungen. 12/90.
- DMITRUK, S.; LYSIK, B.:** Über Anwendungen mathematischer Modelle in der Geotechnik. FFH A588, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1978.
- DORSCHNER, E.:** Setzungsvorgang auf Tagebaukippen des Braunkohlenbergbaus. FFH A 334, S. 121-142, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1965.
- DVGW-Regelwerk W 101:** Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete: Teil 1 Schutzgebiete für Grundwasser. DVGW, Eschborn Februar 1975.
- DYCK, S.; PESCHKE, G.:** Grundlagen der Hydrologie. 2. bearbeitete Auflage, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1989.
- EGGELSMANN, R.:** Guide du drainage souterrain. DVWK Bulletin 18, Verlag Paul Parey, Hamburg - Berlin 1991.

- FEUERLEIN, P.:** Die Konsolidation planparalleler, unendlich ausgedehnter und wassergesättigter Tonschichten unter starren Lastflächen mit Hilfe von Sanddrains. Die Bautechnik 4/1965, S. 120-125.
- FISCHER, P.:** Beitrag zur Anwendung rheologischer Untersuchungsmethoden in der Bodenmechanik. FFH A 492, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1970.
- FLOOD, P.; EISING, J.:** The use of vertical drains in the construction of the Galway Eastern Approach Road. Proc. of the IX. ECSMF, Dublin 1987, Vol. 1, pp. 417-421.
- FÖRSTER, W.; WALDE, M.:** Slope failures of spoil dumps due to soil liquefaction in Eastern German opencast mines. Proc. 4 th. Int. Symp. on Reclamation, Treatment and Utilisation of Coal Mining Wastes, Krakow, 1993.
- FÖRSTER, W.; WALDE, M.:** Gestaltung von Kippenböschungen an Tagebaurestlöchern - Ostdeutsche Erfahrungen. Braunkohle/Bergbautechnik 1-2/95, S. 24-29.
- FÖRSTER, W.; WALDE, M.; SCHWARZ, H.:** Setzungsfließbrutschungen an einem Kippenböschungssystem. FFH A 791, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1989.
- GUDEHUS, G.:** Bodenmechanik. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1981.
- GUDEHUS, G.:** Standpunkt zum Sachstandsbericht "Setzungsfließen": Anlage zum Sachstandsbericht "Setzungsfließen" vom 03.05.1992, Karlsruhe 27.05.1992.
- GUDEHUS, G.; KUNTZE, W.; RAJU, V. R.; WARMBOLD, U.:** Sprengversuche zur Bodenverdichtung. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 523-536.
- GUDEHUS, G.; KUNTZE, W.; RAJU, V. R.; WARMBOLD, U.:** Field tests for blast compaction of loose sands deposits. Proc. of the XIV. ICSMF, Hamburg 1997, Vol. 3, pp. 1593-1597.
- GUSSMANN, P.:** Zum Modellgesetz der Konsolidation. Mitteilung 11, Baugrundinstitut Stuttgart, 1980, S. 93-101.
- GUSSMANN, P.; THAMM, B.:** Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben. Der Bauingenieur 49 (1974), S. 293-298.
- HACKESCHMIDT, M.:** Strömungstechnik: Ähnlichkeit - Analogie - Modell. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972.
- HÄFNER, F.; SAMES, D.; VOIGT, H.-D.:** Wärme- und Stofftransport: Mathematische Methoden. Springer-Verlag, Berlin - Heidelberg - New York - London - Paris - Tokyo - Hong Kong - Barcelona - Budapest 1992.

- HÄGE, K.:** Methoden und Erfahrungen zur Vermeidung von Umweltauswirkungen im Lausitzer Braunkohlenrevier. Braunkohle/Bergbautechnik 7/95, S. 4-8.
- HANSBO, S.:** Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains: A study made in connection with Full-scale investigations at Ska-Edeby. Swedish Geotechnical Institute, proceedings No. 18, Stockholm 1960.
- HANSBO, S.:** Practical aspects of vertical drain design. Proc. of the XIV. ICSMFE, Hamburg 1997, Vol. 3, pp. 1749-1752.
- HANSBO, S.; JAMIOLKOWSKI, M.; KOK, L.:** Consolidation by vertical drains. Géotechnique 31 (1981) No. 1, pp. 45-66.
- HENSEN, W.:** Modellversuche mit pneumatischen Wellenbrechern. Mitteilungen des Hannoverschen Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau, Heft 7, 1955.
- HERTH, W.; ARNDTS, E.:** Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 1994.
- INDRARATNA, B.; REDANA, I. W.:** Plane-strain modeling of smear effects associated with vertical drains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 123, No. 5, May 1997, pp. 474-478.
- ISTOMIN V. V.:** Modellierung des Konsolidierungsvorgangs im Liegenden von Kippen mittels elektronischer Rechner. Bergbautechnik 17 (1967) Heft 10, S. 525-528.
- IVANOV, P. L.:** Verdichtung wenigbindiger Lockergesteine durch Sprengungen (russ.). Moskau „Nedra“ 1983.
- IVANOV, P. L.:** Baugrund und Gründungen von hydrotechnischen Anlagen (russ.). Moskau „Vyssaja Skola“ 1985.
- JENDERSIE, H. (Hrsg.):** Sprengtechnik im Bergbau. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1981.
- JGS:** Remedial Measures against Soil Liquefaction: From investigation and design to implementation. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield 1998.
- JOLAS, P.:** Einsatz von Horizontalfiltern in plastizierten Kippenmassen. Braunkohle 7/90, Band 42, S. 16-20.
- KENNEY, T. C.; PAZIN, M.; CHOI, W. S.:** Design of horizontal drains for soil slopes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the ASCE, Vol. 103, No. GT11, November 1977, pp. 1311-1323.
- KESSLER, J.:** Sprengverdichtung zur Verbesserung von setzungsfließgefährdeten Kippen. Diss. B, Bergakademie Freiberg 1989.

- KESSLER, J.; FÖRSTER, W.:** Sprengverdichtung zur Verbesserung von setzungsfließgefährdeten Kippen. FFH A 819, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie GmbH, Leipzig 1992.
- KINZE, W.; FRANKE, D.:** Grundbau. 4. durchgesehene Auflage, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1990.
- KIRSCHKE, D.:** Druckstoßvorgänge in wassergefüllten Felsklüften. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 61, 1974.
- KITTNER, H.; STARKE, W.; WISSEL, D.:** Wasserversorgung. 6. Überarbeitete Auflage, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1989.
- KLOBE, B.:** Eindimensionale Kompression und Konsolidation und darauf basierende Verfahren zur Setzungsprognose. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 128, 1992.
- KLÖTZSCH, P.; WALDEN, F.:** Ähnlichkeitstheorie und Modelltechnik - Heft 1 Grundlagen. Lehrbrief Bergakademie Freiberg.
- KOBUS, H.:** Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens. Die Bautechnik 3/1974, S. 88-94
- KÖHLER, K.:** Radiometrie und Kernegeophysik. In: MILITZER, H.; WEBER, F. (Hrsg.): Angewandte Geophysik, Band 2: Geoelektrik - Geothermik - Radiometrie - Aerogeophysik. Springer-Verlag, Wien - New York / Akademie Verlag, Berlin 1985.
- KÖNIG, F. T.; WINSELMANN, D.:** Instationäre Porenwasserdrücke bei nichtlinearen Kontinuumsberechnungen. In Festschrift Professor Dr.-Ing. Heinz Duddek zu seinem sechzigsten Geburtstag, Hrsg.: Scheer, J.; Ahrens, H.; Bargstädt, H.-J., Selbstverlag, Braunschweig, Mai 1988, S. 415-426.
- KOLYMBAS, D.:** Sprengungen im Boden. Bautechnik 69 (1992) Heft 8, S. 424-431.
- KOPPULA, S. D.; MORGENSTERN, N. R.:** Consolidation of clay layer in two dimensions. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the ASCE, Vol. 98, SM1, January 1972, pp. 79-92.
- KOSSWIG, K.; STACHE, H. (Hrsg.):** Die Tenside. Carl Hanser Verlag, München - Wien 1993.
- KRAATZ, W.:** Flüssigkeitsstrahlen. In: BOLLRICH, G. und Autorenkollektiv: Technische Hydromechanik Band 2: Spezielle Probleme. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1989.

- LANG, H.-J.; HUDER, J.:** Bodenmechanik und Grundbau: Das Verhalten von Böden und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. 5. Auflage, Springer-Verlag, Berlin - Heidelberg - New York 1994.
- LAUBE, H.; GROSSER, R.:** Geotechnische Sicherheit von Abraumförderbrückenkippen unter Berücksichtigung des zunehmenden Einflusses der Grundwasserneubildung. Braunkohle/Bergbautechnik 10/95, S. 25-33.
- LEHNERS, C.:** Analyse von Strömungen in wassergesättigten Kornhaufwerken. Diss., TU Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig 1993.
- LEUSSINK, H.:** Beitrag zum qualitativen Verhalten von Porenwasserdrücken im Probeninneren von Mischböden bei dreiaxialen Scherversuchen. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der TH Fridericiana in Karlsruhe, Heft 16, 1965, S. 47-81.
- MÄDER, C.:** Von Luftblasenschleiern erzeugte Strömungen in fließenden und stehenden Gewässern. Wasserbau-Mitteilungen Nr. 9, TH Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, November 1971.
- MAGNAN, J.-P.:** Pressions interstitielles à court terme sous les remblais. Proc. of the IX. ECSMFE, Dublin 1987, Vol. 2, pp. 833-836.
- MALYSCHEW, M. W.:** Berechnung des Porenwasserdruckes in Schüttungen aus Böden, deren Poren Wasser und Luft enthalten, während der Bauperiode. Die Bautechnik 6/1966, S. 201-203.
- MATTHESS, G.; UBELL, K.:** Lehrbuch der Hydrogeologie Band 1: Allgemeine Hydrogeologie - Grundwasserhaushalt. Gebrüder Borntraeger, Berlin - Stuttgart 1983.
- MCDONALD, P.:** Settlement of fills on soft clay with vertical drains. Proc. of the XI. ICSMFE, San Francisco 1985, Vol. 4, pp. 2213-2216.
- McGOWN, A.; HUGHES, F. H.:** Practical aspects of the design and installation of deep vertical drains. Géotechnique 31 (1981) No. 1, pp. 3-17.
- MILITZER, H.; SCHÖN, J.; STÖTZNER, U.; STOLL, R.:** Angewandte Geophysik im Ingenieur- und Bergbau. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1978.
- MOSER, M. A.:** Wirkungsweise von Sanddrains in weichen Böden. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 69, 1977.
- NANDA, A.:** Analysis of gravel drains in liquefiable soils. Proc. of the XIV. ICSMFE, Hamburg 1997, Vol. 3, pp. 1637-1640.
- NICHOLSON, D. P.; JARDINE, R. J.:** Performance of vertical drains at Queenborough bypass. Géotechnique 31 (1981) No. 1, pp. 67-90.

- NIGANG, L. R., WALDE, M.:** Porenwasserdruckbarrieren zur Sicherung von Tagebaukippen gegen Setzungsfließen bei der Sicherung von Tagebaurestlöchern. Forschungsberichte 1996-1998, unveröffentlicht.
- NIGANG, L. R., WALDE, M.:** Beurteilung des Programmsystems Kurzzeit-PCGEOFIM nach dem Testen und Lösungsmöglichkeiten. Interner Bericht 1997, unveröffentlicht.
- NIGANG, L. R., WALDE, M.:** Vermeidung der Setzungsfließgefahr in Tagebaukippen durch Porenwasserdruckbegrenzung. Braunkohle - Surface Mining 51 (1999) Nr. 1, S. 49-53.
- NOVY, A.:** Rütteldruckverdichtung in wassergesättigten Tagebaukippen zur Sicherung setzungsfließgefährdeter Kippenrandbereiche. Braunkohle/Bergbautechnik 7/95, S. 8-16.
- OBERMEIER, S. F.:** Use of liquefaction-induced features for paleoseismic analysis - An overview of how seismic liquefaction features can be distinguished from other features and how their regional distribution and properties of source sediment can be used to infer the location and strength of Holocene paleo-earthquakes. Engineering Geology 44 (1996), pp. 1-76.
- ONOUE, A.:** Permeability of disturbed zone around vertikal drains. 26th Annual Meeting of JSCE, PP 2015-2018.
- PARKER, G. G.; STRINGFIELD, V. T.:** Effects of earthquakes, tides, winds, and atmospheric pressure changes on water in the geologic formations of southern Florida. Econ. Geol. 45: 441-460, 1950, New Haven, Conn.
- PATEL, V.:** Untersuchungen über den Porenwasserdruck in Erddämmen bei Spiegelabsenkung. Die Wasserwirtschaft 48 (1958) Nr. 14, 1958.
- PIERSCHKE, K.-J.:** Standfestigkeit bei der Verkippung von nicht aufbaufähigen Mischböden im rheinischen Braunkohlenrevier. Braunkohle/Bergbautechnik 12/95, S. 5-12.
- PRATER, E. G.:** Verflüssigung von Bodenschichten infolge Erdbeben. Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, N° 97, Bern, Herbsttagung 1977.
- PREISSLER, G. 1960a:** Wellendämpfung durch Preßluft. WWT 10 (1960) Heft 11, S. 514-519.
- PREISSLER, G. 1960b:** Wellendämpfung durch Preßluft. WWT 10 (1960) Heft 12, S. 560-567.
- RAJU, V. R.:** Spontane Verflüssigung lockerer granularer Körper - Phänomene, Ursachen, Vermeidung. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 134, 1994.

- REICHEL, G.:** Zum Einfluß der Anstiegsgeschwindigkeit aufgehenden Grundwassers in Kippen auf das relative volumenbezogene Sackungsmaß. Braunkohle - Surface Mining 49 (1997) 1, S. 49-55.
- REID, M. E.:** Slope Instability caused by small variations in hydraulic conductivity. . Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 123, No. 8, August 1997, pp. 717-725.
- RICHWIEN, W.:** Belastungsänderung und Porenwasserüberdruck in bindigen Böden. Beiträge zum Grundbau, zur Bodenmechanik und zum Energiewasserbau, Festschrift aus Anlaß des 65. Geburtstages von O. Prof. Dr.-Ing. Erich Lackner, Hrsg.: V. Rizkallah, erschienen im Eigenverlag der Verfasser, Hannover 1978, S. 217-234.
- „ROSA HEFT“:** Beurteilung der Setzungsfließgefahr und Schutz von Kippen gegen Setzungsfließen. Gemeinsame Forschungsgruppe Geotechnik des VE BKK Senftenberg und der Bergakademie Freiberg, Sektion Bergbau, November 1989.
- ROYSTER, D. L.:** Landslide remedial measures. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol. XVI, No. 2, 1979, pp. 301-352.
- SACHSE, H.:** Zum zeitlichen Verlauf von Sackungen nichtbindiger Kippen des Braunkohletagebaus. Bauplanung - Bautechnik 42 (1988) Heft 11, S. 486-488.
- SAMES, D.:** PCGEOFIM - Programmsystem zur Simulation von Geofiltration und Geomigration: Physikalische und mathematische Grundlagen. Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH Leipzig, 1994.
- SAMES, D.; BOY, S.:** PCGEOFIM - Programmsystem for Computation of Geofiltration und Geomigration: Anwender - Dokumentation. Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH Leipzig, 1997.
- SAMES, D.; HÄFNER, F.:** Modellierung von Porenwasserdruckbarrieren mit dem Programmsystem PCGEOFIM. Ingenieurbüro für Grundwasser GmbH, Leipzig 1996.
- SCHLOSSER, F.:** Elements de mécanique des Sols. Presses de l' école nationale des ponts et chaussées, Paris 1988.
- SCHOEN, H.-G.:** Bestimmung der Gasdurchlässigkeit trockener und teilgesättigter Sande mit Wasserdurchlässigkeitsversuchen. Geotechnik 20 (1997) Nr. 1, S. 49-54.
- SEED, H. B.; BOOKER, J. R.:** Stabilisation of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the ASCE, Vol. 103, No. GT7, July 1977, pp. 757-768.
- SEED, H. B.; MARTIN, P. P.; LYSMER, J.:** Pore-water pressure changes during soil liquefaction. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the ASCE, Vol. 102, No. GT4, April 1976, pp. 323-346.

- SEIDEL, H.:** Erfahrungen bei der Grundwasserabsenkung am Bauvorhaben Ostschleuse Hohensaaten. Bauplanung - Bautechnik 42 (1988) Heft 2, S. 71-73.
- SENOLT, H.:** Zur Theorie der Setzung von Tonschichten. Die Bautechnik 31 (1954) Heft 12, S. 404-406.
- SIMONS, N. E.; CLAYTON, C. R. I.; SADREKARIMI, J.; MATTHEWS, M. C.:** The use of drains to improve the stability of a landslide site: A case study. Proc. of the IX. ECSMFE, Dublin 1987, Vol. 1, pp. 251-254.
- SIOR, G.:** Der Einfluß des Porenwasserdruckes auf die Standsicherheit von Böschungen. Mitteilungen des Bodenmechanik-Laboratorium Dr.-Ing. Sior, Heft 1, Frankfurt am Main 1962.
- SMART, P.; HERBERTSON, J. G.:** Drainage design. Blackie, Glasgow and London 1992.
- STACHE, H.; KOSSWIG, K. (Hrsg.):** Tensid-Taschenbuch. Carl Hanser Verlag, München - Wien 1990.
- STEIN, U.:** Bewertung verschiedener Maßnahmen zur Stabilisierung von setzungsfließgefährdeten Kippen an Restlöchern. 4. bodenmechanisches Kolloquium Freiberg, wissenschaftliches Informationszentrum der Bergakademie Freiberg, 1984, S. 39-50.
- STOCK, U.:** Beitrag zur Modellierung des Setzungsfließens. FFH A 791, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1989, S. 40-96.
- TAMÁSKOVICS, N.:** Dimensionierung von Verdichtungssprengungen zur Sanierung ungünstiger Baugrundverhältnisse. TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik, Abteilung Bodenmechanik, 1997.
- TAN, S.-A.; LIANG, K.-M.; YONG, K.-Y.; LEE, S.-L.:** Drainage efficiency of sand layer in layered clay-sand reclamation. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the ASCE, Vol. 118, No. 2, February 1992, pp. 209-228.
- TERZAGHI, K.:** Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1925, unveränderter fotomechanischer Offsetdruck mit Genehmigung des Verlages, Wien 1976.
- ULRICH, G.:** Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden. Mitteilung 11, Baugrundinstitut Stuttgart, 1980, S. 1-92.
- URIEL, S.; OLALLA, C.:** Pore pressure dissipation in shoulders of earth dams drained by horizontal layers of semi-pervious materials. Proc. of the IX. ECSMFE, Dublin 1987, Vol. 1, pp. 511-513.
- VAN IMPE, W. F.; PEIFFER, H.; MENGE, P.; DE WEERT, A.:** Determination of Darcy permeability and retention capacity for two-phase (non-

- reactive) flow. Proc. of the XIV. ICSMFE, Hamburg 1997, Vol. 3, pp. 1985-1987.
- VULPIUS, R.; HONRATH, G.; GLATTE, S.; MÜLLER, H.:** Die Hohenbockaer Quarzsandlagerstätten und ihre Abbauperspektive. Braunkohle - Surface Mining 49 (1997) Nr. 1, S. 67-75.
- VOGLER, M.; ARSLAN, U.:** Erkundung von Ölkontaminationen im Untergrund - Sanierung und Erfolgskontrolle. Geotechnik 20 (1997) Nr. 1, S. 10-17.
- VOGT, A.; FÖRSTER, W.; WARMBOLD, U.:** Sachstandsbericht zum "Setzungsfließen". LAUBAG, Senftenberg 03.05.1992.
- WAGNER, G.:** Die Bestimmung des Porenwasserdruckes als eine der Grundlagen zur Berechnung der Standsicherheit von Erddämmen und Erdstaudämmen. Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, TH Stuttgart, Schriftenreihe Heft 11, 1963.
- WALDE, M.; NIGANG, L. R.:** Porenwasserdruckbarrieren zur Sicherung von Tagebaukippen gegen Setzungsfließen bei der Sicherung von Tagebaurestlöchern. Abschlußbericht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau.
- Wasserhaushaltsgesetz - WHG (Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts).** In: HERTH, W.; ARNDTS, E.: Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 1994.
- WHITLOW, R.:** Basic soil mechanics. Third edition, Longman Scientific & Technical, England 1995.
- WITTIG, M.:** Wellenausbreitung bei nicht vollständiger Sättigung als Funktion des Sättigungsgrades und Porosität des Lockergesteins. Unveröffentlicht, 1997.
- YEUNG, A. T.:** Design curves for prefabricated vertical drains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 123, No. 8, August 1997, pp. 755-759.
- ZEN, K.; UMEHARA, Y.; OHNEDA, H.:** Evaluation of drainage effect in sand liquefaction. Proc. of the XI. ICSMFE, San Francisco 1985, Vol. 4, pp. 1931-1934.
- ZENKER, P.:** Wiedernutzbarmachung, Eingriffsausgleich und Rekultivierung bei bergbaulichen Vorhaben. Braunkohle/Bergbautechnik 12/95, S. 24-29.
- ZIEREP, J.:** Ähnlichkeitsgesetze und Modellregeln der Strömungslehre. G. Braun, Karlsruhe 1991.

ANLAGEN**Anlage 1: Zusammenfassung der Verminderung der maximalen Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit Luftpolster****A1-1: Modellversuch 1**

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V1 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 93,4 % | | | |
| Luftpolster bei R=40 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Luftpolster 87,2 % | | | |
| | | Luftvolumenstrom 0,40 Nm ³ /h pro m perforiertes Rohr; insgesamt 2,0 Nm ³ /h | | | |
| | | Injektionsdruck 0,25 bar | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster | | PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit LP [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit LP nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 40 | 37,2 | 22,8 | 17,9 | 14,1 |
| | 80 | 235,2 | 62,3 | 166,9 | 59,0 |
| | 100 | 44,5 | 30,3 | 24,1 | 19,8 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 40 | 34,3 | 6,9 | 9,4 | 9,3 |
| | 90 | 7,1 | 5,1 | 13,2 | 12,5 |
| | 140 | - | - | 1,5 | 1,6 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 80 | 44,0 | 27,3 | 8,5 | 9,7 |
| | 90 | 20,0 | 16,2 | 15,1 | 16,8 |
| | 120 | 6,0 | 5,3 | - | - |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 40 | 60,8 | 13,0 | 12,9 | 18,9 |
| | 140 | 1,7 | 1,5 | 2,7 | 4,1 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 19,07 | | 16,58 |
| | | vor Luftpolster | 14,23 | | 14,10 |
| | | hinter Luftpolster | 21,14 | | 17,64 |

A1-2: Modellversuch 2

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V2 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 95,3 % | | | |
| Luftpolster bei R=80 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Luftpolster 88,5 % | | | |
| | | Luftvolumenstrom 0,32 Nm ³ /h pro m perforiertes Rohr; insgesamt 3,2 Nm ³ /h | | | |
| | | Injektionsdruck 0,25 bar | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster | | PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit LP [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit LP nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 60 | 22,4 | 10,0 | 2,3 | 1,9 |
| | 100 | 14,2 | 8,9 | 8,5 | 6,9 |
| | 160 | 8,2 | 7,3 | 9,4 | 8,5 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 90 | 23,6 | 15,7 | 10,9 | 10,3 |
| | 160 | 10,6 | 9,3 | 7,2 | 7,3 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 40 | - | - | 2,4 | 2,8 |
| | 120 | 15,6 | 10,8 | 0,3 | 0,4 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 100 | 9,7 | 6,0 | 8,9 | 13,8 |
| | 120 | 15,3 | 9,9 | 6,3 | 10,4 |
| | 160 | 4,9 | 5,0 | 4,8 | 8,4 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 9,21 | 7,07 | |
| | | vor Luftpolster | 10,00 | 2,35 | |
| | | hinter Luftpolster | 9,11 | 8,25 | |

A1-3: Modellversuch 4

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V4 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 95,5 % | | | |
| Luftpolster bei R=80 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Luftpolster 86,1 % | | | |
| | | Luftvolumenstrom 0,60 Nm ³ /h pro m perforiertes Rohr; insgesamt 6,0 Nm ³ /h | | | |
| | | Injektionsdruck 0,5 bar | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster | | PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit LP [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit LP nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 120 | 24,3 | 20,8 | 20,0 | 19,3 |
| | 140 | 54,0 | 44,7 | 49,6 | 45,2 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 120 | 39,6 | 29,1 | 22,7 | 22,4 |
| | | | | | |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 70 | - | - | 15,0 | 18,6 |
| | 110 | 88,8 | 56,5 | 29,6 | 35,4 |
| | 120 | 61,1 | 48,1 | 27,6 | 35,1 |
| | 140 | 23,3 | 21,1 | 17,9 | 22,0 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 60 | 85,3 | 31,5 | 3,3 | 5,3 |
| | 100 | 109,5 | 58,5 | 19,8 | 31,2 |
| | 140 | 60,0 | 56,4 | 24,4 | 39,7 |
| | 160 | 18,3 | 29,2 | 13,9 | 27,9 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 39,59 | | 27,46 |
| | | vor Luftpolster | 31,50 | | 11,95 |
| | | hinter Luftpolster | 40,5 | | 30,9 |

A1-4: Modellversuch 6

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|---|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V6 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 91,2 % | | | |
| Luftpolster bei R=80 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Luftpolster 83,0 % | | | |
| | | Luftvolumenstrom 0,9 Nm ³ /h pro m perforiertes Rohr; insgesamt 9,0 Nm ³ /h | | | |
| | | Injektionsdruck 0,5 bar | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster | | PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit LP [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit LP nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 140 | 36,9 | 48,9 | 33,5 | 49,0 |
| | 160 | 70,9 | 72,3 | 61,5 | 77,0 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 80 | 55,8 | 42,2 | 48,5 | 45,2 |
| | 140 | 72,0 | 69,8 | 69,0 | 73,3 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 60 | 123,7 | 58,7 | 20,7 | 26,1 |
| | 90 | 44,7 | 42,7 | 46,9 | 54,8 |
| | 120 | 50,7 | 57,2 | 47,7 | 60,7 |
| | 140 | 29,6 | 38,6 | 45,2 | 59,6 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 120 | 58,8 | 60,5 | 33,6 | 52,7 |
| | 140 | 37,4 | 47,3 | 34,4 | 57,7 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 53,82 | | 55,61 |
| | | vor Luftpolster | 50,45 | | 35,65 |
| | | hinter Luftpolster | 54,66 | | 60,60 |

A1-5: Modellversuch 9

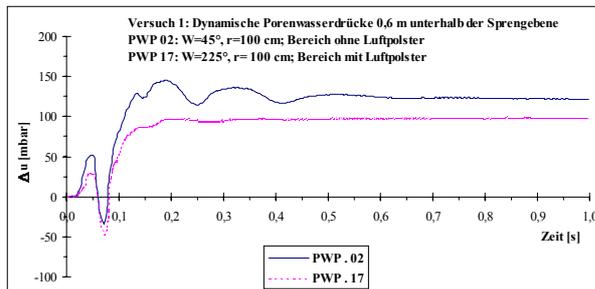
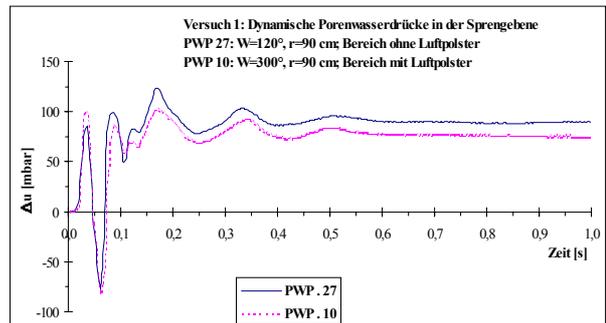
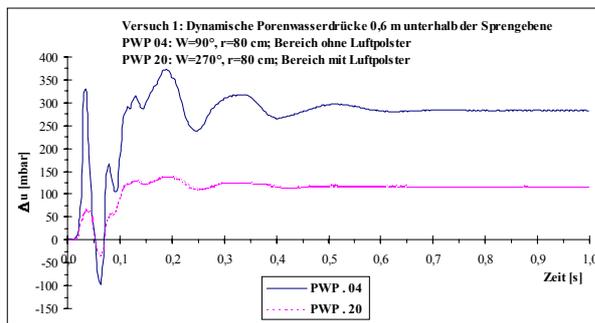
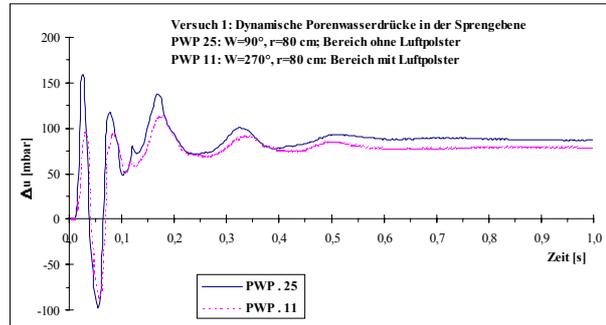
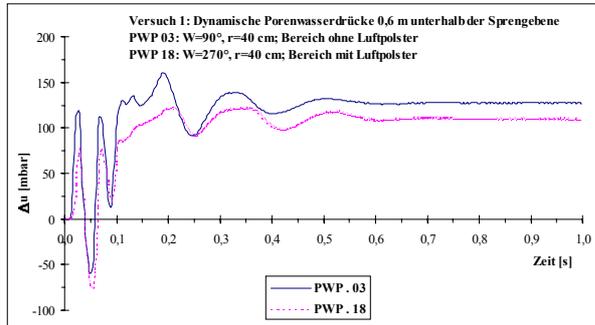
| | | | | | |
|---------------------------------------|--|---|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V9 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 93,4 % | | | |
| Luftpolster bei R=100 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Luftpolster 80,2 % | | | |
| | | Luftvolumenstrom 0,6 Nm ³ /h pro m perforiertes Rohr; insgesamt 6,0 Nm ³ /h | | | |
| | | Injektionsdruck ca. 0,4 bar | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster | | PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit LP [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit LP nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 40 | 8,0 | 5,4 | - | - |
| | 120 | 54,8 | 52,8 | 41,8 | 47,8 |
| | 160 | 64,4 | 59,0 | 47,1 | 54,1 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 40 | 35,7 | 7,8 | - | - |
| | 80 | 69,0 | 52,4 | 42,8 | 42,2 |
| | 160 | 50,0 | 60,9 | 50,0 | 66,9 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 40 | 125,9 | 21,9 | - | - |
| | 120 | 60,4 | 58,5 | 41,5 | 51,6 |
| | 160 | 37,4 | 47,0 | 43,3 | 61,3 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 40 | 136,1 | 39,6 | 3,8 | 6,9 |
| | 80 | 54,8 | 38,9 | 22,6 | 36,8 |
| | 120 | 27,1 | 31,1 | 23,4 | 41,8 |
| | 160 | 42,0 | 58,5 | 36,2 | 61,5 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 41,06 | | 47,09 |
| | | vor Luftpolster | 27,67 | | 28,63 |
| | | hinter Luftpolster | 52,54 | | 55,0 |

A1-6: Modellversuch 10

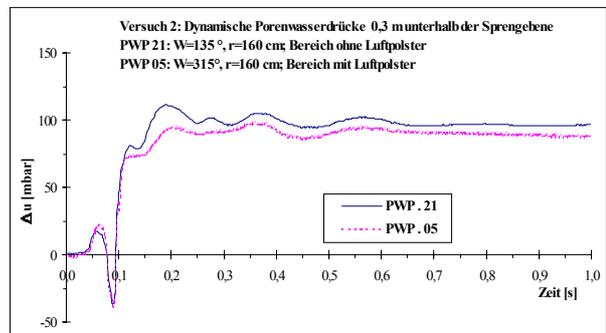
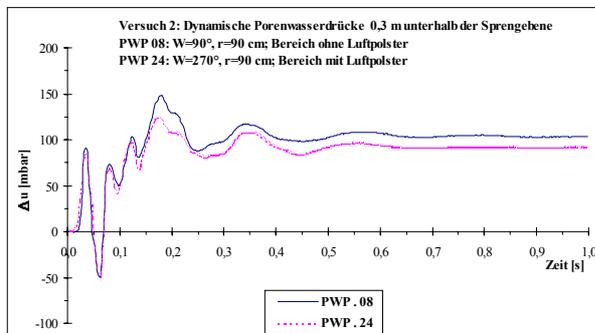
| | | | | | |
|---------------------------------------|--|---|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V10 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 97,9 % | | | |
| Luftpolster bei R=120 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Luftpolster 89,3 % | | | |
| | | Luftvolumenstrom 0,9 Nm ³ /h pro m perforiertes Rohr; insgesamt 9,0 Nm ³ /h | | | |
| | | Injektionsdruck ca. 0,6 bar | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster | | PWÜD im Bereich ohne und mit Luftpolster nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit LP [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit LP nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 40 | 64,9 | 18,9 | - | - |
| | 80 | 6,8 | 4,0 | 0,2 | 0,2 |
| | 160 | 38,7 | 26,4 | 36,2 | 28,5 |
| | 200 | 19,1 | 12,5 | 16,1 | 13,4 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 40 | 196,5 | 32,9 | 10,9 | 10,9 |
| | 80 | 38,6 | 25,3 | 9,6 | 9,7 |
| | 160 | 28,3 | 21,6 | 22,2 | 23,1 |
| | 200 | 33,2 | 26,0 | 31,2 | 30,4 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 40 | 23,5 | 4,2 | 13,7 | 15,8 |
| | 80 | 15,8 | 7,4 | 0,2 | 0,3 |
| | 160 | 33,6 | 28,9 | 13,6 | 16,9 |
| | 200 | 7,9 | 8,0 | 9,1 | 11,4 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 40 | 100,3 | 26,4 | 11,7 | 18,7 |
| | 80 | 8,9 | 4,8 | 21,5 | 34,5 |
| | 160 | 33,7 | 32,0 | 9,5 | 15,8 |
| | 200 | 21,8 | 23,0 | 5,3 | 10,4 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 18,90 | 15,99 | |
| | | vor Luftpolster | 15,48 | 12,87 | |
| | | hinter Luftpolster | 22,31 | 18,71 | |

Anlage 2: Entwicklung des Porenwasserüberdruckes im Bereich ohne und mit Luftpolster

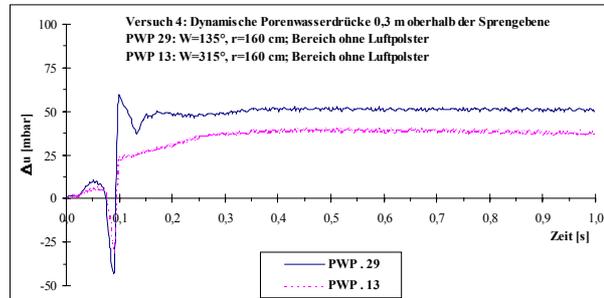
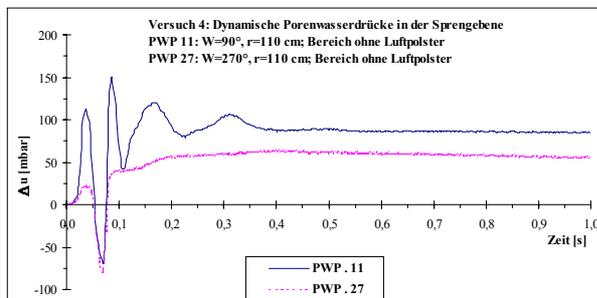
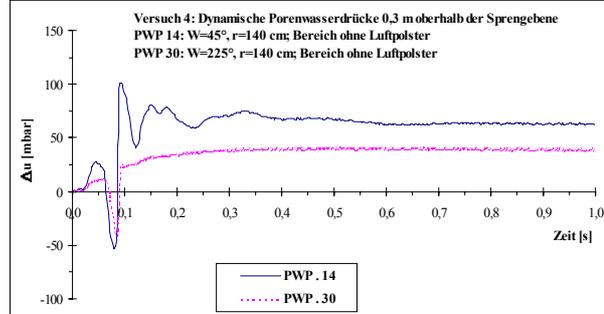
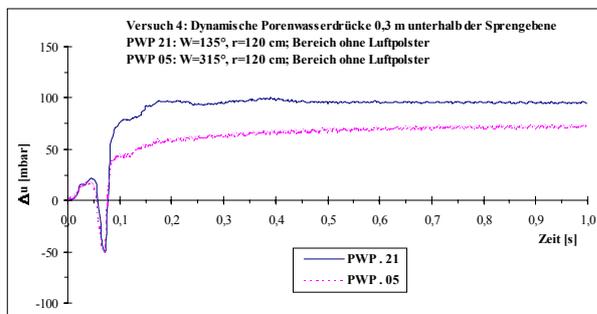
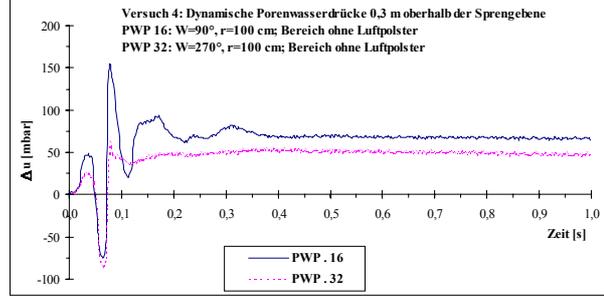
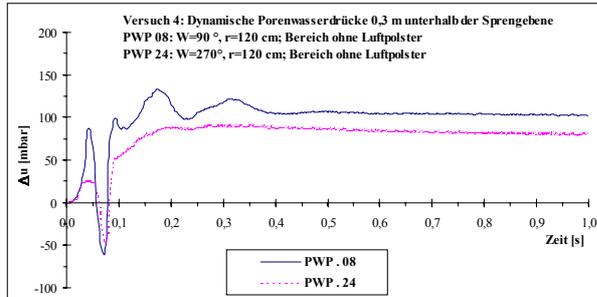
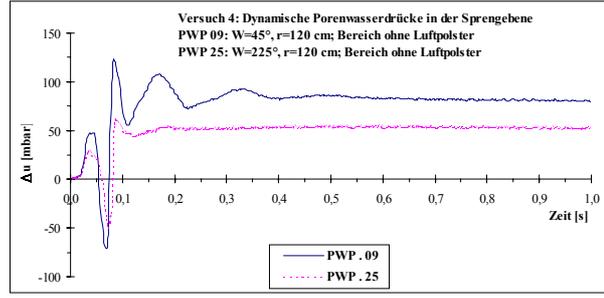
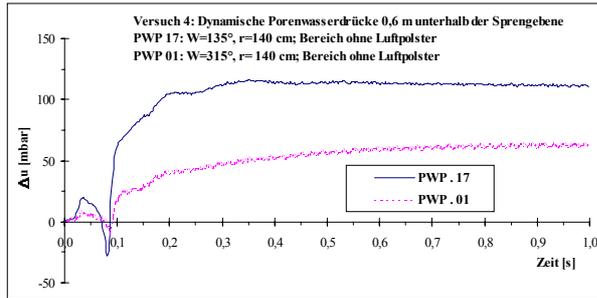
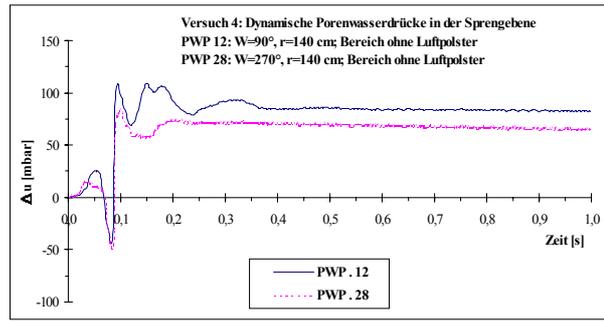
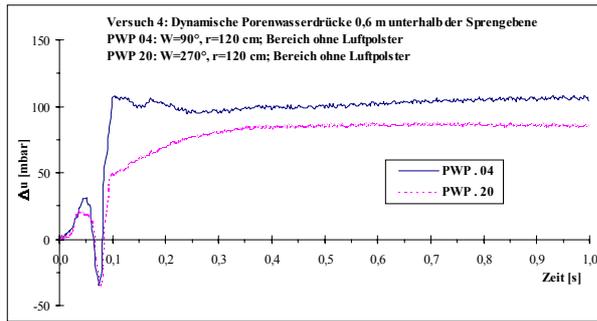
A2-1: Modellversuch 1



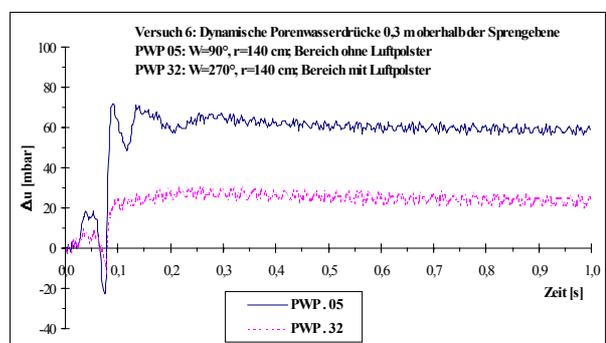
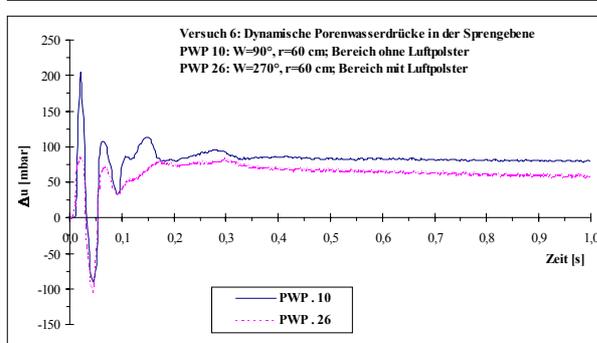
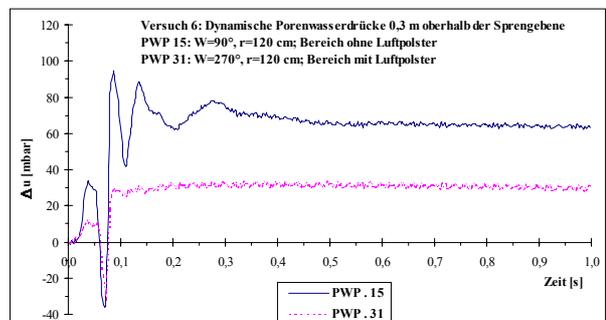
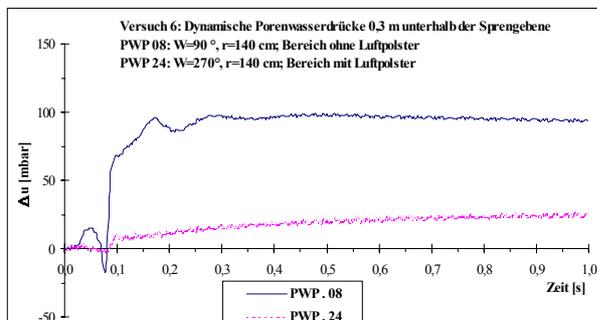
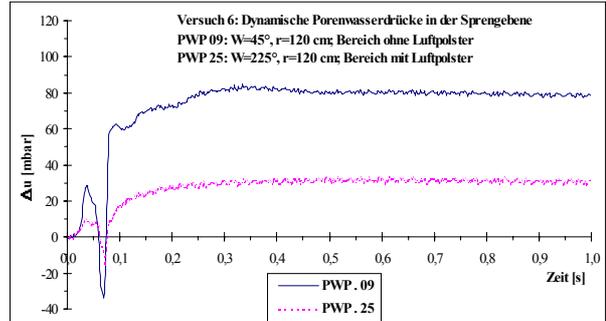
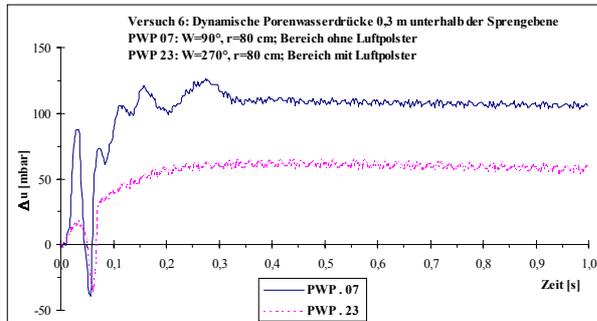
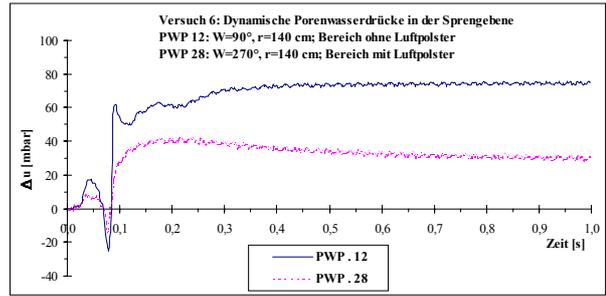
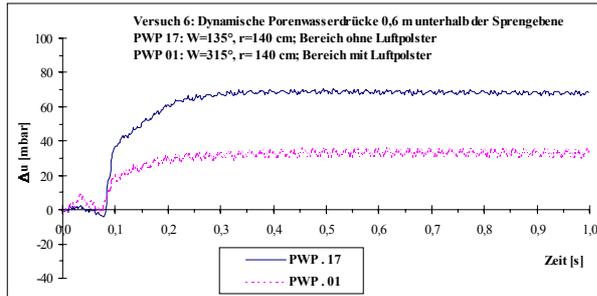
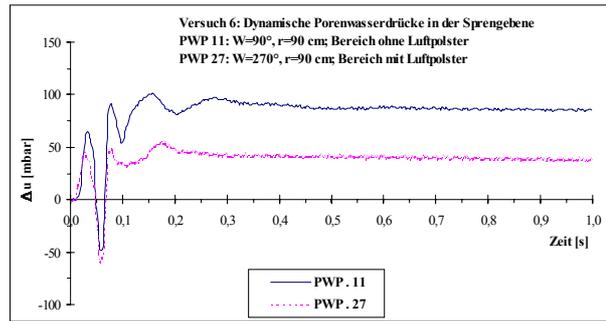
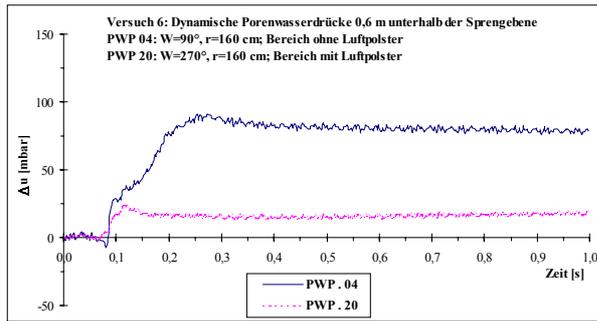
A2-2: Modellversuch 2



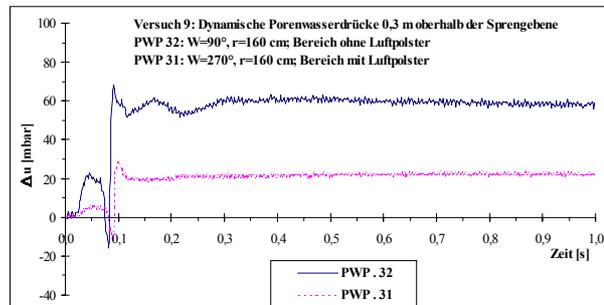
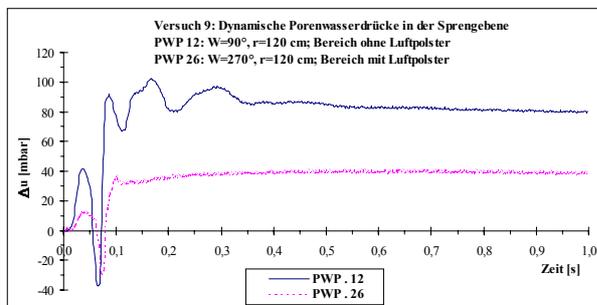
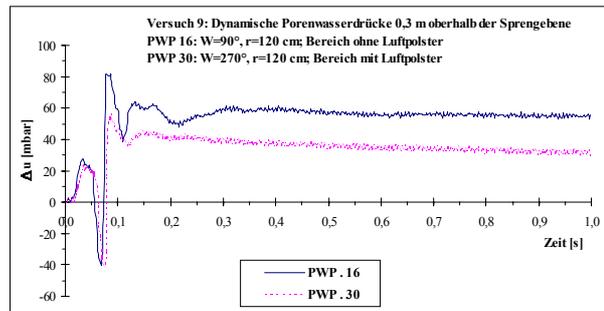
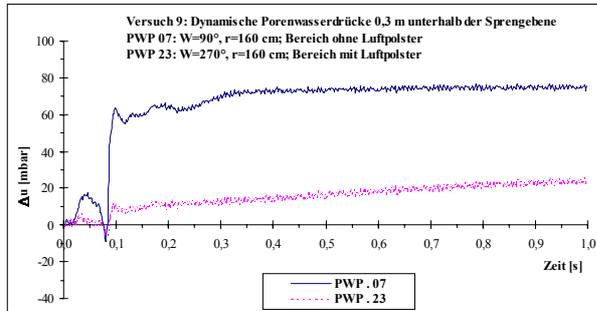
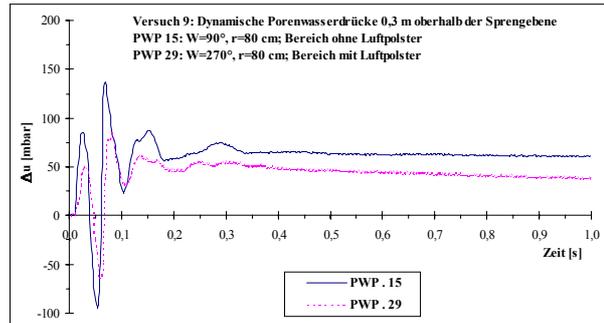
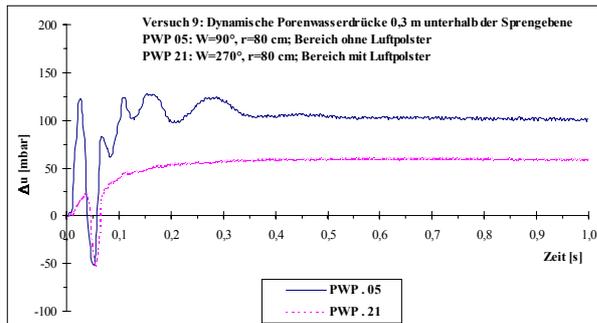
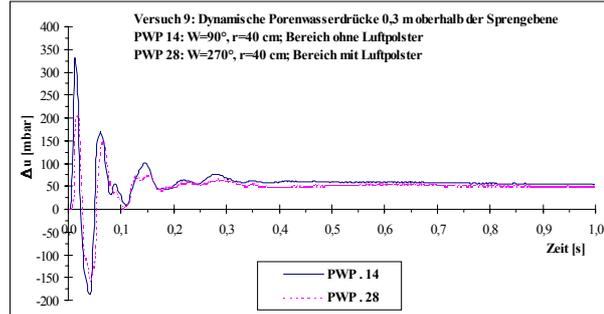
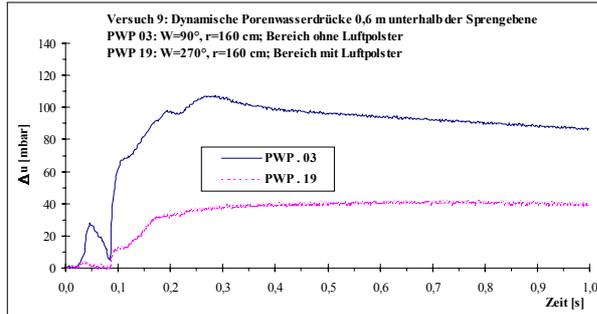
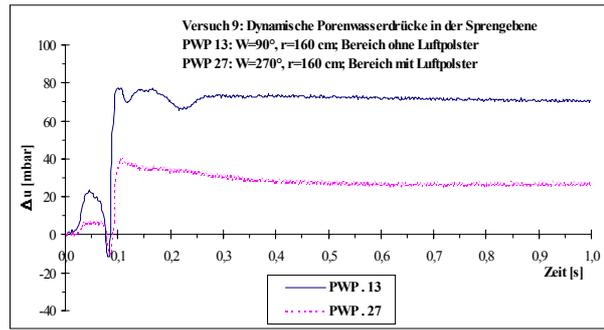
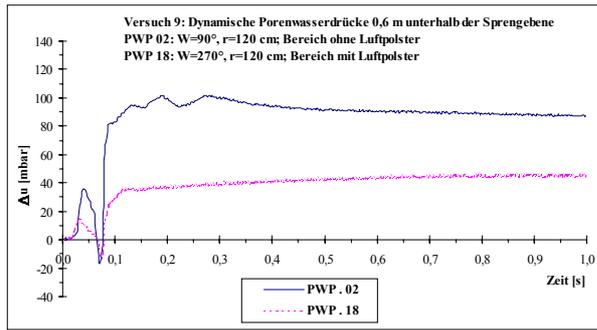
A2-3: Modellversuch 4



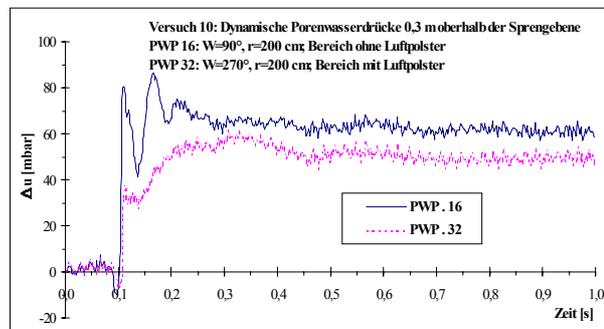
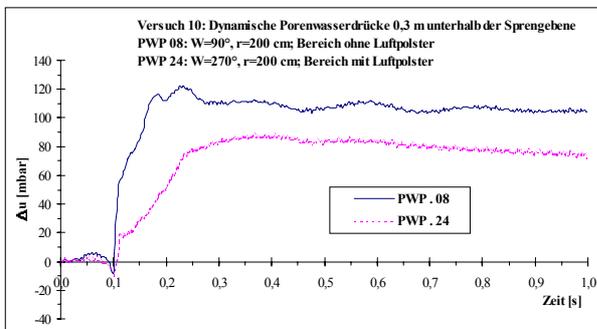
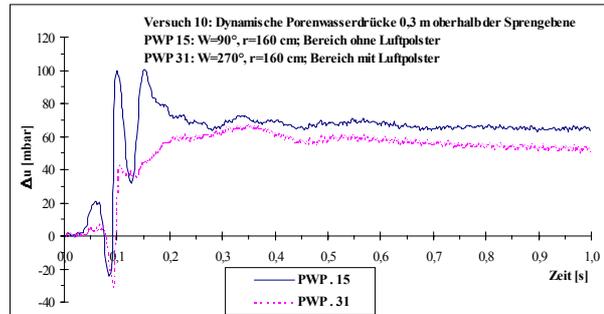
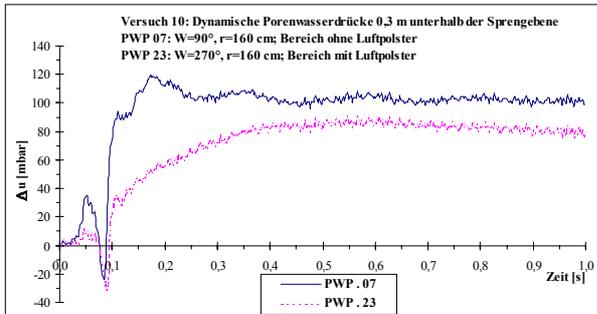
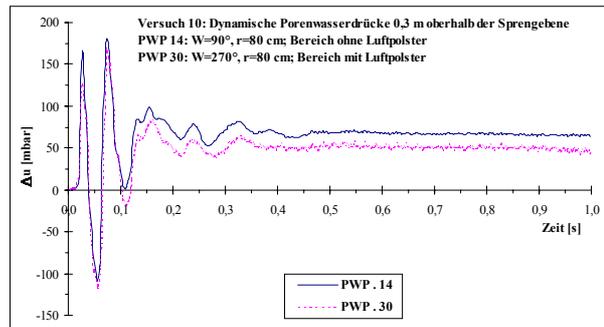
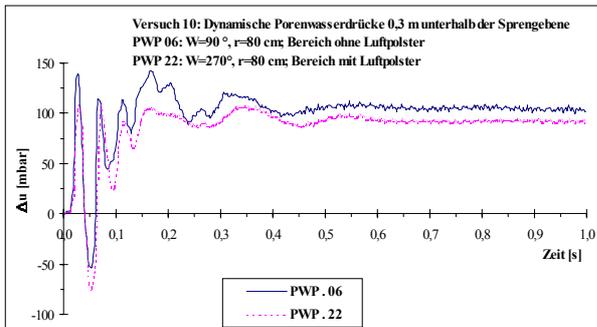
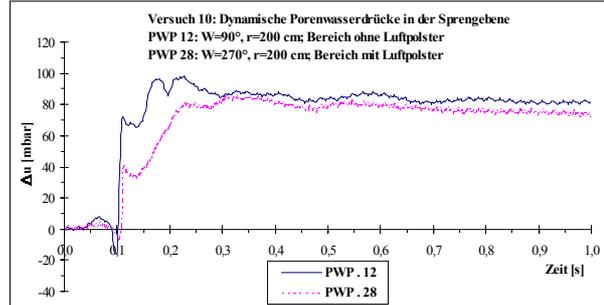
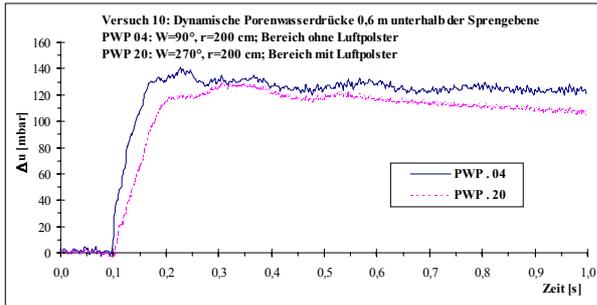
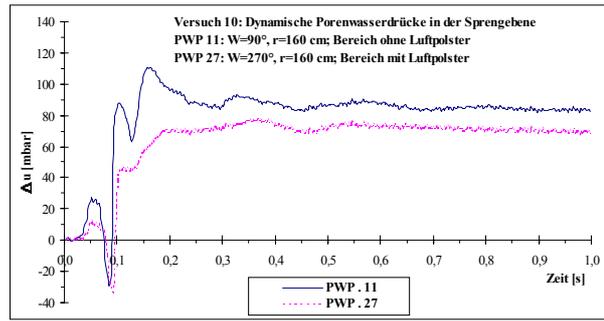
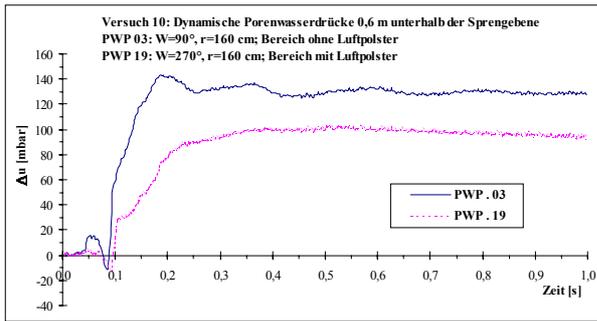
A2-4: Modellversuch 6



A2-5: Modellversuch 9



A2-6: Modellversuch 10



Anlage 3: Zusammenfassung der Verminderung der maximalen Porenwasserüberdrücke im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagebohrungen

A3-1: Modellversuch 5

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V5 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 100,5 % | | | |
| Dränagen bei r=80-105 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Bereich der Dränagen 100,2 % | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagen untereinander 50 cm | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagenreihen 25 cm | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen | | PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit Dränagen [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit Dränagen nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 140 | 10,1 | 10,7 | 33,7 | 38,1 |
| | 160 | 64,7 | 55,5 | 47,1 | 50,4 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 50 | 258,1 | 42,1 | - | - |
| | 120 | 58,3 | 46,8 | 31,6 | 34,5 |
| | 130 | 29,2 | 23,4 | 49,0 | 50,4 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 60 | 106,2 | 25,9 | - | - |
| | 90 | - | - | 5,8 | 6,8 |
| | 120 | 39,0 | 39,8 | 26,2 | 33,5 |
| | 140 | 25,5 | 24,9 | 21,4 | 26,1 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 120 | 8,7 | 7,9 | 0,7 | 1,3 |
| Mittl. Wirkungsgrad | | | 30,77 | 30,14 | |

A3-2: Modellversuch 7

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V7 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 92,7 % | | | |
| Dränagen bei r=80-100 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Bereich der Dränagen 93,0 % | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagen untereinander 20 cm | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagenreihen 20 cm | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen | | PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit Dränagen [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit Dränagen nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 120 | - | - | 4,5 | 7,6 |
| | 160 | 40,8 | 55,3 | 40,9 | 57,8 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 40 | 46,5 | 9,7 | - | - |
| | 70 | 10,1 | 5,4 | 18,1 | 16,7 |
| | 140 | - | - | 11,0 | 17,6 |
| | 160 | - | - | 9,5 | 19,0 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 60 | - | - | 0,2 | 0,2 |
| | 90 | - | - | 46,3 | 54,3 |
| | 140 | 12,5 | 15,2 | 15,2 | 21,4 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 60 | - | - | 0,6 | 0,9 |
| | 120 | 66,2 | 70,1 | - | - |
| | 160 | 2,1 | 3,1 | 13,8 | 24,0 |
| | 170 | 21,4 | 37,3 | 24,9 | 51,6 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 28,03 | | 24,65 |

A3-3: Modellversuch 8

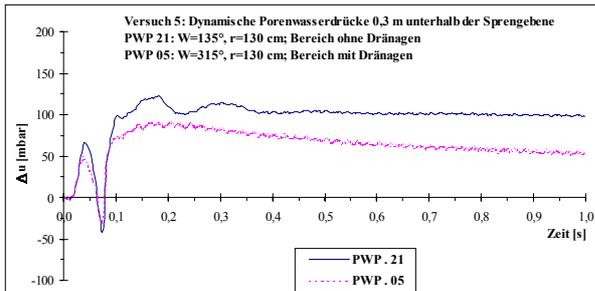
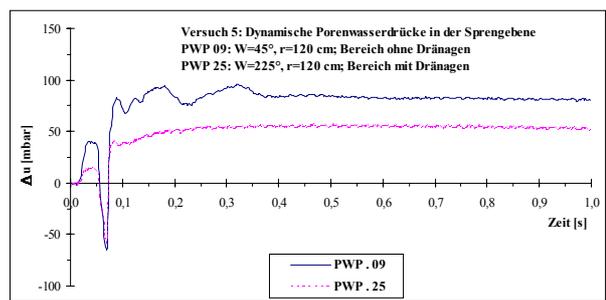
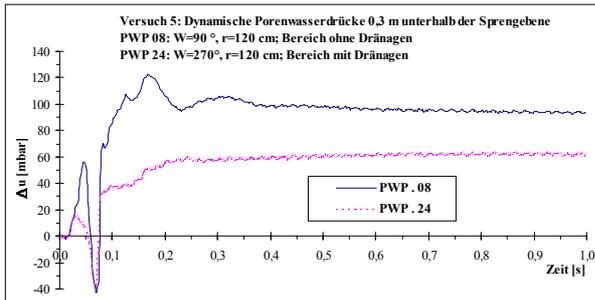
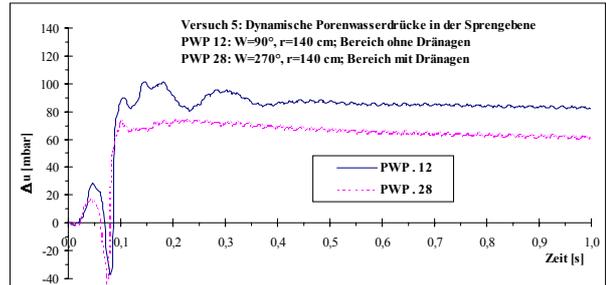
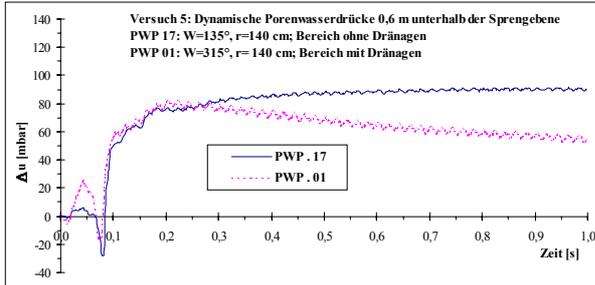
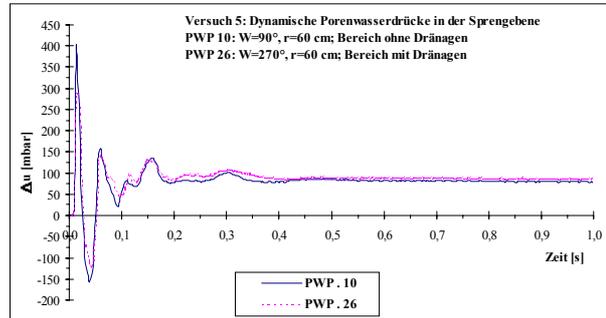
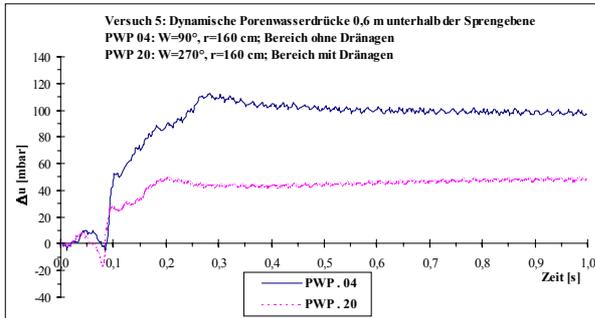
| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V8 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 91,6 % | | | |
| Dränagen bei r=80-100 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Bereich der Dränagen 92,2 % | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagen untereinander 65 cm | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagenreihen 20 cm | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen | | PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit Dränagen [mbar] | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit Dränagen nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 120 | 43,9 | 56,5 | 14,6 | 34,0 |
| | 160 | 43,1 | 58,4 | 27,6 | 64,5 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 140 | 12,6 | 27,7 | 21,7 | 59,9 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 90 | - | - | 3,4 | 6,7 |
| | 140 | - | - | 6,9 | 20,6 |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 160 | 21,4 | 44,0 | 16,6 | 48,7 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 46,65 | | 39,07 |

A3-4: Modellversuch 11

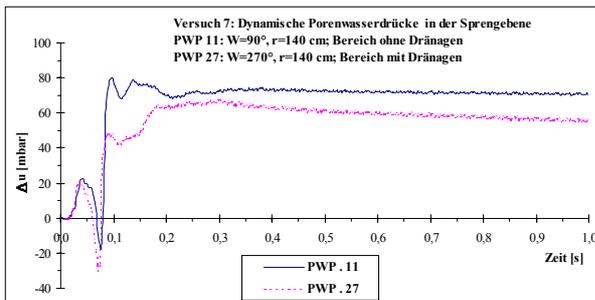
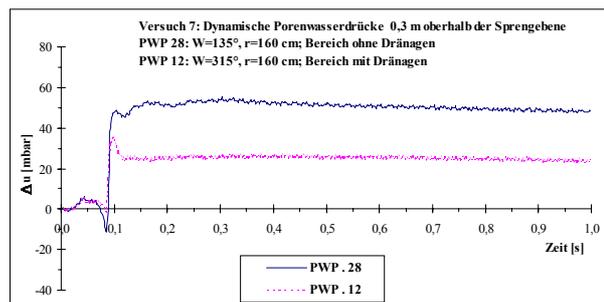
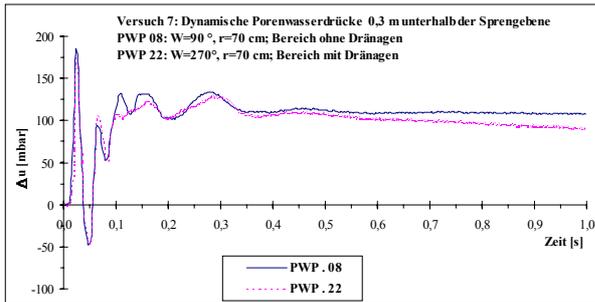
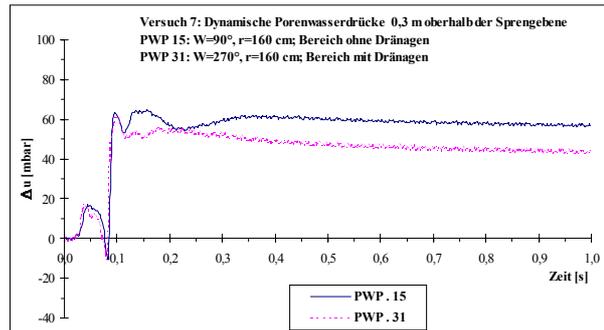
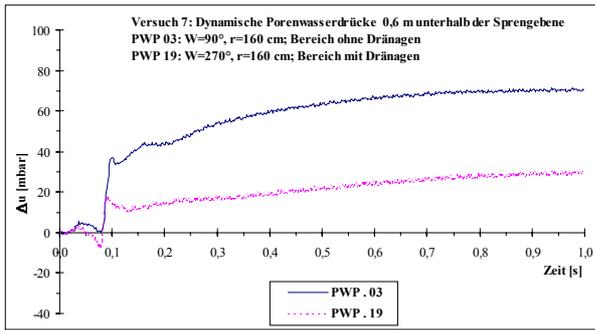
| | | | | | |
|---------------------------------------|--|---|---------------------------------------|---|---|
| Modellversuch V11 | | Mittlerer Sättigungsgrad im Modellbecken 92,6 % | | | |
| Dränagen bei r=80-120 cm | | Mittlerer Sättigungsgrad im Bereich der Dränagen 93,4 % | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagen untereinander 35 cm | | | |
| | | Abstände zwischen den Dränagenreihen 35 cm | | | |
| | | max. PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen | | PWÜD im Bereich ohne und mit vertikalen Dränagen nach 1 sec | |
| | Entfernung zum Sprengpunkt r [cm] | PWÜD-Differenz zw. Max. PWÜD im Bereich ohne u. mit Dränagen | Verminderung der max. PWÜD [%] | PWÜD-Differenz im Bereich ohne u. mit Dränagen nach 1 sec [mbar] | Verminderung der PWÜD nach 1 sec [%] |
| Ebene 1,50 m (1,5 m u. BOK) | 120 | - | - | 6,4 | 5,1 |
| | 160 | 15,4 | 10,9 | 12,8 | 10,0 |
| Ebene 1,20 m (1,2 m u. BOK) | 40 | 133,7 | 20,8 | - | - |
| | 120 | 91,8 | 40,6 | - | - |
| | 160 | 10,2 | 7,8 | 6,5 | 6,4 |
| Ebene 0,90 m (0,9 m u. BOK) | 40 | 7,2 | 1,3 | 0,5 | 0,6 |
| | 160 | 12,9 | 11,1 | 3,2 | 3,8 |
| | 200 | 6,8 | 6,9 | - | - |
| Ebene 0,60 m (0,6 m u. BOK) | 120 | 14,3 | 9,7 | 4,5 | 7,2 |
| | | Mittl. Wirkungsgrad | 13,64 | | 5,52 |

Anlage 4: Entwicklung des Porenwasserüberdruckes im Bereich ohne und mit vertikalen Drainagebohrungen

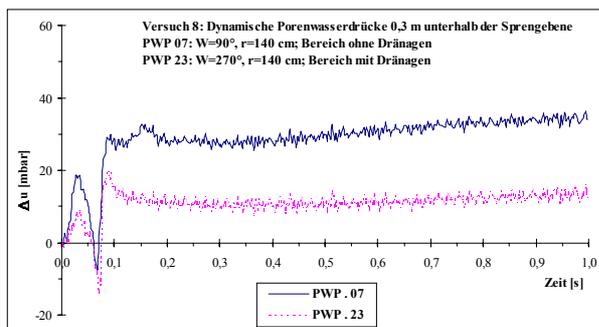
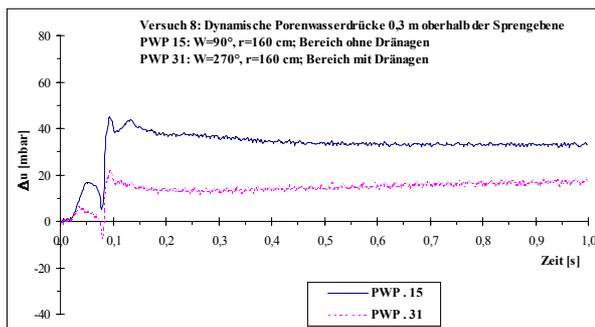
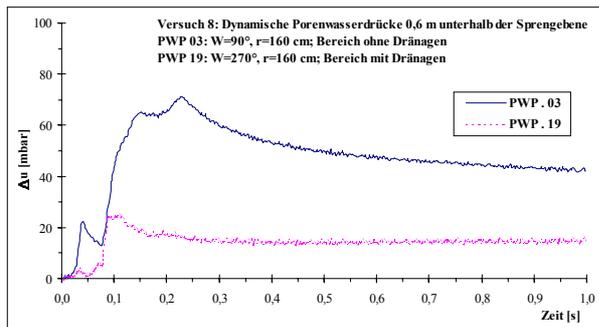
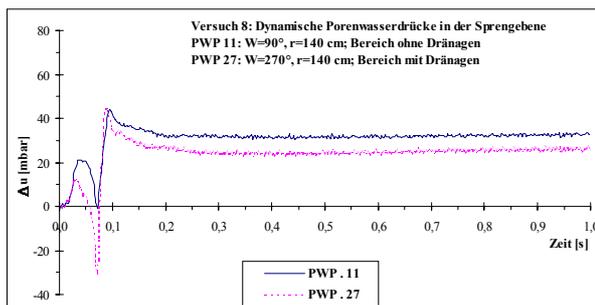
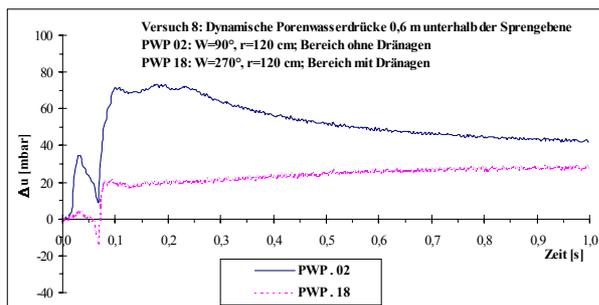
A4-1: Modellversuch 5



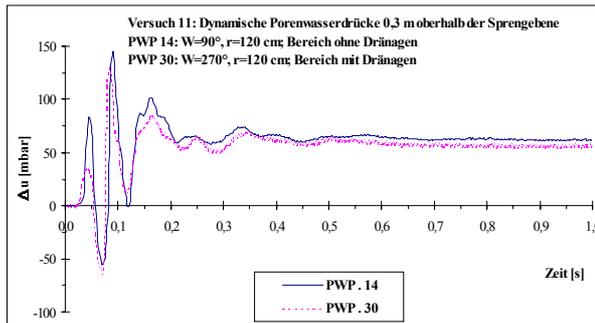
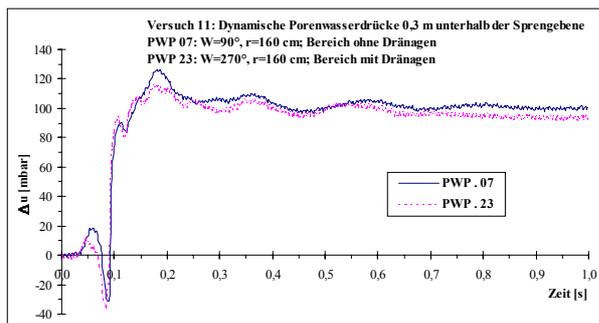
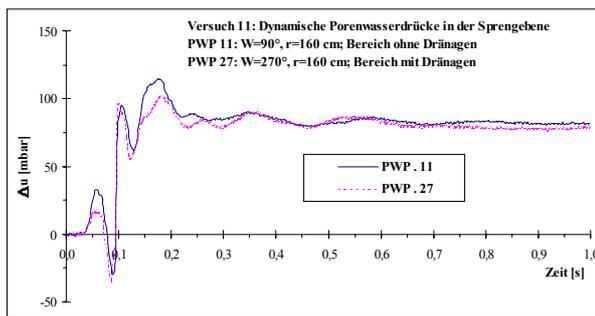
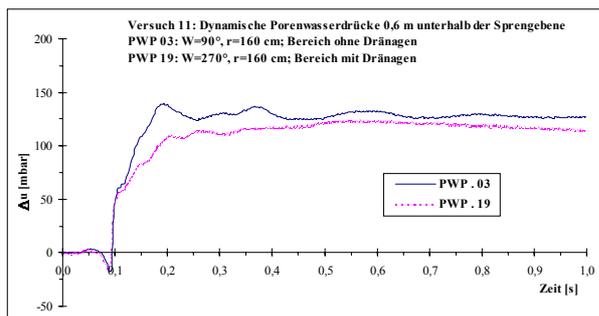
A4-2: Modellversuch 7



A4-3: Modellversuch 8



A4-4: Modellversuch 11



Anlage 5: Statistische Auswertung der Meßergebnisse¹**A5-1: Modellversuche mit Luftpolster****Bodenphysikalische Parameter im Einbauzustand**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 176 | 1,233 | 1,451 | 1,334 | 0,039 |
| ρ_d [g/cm ³] | 176 | 1,193 | 1,392 | 1,279 | 0,036 |
| n [-] | 176 | 0,473 | 0,548 | 0,520 | 0,014 |
| w [-] | 176 | 0,034 | 0,049 | 0,0432 | 0,003 |
| S_r [-] | 176 | 0,074 | 0,131 | 0,107 | 0,012 |

Bodenphysikalische Parameter im Ausbauzustand

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 470 | 1,104 | 1,545 | 1,430 | 0,031 |
| ρ_d [g/cm ³] | 470 | 1,070 | 1,439 | 1,372 | 0,027 |
| n [-] | 470 | 0,045 | 0,595 | 0,480 | 0,010 |
| w [-] | 470 | 0,029 | 0,111 | 0,0422 | 0,010 |
| S_r [-] | 470 | 0,057 | 0,321 | 0,1205 | 0,030 |

Radiom. Sondierungen vor der Sprengung:**Bereich ohne Luftpolster**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 96 | 1,610 | 1,860 | 1,768 | 0,039 |
| ρ_d [g/cm ³] | 96 | 1,190 | 1,382 | 1,278 | 0,047 |
| n [-] | 96 | 0,479 | 0,550 | 0,518 | 0,018 |
| w [-] | 96 | 0,295 | 0,450 | 0,384 | 0,03 |
| S_r [-] | 96 | 0,756 | 1,030 | 0,9445 | 0,039 |

Radiom. Sondierungen vor der Sprengung:**Bereich mit Luftpolster**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 191 | 1,547 | 1,841 | 1,737 | 0,054 |
| ρ_d [g/cm ³] | 191 | 1,077 | 1,422 | 1,298 | 0,066 |
| n [-] | 191 | 0,463 | 0,581 | 0,510 | 0,024 |
| w [-] | 191 | 0,250 | 0,440 | 0,339 | 0,042 |
| S_r [-] | 191 | 0,680 | 0,971 | 0,857 | 0,060 |

Radiom. Sondierungen nach der Sprengung:**Bereich ohne Luftpolster**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 96 | 1,690 | 1,858 | 1,782 | 0,034 |
| ρ_d [g/cm ³] | 96 | 1,230 | 1,375 | 1,300 | 0,037 |
| n [-] | 96 | 0,480 | 0,535 | 0,509 | 0,014 |
| w [-] | 96 | 0,310 | 0,430 | 0,371 | 0,022 |
| S_r [-] | 96 | 0,810 | 1,010 | 0,944 | 0,036 |

Radiom. Sondierungen nach der Sprengung:**Bereich mit Luftpolster**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 191 | 1,580 | 1,867 | 1,757 | 0,052 |
| ρ_d [g/cm ³] | 191 | 1,090 | 1,397 | 1,286 | 0,056 |
| n [-] | 191 | 0,473 | 0,590 | 0,515 | 0,021 |
| w [-] | 191 | 0,290 | 0,470 | 0,367 | 0,027 |
| S_r [-] | 191 | 0,767 | 0,990 | 0,913 | 0,041 |

Setzung s [mm] an der OF, senkrecht zum Luftpolster:**Bereich ohne Luftpolster**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|----------|---|------|-------|---------|----------|
| r=10 cm | 6 | 68,0 | 103,0 | 82,67 | 14,66 |
| r=50 cm | 6 | 53,5 | 94,0 | 70,42 | 14,26 |
| r=90 cm | 6 | 37,0 | 83,5 | 56,43 | 17,07 |
| r=130 cm | 6 | 27,5 | 69,0 | 42,50 | 16,40 |
| r=170 cm | 6 | 19,4 | 48,5 | 29,82 | 11,79 |

Setzung s [mm] an der OF, senkrecht zum Luftpolster:**Bereich mit Luftpolster**

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|----------|---|------|------|---------|----------|
| r=10 cm | 6 | 55,5 | 95,0 | 76,73 | 14,95 |
| r=50 cm | 6 | 28,5 | 72,5 | 53,00 | 17,93 |
| r=90 cm | 6 | 16,0 | 56,0 | 37,25 | 16,49 |
| r=130 cm | 6 | 11,0 | 43,0 | 26,58 | 13,58 |
| r=170 cm | 6 | 7,0 | 27,0 | 15,85 | 8,09 |

Maximale Setzung am Sprengpunkt

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|----------------|---|------|-------|---------|----------|
| s_{max} [mm] | 6 | 68,0 | 103,0 | 83,67 | 13,98 |

¹ n: Anzahl der Meßwerte; min.: Minimalwert; max.: Maximalwert; σ : Standardabweichung

A5-2: Modellversuche mit vertikalen Dränagen

Bodenphysikalische Parameter im Einbauzustand

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 120 | 1,252 | 1,591 | 1,334 | 0,047 |
| ρ_d [g/cm ³] | 120 | 1,206 | 1,542 | 1,280 | 0,045 |
| n [-] | 120 | 0,416 | 0,543 | 0,52 | 0,017 |
| w [-] | 120 | 0,032 | 0,051 | 0,0426 | 0,003 |
| S_r [-] | 120 | 0,079 | 0,151 | 0,106 | 0,011 |

Bodenphysikalische Parameter im Ausbauzustand

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 318 | 1,063 | 1,613 | 1,426 | 0,035 |
| ρ_d [g/cm ³] | 318 | 1,022 | 1,550 | 1,372 | 0,033 |
| n [-] | 318 | 0,413 | 0,613 | 0,480 | 0,012 |
| w [-] | 318 | 0,032 | 0,097 | 0,0419 | 0,009 |
| S_r [-] | 318 | 0,068 | 0,262 | 0,1195 | 0,026 |

Radiom. Sondierungen vor der Sprengung:

Bereich ohne Dränagen

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 63 | 1,620 | 1,809 | 1,749 | 0,035 |
| ρ_d [g/cm ³] | 63 | 1,180 | 1,300 | 1,251 | 0,037 |
| n [-] | 63 | 0,510 | 0,556 | 0,528 | 0,014 |
| w [-] | 63 | 0,310 | 0,468 | 0,399 | 0,034 |
| S_r [-] | 63 | 0,720 | 1,067 | 0,943 | 0,051 |

Radiom. Sondierungen nach der Sprengung:

Bereich ohne Dränagen

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 63 | 1,700 | 1,814 | 1,762 | 0,031 |
| ρ_d [g/cm ³] | 63 | 1,200 | 1,330 | 1,276 | 0,036 |
| n [-] | 63 | 0,497 | 0,545 | 0,519 | 0,013 |
| w [-] | 63 | 0,320 | 0,446 | 0,382 | 0,027 |
| S_r [-] | 63 | 0,860 | 1,032 | 0,936 | 0,039 |

Maximale Setzung am Sprengpunkt

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-----------------|---|------|-------|---------|----------|
| s_{\max} [mm] | 4 | 47,0 | 114,0 | 78,63 | 28,16 |

Radiom. Sondierungen vor der Sprengung:

Bereich mit Dränagen

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 126 | 1,600 | 1,842 | 1,759 | 0,039 |
| ρ_d [g/cm ³] | 126 | 1,180 | 1,340 | 1,264 | 0,050 |
| n [-] | 126 | 0,495 | 0,556 | 0,523 | 0,019 |
| w [-] | 126 | 0,300 | 0,467 | 0,393 | 0,064 |
| S_r [-] | 126 | 0,720 | 1,086 | 0,946 | 0,103 |

Radiom. Sondierungen nach der Sprengung:

Bereich mit Dränagen

| | n | Min. | Max. | Mittel. | σ |
|-------------------------------|-----|-------|-------|---------|----------|
| ρ [g/cm ³] | 126 | 1,680 | 1,835 | 1,767 | 0,028 |
| ρ_d [g/cm ³] | 126 | 1,214 | 1,340 | 1,281 | 0,026 |
| n [-] | 126 | 0,495 | 0,542 | 0,516 | 0,010 |
| w [-] | 126 | 0,310 | 0,435 | 0,379 | 0,027 |
| S_r [-] | 126 | 0,830 | 1,070 | 0,939 | 0,050 |

CURRICULUM VITAE

- 06.01.1970 geboren in Nkongsamba/Kamerun
- 1975 - 1981 Katholische Grundschule „d' Ekanhtë“ in Nkongsamba
- 1981 - 1982 Schule für Wirtschaft und Sekretariat in Nkongsamba
- 1982 - 1989 Gymnasium „Lycée du Manengouba“ in Nkongsamba mit dem Abschluß des Abiturs „Diplôme de Bachelier de l' Enseignement du Second Degré“ in Mathematik und Naturwissenschaften.
- 11/1989 - 06/1990 Studienvorbereitende Sprachausbildung für die naturwissenschaftlich-technische Studienrichtung an der TH Zwickau, Zweigstelle Glauchau
- 09/1990 - 06/1991 Studienbegleitende Ausbildung in Deutsch als Fremdsprache (Fortgeschrittenenstufe) an der TU Dresden
- 09/1990 - 03/1996 Studium der Wasserwirtschaft an der TU Dresden, Studienrichtung Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft mit dem Abschluß der Diplomprüfung.
- 06/1996 - 01/2000 Promotion an der TU Bergakademie Freiberg
- 06/1996 - 11/1999 Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Bergakademie Freiberg