

**Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch
in Baugruben in nichtbindigen Böden**

Von der Fakultät für Georessourcen und Materialtechnik
der Rheinisch -Westfälischen Technischen Hochschule Aachen

zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften

genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Serdar Koltuk, M.Sc.

aus Darmstadt

Berichter: Univ.-Prof. Dr. rer. nat. Dr. h. c. (USTT) Rafiq Azzam
Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann

Tag der mündlichen Prüfung: 07. Dezember 2016

„Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.“

Kurzfassung

Bei einer im offenen Gewässer oder im innerstädtischen Bereich hergestellten Baugrube muss die Sicherheit der Baugrubensohle gegen hydraulischen Grundbruch nachgewiesen werden, wenn eine Grundwasserströmung von der Oberwasserseite in die Baugrube stattfindet. Ein hydraulischer Grundbruch auftritt, wenn der aus Grundwasserströmungen resultierende Porenwasserdruck den Baugrund auf der Unterwasserseite anhebt. Infolge des hydraulischen Grundbruchs kann es zum Einsturz der Verbauwände bzw. zu einem Geländebruch kommen.

Die vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag zur genaueren Erfassung des hydraulischen Grundbruches in Baugruben in nichtbindigen Böden. Hierzu wird das Problem zunächst in nichtbindigen homogenen Böden behandelt. Mithilfe der numerischen stationären Grundwasserströmungsanalysen wird ein Bruchkriterium für dreidimensionale Fälle vorgestellt. Anschließend wird zur Untersuchung des Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs ein Modelkasten unter Ausnutzung der Symmetrie konstruiert. Erst nach den in nichtbindigen homogenen Böden durchgeführten gründlichen Untersuchungen werden die eventuellen Mechanismen des hydraulischen Grundbruchs in nichtbindigen geschichteten Böden mithilfe der stationären Grundwasserströmungsanalysen und der Modellversuche behandelt. Abschließend wird hydraulischer Grundbruch sowohl in homogenen als auch in geschichteten Böden anhand der hydraulisch-mechanisch gekoppelten numerischen Analysen untersucht.

Abstract

The safety against seepage failure by heave must be checked for an excavation pit constructed in open water or urban area when a groundwater flow takes place from the upstream side into the excavation pit. A seepage failure by heave appears when the pore water pressure developed by groundwater flow lifts the soil on the downstream side. It may lead to the collapse of the excavation walls or to the overall stability loss of the excavation pit.

By the present work, a contribution to the more exact clarification of seepage failure by heave in excavation pits constructed in non-cohesive soils should be given. For this purpose, the problem is treated firstly in non-cohesive homogeneous soils. With the help of numerical steady-state groundwater flow analyses, a failure criterion is introduced for three-dimensional flow conditions. Subsequently, a model box is constructed utilizing the symmetry in order to investigate the mechanism of the seepage failure by heave. Only after thorough investigations performed in non-cohesive homogeneous soils, the problem is treated in non-cohesive stratified soils with the help of steady-state groundwater flow analyses and model tests. Finally, the problem of seepage failure by heave is investigated in both homogeneous and stratified soils by means of coupled flow-stress-deformation analyses.

Danksagung

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH Aachen.

An der ersten Stelle möchte ich herzlich meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr. rer. nat. Rafig Azzam für seine Betreuung und das mir entgegengebrachte Vertrauen danken. Er hat mir stets die zum wissenschaftlichen Arbeiten erforderlichen Freiheiten gewährt und stand mir jederzeit mit wertvollen Anregungen zur Seite. Ebenfalls möchte ich herzlich Herrn Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann für Ihre Interesse an meiner Arbeit und die Erstellung des Gutachtens danken. Weiterhin bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr. Thomas R. Rüde für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Für ihre Unterstützung beim Aufbau des Versuchskastens und bei der Durchführung der Versuche gilt mein herzlicher Dank Herrn Prof. Dr. Tomas M. Fernandez-Steeger und Herrn Bernhard Meyer sowie allen Labormitarbeitern am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen.

Mein Dank gilt ebenfalls allen Mitarbeitern am Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie für die nette Zusammenarbeit während meiner Zeit am Lehrstuhl.

Inhaltsverzeichnis

Tabellenverzeichnis	IX
Abbildungsverzeichnis	X
Symbolverzeichnis	XV
1 Einleitung	1
1.1 Heranführung an die Thematik	1
1.2 Problemstellungen, Zielsetzung und Gliederung der Arbeit	5
2 Theoretische Grundlagen der Wasserströmung durch Böden und deren Anwendung auf Baugruben	7
2.1 Eindimensionale Wasserströmungen in Böden	7
2.1.1 Energieerhaltungsgesetz (Bernoulli - Gleichung)	7
2.1.2 Massenerhaltungsgesetz	8
2.1.3 Darcy-Gesetz	8
2.1.4 Ermittlung der infolge eindimensionaler Wasserströmungen entstehenden Porenwasserdruckverteilungen in Böden	10
2.2 Grundwasserströmungen in Baugruben	12
2.2.1 Ableitung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung für zwei- bzw. dreidimensionale Strömungen	12
2.2.2 Lösung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung für zwei- bzw. dreidimensionale Strömungen	14
2.3 Einflussfaktoren auf Porenwasserdruckverteilung in einer Baugrube	19
2.3.1 Dimension des Modells	19
2.3.2 Größe des Modells	20
2.3.3 Dicke der Verbauwand	22
2.3.4 Anisotrope Durchlässigkeit	23
2.3.5 Bodenschichtung	23
2.3.6 Inhomogenitäten im Strömungsgebiet	25
3 Stand des Wissens	27
3.1 Einfluss der eindimensionalen Wasserströmung auf die Stabilität nichtbindiger Böden	27
3.1.1 Hydraulischer Bruch	27
3.1.2 Suffosion (innere Erosion)	30
3.1.3 Äußere Erosion	34
3.2 Einfluss der Grundwasserströmung auf die Stabilität von Baugruben in nichtbindigen Böden	34
3.2.1 Hydraulischer Grundbruch	34
3.2.2 Suffosion (innere Erosion)	38
3.2.3 Aufschwimmen	39
3.3 Diskussion der in der Literatur gemachten Aussagen und Problemstellungen hinsichtlich des hydraulischen Grundbruchs	40

4	Hydraulischer Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen homogenen Böden	42
4.1	Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch gemäß DIN EN 1997-1 (2014-03)	42
4.2	Numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch	46
4.3	Experimentelle Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch	52
4.3.1	Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs	54
4.3.2	Einfluss der Korngrößenverteilungen von nichtbindigen Böden auf hydraulischen Grundbruch	61
4.4	Erkenntnisse und Diskussion	70
5	Hydraulischer Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen geschichteten Böden	73
5.1	Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch	74
5.2	Numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch	75
5.3	Experimentelle Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch	76
5.3.1	Eine geringer durchlässige nichtbindige Schicht liegt unter einer relativ stark durchlässigen nichtbindigen Schicht ($k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$)	77
5.3.2	Eine geringer durchlässige nichtbindige Schicht liegt über einer relativ stark durchlässigen nichtbindigen Schicht ($k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$)	79
5.4	Erkenntnisse und Diskussion	81
6	Hydraulisch-mechanisch gekoppelte numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch	83
6.1	Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum	87
6.1.1	Eine relativ breite kreisförmige Baugrube	87
6.1.2	Eine relativ schmale kreisförmige Baugrube	94
6.2	Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$	96
6.2.1	Eine relativ breite kreisförmige Baugrube	96
6.2.2	Eine relativ schmale kreisförmige Baugrube	102
6.3	Erkenntnisse und Diskussion	103
7	Zusammenfassung und Ausblick	105
	Literaturverzeichnis	107

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1:	Teilsicherheitsbeiwerte beim Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch nach DIN 1054 (2010-12)	35
Tabelle 3.2:	Teilsicherheitsbeiwerte beim Sicherheitsnachweis gegen Aufschwimmen nach DIN 1054 (2010-12)	39
Tabelle 4.1:	Versuchskonfigurationen und jeweilige Potenzialunterschiede in Fein- bis Mittelsanden	58
Tabelle 4.2:	Physikalische Eigenschaften der Versuchsböden	63
Tabelle 4.3:	Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede in Feinsanden bis Feinkiesen	63
Tabelle 5.1:	Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede im Falle von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$	77
Tabelle 5.2:	Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede im Falle von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$	79
Tabelle 6.1:	Einfluss von φ und $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi\&Peck)}}$ im relativ schmalen axialsymmetrischen Baugrubenmodell	102

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Grundwasserhaltungsmethoden: (a) Großflächige Grundwasserabsenkung, (b) Teilweise Grundwasserabsenkung	1
Abbildung 1.2:	Hydraulischer Grundbruch in der Baugrube (Mittag 2009)	2
Abbildung 1.3:	Ausbildung des hydraulischen Grundbruchs im zweidimensionalen Modellversuch	3
Abbildung 1.4:	Trogbauweise durch die Herstellung einer Unterwasserbetonsohle (Kolymbas 2011)	3
Abbildung 2.1:	Energieerhaltungsgesetz	7
Abbildung 2.2:	Eindimensionale Wasserströmungen in homogenen Böden	9
Abbildung 2.3:	Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung in eindimensionalen Strömungen	10
Abbildung 2.4:	Ableitung der Laplace'schen Differentialgleichung in Baugruben: (a) Strömungsnetz, (b) Einheitselement aus dem Strömungsgebiet	12
Abbildung 2.5:	Porenwasserdruckverteilung in der Baugrube	14
Abbildung 2.6:	FE-Lösung der eindimensionalen Strömung	15
Abbildung 2.7:	Einfluss der Dimension des numerischen Modells auf das hydraulische Gefälle: (a) Potenzialabbau für eine quadratische Baugrube, (b) Potenzialabbau für eine kreisförmige Baugrube, (c) Vergleich von 3D Analysen mit 2D Analysen für quadratische und kreisförmige Baugruben (modifiziert von Koltuk et al. 2015)	20
Abbildung 2.8:	Einfluss der Modellgröße auf das hydraulische Gefälle	21
Abbildung 2.9:	Numerisches Baugrubenmodell: (a) Darstellung des ganzen Modells, (b) Darstellung der Baugrube im vergrößerten Maßstab	22
Abbildung 2.10:	Einfluss der Verbauwanddicke auf das hydraulische Gefälle	22
Abbildung 2.11:	Einfluss der anisotropen Durchlässigkeit auf das hydraulische Gefälle	23
Abbildung 2.12:	Einfluss der Bodenschichtung auf den Potenzialabbau im Fall von $k_{oben}/k_{unten} > 1$: (a) Schichtgrenze liegt oberhalb der Baugrubensohle, (b) Schichtgrenze liegt zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß, (c) Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes, (d) Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes und ihr Abstand zum Wandfuß ist relativ groß	24
Abbildung 2.13:	Einfluss der Bodenschichtung auf den Potenzialabbau im Fall von $k_{oben}/k_{unten} < 1$: (a) Schichtgrenze liegt oberhalb der Baugrubensohle, (b) Schichtgrenze liegt zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß, (c) Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes, (d) Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes und ihr Abstand zum Wandfuß ist relativ groß	25

Abbildung 3.1:	Hydraulischer Bruch in einer vertikal von unten nach oben durchströmten homogenen Bodenprobe: (a) Schematische Darstellung der Versuchsanlage, (b) Verteilungen der Porenwasserdrucks u und der totalen Spannung σ über die Bodenprobe	27
Abbildung 3.2:	Ausbildung eines Strömungskanals: (a) Konzentration der Wasserströmung längs eines bevorzugten Kanals, (b) 1- Strömungskanal, 2- Nichttragfähiger Bereich, 3- Tragfähiger Bereich (Fellin et al. 2003)	29
Abbildung 3.3:	Ausbildung des hydraulischen Bruchs in geschichteten nichtbindigen Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$ (modifiziert von Schober 2014)	30
Abbildung 3.4:	(a) Körnungslinien der Versuchsböden, (b) Verlauf der Geschwindigkeit über das hydraulische Gefälle für Boden A, (c) für Boden B, (d) für Boden C (Skempton & Brogan 1994)	31
Abbildung 3.5:	Aussehen der Probenoberfläche nach Suffosion	32
Abbildung 3.6:	Sicherheitsnachweise gegen Suffosion: (a) nach Kezdi, (b) nach Kenney & Lau	32
Abbildung 3.7:	Bemessungsgrundlage gegen Kontakterosion: (a) in der lockersten Lagerung, (b) in der dichtesten Lager	33
Abbildung 3.8:	Bruchkörper von Terzaghi, Bazant und Sentko (Sentko 1961)	36
Abbildung 3.9:	Bruchflächenformen aus den numerischen Analysen: (a) Dreieckige Bruchfläche, (b) Rechteckige Bruchfläche, (c) Boiling	37
Abbildung 3.10:	Ausbildung eines hydraulischen Grundbruchs durch Piping (modifiziert von EAU 2012)	38
Abbildung 4.1:	Grundwasserströmungen in Baugruben in homogenen Böden: (a) Mit unbegrenzter Mächtigkeit, (b) Mit begrenzter Mächtigkeit	42
Abbildung 4.2:	Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch (a) Abmessungen der Baugrube und der entstehende Potenzialabbau, (b) Darstellung des Bruchkörpers von Terzaghi im vergrößerten Maßstab	43
Abbildung 4.3:	Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch im Fall des Grundwasserspiegels unterhalb der Baugrubensohle	46
Abbildung 4.4:	Stationäre Grundwasserströmungsanalysen in quadratischen Baugruben: (a) Abmessungen des numerischen Modells, (b) Entstehende Potenziallinien bzw. Potenzialflächen	47
Abbildung 4.5:	Vergleich des Bruchkriteriums von Baumgart & Davidenkoff mit Terzaghis Bruchkriterium für quadratische Baugruben im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum: (a) Angenommener dreidimensionaler Bruchkörper und der horizontale Querschnitt auf Höhe der Wandunterkante auf der Unterwasserseite, (b) Verlauf von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ über b/t	48
Abbildung 4.6:	Verläufe von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ über T/t in homogenen isotropen Böden mit begrenzter Mächtigkeit: (a) $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 1000$, (b) $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 0,001$	49

Abbildung 4.7:	Hydraulischer Grundbruch in zweidimensionalen Baugruben: (a) Entstehende Potenziallinien, (b) Auftretende Bruchfläche bei der Umströmung der Zwischenwand im homogenen isotropen Feinsand	49
Abbildung 4.8:	Stationäre Grundwasserströmungsanalysen in kreisförmigen Baugruben: (a) Entstehende Potenziallinien bzw. Potenzialflächen, (b) Angenommener dreidimensionaler Bruchkörper und der horizontale Querschnitt auf Höhe der Wandunterkante auf der Unterwasserseite	50
Abbildung 4.9:	Verlauf von $i_{Terzaghi}/i_{Austritt}$ über b/t im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum	51
Abbildung 4.10:	Verlauf von $i_{Terzaghi}/i_{Austritt}$ über T/t in homogenen isotropen Böden mit begrenzter Mächtigkeit: (a) $k_{oben}/k_{unten} = 1000$, (b) $k_{oben}/k_{unten} = 0,001$	51
Abbildung 4.11:	Versuchsstand zum hydraulischen Grundbruch	52
Abbildung 4.12:	Prinzip der PIV-Methode (modifiziert von White et al. 2001)	53
Abbildung 4.13:	Anordnung der Standrohre am Versuchskasten	54
Abbildung 4.14:	Körnungslinien der Fein- bis Mittelsande	55
Abbildung 4.15:	Abmessungen des Versuchskastens und Versuchsbodens	56
Abbildung 4.16:	Beobachtete Bruchstadien bei den Versuchen an Fein- bis Mittelsanden	57
Abbildung 4.17:	Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden 3 in lockerer Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5	58
Abbildung 4.18:	Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden 3 in dichter Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5	59
Abbildung 4.19:	Einfluss von b/t auf den durch hydraulischen Grundbruch beschädigten Bereich: (a) $I_D = 30\%$, $b/t = 5$, (b) $I_D = 30\%$, $b/t = 2,5$	60
Abbildung 4.20:	Einfluss der bezogenen Lagerungsdichte I_D und der Bodenhöhe auf der Oberwasserseite auf den durch hydraulischen Grundbruch beschädigten Bereich	61
Abbildung 4.21:	Körnungslinien der Versuchsböden	62
Abbildung 4.22:	Normierte Potenzialdifferenzen über die Porenzahlen: (a) $\Delta H_{\text{Flie\ss sand (exp.)}}/\Delta H_{\text{Flie\ss sand (theor.)}}$ über e , (b) $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}}/\Delta H_{\text{Flie\ss sand (theor.)}}$ über e	64
Abbildung 4.23:	Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden 7 in dichter Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5	66
Abbildung 4.24:	Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden 5 in dichter Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5	67

Abbildung 4.25: Boden 9 unter einem hydraulischen Gefälle von 2	68
Abbildung 4.26: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden 9: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5	68
Abbildung 4.27: Boden 8 unter einem hydraulischen Gefälle von 2: (a) Vorderansicht, (b) Schrägansicht	69
Abbildung 4.28: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden 8: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5	70
Abbildung 5.1: Einfluss der Bodenschichtung auf die Potenzialverteilung: (a) Obere Schicht ist durchlässiger als untere Schicht ($k_{oben} \gg k_{unten}$), (b) Homogener Boden, (c) Untere Schicht ist durchlässiger als obere Schicht ($k_{oben} \ll k_{unten}$)	73
Abbildung 5.2: Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch in geschichteten Böden nach Terzaghi & Peck (1961): (a) Untere Schicht ist durchlässiger als obere Schicht ($k_{oben} < k_{unten}$), (b) Obere Schicht ist durchlässiger als untere Schicht ($k_{oben} > k_{unten}$)	74
Abbildung 5.3: Kreisförmiges Baugrubenmodell in geschichteten Böden	75
Abbildung 5.4: Verläufe der Verhältnisse von $\Delta H_{kritisch} / (t_{oben} + t_{unten})$ über k_{oben} / k_{unten} : (a) $b / (t_{oben} + t_{unten}) = 0,25$, (b) $b / (t_{oben} + t_{unten}) = 5$	76
Abbildung 5.5: Versuchsböden zur Untersuchung des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten Böden	77
Abbildung 5.6: Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs im Falle von $k_{oben} > k_{unten}$ (Versuch Nr. 6)	78
Abbildung 5.7: Piping in geschichteten Böden mit $k_{oben} / k_{unten} > 1$	79
Abbildung 5.8: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Versuch Nr. 5 - Hydraulisches Gefälle: (a) zwischen der Bodenoberfläche und dem Standrohr Nr. 1, (b) zwischen dem Standrohr Nr. 1 und 2, (c) zwischen dem Standrohr Nr. 2 und 3, (d) zwischen dem Standrohr Nr. 4 und 5, (e) zwischen dem Standrohr Nr. 5 und 6, (f) zwischen dem Standrohr Nr. 6 und der Bodenoberfläche	80
Abbildung 5.9: Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs im Falle von $k_{oben} < k_{unten}$ (Versuch Nr. 5)	81
Abbildung 6.1: Typisches Verhalten des lockeren Sacramento River Sandes bei CD-Versuch: (a) Hauptspannungsverhältnis über Axialdehnung, (b) Volumetrische Dehnung über Axialdehnung (modifiziert von Lee 1965)	83
Abbildung 6.2: Typisches Verhalten des dichten Sacramento River Sandes bei CD-Versuch: (a) Hauptspannungsverhältnis über Axialdehnung, (b) Volumetrische Dehnung über Axialdehnung (modifiziert von Lee 1965)	84
Abbildung 6.3: Totale Fließfläche im Hauptspannungsraum für nichtbindige Böden: (a) Mohr-Coulomb Modell, (b) Hardening Soil Modell (Plaxis 2015)	85
Abbildung 6.4: Ermittlung der Steifigkeiten: (a) E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} vom drainierten Triaxialversuch, (b) E_{oed}^{ref} vom Oedometerversuch (Plaxis 2015)	86

Abbildung 6.5:	(a) Relativ breite kreisförmige Baugrube, (b) Abmessungen des axialsymmetrischen Baugrubenmodells	87
Abbildung 6.6:	Relativ breites axialsymmetrisches Baugrubenmodell im homogenen isotropen halbusendlichen Raum: (a) FE Netz, (b) Potenzialabbau, (c) Porenwasserdruckverteilung	88
Abbildung 6.7:	Einfluss des Reibungswinkels und der Wandrauigkeit auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$	88
Abbildung 6.8:	Deformiertes Netz für die in Abb. 6.5b dargestellte Baugrube	89
Abbildung 6.9:	Bruchflächenformen in der relativ breiten Baugrube: (a) Rechteckige Bruchfläche, (b) Dreieckige Bruchfläche, (c) Oberflächennah entstehende Bruchfläche	90
Abbildung 6.10:	Einfluss des Dilatanzwinkels auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$: (a) $\varphi = 25^\circ$, (b) $\varphi = 45^\circ$	90
Abbildung 6.11:	Einfluss des Dilatanzwinkels und des Reibungswinkels zwischen dem Boden und der Wand auf die Bruchflächenform für $\varphi = 25^\circ$: (a) $\delta = \varphi/3$, (b) $\delta = \varphi$	91
Abbildung 6.12:	Einfluss des Dilatanzwinkels und des Reibungswinkels zwischen dem Boden und der Wand auf die Bruchflächenform für $\varphi = 45^\circ$: (a) $\delta = \varphi/3$, (b) $\delta = \varphi$	92
Abbildung 6.13:	Untersuchungen zur oberflächennah entstehenden Bruchfläche	93
Abbildung 6.14:	Relativ schmales axialsymmetrisches Baugrubenmodell im homogenen isotropen halbusendlichen Raum: (a) Abmessungen des Modells, (b) Potenzialabbau, (c) Porenwasserdruckverteilung	94
Abbildung 6.15:	Deformiertes Netz im Bruchzustand für die in Abb. 6.14a dargestellte Baugrube	95
Abbildung 6.16:	Bruchflächenformen in der relativ schmalen Baugrube	95
Abbildung 6.17:	(a) Relativ breites axialsymmetrisches Baugrubenmodell im geschichteten Baugrund, (b) Deformiertes Netz im Bruchzustand	96
Abbildung 6.18:	Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$	97
Abbildung 6.19:	Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf die Bruchflächenform für $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 2,5$	98
Abbildung 6.20:	Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf die Bruchflächenform für $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 100$	99
Abbildung 6.21:	Einfluss des Reibungswinkels auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ im geschichteten Baugrund	100
Abbildung 6.22:	Einfluss des Reibungswinkels auf die Bruchflächenform im geschichteten Baugrund	100
Abbildung 6.23:	Einfluss von $\varphi_{\text{oben}} / \varphi_{\text{unten}}$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$	101
Abbildung 6.24:	Einfluss von $\varphi_{\text{oben}} / \varphi_{\text{unten}}$ auf die Bruchflächenform	101
Abbildung 6.25:	Hydraulischer Grundbruch im relativ schmalen axialsymmetrischen Baugrubenmodell im geschichteten Baugrund: (a) Bruchflächenform, (b) Deformiertes Netz im Bruchzustand	102

Symbolverzeichnis

Lateinische Symbole und ihre Definitionen:

A	Zu Strömungsrichtung senkrechte Querschnittfläche des Bodens [m^2]
a_1, a_2	Beiwerte [-]
b	Hälfte der Baugrubenbreite bzw. Hälfte der Baugrubendurchmesser [m]
C_1, C_2	Konstante [-]
C_c	Krümmungszahl [-]
$c_{\text{ref.}}$	Referenzwert für die Kohäsion des Bodens [kN/m^2]
D	Verbauwanddicke [cm]
d	Korndurchmesser [mm]
d_p	Porendurchmesser [mm]
dq	Totale Änderung der Durchflussmenge pro Zeiteinheit [m^3/s]
d_{15}	Körner des Bodens, die sich 15% der gesamten Masse des Bodens bilden, haben einen geringeren Durchmesser als d_{15} [mm]
d_{50}	Mediandurchmesser [mm]
d_{85}	Körner des Bodens, die sich 85% der gesamten Masse des Bodens bilden, haben einen geringeren Durchmesser als d_{85} [mm]
dx, dz	Abmessungen eines Einheitselementes in x- bzw. z- Richtung
E_{50}^{ref}	Spannungsabhängiger Sekantenmodul aus Triaxialversuch (Zelldruck = 100 kN/m^2)
E_{ur}^{ref}	Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastungen (Zelldruck = 100 kN/m^2)
E_{oed}^{ref}	Spannungsabhängiger Tangentenmodul aus Oedometerversuch (Normalspannung = 100 kN/m^2)
e	Porenzahl [-]
$e_{\text{max}}, e_{\text{min.}}$	Maximale bzw. minimale Porenzahlen [-]
$G_{\text{stb;d}}$	Der Bemessungswert der stabilisierenden Gewichtskraft an der Unterseite der wassersperrenden künstlichen Schicht inklusive das Eigengewicht der Wände [kN]
$G'_{\text{stb;d}}$	Bemessungswert des stabilisierenden Gewichtes von Terzaghis Körper unter Auftrieb [kN]
g	Erdbeschleunigung [m/s^2]
H	Energiehöhe [m]
h	Druckhöhe [m]
h_{Grenz}	Druckhöhe in der Schichtgrenze [m]
I_D	Bezogene Lagerungsdichte [-]
i	Hydraulisches Gefälle [-]
i_1, i_2	Hydraulische Gefälle der unteren bzw. oberen Bodenschichten bei eindimensionalen Strömungen [-]
i_x, i_y, i_z	Hydraulische Gefälle in x-, y-, z- Richtung [-]
i_o, i_u	Mittlere hydraulische Gefälle auf den Ober- bzw. Unterwasserseiten [-]
$i_{\text{Davidenkoff}}$	Hydraulisches Gefälle nach dem Verfahren von Baumgart & Davidenkoff [-]

$i_{\text{anisotropic}}$	Hydraulisches Gefälle am Wandfuß im Fall von $k_x = k_y \neq k_z$ [-]
$i_{\text{isotropic}}$	Hydraulisches Gefälle am Wandfuß im Fall von $k_x = k_y = k_z$ [-]
$i_{\text{krit.}}$	Kritisches hydraulisches Gefälle [-]
$i_{\text{krit. (theor.)}}$	Theoretisch ermitteltes kritisches hydraulisches Gefälle [-]
$i_{\text{krit. (exp.)}}$	Experimentell ermitteltes kritisches hydraulisches Gefälle [-]
i_{Terzaghi}	Mittleres hydraulisches Gefälle im Bruchkörper von Terzaghi bei zwei bzw. dreidimensionalen Strömungen [-]
$i_{\text{vorh.}}$	Vorhandenes hydraulisches Gefälle in der Bodenprobe bei eindimensionalen Strömungen [-]
k	Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens [m/s]
k_1, k_2	Durchlässigkeitsbeiwerte der unteren bzw. oberen Bodenschichten bei eindimensionalen Strömungen [m/s]
k_x, k_y, k_z	Durchlässigkeitsbeiwerte in x-, y-, z- Richtung [m/s]
$k_{\text{oben}}, k_{\text{unten}}$	Durchlässigkeitsbeiwerte der oberen bzw. unteren Bodenschichten bei Baugruben [m/s]
L	Höhe der ganzen Bodenprobe [m]
L_1, L_2	Höhen der unteren bzw. oberen Bodenschichten [m]
m	Exponent für spannungsabhängige Steifigkeiten [-]
n	Porenanteil [-]
n_1	Porenanteil im Versuchsbeginn [-]
n_2	Porenanteil in der lockersten Lagerung [-]
q	Durchflussmenge pro Zeiteinheit [m ³ /s]
q_x, q_z	Durchflussmengen pro Zeiteinheit in x-, z- Richtung [m ³ /s]
R	Horizontaler Abstand von der Wand bis zur äußeren vertikalen Grenze des Modells [m]
R_d	Zusätzliche stabilisierende Einwirkungen aus Reibungskräften und Ankerkräften [kN]
$R_{\text{inter.}}$	Beiwert zur Reduzierung der Scherfestigkeit zwischen Boden und Wand [-]
Re	Reynolds Zahl [-]
$S_{\text{dst;d}}$	Bemessungswert der destabilisierenden Strömungskraft [kN]
T	Vertikaler Abstand vom Wandfuß bis zur Unterkante des Modells [m]
t	Einbindetiefe unter dem Grundwasserspiegel [m]
t'	Abstand zwischen Baugrubensohle und Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite [m]
$t_{\text{oben}}, t_{\text{unten}}$	Die in der oberen bzw. unteren Bodenschicht eingebundene Länge der Verbauwand [m]
U	Ungleichförmigkeitszahl [-]
u	Porenwasserdruck [kN/m ²]
$u_{\text{dst;d}}$	Bemessungswert des destabilisierenden Porenwasserdrucks an der Unterseite von Terzaghis Bruchkörper [kN/m ²]
$V_{\text{dst;d}}$	Der Bemessungswert des destabilisierenden Wasserkraft an der Unterseite der wassersperrenden Schicht und an den Unterkanten der Verbauwände [kN]
v	Filtergeschwindigkeit [m/s]
v_x, v_z	Filtergeschwindigkeiten in x-, z- Richtung [m/s]
v_o, v_u	Mittlere Filtergeschwindigkeiten auf der Ober- bzw. Unterwasserseiten [m/s]
z	Geodätische Höhe [m]

Griechische Symbole und ihre Definitionen:

ΔH	Potenzialdifferenz [m]
ΔH_o	Mittlerer Potenzialabbau auf der Oberwasserseite [m]
ΔH_u	Mittlerer Potenzialabbau auf der Unterwasserseite [m]
$\Delta H_{\text{Flie\ss sand (exp.)}}$	Experimentell ermittelte kritische Potenzialdifferenz, die zum Flie\ss sand-Zustand f\h{uh}rt [cm]
$\Delta H_{\text{Flie\ss sand (theor.)}}$	Theoretisch ermittelte kritische Potenzialdifferenz, die zum Flie\ss sand-Zustand f\h{uh}rt [cm]
$\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}}$	Experimentell ermittelte kritische Potenzialdifferenz, die zum totalen Kollaps f\h{uh}rt [cm]
$\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}$	Die von hydraulisch-mechanisch gekoppelten Analysen ermittelte Potenzialdifferenz, die zum numerischen Grenzzustand f\h{uh}rt [m]
$\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$	Die nach Terzaghis Verfahren zum Bruch f\h{uh}rende Potenzialdifferenz [m]
Δh	Wasserh\o{h}e auf der Baugrubensohle oder Potenzialabbau im Bruchk\o{r}per [m]
Δt	Aufbruchsdauer [s]
η	Dynamische Viskosit\at{a}t des Wassers [kg/m\cdot s]
φ	Reibungswinkel des Bodens [Grad]
δ	Reibungswinkel zwischen Boden und Verbauwand [Grad]
ψ	Dilatanzwinkel des Bodens [Grad]
μ	Ausnutzungsgrad [-]
σ	Totale Spannung [kN/m ²]
σ_1	Axiale Hauptspannung [kN/m ²]
σ_3	Radiale Hauptspannung bzw. Zelldruck [kN/m ²]
$\sigma_{\text{stb;d}}$	Bemessungswert der stabilisierenden Vertikalspannung an der Unterseite von Terzaghis Bruchk\o{r}per [kN/m ²]
ε_1	Axialdehnung [%]
ε_v	Volumetrische Dehnung [%]
ρ_d	Trockene Dichte des Bodens [g/cm ³]
ρ_s	Korndichte [g/cm ³]
ρ_w	Dichte des Wassers [g/cm ³]
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m ³]
γ_d	Trockene Wichte des Bodens [kN/m ³]
$\gamma_{G;\text{stb}}$	Teilsicherheitsbeiwert f\h{u}r stabilisierende st\andige Einwirkungen [-]
$\gamma_{G;\text{dst}}$	Teilsicherheitsbeiwert f\h{u}r destabilisierende st\andige Einwirkungen [-]
γ_H	Teilsicherheitsbeiwert f\h{u}r Str\o{mungskraft [-]
γ_r	Wasserges\at{a}ttigte Wichte des Bodens [kN/m ³]
γ_s	Kornwichte [kN/m ³]
γ_w	Wichte des Wassers [kN/m ³]

*„Wenn du es nicht einfach erklären kannst, hast du es nicht genug verstanden“
(Albert Einstein)*

1 Einleitung

1.1 Heranführung an die Thematik

Mit zunehmender Baugrubentiefe erfordern abgeöschte Baugruben flachere Böschungsneigungen gegen einen eventuellen Stabilitätsverlust. Dies ist jedoch aus Platzmangel (zu benachbarten Bauwerken) oder aus wirtschaftlichen Gründen (aus großen Aushubmengen) meist nicht realisierbar. Daher werden die in innerstädtischen Bereichen hergestellten tiefen Baugruben, die für die Erstellung von Tunneln, Unterkellerungen, oder Pumpwerken usw. zur Anwendung kommen, meistens verbaut ausgehoben.

Bei der Herstellung von Baugruben spielen grundwasserbedingte Probleme eine entscheidende Rolle. Wenn die Sohle einer geplanten Baugrube unterhalb des Grundwasserspiegels liegt, ist eine Wasserhaltung zum Trockenhalten der Baugrube zwingend erforderlich. Zu diesem Zweck kommen verschiedene Grundwasserhaltungsmethoden zum Einsatz. Eine davon ist als geschlossene Grundwasserhaltung bzw. großflächige Grundwasserabsenkung bekannt. Hierbei wird das Grundwasser vor Bodenaushubvorgänge durch Absenkb Brunnen auf 0,5 m bis 1 m unterhalb der geplanten Baugrubensohle abgesenkt (siehe Abb. 1.1a). In der Regel erfolgt die Anordnung der Brunnen außerhalb der Baugrube. Ist dies aufgrund der Platzverhältnisse nicht möglich, können die Brunnen auch innerhalb der Baugrube errichtet werden. Zur Reduzierung der zu fördernden Wassermenge erfolgt die Grundwasserabsenkung stufenweise bzw. je nach Aushubfortschritt.

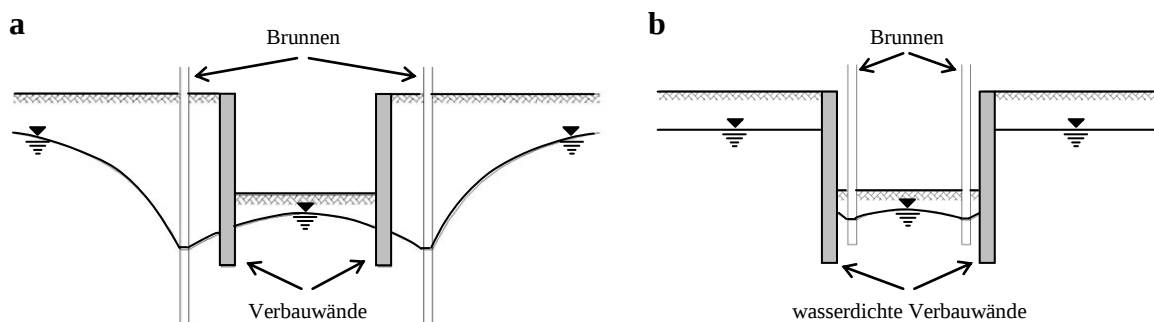


Abbildung 1.1: Grundwasserhaltungsmethoden: (a) Großflächige Grundwasserabsenkung, (b) Teilweise Grundwasserabsenkung

Eine großflächige Grundwasserabsenkung wird heutzutage seltener ausgeführt. Die Gründe dafür sind folgendes (Chang 2006, Maybaum et al. 2009):

- Grundwasserabsenkungen führen zur Erhöhung der effektiven Spannungen im Baugrund. Dies kann Setzungen um die Baugrube herum und damit Schäden an den benachbarten Bauwerken, unterirdischen Leitungen und Verkehrsflächen zur Folge haben. Aufgrund der Abnahme des Wassergehalts können weiterhin in bindigen und vor allem in organischen Böden Zersetzungs Vorgänge entstehen;
- Holzgründungen, die infolge einer Grundwasserabsenkung mit Sauerstoff in Berührung kommen, beginnen zu faulen;
- Die Ableitung des geförderten Wassers kann hinsichtlich der Kapazität des Abwassersystems problematisch sein;

- Eine großflächige Grundwasserabsenkung kann hinsichtlich bestehender Wasserrechte nicht immer genehmigt werden, da der natürliche Grundwasserhaushalt und angrenzende Flora, besonders bei Bauvorhaben mit langer Bauzeit, durch eine ständige Grundwasserentfernung beeinträchtigt werden. Bei einer Wiederversickerung hingegen tritt das Problem der Grundwasserverschmutzung auf.

Eine weitere Grundwasserhaltungsmethode ist als offene Grundwasserhaltung bekannt. Bei diesem Verfahren wird das aus den Baugrubenseiten und der Baugrubensohle in die Baugrube eindringende Wasser in den Gräben, die an den Baugrubenseiten angeordnet werden, aufgefangen, einem Pumpensumpf zugeleitet und von dort abgepumpt. Die Grundwasserentfernung wird gleichzeitig mit Aushubvorgängen erfolgt. D. h. das Grabensystem und der Pumpensumpf müssen vor jedem weiteren Aushub vertieft werden, sodass die Baugrubensohle nie ganz trockengelegt werden kann. Aus diesem Grund ist diese Grundwasserhaltungsmethode für Baugruben mit großen Durchflussmengen nicht geeignet.

Bei der offenen Wasserhaltung kann die abgepumpte Wassermenge reduziert werden, indem ein wasserdichtes Verbauwandsystem verwendet wird. Das aus der Baugrubensohle in die Baugrube eindringende Wasser wird hierbei durch die innerhalb der Baugrube angeordneten Brunnen auf geschlossene Weise und/oder durch die hergestellten Gräben und Pumpensümpfe auf offene Weise abgesenkt, wie in Abb. 1.1b dargestellt (teilweise Grundwasserabsenkung). Bei diesem Verfahren wird der Außenwasserstand im Vergleich zu einer großflächigen Grundwasserabsenkung weniger beeinflusst. Jedoch kann die Baugrubensohle ihre Stabilität verlieren, wenn die zur Baugrubensohle gerichtete Wasserkraft das bedingt durch Aushubvorgänge reduzierte Bodengewicht überschreitet (hydraulischer Grundbruch). Außerdem kann die Herstellung der undurchlässigen Verbauwände im fließenden Grundwasser zu Überschwemmungen an den Kellern von benachbarten Bauwerken führen.

Abbildung 1.2 zeigt die Lage nach der Havarie beim Bau des Nord-Süd-Bahntunnels in Berlin (1997). Es ist anzumerken, dass ein hydraulischer Grundbruch bei großflächigen Grundwasserabsenkungen erst dann auftreten kann, wenn ein Ausfall der Brunnen zustande kommt.



Abbildung 1.2: Hydraulischer Grundbruch in der Baugrube (Mittag 2009)

Hydraulischer Grundbruch kann auch während der Wasserentfernung aus dem Inneren einer im offenen Wasser hergestellten Baugrube entstehen. Abbildung 1.3 veranschaulicht die Ausbildung des hydraulischen Grundbruchs in einem zweidimensionalen Modellversuch, der eine im offenen Wasser hergestellte Baugrube

darstellt. Die erheblichen Hebungen auf der Unterwasserseite haben den Stabilitätsverlust der Verbauwand bzw. einen totalen Kollaps zur Folge.

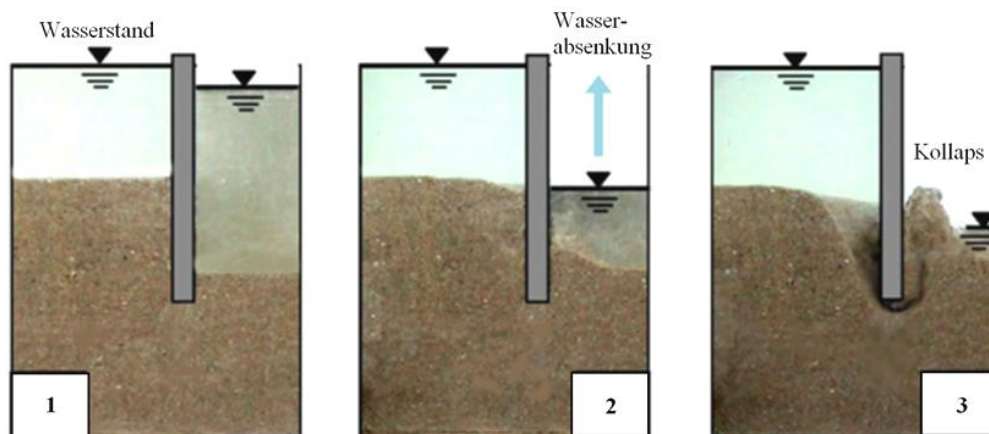


Abbildung 1.3: Ausbildung des hydraulischen Grundbruchs im zweidimensionalen Modellversuch

Wenn die aus der Baugrubensohle in die Baugrube einströmende Wassermenge bei der teilweisen Grundwasserabsenkung nicht akzeptabel ist, kann eine wassersperrende Sohle hergestellt werden. Dieses Verfahren ist als Grundwasserabspernung (Trogbauweise) bekannt. Bei der Herstellung einer wassersperrenden Sohle kommen folgende Methoden zum Einsatz:

- Wenn eine relativ gering durchlässige Bodenschicht in einer technisch und wirtschaftlich erreichbaren Tiefe vorhanden ist, wird die Einbindetiefe von Verbauwänden bis zu dieser Schicht verlängert;
- Durch Injektionen kann eine relativ gering durchlässige Schicht zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß künstlich hergestellt werden;
- Eine unbewehrte Unterwasserbetonsohle kann hergestellt werden. Im Vergleich zur künstlich hergestellten Schicht hat sie den Vorteil, dass die möglichen Defektstellen durch Probeabsenkungen gut geortet und abgedichtet werden können. Weiterhin kommt sie auch als eine Abstützung der Verbauwände zum Einsatz. (Borchert 2008).

Die Bauphasen bei der Herstellung einer Unterwasserbetonsohle sind in Abb. 1.4 schematisch dargestellt (Kolymbas 2011). Es sei jedoch bemerkt, dass Aushubvorgänge unter dem Wasser zu relativ großen Wandverformungen und damit zu relativ großen Setzungen an den benachbarten Gebäuden führen können, wenn die Verbauwände nicht ausreichend abgestützt werden. Aus diesem Grund wird das Grundwasser zuerst bis zu einer bestimmten Tiefe abgesenkt, in der keine Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs besteht. Anschließend wird der Boden ausgehoben, und die Verbauwände werden gegebenenfalls abgestützt. Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis die im Hinblick auf hydraulischen Grundbruch unsichere Baugrubentiefe erreicht wird. Ab dieser Tiefe werden die Aushubvorgänge unter dem Wasser ausgeführt, und erst nach der Herstellung der Unterwasserbetonsohle wird die Baugrube gelenzt.

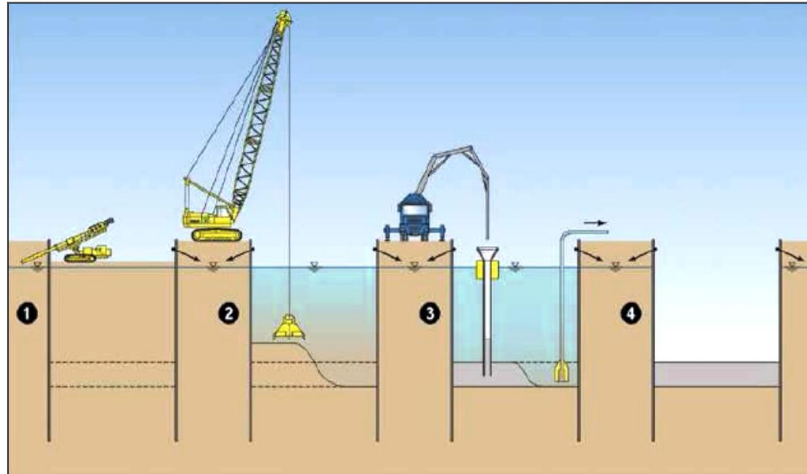


Abbildung 1.4: Trogbauweise durch die Herstellung einer Unterwasserbetonsohle (Kolymbas 2011)

Aufgrund ihrer relativ geringen Durchlässigkeit findet der Potenzialabbau eher in der künstlich hergestellten wassersperrenden Schicht statt. Infolgedessen entstehen im Vergleich zum homogenen Fall größere Porenwasserdrücke auf Höhe der Unterkante der wassersperrenden Schicht, während sich totale Spannungen nicht beträchtlich verändern. Somit begünstigt die Herstellung der wassersperrenden Schicht die Entstehung eines weiteren hydraulisch bedingten Versagens, welches als Aufschwimmen (Auftrieb) bezeichnet wird. Ein Kraftanschluss zwischen der wassersperrenden Schicht und den Verbauwänden kann jedoch durch die Gewichte der Verbauwände und die Reibungskräfte zwischen dem Baugrund und den Verbauwänden zu einer Erhöhung des Widerstandes führen. Besteht die Gefahr des Aufschwimmens, wird die Unterwasserbetonsohle vor dem Leerpumpen der Baugrube mit Zuggliedern wie Verpresspfählen oder Verpressankern gesichert. Zuggliedern kommen ebenfalls zur Sicherstellung einer durch Injektion oder Düsenstrahlverfahren hergestellten wassersperrenden Schicht zum Einsatz. Eine weitere Maßnahme gegen Aufschwimmen ist die Herstellungstiefe der wassersperrenden Schicht zu erhöhen. Dadurch wirkt das Gewicht des darauf anstehenden Bodens als eine stabilisierende Belastung ein.

Es gibt weitere Grundwasserhaltungsmethoden wie Luftdruck-Verfahren oder Bodenvereisung, bei denen keine Grundwasserströmung stattfindet. Bei dem Luftdruck-Verfahren wird ein ausreichender Luftdruck erzeugt, welcher dem infolge des Wasserunterschiedes entstehenden hydrostatischen Wasserdruck entspricht. Dieses Verfahren benötigt einen luftdichten Arbeitsraum. Da das Bauwerk als Ganzes abgesenkt wird, ist es nur für kleine Bauwerke (z. B. für Brückenpfeiler) geeignet. Außerdem ist die Anwendungstiefe dieses Verfahrens wegen der Arbeit unter Luftdruck begrenzt (Maybaum et al. 2009). Bei dem Vereisungsverfahren werden hingegen die Gefrierrohre in festgelegten Abständen in den Boden eingebaut, durch welche ein Kältemittel zirkuliert wird, um den umgebenden Boden zu gefrieren. Allerdings erfordern sowohl Luftdruck-Verfahren als auch Bodenvereisung einen erheblichen technischen Aufwand und dementsprechend hohe Kosten.

Es soll darauf hingewiesen werden, dass sich hydraulisch bedingte Probleme nicht nur auf hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen beschränken. Die Erscheinungen „Suffosion (innere Erosion), Kontaktersion und äußere Erosion“ gehören ebenfalls dazu. Weiterhin tauchen diese Erscheinungen nicht nur in Baugruben sondern auch dort auf, wo Grundwasserströmungen stattfinden, wie z. B. bei Dämmen, Deichen, Stauanlagen.

1.2 Problemstellungen, Zielsetzung und Gliederung der Arbeit

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) kann der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mittels zwei unterschiedlicher Grenzgleichgewichtsbedingungen erbracht werden, welche jedoch unterschiedliche Ergebnisse liefern (DIN 1054 (2010-12), Odenwald & Stelzer 2013).

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) erfolgt der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch durch die Verwendung des Bruchkörpers von Terzaghi. Dieser Bruchkörper basiert auf seine Beobachtungen in zweidimensionalen Modellversuchen in homogenen Böden (1922, 1925). Jedoch findet ein hydraulischer Grundbruch meistens in den Eckbereichen von Baugruben statt, da dort relativ große hydraulische Gefälle entstehen (Davidenkoff & Franke 1965, Schmitz 1990, Aulbach 2013, Koltuk et al. 2015). D. h. die Form des in den Eckbereichen von Baugruben entstehenden dreidimensionalen Bruchkörpers ist sowohl für homogenen als auch für geschichtete Böden versuchsmäßig nicht bekannt.

Im Hinblick auf die beim Sicherheitsnachweis verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte unterscheidet man in DIN 1054 (2010-12) zwischen günstigen und ungünstigen Böden. Dementsprechend dürfen bei günstigen Böden relativ geringe Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden. Jedoch zeigten die in der Literatur vorhandenen eindimensionalen Strömungsversuche deutlich, dass die experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle bei gleichförmigen bzw. enggestuften Grobsanden bis Mittelsanden ganz in der Nähe der theoretisch ermittelten Werte liegen (Herzog 1938, Sentko 1961, Kokusho & Fujikura 2008). D. h. der Grund der Verwendung der relativ geringen Teilsicherheitsbeiwerte, die in DIN 1054 (2010-12) für Kiese, Kiessande und mindestens mitteldicht gelagerte Sande mit Korngrößen über 0,2 mm angegeben sind, ist nicht klar.

Aus Laborversuchen ist bekannt, dass sich die Steifigkeit eines Bodens mit zunehmendem Spannungsniveau erhöht (Ohde 1939, Schultze & Moussa 1961, Janbu 1963), während sich sein Reibungswinkel verringert (Taylor 1948, Marachi et al. 1981). D. h. aufgrund des bei Modellversuchen herrschenden niedrigen Spannungsniveaus müssen die aus den Modellversuchen ermittelten Bruchkörper bzw. kritischen Potenzialdifferenzen von den Prototypen stark oder leicht abweichen.

Die vorliegende Arbeit behandelt die oben angegebenen Problemstellungen. Zu diesem Zweck werden in Kapitel 2 die theoretischen Grundlagen der Wasserströmung durch Böden und deren Anwendungen auf Baugruben erläutert. In Kapitel 3 wird basierend auf den bisher veröffentlichten Arbeiten, Normen, Empfehlungen und Merkblättern eine kurze Literaturübersicht über die hydraulisch bedingten Versagen in nichtbindigen Böden gegeben. In Kapitel 4, 5 und 6 werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen und experimentellen Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen Böden vorgestellt.

Im Einzelnen behandelt Kapitel 4 den hydraulischen Grundbruch in Baugruben in homogenen nichtbindigen Böden. Das Kapitel strebt an,

- eine Grenzgleichgewichtsbedingung vorzustellen, welche den Widerspruch zwischen den in DIN EN 1997-1 (2014-03) angegebenen Grenzgleichgewichtsbedingungen hinsichtlich der ermittelten Ausnutzungsgrade beseitigt,
- ein Bruchkriterium vorzustellen, welches die vorhandene Unsicherheit hinsichtlich der Form des dreidimensionalen Bruchkörpers beseitigt,

- den Einfluss der Korngrößenverteilungen homogener nichtbindiger Böden auf hydraulischen Grundbruch zu untersuchen.

Kapitel 5 behandelt den hydraulischen Grundbruch in Baugruben in geschichteten nichtbindigen Böden. Das Kapitel strebt an,

- die eventuellen Mechanismen des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten Böden zu untersuchen,
- die nach Terzaghi & Peck (1961) ermittelten kritischen Potenzialdifferenzen mit den experimentell ermittelten Werten zu vergleichen.

Kapitel 6 beschäftigt sich mit hydraulisch-mechanisch gekoppelten numerischen Analysen zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben. Die Ziele dieser Analysen sind,

- die Einflüsse des Reibungswinkels und Dilatanzwinkels des Bodens sowie der Wandrauigkeit auf hydraulischen Grundbruch in homogenen nichtbindigen Böden zu untersuchen,
- die nach Terzaghi & Peck (1961) ermittelten kritischen Potenzialdifferenzen in geschichteten nichtbindigen Böden, in denen eine relativ stark durchlässige nichtbindige Bodenschicht über einer geringer durchlässigen Schicht liegt, mit den von gekoppelten numerischen Analysen ermittelten zum numerischen Grenzzustand führenden Potenzialdifferenzen zu vergleichen.

Die Arbeit schließt in Kapitel 7 mit der Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse der vorliegenden Arbeit und mit einem Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf.

2 Theoretische Grundlagen der Wasserströmung durch Böden und deren Anwendungen auf Baugruben

In diesem Kapitel werden zunächst die hydromechanischen Grundlagen von eindimensionalen Wasserströmungen durch Böden und anschließend die Grundlagen von Grundwasserströmungen in Baugruben behandelt. Abschließend werden Faktoren erläutert, welche Porenwasserdruckverteilungen in Baugruben beeinflussen.

2.1 Eindimensionale Wasserströmungen in Böden

2.1.1 Energieerhaltungsgesetz (Bernoulli - Gleichung)

Das Wasser strömt immer von Stellen mit relativ großer Energiehöhe zu Stellen mit geringerer Energiehöhe. Wenn man das Ventil in der Versuchsanlage in Abb. 2.1 aufdreht, findet eine Wasserströmung in der Richtung vom Punkt A zum Punkt B statt, da die Energiehöhe am Punkt A (H_A) vor dem Aufdrehen des Ventils bzw. im hydrostatischen Zustand größer als die Energiehöhe am Punkt B (H_B) ist. Hierbei betragen H_A und H_B

$$H_A = h_A + z_A \quad \text{und} \quad H_B = h_B + z_B \quad (2.1)$$

wobei z und h die geodätische Höhe bezogen auf ein willkürlich festgelegtes Niveau bzw. die Druckhöhe sind.

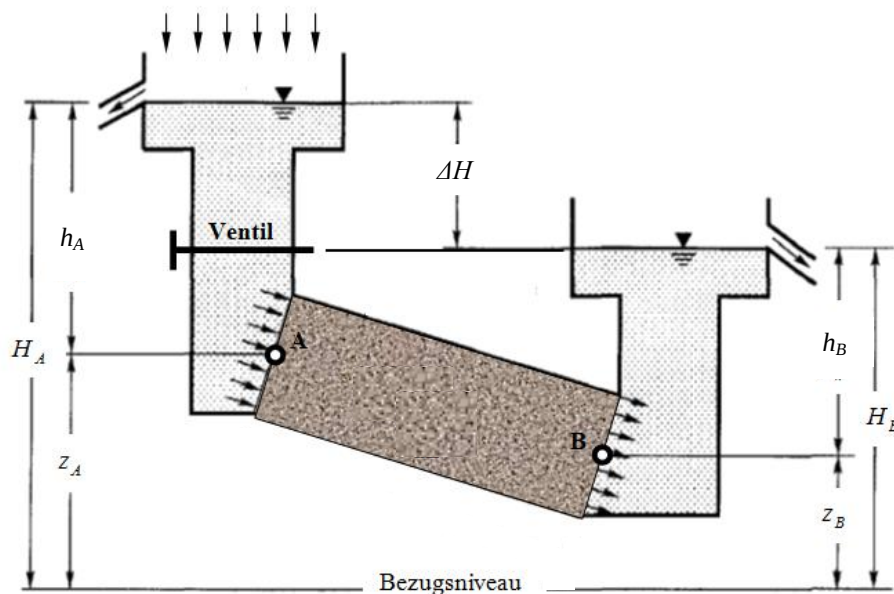


Abbildung 2.1: Energieerhaltungsgesetz

Nach dem Aufdrehen des Ventils werden die Wasserstände auf den Ober- und Unterwasserseiten der Versuchsanlage durch das Nachfüllen des Wassers bzw. durch den Überlauf konstant gehalten. Nach dem Aufdrehen des Ventils bzw. im hydrodynamischen Zustand sind die Energiehöhen an den Punkten A (H_A) und B (H_B):

$$H_A = h_A + z_A + \frac{v_A^2}{2g} \quad \text{und} \quad H_B = h_B + z_B + \frac{v_B^2}{2g} \quad (2.2)$$

wobei $\frac{v^2}{2g}$ die Geschwindigkeitshöhe ist.

Die Bernoulli-Gleichung besagt, dass die Summe aus Druckhöhe, geodätischer Höhe und Geschwindigkeitshöhe entlang einer Stromlinie konstant ist. Wegen auftretender Energieverluste kann jedoch die Energiehöhe am Punkt A mit der am Punkt B nicht gleichgesetzt werden. D. h. nur ein Teil der potenziellen Energie wird in kinetische Energie umgewandelt. Es wird zwischen zwei Arten von Energieverlusten unterschieden: 1) Durch Reibungskräfte entstehende Verluste, 2) Durch Krümmungen und plötzliche Querschnittveränderungen von Porenkanälen entstehende Verluste.

Die Bernoulli-Gleichung wird im hydrodynamischen Zustand mittels Gl. (2.3) angegeben:

$$h_A + z_A + \frac{v_A^2}{2g} - h_v = h_B + z_B + \frac{v_B^2}{2g} \quad (2.3)$$

wobei h_v die Verlusthöhe ist.

2.1.2 Massenerhaltungsgesetz

Unter der Annahme, dass das Wasser und die Körner inkompressibel sind, muss das in den Boden eintretende Wasservolumen in einem Zeitschritt im stationären (bzw. zeitunabhängigen) Zustand genau so groß sein wie das aus dem Boden austretende Wasservolumen. D. h. die Wassergeschwindigkeit am Punkt A in Abb. 2.1 muss gleich der Wassergeschwindigkeit am Punkt B sein, solange die zur Strömungsrichtung senkrechte Querschnittsfläche des Bodens konstant ist ($v_A = v_B$). Somit ergibt sich aus Gl. (2.3), dass die Verlusthöhe h_v gleich dem Potenzialunterschied ΔH in der Versuchsanlage ist.

Die Bernoulli-Gleichung im hydrodynamischen Zustand wird mittels Gl. (2.4) angegeben:

$$h_A + z_A - \Delta H = h_B + z_B \quad (2.4)$$

2.1.3 Darcy-Gesetz

Darcy (1856) zeigte anhand der eindimensionalen Wasserströmungsversuche an homogenen Böden, dass ein linearer Zusammenhang zwischen der Länge des Strömungswegs und dem Druckhöhenverlust - unabhängig von Strömungsrichtung - besteht. Darcy-Gesetz wird wie folgt angegeben:

$$v = k \cdot i \quad (2.5)$$

wobei v die Filtergeschwindigkeit bzw. das Verhältnis des durch den Boden ausströmenden Wasservolumens pro Zeiteinheit q zur Schnittfläche des Bodens A , k der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, i das hydraulische Gefälle bzw. das Verhältnis des Potenzialunterschiedes ΔH zur Bodenlänge L sind (siehe Abb. 2.2).

Gl. (2.5) gilt unter folgenden Voraussetzungen:

- Boden ist voll wassergesättigt.
- Bodenkörner bewegen sich infolge der Wasserströmung nicht, sondern bilden sie ein festes Gerüst: In weitgestuften Böden und besonders in intermitterend gestuften Böden ist die Erfüllung dieser Voraussetzung problematisch, da die Umlagerung und Transport von Bodenkörnern schon unter relativ geringen hydraulischen Gefällen stattfinden. Außerdem besteht die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs bzw. eines Auftriebs bei den vertikal von unten nach oben durchströmten Bodenproben unter einem hydraulischen Gefälle von etwa 1 (siehe Abschnitt 3.1.1).

- Strömung ist laminar: Wenn die Potenzialdifferenz ΔH in Abb. 2.2 dargestellten System erhöht wird, verliert der lineare Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gefälle i seine Gültigkeit. Mit zunehmender Potenzialdifferenz erhöht sich die Durchflussmenge pro Zeiteinheit, wie auch bei der laminaren Strömung. Jedoch ist die Erhöhung in der Durchflussmenge pro Zeiteinheit geringer als die in laminaren Verhältnissen.

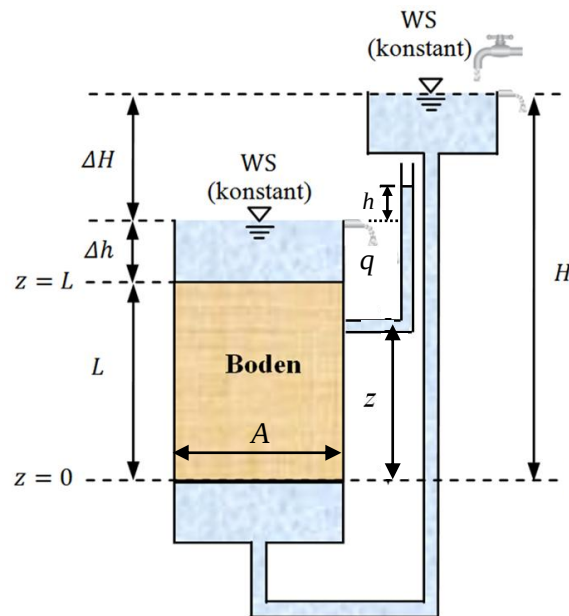


Abbildung 2.2: Eindimensionale Wasserströmungen in homogenen Böden

Reynolds (1883) untersuchte Wasserströmungen durch horizontale Rohrleitungen. Er gab eine Farblösung dem reinen Wasser zu, sodass sich eine feine Strähne ausbildete. D. h. es herrschte eine lineare bzw. laminare Strömung. Anschließend erhöhte er das hydraulische Gefälle in der Versuchsanlage, sodass sich die Farblösung im Rohr verteilte (turbulente Strömung). Als i weiter erhöht wurde, bewegte sich die Farblösung entgegen der Strömungsrichtung und den Zuflusspunkt nicht erreichte. Zur Darstellung des Unterschiedes zwischen laminaren und turbulenten Strömungen führte er die Reynolds-Zahl Re ein. Die Wasserströmungen durch nichtbindige Böden werden als laminar angenommen, solange die folgende Bedingung eingehalten ist (Muskat, 1937):

$$Re = \frac{v \cdot d \cdot \rho_w}{\eta} < 1 \quad (2.6)$$

wobei v die Filtergeschwindigkeit, d der Korndurchmesser, ρ_w die Dichte des Wassers, η die dynamische Viskosität des Wassers sind.

Für turbulente Strömungen wird die Beziehung zwischen der Filtergeschwindigkeit und dem hydraulischen Gefälle nach Forchheimer - Gleichung angegeben:

$$i = a_1 \cdot v + a_2 \cdot v^2 \quad (2.7)$$

Hierbei werden die Beiwerte a_1 und a_2 experimentell ermittelt. Dazu wird Gl. (2.7) wie folgt umgeschrieben:

$$\frac{i}{v} = a_1 + a_2 \cdot v \quad (2.8)$$

Gleichung (2.8) stellt eine Gerade dar. Die Geschwindigkeit v wird auf der Abszissenachse angetragen, während das Verhältnis i/v auf der Ordinatenachse angetragen wird (Valentin 1970).

2.1.4 Ermittlung der infolge eindimensionaler Wasserströmungen entstehenden Porenwasserdruckverteilungen in Böden

In homogenen Böden erfolgt die Ermittlung der infolge eindimensionaler Wasserströmungen entstehenden Porenwasserdruckverteilung durch Darcy-Gesetz, welches eine lineare Beziehung zwischen dem Potenzialabbau und dem Strömungsweg erfordert. Dementsprechend berechnet sich die Druckhöhe h in irgendeinem horizontalen Schnitt des Bodens in Abb. 2.2 bezogen auf die Wasseroberfläche auf der Unterwasserseite mittels Gl. (2.9):

$$h = \Delta H - \left(\frac{\Delta H \cdot z}{L} \right) \quad (2.9)$$

Somit ergibt sich der Porenwasserdruck in diesem Schnitt u als

$$u = (h + \Delta h + L - z) \cdot \gamma_w \quad (2.10)$$

In geschichteten Böden erfolgt die Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung infolge eindimensionaler Wasserströmungen durch die Laplace'sche partielle Differentialgleichung 2. Ordnung. Im Folgenden wird die Ableitung dieser Gleichung aufgeführt.

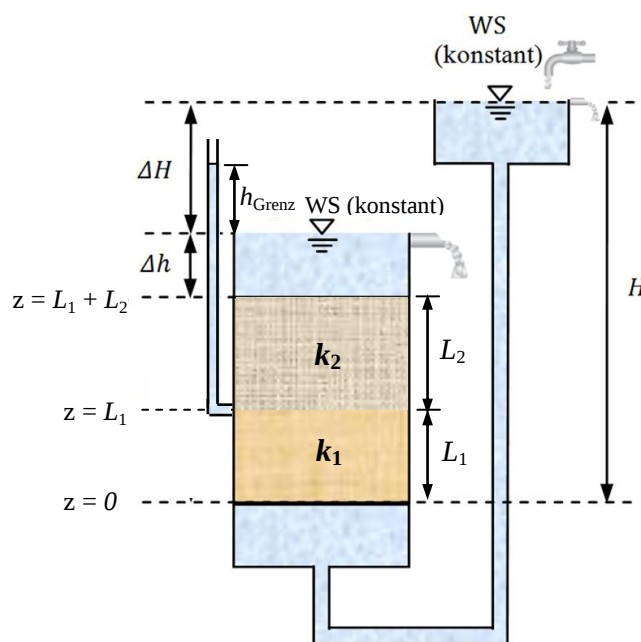


Abbildung 2.3: Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung infolge eindimensionaler Strömungen

Unter der Voraussetzung, dass der Boden voll wassergesättigt ist und die Körner sowie das Wasser inkompressibel sind, muss die in den Boden eintretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit der aus dem Boden austretenden entsprechen (Massenerhaltungsgesetz):

$$\text{Eintretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit, } q = v \cdot A \quad (2.11)$$

$$\text{Austretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit, } q + dq = \left(v + \frac{\partial v}{\partial z} \cdot dz \right) \cdot A \quad (2.12)$$

wobei dq die Änderung der Durchflussmenge pro Zeiteinheit, v die Filtergeschwindigkeit, A die zur Strömungsrichtung senkrechte Schnittfläche des Bodens sind.

Gemäß dem Massenerhaltungsgesetz muss die totale Änderung der Durchflussmenge pro Zeiteinheit gleich null sein:

$$dq = \left(\frac{\partial v}{\partial z} \cdot dz \right) \cdot A = 0 \quad (2.13)$$

D. h.

$$\frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (2.14)$$

Unter Berücksichtigung des Gesetzes von Darcy wird die Filtergeschwindigkeit v in Gl. (2.14) durch $(v = k \cdot i = k \cdot \frac{\partial h}{\partial z})$ ersetzt. Daraus ergibt sich:

$$\frac{\partial \left(k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right)}{\partial z} = 0 \quad (2.15)$$

$$k \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.16)$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.17)$$

Die Gleichung (2.17) ist die Laplace'sche partielle Differentialgleichung 2. Ordnung für eindimensionale Strömungen. Es folgt aus Gl. (2.17), dass der Druckhöhenverlust in einem homogenen Boden unabhängig von seinem Durchlässigkeitsbeiwert ist.

Die Lösung von Gl. (2.17) lautet:

$$h = C_1 \cdot z + C_2 \quad (2.18)$$

wobei h die Druckhöhe in irgendeinem horizontalen Schnitt des Bodens bezogen auf die Wasseroberfläche auf der Unterwasserseite, z der Abstand zwischen der Unterkante des Bodens und dem horizontalen Schnitt mit Druckhöhe h , C_1 und C_2 die Konstante sind (siehe Abb. 2.3).

Wenn die Randbedingungen ($h = \Delta H$ für $z = 0$ und $h = h_{Grenz}$ für $z = L_1$) in Gl. (2.18) eingesetzt werden, werden die Konstante C_1 und C_2 ermittelt.

$$\Delta H = C_1 \cdot 0 + C_2 \quad (2.19)$$

$$h_{Grenz} = C_1 \cdot L_1 + C_2 \quad (2.20)$$

Aus der gemeinsamen Lösung der oben angegebenen Gleichungen ergeben sich C_1 und C_2 als $(h_{Grenz} - \Delta H)/L_1$ bzw. ΔH .

Wenn diese Werte von C_1 und C_2 in Gl. (2.18) eingesetzt werden, erhält man die Druckhöhe entlang der Länge L_1 als:

$$h = \left(\frac{h_{Grenz} - \Delta H}{L_1} \right) \cdot z + \Delta H \quad (2.21)$$

Für die weiteren Randbedingungen ($h = h_{Grenz}$ für $z = L_1$ und $h = 0$ für $z = L_1 + L_2$) erhält man die Druckhöhe entlang der Länge L_2 als:

$$h = \left(\frac{h_{Grenz}}{L_2} \right) \cdot (L_1 + L_2 - z) \quad (2.22)$$

Nach dem Massenerhaltungsgesetz:

$$k_1 \cdot i_1 \cdot A = k_2 \cdot i_2 \cdot A \quad (2.23)$$

Setzen wir $i_1 = (\Delta H - h_{Grenz})/L_1$ und $i_2 = h_{Grenz}/L_2$ in Gl (2.23) ein:

$$h_{Grenz} = \frac{\Delta H \cdot k_1 \cdot L_2}{k_2 \cdot L_1 + k_1 \cdot L_2} \quad (2.24)$$

Wenn Gl. (2.24) in die Gleichungen (2.21) und (2.22) eingesetzt wird, erhält man die folgenden Gleichungen, welche die Druckhöhen bezogen auf die Wasseroberfläche auf der Unterwasserseite ergeben:

$$h = \left(\frac{-k_2 \cdot \Delta H}{k_2 \cdot L_1 + k_1 \cdot L_2} \right) \cdot z + \Delta H \quad \text{für } 0 \leq z \leq L_1 \quad (2.25)$$

$$h = \left(\frac{k_1 \cdot L_2 \cdot \Delta H}{k_2 \cdot L_1 + k_1 \cdot L_2} \right) \cdot \left(\frac{L_1 + L_2 - z}{L_2} \right) \quad \text{für } L_1 \leq z \leq L_1 + L_2 \quad (2.26)$$

2.2 Grundwasserströmungen in Baugruben

Die Ermittlung der in einer Baugrube entstehenden Porenwasserdruckverteilung erfolgt durch die Lösung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung für dreidimensionale Grundwasserströmungen.

2.2.1 Ableitung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung für zwei- bzw. dreidimensionale Strömungen

Zur Ableitung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung betrachten wir vereinfachend die in Abb. 2.4a dargestellte zweidimensionale Baugrube, die in einem homogenen isotropen Baugrund hergestellt ist, und nehmen wir daraus ein unendlich kleines Bodenelement mit Abmessungen dx und dz raus (siehe Abb. 2.4b).

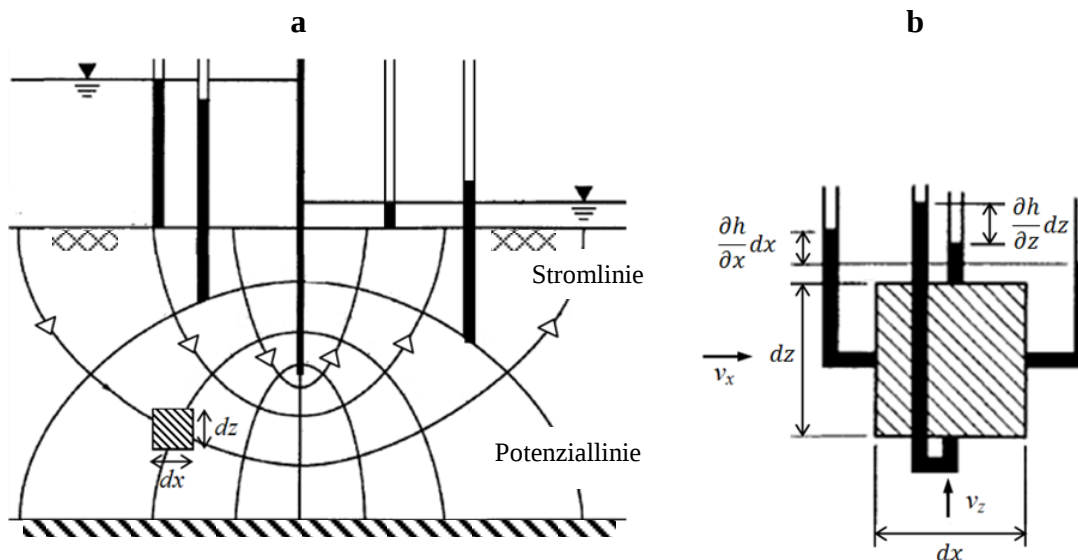


Abbildung 2.4: Ableitung der Laplace'schen Differentialgleichung in Baugruben (a) Strömungsnetz, (b) Einheitselement aus dem Strömungsgebiet

Unter der Voraussetzung, dass die Körner und das Wasser inkompressibel sind sowie der Boden voll wassergesättigt ist, muss die in das Einheitsselement eintretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit gleich der aus dem Einheitsselement austretenden sein (Massenerhaltungsgesetz):

Eintretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit:

$$q_x + q_z = v_x \cdot dz + v_z \cdot dx \quad (2.27)$$

Austretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit:

$$(q_x + dq_x) + (q_z + dq_z) = \left(v_x \cdot dz + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dz \right) + \left(v_z \cdot dx + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \cdot dx \right) \quad (2.28)$$

Gemäß dem Massenerhaltungsgesetz muss die totale Änderung der Durchflussmenge gleich null sein:

$$(dq_x + dq_z) = \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dz \right) + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \cdot dx \right) = 0 \quad (2.29)$$

Hierbei entspricht $(dx \cdot dz)$ der Fläche des betrachteten Bodenelementes. D. h.

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = 0 \quad (2.30)$$

Unter Berücksichtigung des Gesetzes von Darcy werden die Filtergeschwindigkeiten v_x und v_z in Gl. (2.30) durch $(v_x = k_x \cdot i_x = k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x})$ bzw. $(v_z = k_z \cdot i_z = k_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z})$ ersetzt. Daraus ergibt sich:

$$\frac{\partial \left(k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(k_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right)}{\partial z} = 0 \quad (2.31)$$

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.32)$$

wobei k_x und k_z die Durchlässigkeitsbeiwerte des Bodens, $\partial h / \partial x$ und $\partial h / \partial z$ die hydraulischen Gefälle in irgendeinem Punkt im Strömungsbereich in x – bzw. z – Richtung sind.

Die Gleichung (2.32) ist die Laplace'sche partielle Differentialgleichung 2. Ordnung für zweidimensionale Strömungen. Es folgt aus Gl. (2.32), dass der Druckhöhenverlust in einem homogenen isotropen Boden ($k_x = k_z$) unabhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens ist.

Unter Berücksichtigung eines dreidimensionalen Einheitselementes (dx, dy, dz) kann die Laplace'sche Gleichung für dreidimensionale Strömungen auf gleiche Weise abgeleitet werden:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.33)$$

wobei k_y und $\partial h / \partial y$ der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens bzw. das hydraulische Gefälle in irgendeinem Punkt im Strömungsbereich in y – Richtung sind.

Abbildung 2.5 zeigt die infolge Grundwasserströmungen entstehende Porenwasserdruckverteilung bei der in Abb. 2.4 dargestellten Baugrube. Die Linien mit gleicher Farbe verbinden die Punkte mit gleichem Porenwasserdruck. Zum besseren Verständnis werden die entstehenden Porenwasserdruckverteilungen entlang der zwei vertikalen Schnitte an der Wand und entlang des horizontalen Schnittes an der Wandunterkante angetragen.

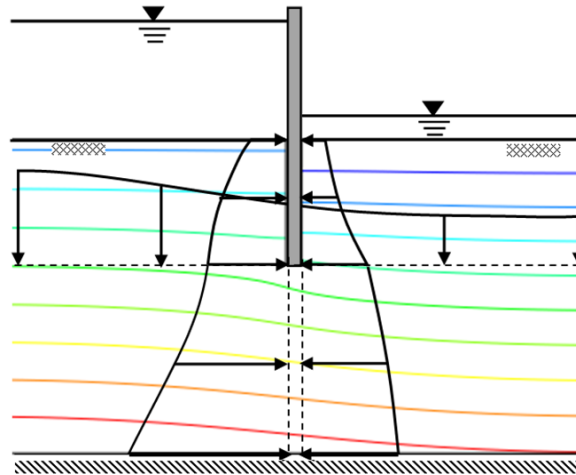


Abbildung 2.5: Porenwasserdruckverteilung in der Baugrube

2.2.2 Lösung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung für zwei bzw. dreidimensionale Strömungen

Die graphische Lösung bzw. die Erstellung eines Strömungsnetzes - wie in Abb. 2.4a dargestellt - oder die analytische Lösung der Laplace'schen Gleichung besteht nur für ein- bzw. zweidimensionale Strömungen in homogenen Böden mit einfachen geometrischen Randbedingungen. Grundwasserströmungen in Baugruben sind jedoch dreidimensional und/oder der Bodenaufbau ist meistens durch vorhandene Bodenschichtungen und geneigte Schichtgrenzen viel komplizierter als in Abb. 2.4a dargestellt. Die Lösung der Laplace'schen Gleichung für komplizierte Systemen erfolgt mittels numerischer Methoden.

Ein weit verbreitetes numerisches Verfahren zur Lösung von partiellen Differentialgleichungen ist die Finite Elemente Methode (FEM). Das Vorgehen bei FEM ist, das vorliegende Strömungsgebiet in eine große Anzahl von endlich kleinen, analytisch lösbaren Teilen zu zerlegen (Diskretisierung). Das Gesamtverhalten des Strömungsgebietes wird dann durch die Gesamtheit der Lösungen dieser Teile ausgedrückt, sodass es schließlich um eine Näherung mit Abweichung von der exakten Lösung geht. Dadurch können komplexe Probleme, die analytisch nicht lösbar sind, gelöst werden. Im Folgenden wird die Finite Elemente Lösung des in Abb. 2.3 dargestellten eindimensionalen Strömungsproblems Schritt für Schritt erläutert.

1) Idealisierung des wahren Systems und Diskretisierung: Das idealisierte System (FE Modell) besteht aus 4 Elementen und 5 Knoten, wie in Abb. 2.6 gezeigt.

2) Wahl von Näherungsfunktion für Element 1 :

$$\hat{h}(z) = a + b \cdot z \quad (2.34)$$

$$\hat{h}(z_1) = a + b \cdot z_1, \text{ für } z = z_1 \quad (2.35)$$

$$\hat{h}(z_2) = a + b \cdot z_2, \text{ für } z = z_2 \quad (2.36)$$

Aus der gemeinsamen Lösung von Gl. (2.35) und Gl. (2.36) erhält man a und b als:

$$a = \frac{\hat{h}(z_2) \cdot z_1 - \hat{h}(z_1) \cdot z_2}{z_1 - z_2} \quad (2.37)$$

$$b = \frac{\hat{h}(z_1) - \hat{h}(z_2)}{z_1 - z_2} \quad (2.38)$$

Setzen wir a und b in Gl. (2.34) ein:

$$\hat{h}(z) = a + b \cdot z = \underbrace{\left(\frac{z - z_2}{z_1 - z_2} \right)}_{N_1(z)} \cdot \hat{h}(z_1) + \underbrace{\left(\frac{z_1 - z}{z_1 - z_2} \right)}_{N_2(z)} \cdot \hat{h}(z_2) \quad (2.39)$$

$$\hat{h}(z) = N_1(z) \cdot \hat{h}(z_1) + N_2(z) \cdot \hat{h}(z_2) \quad (2.40)$$

wobei $N_1(z)$ und $N_2(z)$ die Ansatzfunktionen sind.

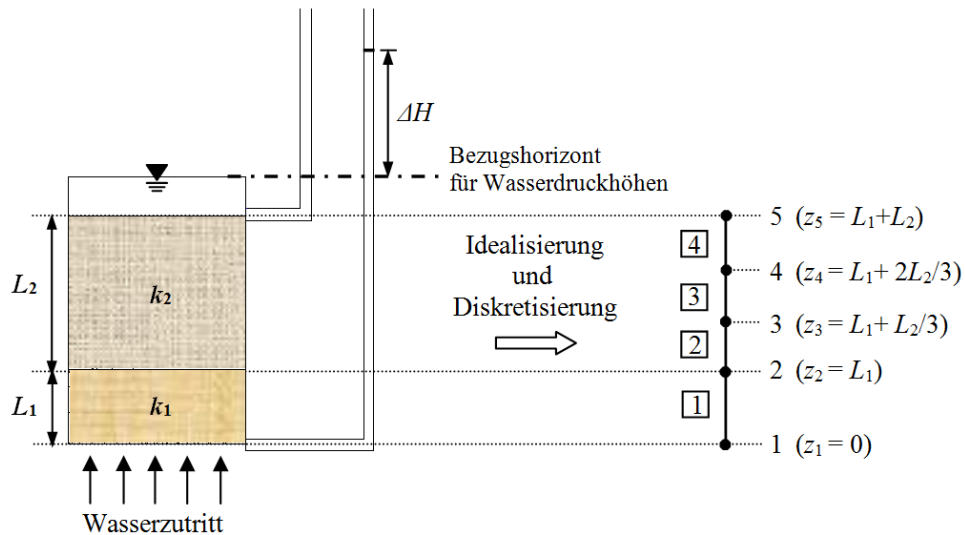


Abbildung 2.6: FE-Lösung der eindimensionalen Strömung

3) Aufstellung der Elementmatrix für Element **1**:

$$k_z \cdot \frac{\partial^2 h(z)}{\partial z^2} = 0 \quad (2.41)$$

$$k_z \cdot \frac{\partial^2 \hat{h}(z)}{\partial z^2} = R(z) \neq 0 \quad (2.42)$$

Im Rahmen der Methode der gewichteten Residuen wird das Residuum $R(z)$ bzw. der Fehler mit einer Gewichtsfunktion $W(x)$ gewichtet und über das gesamte Gebiet x integriert bzw. verteilt. Das Integral des über dem Gebiet gewichteten Residuums soll möglichst klein sein, am besten gegen null tendieren. Um die Gewichtsfunktion auszuwählen, bestehen verschiedene Methoden. Eine davon ist als Galerkin-Verfahren bekannt, bei dem die Gewichtsfunktion identisch mit der Ansatzfunktion $N(x)$ im Element ausgewählt wird:

$$\int_{z_i}^{z_{i+1}} R \cdot N_i(z) \cdot dz = 0 \quad \text{für } i = 1, 2, \dots \quad (2.43)$$

Für den Knoten 1 des Elementes 1:

$$\int_{z_1}^{z_2} R \cdot N_1(z) \cdot dz = \int_{z_1}^{z_2} k^{(1)} \cdot \frac{\partial^2 \hat{h}(z)}{\partial z^2} \cdot N_1(z) \cdot dz = 0 \quad (2.44)$$

$$\int_a^b u \cdot dv = u \cdot v \Big|_a^b - \int_a^b v \cdot du \quad (2.45)$$

$$dv = k^{(1)} \cdot \frac{\partial^2 \hat{h}(z)}{\partial z^2} \cdot dz \Rightarrow v = k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \quad (2.46)$$

$$u = N_1(z) \Rightarrow \frac{du}{dz} = \frac{\partial N_1(z)}{\partial z} \quad (2.47)$$

$$\int_{z_1}^{z_2} k^{(1)} \cdot \frac{\partial^2 \hat{h}(z)}{\partial z^2} \cdot N_1(z) \cdot dz = N_1(z) \cdot k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \Big|_{z_1}^{z_2} - \int_{z_1}^{z_2} k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \cdot \frac{\partial N_1(z)}{\partial z} \cdot dz = 0 \quad (2.48)$$

$$\underbrace{N_1(z) \cdot k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \Big|_{z_1}^{z_2}}_{\text{linke Seite}} = \underbrace{\int_{z_1}^{z_2} k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \cdot \frac{\partial N_1(z)}{\partial z} \cdot dz}_{\text{rechte Seite}} \quad (2.49)$$

linke Seite:

$$\begin{aligned} N_1(z) \cdot k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \Big|_{z_1}^{z_2} &= \frac{z - z_2}{z_1 - z_2} \cdot k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \Big|_{z_1}^{z_2} = \frac{z_2 - z_2}{z_1 - z_2} \cdot k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_2)}{\partial z} - \frac{z_1 - z_2}{z_1 - z_2} \cdot k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_1)}{\partial z} \\ &= -k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_1)}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.50)$$

rechte Seite:

$$N_1(z) = \frac{z - z_2}{z_1 - z_2} \Rightarrow \frac{\partial N_1(z)}{\partial z} = \frac{1}{z_1 - z_2} \quad (2.51)$$

$$N_2(z) = \frac{z_1 - z}{z_1 - z_2} \Rightarrow \frac{\partial N_2(z)}{\partial z} = \frac{1}{z_2 - z_1} \quad (2.52)$$

$$\hat{h}(z) = N_1(z) \cdot \hat{h}(z_1) + N_2(z) \cdot \hat{h}(z_2) \quad (2.53)$$

$$\frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} = \frac{N_1(z)}{\partial z} \cdot \hat{h}(z_1) + \frac{N_2(z)}{\partial z} \cdot \hat{h}(z_2) = \frac{1}{z_1 - z_2} \cdot \hat{h}(z_1) + \frac{1}{z_2 - z_1} \cdot \hat{h}(z_2) = \frac{\hat{h}(z_2) - \hat{h}(z_1)}{z_2 - z_1} \quad (2.54)$$

$$\int_{z_1}^{z_2} k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z)}{\partial z} \cdot \frac{\partial N_1(z)}{\partial z} \cdot dz = \int_{z_1}^{z_2} k^{(1)} \cdot \left(\frac{\hat{h}(z_2) - \hat{h}(z_1)}{z_2 - z_1} \right) \cdot \left(\frac{-1}{z_2 - z_1} \right) \cdot dz = \frac{-k^{(1)}}{z_2 - z_1} \cdot (\hat{h}(z_2) - \hat{h}(z_1)) \quad (2.55)$$

Schließlich:

$$k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_1)}{\partial z} = \frac{k^{(1)}}{z_2 - z_1} \cdot (\hat{h}(z_2) - \hat{h}(z_1)) \quad (2.56)$$

Auf gleiche Weise kann diese Gleichung für den Knoten 2 des Elementes 1 abgeleitet werden:

$$k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_2)}{\partial z} = \frac{k^{(1)}}{z_2 - z_1} \cdot (\hat{h}(z_1) - \hat{h}(z_2)) \quad (2.57)$$

Die Gleichungen (2.56) und (2.57) werden in Matrixform umgeschrieben:

$$\begin{bmatrix} \frac{-k^{(1)}}{z_2 - z_1} & \frac{k^{(1)}}{z_2 - z_1} \\ \frac{k^{(1)}}{z_2 - z_1} & \frac{-k^{(1)}}{z_2 - z_1} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \hat{h}(z_1) \\ \hat{h}(z_2) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_1)}{\partial z} \\ k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_2)}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2.58)$$

Auf gleiche Weise werden diese Gleichungen für die Elemente 2, 3 und 4 abgeleitet und in Matrixform umgeschrieben.

Für Element 2:

$$\begin{bmatrix} \frac{-k^{(2)}}{z_3 - z_2} & \frac{k^{(2)}}{z_3 - z_2} \\ \frac{k^{(2)}}{z_3 - z_2} & \frac{-k^{(2)}}{z_3 - z_2} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \hat{h}(z_2) \\ \hat{h}(z_3) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_2)}{\partial z} \\ k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_3)}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2.59)$$

Für Element 3:

$$\begin{bmatrix} \frac{-k^{(2)}}{z_4 - z_3} & \frac{k^{(2)}}{z_4 - z_3} \\ \frac{k^{(2)}}{z_4 - z_3} & \frac{-k^{(2)}}{z_4 - z_3} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \hat{h}(z_3) \\ \hat{h}(z_4) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_3)}{\partial z} \\ k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_4)}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2.60)$$

Für Element 4:

$$\begin{bmatrix} \frac{-k^{(2)}}{z_5 - z_4} & \frac{k^{(2)}}{z_5 - z_4} \\ \frac{k^{(2)}}{z_5 - z_4} & \frac{-k^{(2)}}{z_5 - z_4} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \hat{h}(z_4) \\ \hat{h}(z_5) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_4)}{\partial z} \\ k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_5)}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (2.61)$$

4) Zusammenbau der Elementmatrizen:

$$[K_{(1)}] = \begin{bmatrix} \frac{-k^{(1)}}{z_2 - z_1} & \frac{k^{(1)}}{z_2 - z_1} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{k^{(1)}}{z_2 - z_1} & \frac{-k^{(1)}}{z_2 - z_1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.62)$$

$$[K_{(2)}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-k^{(2)}}{z_3 - z_2} & \frac{k^{(2)}}{z_3 - z_2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{k^{(2)}}{z_3 - z_2} & \frac{-k^{(2)}}{z_3 - z_2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.63)$$

$$[K_{(3)}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-k^{(2)}}{z_4 - z_3} & \frac{k^{(2)}}{z_4 - z_3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{k^{(2)}}{z_4 - z_3} & \frac{-k^{(2)}}{z_4 - z_3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.64)$$

$$[K_{(4)}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-k^{(2)}}{z_5 - z_4} & \frac{k^{(2)}}{z_5 - z_4} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{k^{(2)}}{z_5 - z_4} & \frac{-k^{(2)}}{z_5 - z_4} \end{bmatrix} \quad (2.65)$$

5) Lösung des Gleichungssystems:

Der letzte Schritt besteht nun in der Verknüpfung dieser Beziehungen, um ein Gleichungssystem, welches für das gesamte Strömungsgebiet gilt, zu erhalten:

$$[K_{system}] \cdot [h] = [F] \quad (2.66)$$

Die Lösung von Gl. (2.66) ergibt die Wasserdruckhöhen an den gesuchten Knoten.

Hierbei,

$$[K_{system}] = [K_{(1)}] + [K_{(2)}] + [K_{(3)}] + [K_{(4)}] \quad (2.67)$$

$$[h] = \begin{bmatrix} \hat{h}(z_1) \\ \hat{h}(z_2) \\ \hat{h}(z_3) \\ \hat{h}(z_4) \\ \hat{h}(z_5) \end{bmatrix} \quad \text{mit } \hat{h}(z_1) = \Delta H \text{ und } \hat{h}(z_5) = 0 \quad (2.68)$$

$$[F] = \begin{bmatrix} k^{(1)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_1)}{\partial z} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ k^{(2)} \cdot \frac{\partial \hat{h}(z_5)}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (2.69)$$

2.3 Einflussfaktoren auf Porenwasserdruckverteilung in einer Baugrube

2.3.1 Dimension des Modells

Die experimentellen Untersuchungen von Davidenkoff & Franke (1965), Tanaka et al. (2012) und die numerischen Untersuchungen von Schmitz (1990), Cai & Ugai (2004), Aulbach (2013), Koltuk et al. (2015) zeigten, dass räumliche bzw. dreidimensionale Baugrubenmodelle im Vergleich zu ebenen bzw. zweidimensionalen Baugrubenmodellen höhere Porenwasserdrücke liefern. Die Interferenz von Grundwasserströmungen, wie in den Abbildungen 2.7a und 2.7b dargestellt, ist für die in dreidimensionalen Baugrubenmodellen auftretenden relativ hohen Porenwasserdrücke verantwortlich.

Der Einfluss der Dimension des numerischen Modells auf das hydraulische Gefälle wurde von Koltuk et al. (2015) mithilfe der zwei- und dreidimensionalen stationären Grundwasserströmungsanalysen sowohl für quadratische als auch für kreisförmige Baugruben im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum untersucht. Für quadratische und kreisförmige Baugruben mit $\Delta H/t = 1$ zeigt Abb. 2.7c die Verläufe von i_{3D}/i_{2D} über b/t ($= 0,125; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 6; 8$). Die Abmessungen von $\Delta H, t$ und b stehen für den Potenzialunterschied, die Einbindetiefe der Wand und die Hälfte der Baugrubenbreite bzw. den Radius der Baugrube. Die Grundwasserspiegel auf den Ober- und Unterwasserseiten stehen auf Höhe der Bodenoberfläche bzw. auf Höhe der Baugrubensohle an. Die hydraulischen Gefälle wurden nach dem Verfahren von Baumgart & Davidenkoff bzw. nach dem am Wandfuß entstehenden Porenwasserdruck ermittelt. Bei quadratischen Baugruben betragen die maximalen und minimalen Verhältnisse von i_{3D}/i_{2D} 1,56 für $b/t = 8$ und 1,14 für $b/t = 0,125$. Bei kreisförmigen Baugruben hingegen sind die maximalen und minimalen Verhältnisse von i_{3D}/i_{2D} gleich 1,34 für $b/t = 1$ und 1,13 für $b/t = 0,125$. Die numerischen Analysen, die für weitere Werte von $\Delta H/t$ zwischen 0 und 2 bei gleichen Verhältnissen von b/t vorgenommenen wurden, ergaben eine maximale Abweichung von $\pm 3\%$ von den für $\Delta H/t = 1$ ermittelten Werten.

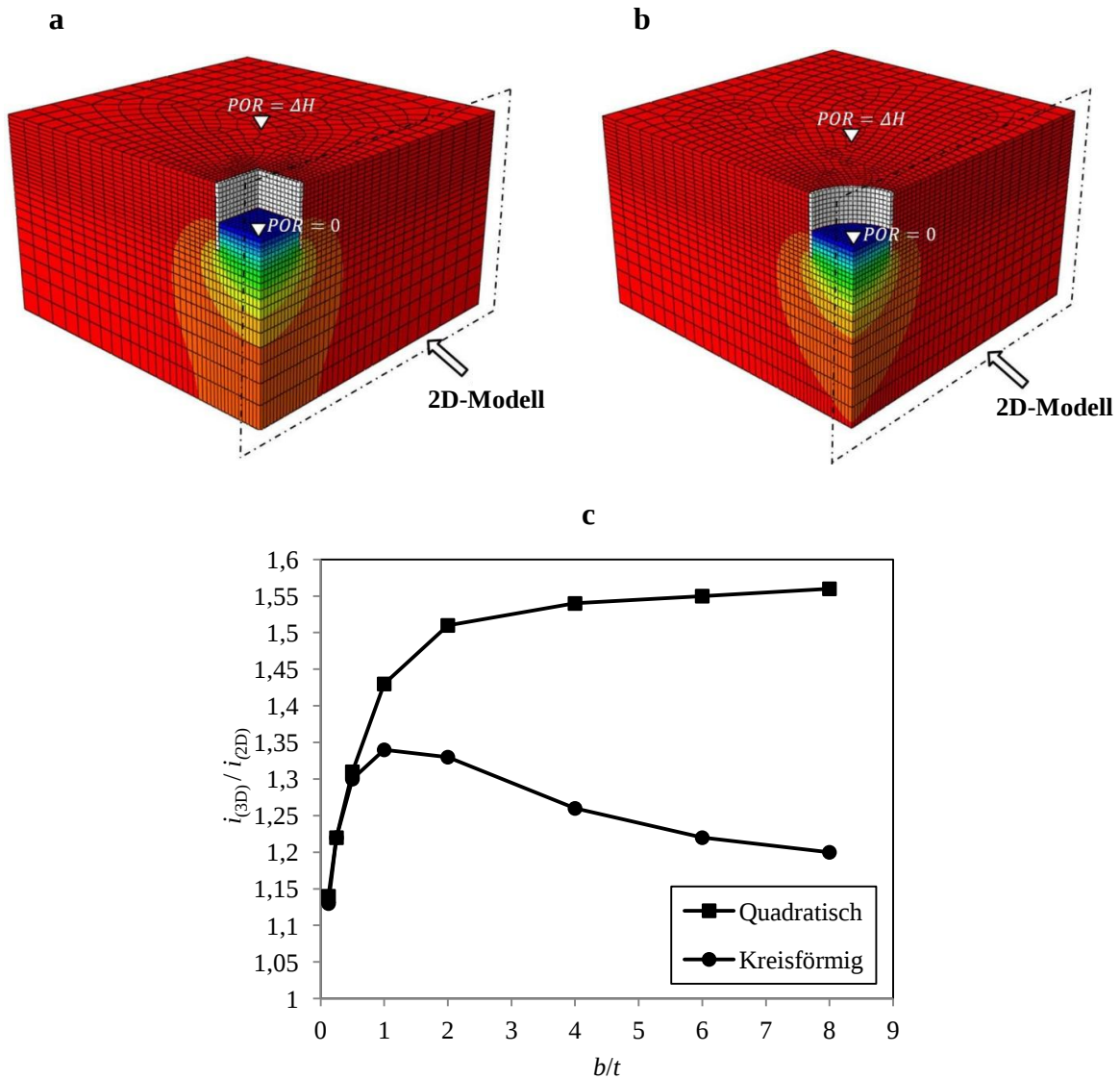


Abbildung 2.7: Einfluss der Dimension des numerischen Modells auf das hydraulische Gefälle: (a) Potenzialabbau für eine quadratische Baugrube, (b) Potenzialabbau für eine kreisförmige Baugrube, (c) Vergleich von 3D Analysen mit 2D Analysen für quadratische und kreisförmige Baugruben (modifiziert von Koltuk et al. 2015)

2.3.2 Größe des Modells

Um den Einfluss der Größe des Baugrubenmodells auf das hydraulische Gefälle zu demonstrieren, betrachten wir die von Kolymbas (2011) entwickelte Vorgehensweise. Mit der Modellgröße sind hierbei der horizontale Abstand von der Wand bis zur vertikalen äußeren Grenze des Modells R und der vertikale Abstand von der Wandunterkante bis zur horizontalen äußeren Grenze des Modells T gemeint (siehe Abb. 2.8).

Gemäß dem Massenerhaltungsgesetz ist die in den Boden eintretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit auf der Oberwasserseite der in Abb. 2.8 dargestellten Baugrube gleich der aus dem Boden austretenden Durchflussmenge pro Zeiteinheit auf der Unterwasserseite:

$$v_o \cdot R = v_u \cdot b \quad (2.70)$$

wobei v_o und v_u die mittleren Geschwindigkeiten auf den Ober- bzw. Unterwasserseiten darstellen.

Unter Berücksichtigung des Gesetzes von Darcy:

$$k \cdot i_o \cdot R = k \cdot i_u \cdot b \quad (2.71)$$

$$i_u = \frac{i_o \cdot R}{b} \quad (2.72)$$

Die mittleren hydraulischen Gefälle auf den Ober- und Unterwasserseiten sind i_o bzw. i_u :

$$i_o = \frac{\Delta H_o}{\Delta H + \Delta h + t} \quad (2.73)$$

$$i_u = \frac{\Delta H_u}{t} \quad (2.74)$$

wobei ΔH_o , ΔH_u , t und Δh aus Abb. 2.8 zu entnehmen sind.

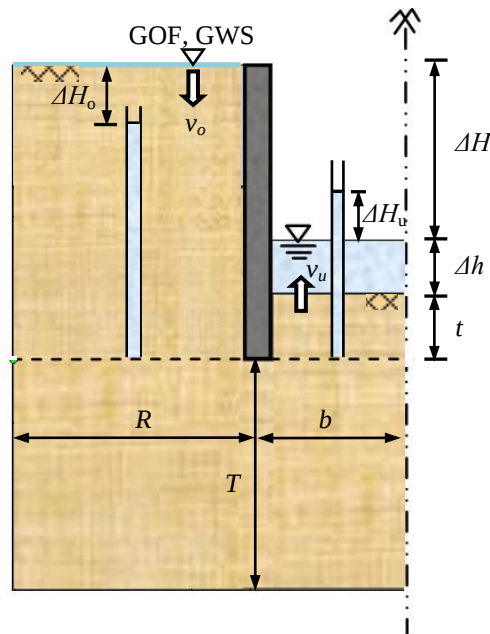


Abbildung 2.8: Einfluss der Modellgröße auf das hydraulische Gefälle

Der gesamte Potenzialabbau in der Baugrube ΔH besteht aus drei Komponenten: Der mittlere Potenzialabbau auf der Oberwasserseite ΔH_o + Der mittlere Potenzialabbau am Wandfuß $\Delta H_{Fu\beta}$ + Der mittlere Potenzialabbau auf der Unterwasserseite ΔH_u . Wenn die Dicke der Wand vernachlässigt wird, tendiert der Wert von $\Delta H_{Fu\beta}$ gegen null. Das heißt:

$$\Delta H \approx \Delta H_o + \Delta H_u \quad (2.75)$$

Durch die gemeinsame Lösung von den Gleichungen (2.72) bis (2.75) erhält man ΔH_u als:

$$\Delta H_u = \frac{\Delta H \cdot t}{\frac{b}{R} \cdot (\Delta H + \Delta h + t) + t} \quad (2.76)$$

Gleichung (2.76) besagt, dass ΔH_u und damit das mittlere hydraulische Gefälle auf der Unterwasserseite i_u mit größer werdendem R zunimmt. Ebenfalls nimmt i_u mit größer werdendem T zu. Es ergibt sich daraus, dass sich die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs mit zunehmendem R bzw. T erhöht.

2.3.3 Dicke der Verbauwand

Zur Veranschaulichung des Einflusses der Wanddicke auf das hydraulische Gefälle kam die in Abb. 2.9a dargestellte kreisförmige Baugrube mit $\Delta H/t = 1$, $b/t = 1$ und $t = 2,5$ m zum Einsatz. Die Abmessungen von ΔH , t und b sind aus Abb. 2.9b zu entnehmen. Die Grundwasserspiegel auf den Ober- und Unterwasserseiten stehen auf Höhe der Bodenoberfläche bzw. auf Höhe der Baugrubensohle an. Bei den Analysen wurde R ausreichend weit ausgewählt, während das Verhältnis von T/t ($= 0,125; 0,25; 0,5; 1; 2$) variiert wurde. Die untere Bodenschicht wurde als undurchlässig angenommen.

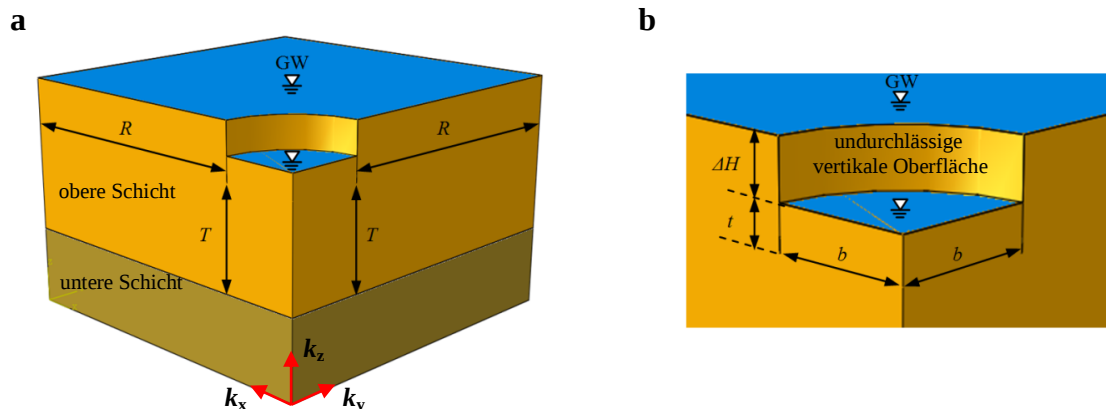


Abbildung 2.9: Numerisches Baugrubenmodell: (a) Darstellung des ganzen Modells, (b) Darstellung der Baugrube im vergrößerten Maßstab

Abbildung 2.10 zeigt den Verlauf von $i_{D=1\text{ cm}}/i_{D=50\text{ cm}}$ über T/t . Hierbei stellen $i_{D=1\text{ cm}}$ und $i_{D=50\text{ cm}}$ die nach Baumgart & Davidenkoff ermittelten hydraulischen Gefälle für eine Wanddicke von 1 cm (Spundwand) bzw. 50 cm (Bohrpfahlwand oder Schlitzwand) dar.

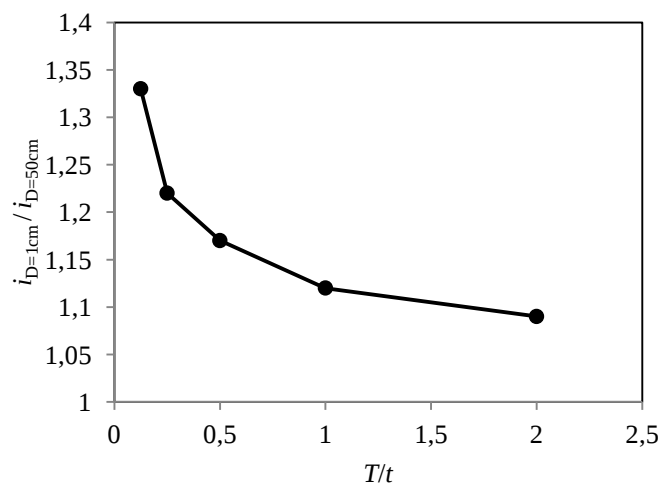


Abbildung 2.10: Einfluss der Verbauwanddicke auf das hydraulische Gefälle

Es folgt aus Abb. 2.10, dass das am Wandfuß entstehende hydraulische Gefälle mit zunehmender Wanddicke geringer wird ($i_{D=1\text{ cm}}/i_{D=50\text{ cm}} > 1$). Dies erklärt sich dadurch, dass der Strömungsweg mit zunehmender Wanddicke länger wird, was zu mehr Potenzialverlusten von der Bodenoberfläche bis zum Wandfuß führt. Der Einfluss der Wanddicke auf das hydraulische Gefälle wird jedoch mit dem größer werdenden Verhältnis von T/t

schwächer. Die weiteren durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass der Einfluss der Wanddicke auf das am Wandfuß entstehende hydraulische Gefälle mit dem zunehmenden Durchlässigkeitsbeiwert der unteren Schicht und/oder mit der zunehmenden Einbindetiefe ($t > 2,5$ m) bei den gleichen Verhältnissen von $\Delta H/t$ ($= 1$), b/t ($= 1$), und T/t ($= 0,125; 0,25; 0,5; 1; 2$) geringer wird.

2.3.4 Anisotrope Durchlässigkeit

Die von Witt & Brauns (1981) durchgeführten Versuche mit künstlich hergestellten Körnern zeigten, dass kein merklicher Einfluss der Sedimentationsrichtung auf den Durchlässigkeitsbeiwert der kugelförmigen Körner vorhanden ist. Bei linsenförmigen Körnern hingegen wurde ein Verhältnis des horizontalen Durchlässigkeitsbeiwertes zum vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert k_x/k_z von 2,27 ermittelt. Bei den von Hatanaka et al. (1997, 2001) durchgeführten Versuchen an ungestörten Sanden und Kiesen war das höchste ermittelte Verhältnis von k_x/k_z gleich 1,7. Sogar in natürlichen Tonen liegt das Verhältnis von k_x/k_z zwischen 1,1 und 3, und es erreicht die durch einfache Modelle der Neuorientierung von Tonpartikeln vorhergesagten hohen Niveaus nicht (Clennell et al. 1999).

Abbildung 2.11 veranschaulicht den Einfluss von $k_x/k_z = 3$ auf das hydraulische Gefälle für quadratische und kreisförmige Baugruben im homogenen halb-unendlichen dreidimensionalen Raum (Koltuk et al. 2015). Die hydraulischen Gefälle wurden nach dem Verfahren von Baumgart & Davidenkoff bzw. nach dem am Wandfuß entstehenden Porenwasserdruck ermittelt. Bei den Analysen wurde das Verhältnis von $\Delta H/t$ mit 1 angenommen, während das Verhältnis von b/t ($= 0,125; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8$) variiert wurde. Die Abmessungen der Baugrubenmodelle und die Grundwasserverhältnisse sind aus Abb. 2.9 zu entnehmen.

Die ermittelten maximalen Verhältnisse von $i_{\text{anisotrop}}/i_{\text{isotrop}}$ betragen 1,06 für quadratische Baugruben und 1,12 für kreisförmige Baugruben. Die numerischen Analysen, die für weitere Werte von $\Delta H/t$ zwischen 0 und 2 bei gleichen Verhältnissen von b/t vorgenommen wurden, ergaben eine maximale Abweichung von $\pm 3\%$ von den für $\Delta H/t = 1$ ermittelten Werten.

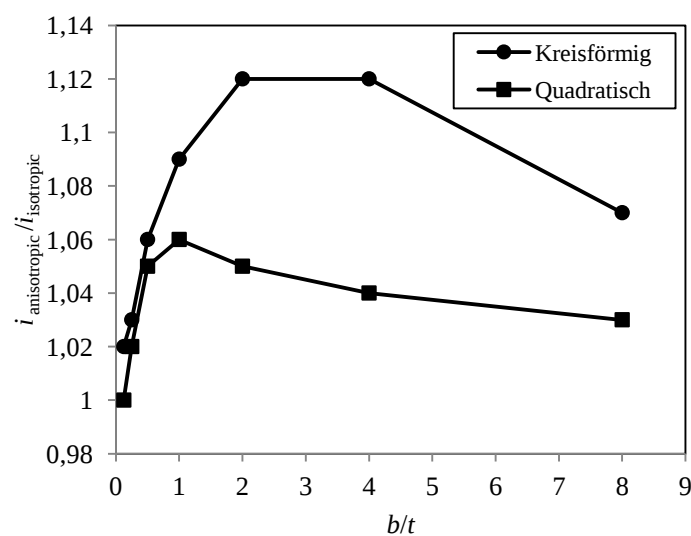


Abbildung 2.11: Einfluss der anisotropen Durchlässigkeit auf das hydraulische Gefälle (modifiziert von Koltuk et al. 2015)

2.3.5 Bodenschichtung

Je nach Lage der Schichtgrenze und Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes der oberen Schicht zum Durchlässigkeitsbeiwert der unteren Schicht kann eine vorhandene Bodenschichtung auf das entstehende hydraulische Gefälle am Wandfuß - im Vergleich zum homogenen Fall - günstig oder ungünstig wirken.

Abbildung 2.12 zeigt den Potenzialabbau im Fall, dass die obere Schicht durchlässiger als die untere Schicht ($k_{oben}/k_{unten} > 1$) ist. Der ungünstigste Fall tritt auf, wenn die Schichtgrenze oberhalb der Baugrubensohle liegt. Der Grund dafür ist, dass die Anzahl der Potenziellinien von der Oberwasserseite bis zum Wandfuß in Abb. 2.12a - im Vergleich zu den Abbildungen 2.12b, c und d - am geringsten ist. Mit zunehmender Dicke der oberen Schicht finden mehr Potenzialverluste bis zum Wandfuß statt, sodass der entstehende Porenwasserdruck auf der Unterwasserseite niedriger wird. Wenn die Dicke der oberen Bodenschicht ausreichend groß ist bzw. die Schichtgrenze einen ausreichenden Abstand zum Wandfuß hat, wird der Potenzialabbau in der Baugrube von der unteren Bodenschicht nicht beeinflusst. D. h. es herrschen homogene Verhältnisse in der Baugrube (siehe Abb. 2.12d). Dementsprechend ist die Reihenfolge der entstehenden Porenwasserdrücke am Wandfuß auf der Unterwasserseite $u_{Fall\ a} > u_{Fall\ d} > u_{Fall\ b} > u_{Fall\ c}$.

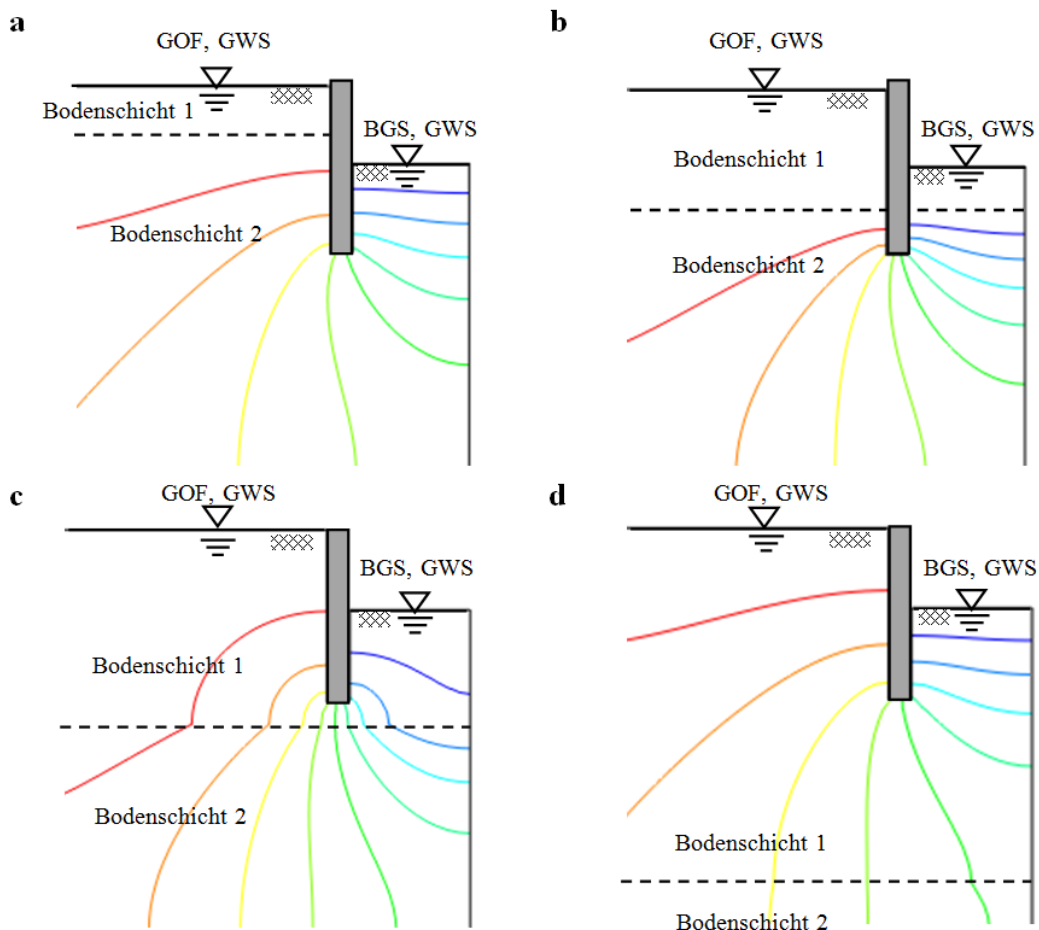


Abbildung 2.12: Einfluss der Bodenschichtung auf den Potenzialabbau im Fall von $k_{oben}/k_{unten} > 1$: **(a)** Schichtgrenze liegt oberhalb der Baugrubensohle, **(b)** Schichtgrenze liegt zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß, **(c)** Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes, **(d)** Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes und ihr Abstand zum Wandfuß ist relativ groß

Abbildung 2.13 zeigt den Potenzialabbau im Fall, dass die obere Schicht weniger durchlässig als die untere Schicht ($k_{oben}/k_{unten} < 1$) ist. Der günstigste Fall tritt auf, wenn die Schichtgrenze oberhalb der Baugrubensohle liegt. Der Grund dafür besteht darin, dass die Anzahl der Potenziallinien von der Oberwasserseite bis zum Wandfuß in Abb. 2.13a - im Vergleich zu den Abbildungen 2.13b, c und d - am höchsten ist. Die Voraussetzung für diesen günstigen Einfluss ist, dass sich die obere Bodenschicht ausreichend weit hinter der Wand erstreckt.

Mit zunehmender Dicke der oberen Schicht finden relativ wenige Potenzialverluste bis zum Wandfuß statt, sodass der entstehende Porenwasserdruck am Wandfuß höher wird. Wenn die Dicke der oberen Schicht ausreichend groß ist bzw. die Schichtgrenze einen ausreichenden Abstand zum Wandfuß hat, wird der Potenzialabbau in der Baugrube von der unteren Bodenschicht nicht beeinflusst. D. h. es herrschen homogene Verhältnisse in der Baugrube (siehe Abb. 2.13d). Dementsprechend ist die Reihenfolge der entstehenden Porenwasserdrücke am Wandfuß auf der Unterwasserseite $u_{Fall\ a} < u_{Fall\ d} < u_{Fall\ b} < u_{Fall\ c}$.

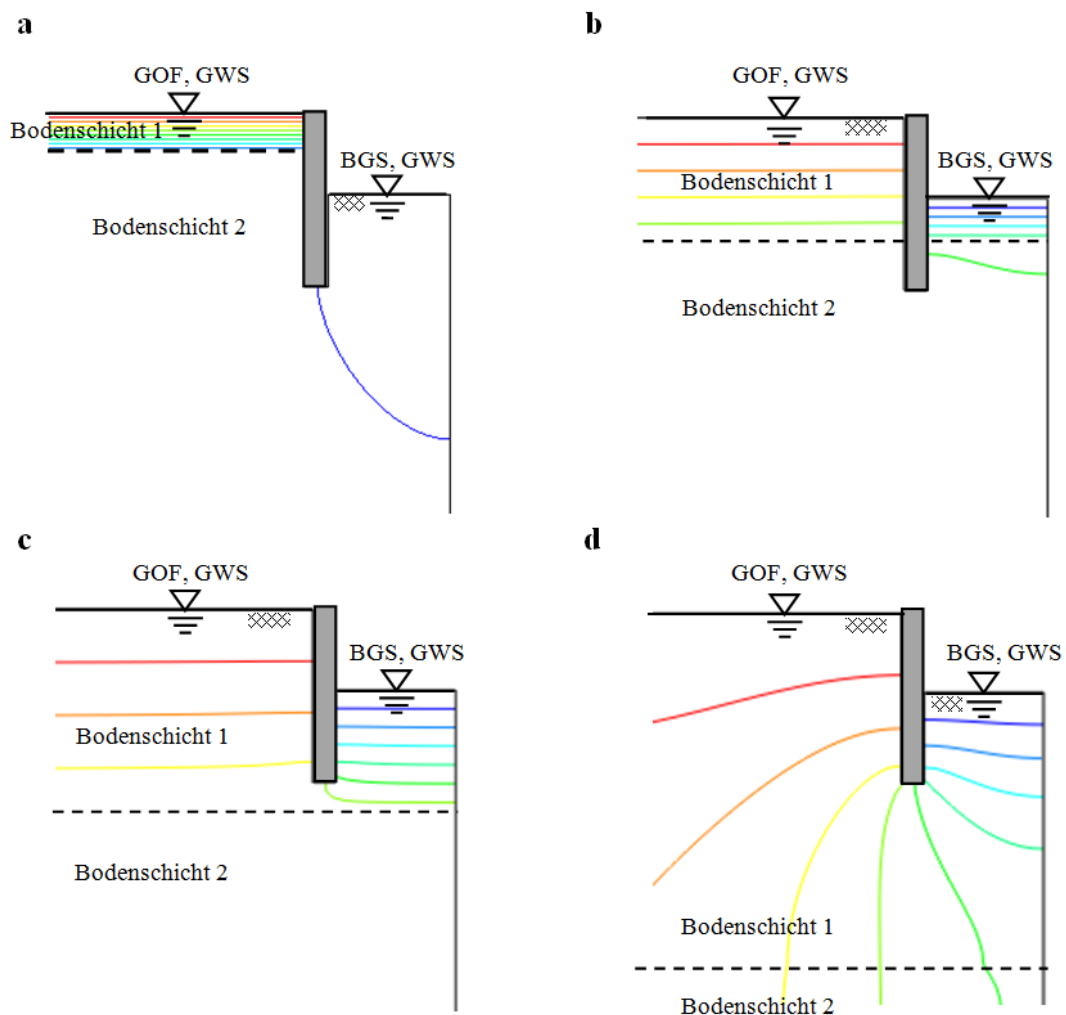


Abbildung 2.13: Einfluss der Bodenschichtung auf den Potenzialabbau im Fall von $k_{oben}/k_{unten} < 1$: (a) Schichtgrenze liegt oberhalb der Baugrubensohle, (b) Schichtgrenze liegt zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß, (c) Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes, (d) Schichtgrenze liegt unterhalb des Wandfußes und ihr Abstand zum Wandfuß ist relativ groß

Der ungünstigste Fall tritt in der Baugrube in Abb. 2.13b auf, obwohl $u_{Fall\ c}$ größer als $u_{Fall\ b}$ ist. Der Grund dafür ist, dass der Potenzialabbau in geschichteten Böden eher in der relativ gering durchlässigen Schicht stattfindet. Infolgedessen sind die Abstände zwischen zwei aufeinanderfolgenden Potenziallinien auf der Unterwasserseite der Baugrube in Abb. 2.13b kürzer als in Abb. 2.13c. Dies führt dazu, dass das in der oberen Bodenschicht entstehende hydraulische Gefälle im Fall b höher als das am Wandfuß entstehende hydraulische Gefälle im Fall c ist.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass die unterschiedlichen Lagerungsdichten eines homogenen Bodens einen Bodenschichtungseinfluss auf den entstehenden Potenzialabbau verursachen können. Das Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes eines enggestuften lockeren Sandes zu seinem Durchlässigkeitsbeiwert in der dichtesten Lagerung kann einen Wert von bis zu etwa 2,5 erreichen (Terzaghi & Peck 1961, Beyer 1964, Das 2002). Eine solche Bodenschichtung mit $k_{oben}/k_{unten} < 1$ erhöht die Gefahr eines eventuellen hydraulischen Grundbruchs erheblich, wenn die Baugrube relativ eng ist und die Schichtgrenze zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß liegt (Koltuk et al. 2015).

2.3.6 Inhomogenitäten im Strömungsgebiet

Bedingt durch Hohlräume, lokale Unterschiede in der Lagerungsdichte, schlecht verfüllte Bohrlöcher, lockere Zonen im unmittelbaren Kontaktbereich zwischen der Wand und dem Boden, undichte Stellen an den Verbauwänden usw. können die im Feld vorhandenen hydraulischen Verhältnisse von den Verhältnissen in den erstellten Baugrundmodellen stark abweichen.

Das Vorhandensein einer dünnen Tonschicht, die in einem relativ stark durchlässigen Baugrund zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß gelagert ist, verursacht einen im Vergleich zum homogenen Fall höheren Porenwasserdruck auf der Unterwasserseite. Die gefährlichste Situation auftritt, wenn die dünne Schicht auf der Oberwasserseite nicht durchgängig und/oder nicht ausreichend weitläufig vorhanden ist. Zur Ortung von eventuell vorhandenen dünnen Schichten wird die Durchführung von Pumpversuchen empfohlen, da sie durch die Probenentnahme nicht erfasst werden können.

In der Planungsphase ist ein Vergleich der theoretisch ermittelten Porenwasserdrücke mit den im Feld auftretenden Porenwasserdrücken ausgeschlossen. Daher empfiehlt sich, die Unsicherheiten in der Planungsphase durch einen angemessenen Sicherheitsfaktor auszugleichen. In der Bauphase sollen gegebenenfalls Porenwasserdruckmessungen durchgeführt werden.

3 Stand des Wissens

In diesem Kapitel wird basierend auf den bisher veröffentlichten Arbeiten, Normen, Empfehlungen und Merkblättern eine Literaturübersicht über hydraulisch bedingte Versagensformen in nichtbindigen Böden gegeben. In diesem Zusammenhang wird zunächst auf die Einflüsse von eindimensionalen Wasserströmungen auf die Stabilität von nichtbindigen Böden eingegangen. Anschließend werden die hydraulisch bedingten Versagensformen in Baugruben behandelt. Abschließend wird eine kurze Diskussion über die in der Literatur gemachten Aussagen geführt und die Problemstellungen beim hydraulischen Grundbruch werden aufgezeigt.

3.1 Einfluss der eindimensionalen Wasserströmung auf die Stabilität nichtbindiger Böden

3.1.1 Hydraulischer Bruch

Der Begriff „hydraulischer Grundbruch“ wurde erst Anfang der 1920er Jahre von Terzaghi vorgestellt. Die praktischen Erfahrungen lehrten, dass eine Grundwasserströmung von der Oberwasserseite zur Unterwasserseite eines Bauwerks besonders in locker gelagerten schwach- oder nichtbindigen Böden zum Bruch führen kann. Diese Art des Bruchs tritt häufig bei Baugruben, Dämmen, Deichen und Stauanlagen auf (Terzaghi 1922, 1925).

In den Laborversuchen entsteht ein hydraulischer Bruch bei vertikal von unten nach oben durchströmten homogenen Bodenproben erst dann, wenn der Wasserdruck u die totale Spannung σ an der Unterseite der Bodenprobe überschreitet. Die Ableitung der von Terzaghi (1925) vorgestellten Grenzzustandsbedingung ist im Folgenden dargestellt, bezogen auf die Versuchsanlage in Abb. 3.1a. Es wird hierbei angenommen, dass kein Potenzialabbau wegen der Wasserströmung durch das Rohr und die Lochplatte stattfindet.

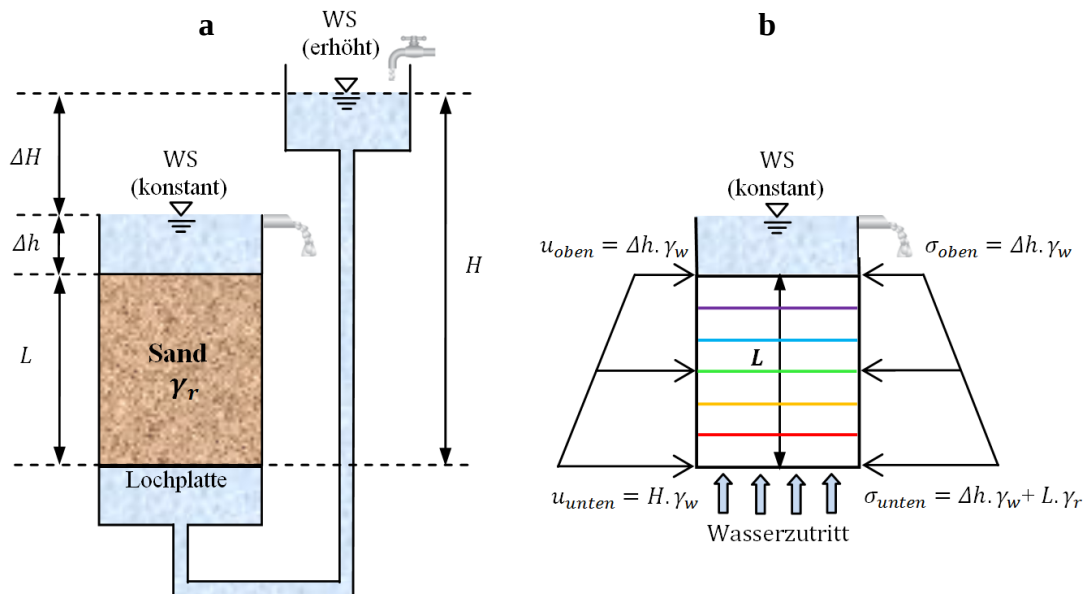


Abbildung 3.1: Hydraulischer Bruch in einer vertikal von unten nach oben durchströmten homogenen Bodenprobe: (a) Schematische Darstellung der Versuchsanlage, (b) Verteilungen des Porenwasserdrucks u und der totalen Spannung σ über die Bodenprobe

$$u \geq \sigma \quad (3.1)$$

$$H \cdot \gamma_w \geq \Delta h \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_r \quad (3.2)$$

$$(H - \Delta h) \cdot \gamma_w \geq L \cdot \gamma_r \quad (3.3)$$

$$(\Delta H + L) \cdot \gamma_w \geq L \cdot \gamma_r \quad (3.4)$$

$$(\Delta H + L) \cdot \gamma_w \geq L \cdot (\gamma' + \gamma_w) \quad (3.5)$$

$$\Delta H \cdot \gamma_w \geq L \cdot \gamma' \quad (3.6)$$

$$\frac{\Delta H}{L} \geq \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.7)$$

wobei γ_w die Wichte des Wassers, γ_r die Wichte des wassergesättigten Bodens und γ' die Wichte des Bodens unter Auftrieb sind. Hier stellt das Verhältnis $\Delta H/L$ das vorhandene hydraulische Gefälle in der Bodenprobe $i_{vorh.}$ dar, während γ'/γ_w das kritische hydraulische Gefälle des Bodens $i_{krit.}$ darstellt.

Es ergibt sich daraus, dass ein hydraulischer Bruch erst dann auftritt, wenn das vorhandene hydraulische Gefälle $i_{vorh.}$ das kritische hydraulische Gefälle des Bodens $i_{krit.}$ überschreitet. Das kritische hydraulische Gefälle eines Bodens kann unter Verwendung der Wichte des Wassers γ_w , der Kornwichte γ_s und der Porenzahl des Bodens e auch wie folgt ausgedrückt werden:

$$i_{krit.} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{(\gamma_s/\gamma_w) - 1}{e + 1} \quad (3.8)$$

Unter Berücksichtigung der oben dargestellten Beziehungen kann ein hydraulischer Bruch als auftriebsbedingt betrachtet werden. Jedoch berücksichtigt Gl. (3.1) keine Reibungskräfte zwischen dem Boden und dem Versuchszylinder. Der Grund dafür ist, dass gemäß Darcy-Gesetz eine Proportionalität zwischen dem entstehenden Potenzialabbau und der Länge des Strömungswegs besteht. Dementsprechend sind die entstehenden Potenziallinien horizontal, die in Abb. 3.1b farbig dargestellt sind, und die Abstände zwischen den Potenziallinien sind gleich groß. Dies führt dazu, dass die effektiven Spannungen σ' bzw. die Reibungskräfte entlang der ganzen Bodenprobe beim Erreichen des Grenzzustandes gegen 0 tendieren ($\sigma' = \sigma - u = 0$). Schließlich geht der Kontakt der Bodenkörner untereinander verloren, sodass sich der Boden wie eine schwere Flüssigkeit verhält. Dieser Zustand des Bodens wird als Fließsand-Zustand (*engl. quicksand condition, boiling*) bezeichnet. Somit ist das theoretisch zum Bruch führende hydraulische Gefälle bei vertikal von unten nach oben durchströmten homogenen Bodenproben sowohl für Fließsand-Zustand als auch Auftrieb gleich groß.

Um die oben angegebenen theoretischen Überlegungen zu überprüfen, führte Sentko (1961) eindimensionale Durchströmungsversuche an gleichgroßen Glaskugeln mit Durchmesser von 0,1 bis 3,5 mm aus. Bei den Versuchen trat eine Hebung an den Oberflächen der Kugelpackungen erst beim Erreichen des gemäß Gl. (3.8) ermittelten kritischen Gefälles auf. Eine gleichmäßige Auflockerung begann im Unterteil der Glaskugelpackung und schritt unter gleichem Potenzialunterschied nach oben hin fort, bis die ganze Kugelpackung lockerste Lagerungsdichte erreichte. Zu diesem Zeitpunkt kam es zum Fließsand-Zustand infolge einer konzentrierten Wasserströmung (Piping). Hierbei handelte es sich um einen progressiven Bruch beim Erreichen von $i_{vorh.} = i_{krit.}$. Ein hydraulischer Bruch ohne Auflockerung bzw. ein Auftrieb entstand nur dann, wenn das kritische hydraulische Gefälle der Kugelpackung plötzlich stark überschritten wurde, sodass die Kugelpackung geschlossen angehoben wurde.

Bei natürlichen homogenen Sanden hingegen stellte sich eine Konzentration der Wasserströmung längs eines bevorzugten Kanals ein, bevor die gesamte Bodenprobe lockerste Lagerung erreichte, wie in Abb. 3.2 dargestellt (Herzog 1938, Sentko 1961, Skempton & Brogan 1994, Fellin et al. 2003). Ein hydraulischer Bruch wurde durch

die Vergrößerung dieses Kanals ausgelöst, sodass die experimentell ermittelten kritischen Gefälle von den theoretisch ausgerechneten Werten abwichen. Die Versuche von Terzaghi (1925) an verschiedenen Sanden mit bezogenen Lagerungsdichten I_D größer 0,6 zeigten, dass die experimentell ermittelten kritischen Gefälle größer oder gleich den theoretisch ausgerechneten Werten sind. Bei seinen Versuchen betrug das maximale Verhältnis von $i_{krit. (experimentell)}/i_{krit. (theoretisch)}$ 1,24. Die Versuche von Herzog (1938) an enggestuften mitteldichten Sanden und Kiesen ergaben, dass die experimentell ermittelten kritischen Gefälle etwas geringer als die theoretisch ausgerechneten Werte sind. Das minimale Verhältnis von $i_{krit. (exp.)}/i_{krit. (theor.)}$ bei seinen Versuchen betrug 0,95. Bei den Versuchen von Skempton & Brogan (1994) an lockeren und mitteldichten Sanden hingegen betrug das minimale Verhältnis von $i_{krit. (exp.)}/i_{krit. (theor.)}$ 0,81. Fellin et al. (2003) berichteten, dass das Verhältnis von $i_{krit. (exp.)}/i_{krit. (theor.)}$ bei Sanden mit $0,44 \leq I_D \leq 0,8$ zwischen 0,9 und 1 liegt, während es bei Sanden mit $I_D > 0,8$ zwischen 1,1 und 1,3 liegt.

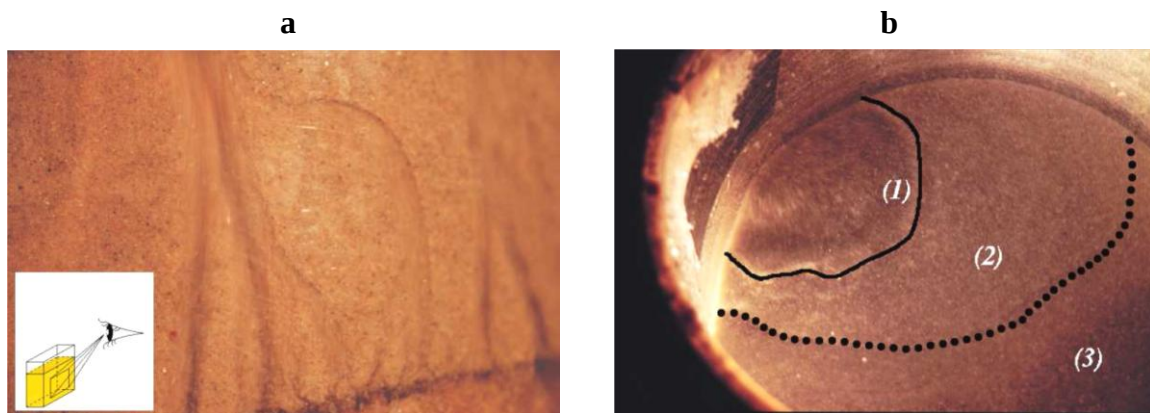


Abbildung 3.2: Ausbildung eines Strömungskanals: (a) Konzentration der Wasserströmung längs eines bevorzugten Kanals, (b) 1- Strömungskanal, 2- Nichttragfähiger Bereich, 3- Tragfähiger Bereich (Fellin et al. 2003)

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die aus den Versuchen ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle bei homogenen dichten Sanden größer oder gleich den theoretisch berechneten hydraulischen Gefällen sind, während sie bei homogenen lockeren und mitteldichten Sanden geringer oder gleich den theoretischen Werten sind. Dies begründet sich mit der Beeinflussung des hydraulischen Bruchs durch die Reibung der Sandkörner untereinander und durch die Wichte des Bodens entlang des von der Wasserströmung bevorzugten Kanals, die im Vergleich zur Wichte der gesamten Bodenprobe wahrscheinlich geringer ist. Diese Einflüsse bleiben jedoch nach Gl. (3.8) unberücksichtigt.

Kokusho & Fujikura (2008) untersuchten den Einfluss der Korngrößenverteilungen von homogenen nichtbindigen Böden auf ihre kritischen hydraulischen Gefälle. Sie stellten fest, dass sich das Verhältnis von $i_{krit. (experimentell)}/i_{krit. (theoretisch)}$ mit den zunehmenden Ungleichförmigkeitszahlen der Böden - bei etwa gleicher Porenzahl und Lagerungsdichte - erhöht.

In geschichteten Böden hingegen konzentriert sich der Potenzialabbau eher in der weniger durchlässigen Schicht, wie bereits im Abschnitt 2.3.5 aufgeführt. In vertikal von unten nach oben durchströmten geschichteten Bodenproben, in denen eine nichtbindige Bodenschicht (Filterschicht) über einer geringer durchlässigen Sandschicht (Basisschicht) liegt, ist eine Verflüssigung ausgeschlossen, die über die gesamte Bodenprobe

entsteht. D. h. während die effektiven Spannungen an der Unterkante der Basisschicht gegen null tendieren, ist dies in den oberen Teilen der Bodenprobe - besonders in der Filterschicht - noch nicht der Fall (siehe Abb. 3.3). Infolgedessen stellen sich die Reibungskräfte zwischen der Bodenprobe und dem Versuchszylinder ein, welche die Entstehung einer Verflüssigung verhindern, die über die gesamte Bodenprobe entsteht (Terzaghi 1925, Tanaka & Toyokuni 1991, Schober 2014).

In einem geschichteten Boden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$ beginnt in der Nähe vom theoretisch ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle eine Auflockerung im Unterteil der Basisschicht. Im Gegensatz zu homogenen Böden führen diese ersten Auflockerungen nicht zu einem totalen Bruch. Der Grund dafür liegt in den im Oberteil der Bodenprobe auftretenden Reibungskräften. Erst mit weiterer Steigerung der Potenzialdifferenz schreiten die Auflockerungen bis zu einer bestimmten Höhe der Basisschicht fort, wo ein Riss entsteht. Die Bodensäule oberhalb des Risses wird ohne Auflockerung angehoben, während sich die ganze Bodensäule unterhalb des Risses im Fließsand-Zustand befindet, wie in Abb. 3.3 gezeigt.

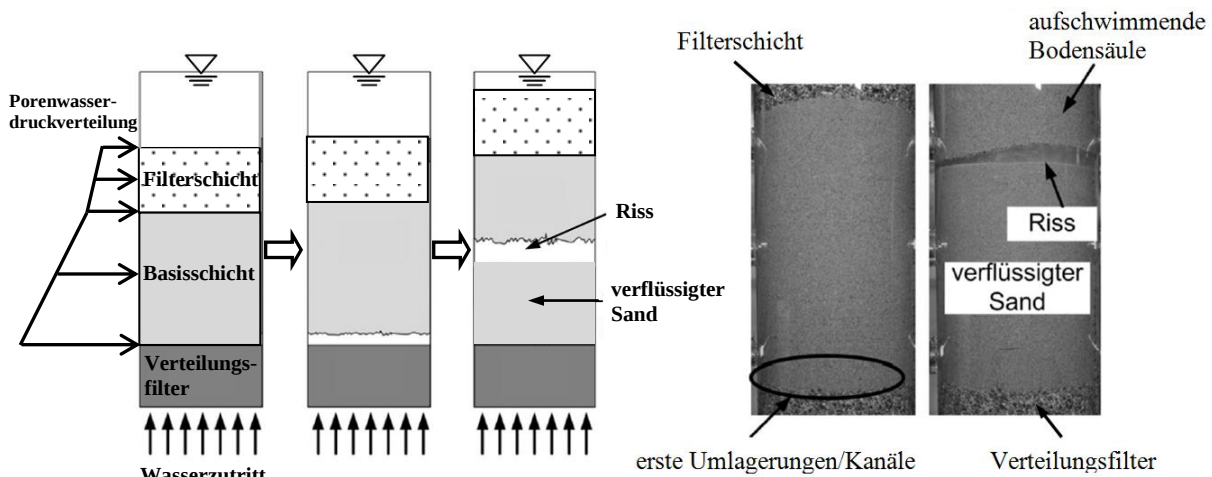


Abbildung 3.3: Ausbildung des hydraulischen Bruchs in geschichteten nichtbindigen Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$ (modifiziert von Schober 2014)

Die Abweichung der experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle vom theoretisch ausgerechneten kritischen Gefälle wird mit zunehmender Lagerungsdichte der Basisschicht und/oder mit zunehmender Dicke der Filterschicht stärker. Die von Schober (2014) durchgeführten Untersuchungen verdeutlichten, dass ein beträchtlicher Unterschied zwischen $i_{\text{krit. (experimentell)}}$ und $i_{\text{krit. (theoretisch)}}$ sogar unter Berücksichtigung der Reibungskräfte auftreten kann. Die eventuellen zusätzlichen Widerstände erklären sich durch die Gewölbewirkung.

3.1.2 Suffosion (innere Erosion)

Bei einer inneren Erosion werden nur die relativ feinen Bestandteile eines nichtbindigen Bodens infolge der Wasserströmung ausgespült, während die größeren Bestandteile erhalten bleiben. Hierbei handelt es sich um keine Volumenänderung des ursprünglichen Korngefüges. Als Folge der inneren Erosion nimmt die Durchlässigkeit des Bodens zu, während seine Wichte abnimmt (Kezdi 1976, Kenney & Lau 1985, Chapuis 1992, Skempton & Brogan 1994, Moffat & Fannin 2006, Ke & Takahashi 2012). Nachstehend werden die Versuchsergebnisse von Skempton & Brogan (1994) zu Suffosion zusammengefasst.

Bei den Untersuchungen kamen die in Abb. 3.4a dargestellten Versuchsböden zum Einsatz. Ein hydraulisches Gefälle, welches zu einer übermäßigen Erhöhung der Filtergeschwindigkeit führte, als kritisches hydraulisches Gefälle angenommen wurde (siehe Abb. 3.4b, c und d). Danach betrugen die Verhältnisse von den experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefällen zu den theoretisch ermittelten Werten 0,18 für Bodenprobe A und 0,33 für Bodenprobe B. Bei den Bodenproben C und D hingegen betrugen die Verhältnisse von $i_{krit. (exp.)} / i_{krit. (theor.)}$ 0,97 bzw. 0,95.

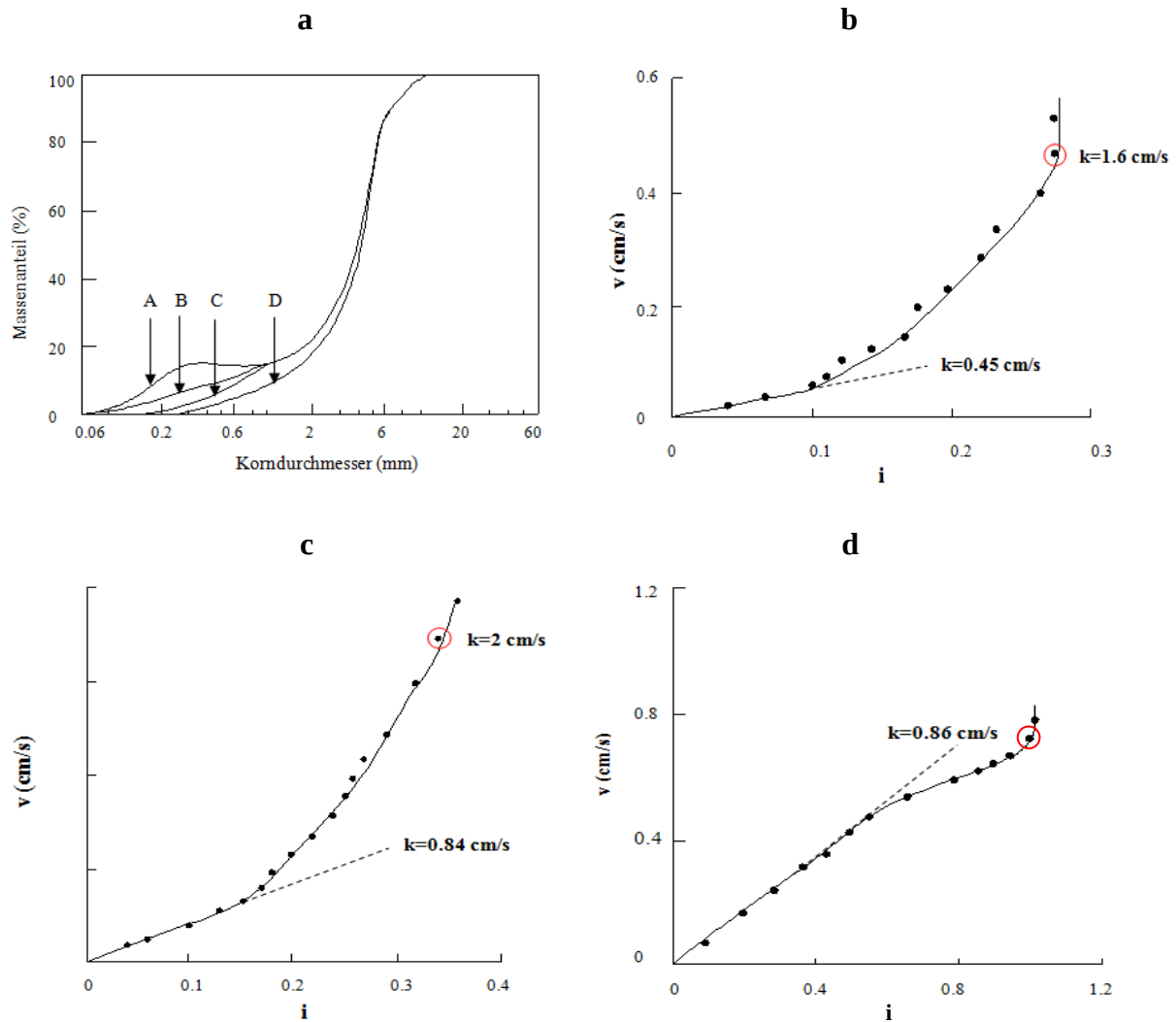


Abbildung 3.4: (a) Körnungslinien der Versuchsböden, (b) Verlauf der Geschwindigkeit über das hydraulische Gefälle für Boden A, (c) für Boden B, (d) für Boden C (Skempton & Brogan 1994)

Die experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle für Böden A und B waren viel geringer als die mittels Gl. (3.8) berechneten hydraulischen Gefälle. Der Grund dafür besteht darin, dass sich die Feinfraktionen dieser Böden in den Porenräumen der Grobfraktionen befanden, sodass sie unter verhältnismäßig geringen effektiven Spannungen standen. Infolgedessen begannen die Umlagerung und Transport der Feinfraktionen schon unter den relativ geringen hydraulischen Gefällen. Abbildung 3.5 veranschaulicht die infolge Suffosion ausgespülten Feinfraktionen auf der Oberfläche einer sandigen Kiesprobe.

Für den Sicherheitsnachweis gegen Suffosion existiert eine Vielzahl von Verfahren. Die bekanntesten Verfahren wurden von Kezdi (1976) und Kenney & Lau (1985) vorgestellt, auf die im Folgenden eingegangen werden.



Abbildung 3.5: Aussehen der Probenoberfläche nach Suffosion (Moffat & Fannin 2011)

Verfahren von Kezdi (1976):

Die Berechnungsschritte bei diesem Verfahren sind nachfolgend zusammengefasst:

- 1) Wählen Sie einen beliebigen Korndurchmesser d_0 aus der Körnungslinie des betrachteten Bodens aus und lesen Sie den dementsprechenden Massenanteil F_0 ab (siehe Abb. 3.6a).
- 2) Berechnen Sie $0,85 \cdot F_0$ und lesen Sie den dementsprechenden Korndurchmesser d_1 ab.
- 3) Berechnen Sie $0,85 \cdot F_0 + 15$ und lesen Sie den dementsprechenden Korndurchmesser d_2 ab.
- 4) Wenn die Bedingung $4 \cdot d_1 > d_2$ erfüllt ist, ist der Boden gegen Suffosion stabil. Diese Bedingung muss ebenfalls für weitere Korndurchmesser überprüft werden.

Verfahren von Kenney & Lau (1985):

Bei diesem Verfahren wird das geringste Verhältnis von H zu F gesucht. Hierbei ist F ein Massenanteil, der einem beliebigen Korndurchmesser aus der Körnungslinie des betrachteten Bodens d_0 entspricht. H stellt den Unterschied zwischen Massenanteilen dar, die $4 \cdot d_0$ und d_0 entsprechen (siehe Abb. 3.6b). Wenn die Bedingung $(H/F)_{min} \geq 1,3$ erfüllt ist, ist der Boden gegen Suffosion stabil.

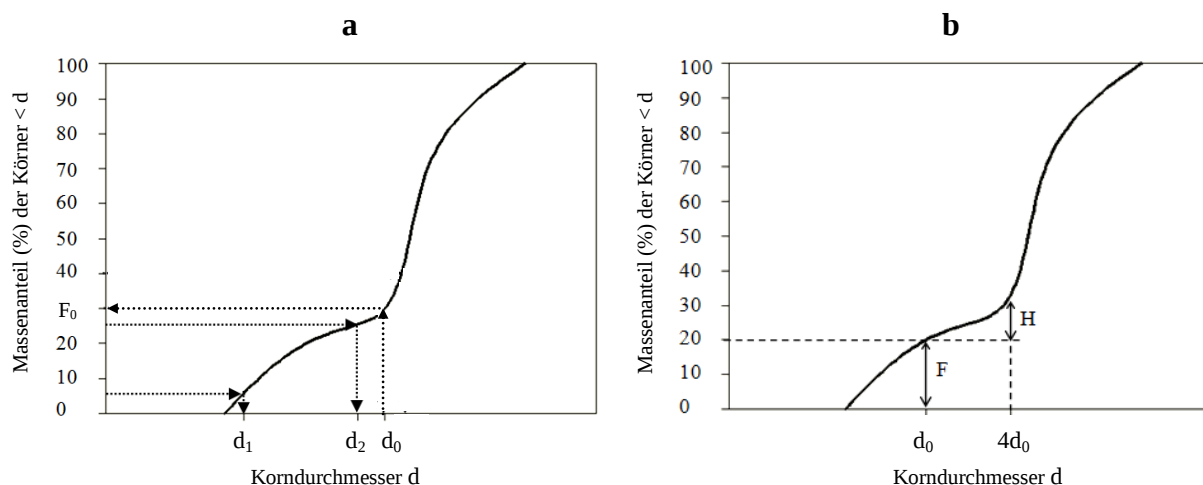


Abbildung 3.6: Sicherheitsnachweise gegen Suffosion: (a) nach Kezdi , (b) nach Kenney & Lau

Wenn keine Sicherheit gegen Suffosion besteht, werden die Körner mit Durchmesser kleiner als d_0 aus dem Boden ausgewaschen. Es ist anzumerken, dass beim Sicherheitsnachweis nicht die gesamte Körnungslinie des betrachteten Bodens sondern nur die feinsten 30 bis 40 % des gesamten Massenanteils betrachtet werden.

Kontakterosion: Wenn innere Erosion in der Basisschicht eines geschichteten Baugrundes stattfindet und die instabilen Körner der Basisschicht kleiner als die Porengrößen der Filterschicht sind, tritt Kontakterosion ein. Die erodierten Körner der Basisschicht bewegen sich soweit in die Filterschicht hinein, bis sie an einer Engstelle des Porenkanals zurückgehalten werden (Kolmation). Infolge der Kontakterosion verringert sich die Durchlässigkeit der Filterschicht, während sich ihre Wichte erhöht. Wenn die instabilen Körner der Basisschicht größer als die Porengrößen der Filterschicht sind, werden sie an der Schichtgrenze abgefiltert. Dies führt zur Ausbildung einer neuen Schicht und somit zu einer neuen Potenzialverteilung im Baugrund.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass eine Kontakterosion trotz der Sicherheit der Basisschicht gegen Suffosion eintreten kann, wenn das hydraulische Gefälle in der Schichtgrenze relativ hoch ist. Diese Art der Kontakterosion hat Sackungen zur Folge.

Die Bemessungsgrundlage gegen Kontakterosion ergibt sich aus den in Abb. 3.7 dargestellten Kugeln als idealisierte Körner.

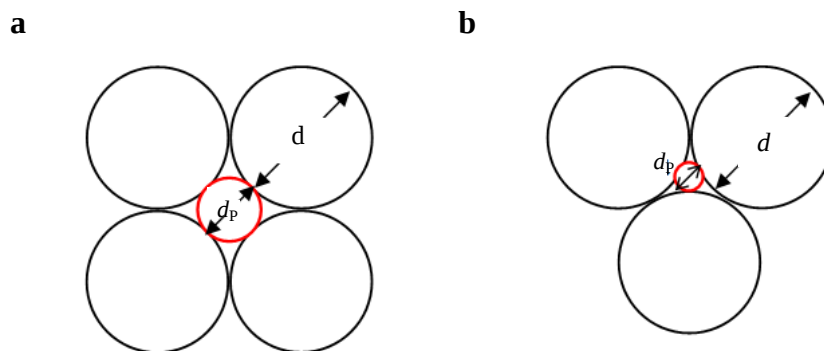


Abbildung 3.7: Bemessungsgrundlage gegen Kontakterosion: (a) in der lockersten Lagerung, (b) in der dichtesten Lagerung

In der lockersten Lagerung erhält man das Verhältnis des Korndurchmessers d zum Porendurchmesser d_p durch die Geometrie:

$$\frac{d}{d_p} = 1 + \sqrt{2} = 2,41 \quad (3.9)$$

In der dichtesten Lagerung ergibt sich dieses Verhältnis zu:

$$\frac{d}{d_p} = 1 + 2\sqrt{3} = 4,46 \quad (3.10)$$

Der Mittelwert für eine zufällige Lagerung beträgt 3,43, sodass die Bemessungsgrundlage gegen Kontakterosion mittels Gl. (3.11) angegeben wird:

$$d_{\text{Basisschicht}} > \frac{d_{\text{Filterschicht}}}{3,43} \quad (3.11)$$

wobei $d_{\text{Basisschicht}}$ und $d_{\text{Filterschicht}}$ die Korndurchmesser der Basis- bzw. Filterschichten sind.

Bodenkörner sind jedoch weder kugelförmig noch gleichgroß, sodass Gl. (3.11) verbessert werden muss. Aufbauend auf den Ergebnissen der Filterversuche an nichtbindigen enggestuften Böden ($U_{\text{Filterschicht}}$ und $U_{\text{Basisschicht}} \leq 2$) schlugen Terzaghi & Peck (1961) die folgende Bedingung für einen sicheren Entwurf gegen Kontakterosion vor:

$$d_{85(\text{Basisschicht})} > \frac{d_{15(\text{Filterschicht})}}{4} \quad (3.12)$$

Hierbei werden $d_{15(\text{Filterschicht})}$ und $d_{85(\text{Basisschicht})}$ aus den Korngrößenverteilungen der Filter- bzw. Basisschichten ermittelt. Für weitere Kriterien gegen Kontakterosion wird auf MMB (2013) verwiesen.

3.1.3 Äußere Erosion

Eine äußere Erosion kann infolge von Schleppspannungen an den Bodenoberflächen im fließenden Gewässer stattfinden. Der Sicherheitsnachweis gegen äußere Erosion erfolgt auf Grundlage von hydraulischen Berechnungen, welche hier nicht betrachtet werden.

3.2 Einfluss der Grundwasserströmung auf die Stabilität von Baugruben in nichtbindigen Böden

3.2.1 Hydraulischer Grundbruch

Im Falle von Grundwasserströmungen, die von der Oberwasserseite zur Unterwasserseite einer Baugrube stattfinden, besteht die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs. Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) ist der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit zwei unterschiedlichen Grenzgleichgewichtsbedingungen zu führen:

- Der Bemessungswert des destabilisierenden Porenwasserdrucks an der Unterseite des Prismas $u_{dst;d}$ ist nicht größer als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung an der Unterseite des Prismas $\sigma_{stb;d}$.

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (3.13)$$

- Der Bemessungswert der destabilisierenden Strömungskraft an der Unterseite des Prismas $S_{dst;d}$ ist nicht größer als der Bemessungswert des stabilisierenden Gewichtes des Prismas unter Auftrieb $G'_{stb;d}$.

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (3.14)$$

Nach DIN 1054 (2010-12), EAU (2012) und EAB (2012) ist hingegen der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mit Gl. (3.14) zu führen.

Das oben angegebene Prisma geht auf Terzaghi (1922, 1925) zurück. Aufbauend auf den Ergebnissen von zweidimensionalen Modellversuchen schlug er die Überprüfung der Stabilität eines quaderförmigen Bruchkörpers beim Sicherheitsnachweis vor. Die Höhe dieses Bruchkörpers entspricht der Einbindetiefe der Verbauwand unter dem Grundwasserspiegel, während seine Breite der halben Höhe entspricht.

Hinsichtlich der beim Sicherheitsnachweis verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte unterscheidet man in DIN 1054 (2010-12) zwischen günstigen und ungünstigen Böden (siehe Tab. 3.1). Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer Ton sind als günstige Böden anzusehen, während locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher Ton als ungünstige Böden anzusehen sind.

Tabelle 3.1: Teilsicherheitsbeiwerte beim Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch nach DIN 1054 (2010-12)

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Zeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<i>Stabilisierende ständige Einwirkungen</i>	$\gamma_{G, stb}$	0,95	0,95	0,95
<i>Strömungskraft bei günstigem Untergrund</i>	γ_H	1,35	1,30	1,20
<i>Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund</i>	γ_H	1,80	1,60	1,35

Außer Terzaghis Verfahren finden sich in der Literatur noch weitere Nachweisverfahren gegen hydraulischen Grundbruch, die sich voneinander durch die Form des angenommenen Bruchkörpers und durch die am Bruchkörper angreifenden Kräfte unterscheiden.

Das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff (1929, 1970) vernachlässigt die Breite des von Terzaghi (1922, 1925) vorgeschlagenen Bruchkörpers und überprüft die Stabilität eines unendlich schmalen Stromfadens, der unmittelbar entlang der Schnittlinie der Verbauwände einer quadratischen Baugrube bzw. unmittelbar entlang der Verbauwände einer kreisförmigen Baugrube verläuft. Wie auch bei Terzaghis Verfahren berücksichtigt dieses Verfahren keine Reibungskraft am Stromfaden. Der Grund dafür besteht darin, dass die aus Strömungen resultierenden Reibungskräfte nach unten gerichtet sind, sodass ihre Vernachlässigung auf der sicheren Seite liegt. Das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff findet in EAU (2012) und EAB (2012) Erwähnung.

Nach Harza (1935) kommt ein Bruch erst dann zustande, wenn das hydraulische Gefälle im Austrittsbereich der Baugrubensohle - und zwar direkt neben der Wand - größer als das kritische hydraulische Gefälle des Bodens ist. Dieses Verfahren berücksichtigt ebenfalls keine Reibungskraft.

Bazant (1953) betrachtete die allgemeine Standsicherheit des in Abb. 3.8 dargestellten Bruchkörpers, sodass er mit allen an diesem Bruchkörper angreifenden Kräften (Eigengewicht des Bruchkörpers, Strömungskraft, Erdkraft und Reibungskraft) rechnete.

Marsland (1953) beschrieb zwei Arten des hydraulischen Grundbruchs: „Piping“ entsteht in dichten Sanden, wenn das hydraulische Gefälle im Austrittsbereich der Baugrubensohle - und zwar direkt neben der Wand – das kritische hydraulische Gefälle des Bodens übersteigt. „Heave“ entsteht hingegen bei lockeren Sanden, wenn der Porenwasserdruck die totale vertikale Spannung am Wandfuß überschreitet.

Sentko (1961) gab aufbauend auf den eigenen Versuchsergebnissen an, dass die sowohl von Terzaghi als auch von Bazant vorgeschlagenen Bruchkörper fast gleich gute Näherungen sind. Bezüglich der am Bruchkörper angreifenden Kräfte bestätigte er Terzaghis Verfahren.

Knaupe (1968) ging davon aus, dass die Höhe des Bruchkörpers der Einbindetiefe der Verbauwand unter dem Grundwasserspiegel entspricht, während seine Breite von einer Stromlinie begrenzt wird. Beim Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch rechnete er mit Reibungskräften zusätzlich zu Strömungskraft und Eigengewicht des Bruchkörpers.

Tanaka & Verruijt (1999) schlugen die Überprüfung der Stabilität eines quaderförmigen Bruchkörpers vor. Im Unterschied zum Verfahren von Terzaghi ist die Breite des betrachteten Bruchkörpers variable. Die Unterkante des Bruchkörpers ist ebenfalls zwischen dem Grundwasserspiegel und der Wandunterkante variable. Durch die Variation der Unterkante und Breite des Bruchkörpers wird der maximale Ausnutzungsgrad unter Berücksichtigung der am Bruchkörper angreifenden Reibungskräfte gesucht.

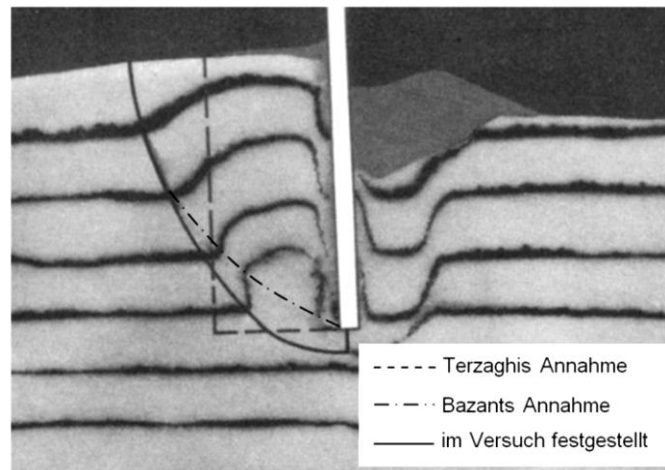


Abbildung 3.8: Bruchkörper von Terzaghi, Bazant und Sentko (Sentko 1961)

Benmebarek et al. (2005) und Bouchelghoum & Benmebarek (2011) führten hydraulisch-mechanisch gekoppelte numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch durch. Die Untersuchungen erfolgten mit der Software „FLAC-2D“, deren Ergebnisse auf der Finite-Differenzen-Methode basieren. Sie beschrieben drei unterschiedliche Formen des hydraulischen Grundbruchs in Abhängigkeit vom Reibungswinkel des Bodens φ und vom Verhältnis des Dilatanzwinkels zum Reibungswinkel ψ/φ : In den meisten Fällen stellte sich eine dreieckige Bruchfläche ein. Die Ausnahmen traten in den Fällen von $\varphi \geq 35$, $\psi/\varphi = 1$ und $\psi = 0$ auf. Eine rechteckige Bruchfläche mit einer Breite geringer als die von Terzaghi vorgeschlagene Breite stellte sich im Fall von $\psi = 0$ ein, während „Boiling“ im Fall von $\varphi \geq 35$ und $\psi/\varphi = 1$ entstand, wie in Abb. 3.9 gezeigt.

Als dreidimensionaler Bruchkörper definierte Aulbach (2013) ein Prisma mit dreieckiger Grundfläche für quadratische bzw. rechteckige Baugruben. Die Höhe dieses Bruchkörpers entspricht der Einbindetiefe unter dem Grundwasserspiegel, während seine Breite der halben Höhe entspricht. Mittels dreidimensionaler numerischer Strömungsanalysen erstellte er dimensionslose Bemessungsdiagramme, welche in homogenen Böden die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe getrennt für Ecken und Seiten ermöglichen.

In der Literatur existieren relativ wenige Untersuchungsergebnisse zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben, die in geschichteten Böden hergestellt sind.

Marsland (1953) untersuchte den Einfluss einer Bodenschichtung auf den hydraulischen Grundbruch in Abhängig von der Lage der Schichtgrenze und vom Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes der oberen Bodenschicht zum der unteren Bodenschicht.

Das von Terzaghi & Peck (1961) für geschichtete Böden vorgeschlagene Nachweisverfahren kommt im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zur Anwendung. Daher wird auf dieses Verfahren hier nicht eingegangen. Detaillierte Informationen darüber sind in Kapitel 5 zu finden.

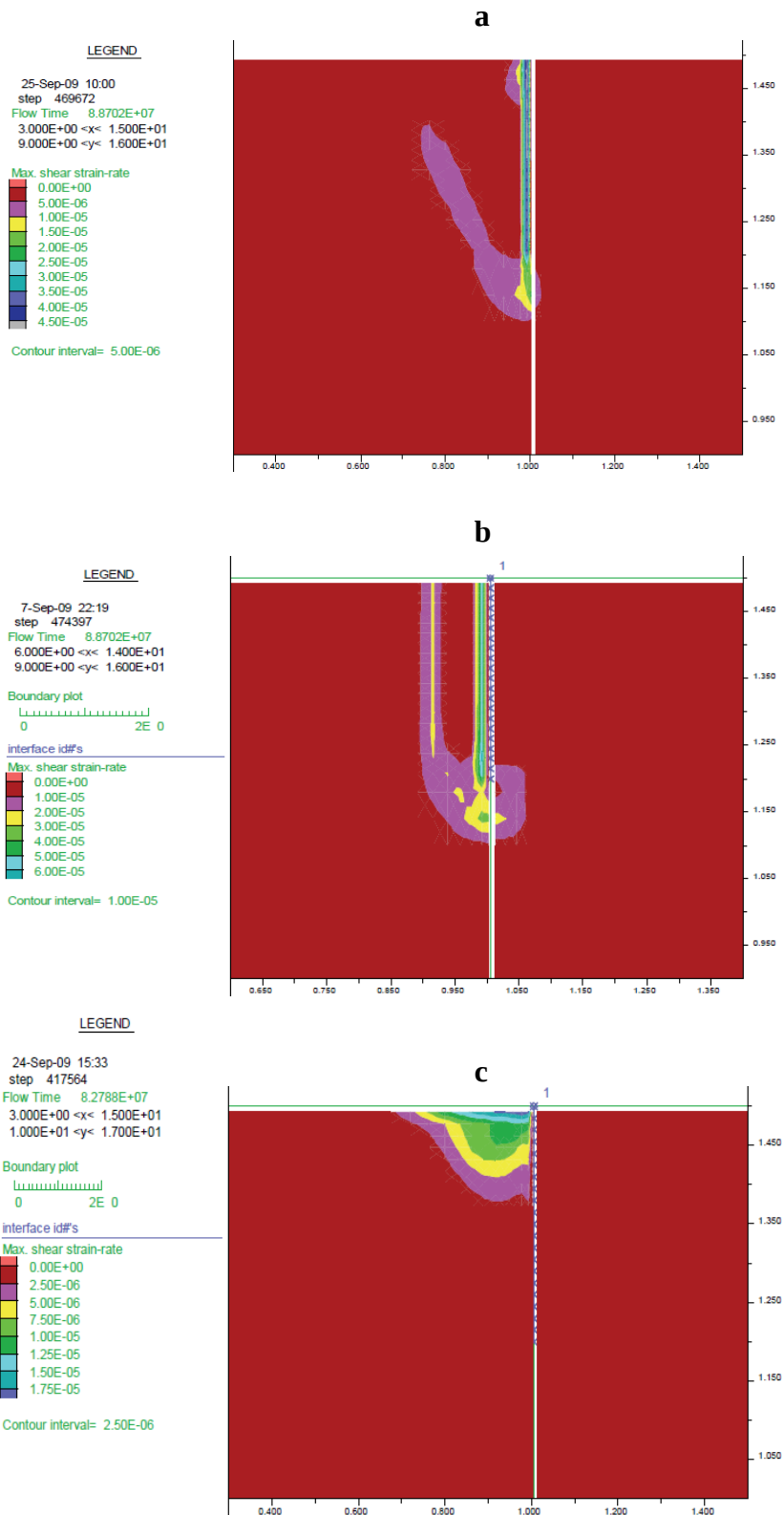


Abbildung 3.9: Bruchflächenformen aus den numerischen Analysen: **(a)** Dreieckige Bruchfläche, **(b)** Rechteckige Bruchfläche, **(c)** Boiling (modifiziert von Bouchelghoum & Benmehbarek 2011)

Odenwald & Herten (2008) wiesen darauf hin, dass das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff bei durch Auflastfilter belasteten Baugruben auf der unsicheren Seite liegen kann. Anhand numerischer Strömungsanalysen wurde gezeigt, dass die unterhalb des Wandfußes entstehenden hydraulischen Gefälle in Baugruben, in denen die Dicke des Auflastfilters gegenüber der Einbindetiefe im Baugrund relativ groß ist, höher als die auf Höhe des Wandfußes entstehenden Gefälle sind. Daraufhin modifizierten sie das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff, sodass der Stromfaden bis in jene Tiefe unterhalb des Wandfußes, in der das entstehende hydraulische Gefälle gleich dem kritischen Gefälle des Bodens ist, verlängert wird.

Die Versuchsergebnisse von Schober (2014) bestätigten die Erkenntnisse von Odenwald & Herten (2008) für lockere Sande. Jedoch stellte er fest, dass die Verwendung des Verfahrens von Odenwald & Herten bei dichten Sanden unwirtschaftliche Entwürfe zur Folge hat. Daraufhin entwickelte er einen modifizierten Ersatzkörper für dichte Sande, dessen Form von der Einbindetiefe und der Potenzialdifferenz abhängig ist.

3.2.2 Suffosion (innere Erosion)

Im Fall, dass Gräben oder Brunnen mit ungeeigneten Filterböden verfiltert wurden, kann eine innere Erosion die Hohlraumentstehung im Baugrund und die Verstopfung der Brunnen zur Folge haben. Weiterhin können die erodierten Körner eine Lokalisierung der Strömung verursachen. Besonders in Baugruben in locker gelagerten Sand- und Schluffböden besteht die Gefahr eines hydraulischen Bruchs durch Piping (siehe Abb. 3.10). Die bereits vorhandenen Inhomogenitäten im Strömungsbereich, wie z. B. die relativ lockeren Zonen zwischen dem Baugrund und der Verbauwand, können ebenfalls zum Bruch durch Piping führen.

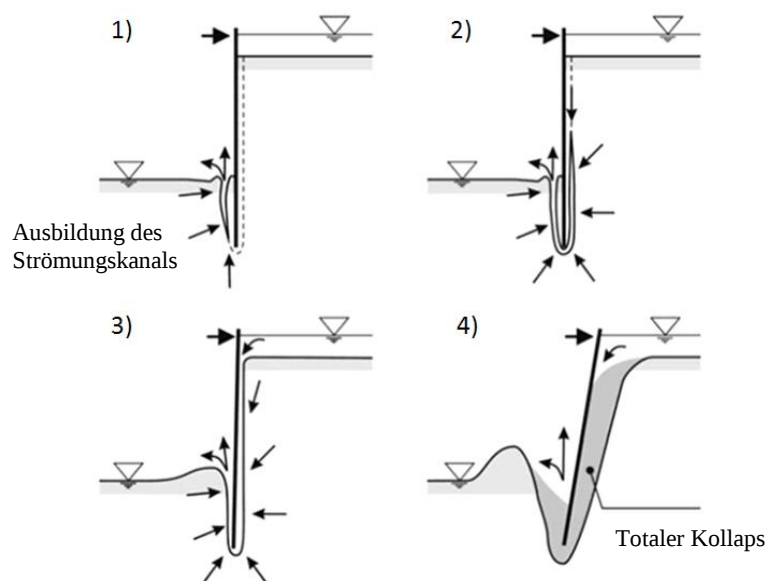


Abbildung 3.10: Ausbildung eines hydraulischen Grundbruchs durch Piping (modifiziert von EAU 2012)

Piping beginnt mit einer Konzentration der Wasserströmung längs eines bevorzugten Kanals auf der Unterwasserseite. In der Anfangsphase sind Quellbildungen auf der Baugrubensohle erkennbar. Der bevorzugte Strömungskanal setzt sich rückschreitend fort und führt schließlich beim Erreichen einer stark wasserführenden Bodenschicht oder des offenen Wassers zum Bruch. Die Gefahr von Piping ist im Allgemeinen rechnerisch nicht zu erfassen (EAU 2012).

3.2.3 Aufschwimmen

Der Sicherheitsnachweis gegen Aufschwimmen ist zu erbringen, wenn die Baugrubenwände zusammen mit einer Unterwasserbetonsohle oder mit einer stark bindigen künstlichen Schicht, die zwischen Baugrubensohle und Wandunterkante hergestellt ist, einen geschlossenen trogartigen Baukörper bilden. Im Fall der Herstellung einer stark bindigen Schicht wird davon ausgegangen, dass diese künstliche Schicht bedingt durch die hohe Kohäsion der Körner untereinander geschlossen angehoben wird, sodass kein Bruchkörper beim Sicherheitsnachweis gegen Aufschwimmen benötigt wird. Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) ist die Sicherheit gegen Aufschwimmen gegeben, wenn die nachfolgende Grenzgleichgewichtsbedingung erfüllt ist:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (3.15)$$

wobei $V_{dst;d}$ dem Bemessungswert der destabilisierenden Wasserkraft an der Unterkante der wassersperrenden Schicht und der Verbauwände entspricht, während $G_{stb;d}$ dem Bemessungswert der stabilisierenden Gewichtskraft an der Unterkante der wassersperrenden Schicht und dem Eigengewicht der Wände entspricht. Hierbei repräsentiert R_d die zusätzlichen stabilisierenden Einwirkungen aus Reibungskräften und Ankerkräften. Die destabilisierenden Wasserkräfte an den Unterkanten der Verbauwände, die Eigengewichte der Baugrubenwände, die stabilisierenden Reibungskräfte (die Vertikalkomponente der aktiven Erdkraft an den Baugrubenwänden) und die Vertikalkomponente von Ankerkräften dürfen in Gl. (3.15) erst berücksichtigt werden, wenn eine Kraftübertragung zwischen der wassersperrenden Schicht und den Verbauwänden sichergestellt ist (EAB 2012). Die beim Sicherheitsnachweis gegen Aufschwimmen verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tab. 3.2 angegeben.

Durch ihre relativ geringe Durchlässigkeit verhindert eine Unterwasserbetonsohle bzw. eine stark bindige künstliche Schicht die Entstehung von Grundwasserströmungen von der Oberwasserseite in die Baugrube. Infolgedessen stellt sich eine hydrostatische Wasserkraft an der Unterkante der wassersperrenden Schicht ein. Daher sind die in Tab. 3.2 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte für destabilisierende ständige Einwirkungen geringer als die in Tab. 3.1.

Tabelle 3.2: Teilsicherheitsbeiwerte beim Sicherheitsnachweis gegen Aufschwimmen nach DIN 1054 (2010-12)

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Zeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<i>Stabilisierende ständige Einwirkungen</i>	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
<i>Destabilisierende ständige Einwirkungen</i>	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,0

Weitere Fälle, in denen der Sicherheitsnachweis gegen Aufschwimmen zu erbringen ist, sind:

- wenn eine stark bindige natürliche Bodenschicht von einer schwach- oder nichtbindigen Bodenschicht mit einem relativ hohen Durchlässigkeitsbeiwert zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß unterlagert wird. In diesem Fall ist wirtschaftlicher, den Wasserdruck an der Unterkante der stark bindigen Schicht anhand der Konstruktion eines Strömungsnetzes zu ermitteln. Jedoch kann der Eintritt von stationären Verhältnissen im Baugrund je nach Durchlässigkeitsbeiwert der bindigen Schicht und

Absenkgeschwindigkeit verzögern. D. h. ein Sicherheitsnachweis, der unter Verwendung der aus der Potenzialtheorie ermittelten Wasserkraft erbracht wird, könnte auf der unsicheren Seite liegen.

- wenn eine stark bindige natürliche Bodenschicht von einem artesisch gespannten Grundwasserleiter zwischen der Baugrubensohle und dem Wandfuß unterlagert wird.

Es ist anzumerken, dass es keinen angemessenen Nachweis gibt, wenn eine stark bindige natürliche Bodenschicht von einem artesisch gespannten Grundwasserleiter unterhalb des Wandfußes unterlagert wird.

3.3 Diskussion der in der Literatur gemachten Aussagen und Problemstellungen hinsichtlich des hydraulischen Grundbruchs

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) kann der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mittels zwei unterschiedlicher Grenzgleichgewichtsbedingungen erbracht werden, welche jedoch unterschiedliche Ausnutzungsgrade ergeben (DIN 1054 (2010-12), Odenwald & Stelzer 2013).

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) erfolgt der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch durch die Verwendung des Bruchkörpers von Terzaghi. Dieser Bruchkörper basiert auf seine Beobachtungen in zweidimensionalen Modellversuchen in homogenen Böden (1922, 1925). Jedoch findet ein hydraulischer Grundbruch meistens in den Eckbereichen von Baugruben statt, da dort relativ große hydraulische Gefälle entstehen (Davidenkoff & Franke 1965, Schmitz 1990, Aulbach 2013, Koltuk et al. 2015). D. h. die Form des in den Eckbereichen von Baugruben entstehenden dreidimensionalen Bruchkörpers ist sowohl für homogenen als auch für geschichtete Böden versuchsmäßig nicht bekannt. Hier bietet sich das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff an, welches in deutschen Regelwerken wie EAU (2012) und EAB (2012) Erwähnung findet. Jedoch kann die Verwendung dieses Verfahrens je nach Baugruben- und Baugrundverhältnissen sehr unwirtschaftliche Entwürfe zu Folge haben (Koltuk et al. 2015).

Im Hinblick auf die beim Sicherheitsnachweis verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte unterscheidet man in DIN 1054 (2010-12) zwischen günstigen und ungünstigen Böden. Demgemäß dürfen bei günstigen Böden relativ geringe Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden. Dies erklärt sich für mindestens steife Tone durch die vorhandene Kohäsion der Körner untereinander (Davidenkoff 1973, Wudtke 2014). Der Grund der Verwendung der relativ geringen Teilsicherheitsbeiwerte bei Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm ist hingegen nicht klar. Denn die in der Literatur vorhandenen eindimensionalen Strömungsversuche zeigten deutlich, dass die experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle bei gleichförmigen bzw. enggestuften Grobsanden bis Mittelkiesen ganz in der Nähe der theoretisch ermittelten Werte liegen (Herzog 1938, Sentko 1961, Kokusho & Fujikura 2008).

Hinsichtlich des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten Böden weist DIN 1054 (2010-12) darauf hin, dass eine Filterschicht bzw. ein Auflastfilter bei der Ermittlung der Breite des zu untersuchenden Bruchkörpers nicht zu berücksichtigen ist. D. h. mit zunehmender Dicke des Auflastfilters wird die Breite des Bruchkörpers geringer. Dies führt dazu, dass sich der beim Nachweis zu verwendende Porenwasserdruck mit zunehmender Dicke des Auflastfilters erhöht. Jedoch wirkt sich die Erhöhung der Dicke eines Auflastfilters im Hinblick auf Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch günstig aus, was dem in homogenen Böden verwendeten Nachweisverfahren widerspricht.

Aus Laborversuchen ist bekannt, dass sich die Steifigkeit eines Bodens mit zunehmendem Spannungsniveau erhöht (Ohde 1939, Schultze & Moussa 1961, Janbu 1963), während sich sein Reibungswinkel verringert (Taylor 1948, Marachi et al. 1981). D. h. aufgrund des bei Modellversuchen herrschenden niedrigen Spannungsniveaus müssen die aus den Modellversuchen ermittelten Bruchkörper bzw. kritischen Potenzialunterschiede von den Prototypen stark oder leicht abweichen. Zur Prognose der Gebrauchstauglichkeit und zur Ermittlung des zum Bruch führenden Potenzialunterschiedes bieten sich hydraulisch-mechanisch gekoppelte numerische Analysen an (Benmebarek et al. 2005, Bouchelghoum & Benmebarek 2011, Odenwald & Stelzer 2013).

Die nachfolgenden Kapitel leisten einen Beitrag zur Lösung der oben angegebenen Problemstellungen. Hierzu wird hydraulischer Grundbruch in homogenen und in geschichteten nichtbindigen Böden anhand von numerischen stationären Grundwasserströmungsanalysen und Modellversuchen in Kapitel 4 bzw. 5 behandelt. In Kapitel 6 hingegen wird der hydraulische Grundbruch mit Hilfe von hydraulisch-mechanisch gekoppelten numerischen Analysen untersucht. Die Arbeit schließt in Kapitel 7 mit der Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse der vorliegenden Arbeit und mit einem Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf.

4 Hydraulischer Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen homogenen Böden

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem hydraulischen Grundbruch in Baugruben, die in nichtbindigen homogenen Böden hergestellt sind. An dieser Stelle soll zwischen den Begriffen „homogener Boden mit unbegrenzter Mächtigkeit“ und „homogener Boden mit begrenzter Mächtigkeit“ unterschieden werden. In dieser Arbeit besagt der Begriff „homogener Boden mit unbegrenzter Mächtigkeit“, dass der Baugrund vom Grundwasserspiegel auf der Oberwasserseite bis zu einer bestimmten Tiefe unterhalb des Wandfußes homogen ($k_x = k_y = k_z = \text{konstant}$) ist, sodass der ganze Strömungsvorgang innerhalb dieses homogenen Bereichs stattfindet (siehe Abb. 4.1a). Bei homogenen Böden mit begrenzter Mächtigkeit hingegen ist der Abstand zwischen dem Wandfuß und der unteren Bodenschicht T nicht ausreichend groß, sodass die entstehende Potenzialverteilung in der Baugrube durch die untere Bodenschicht beeinflusst wird (siehe Abb. 4.1b).

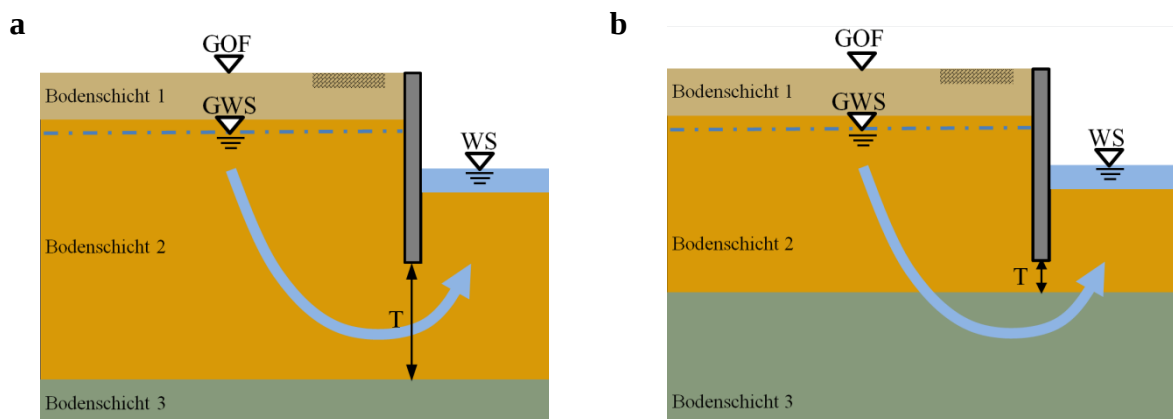


Abbildung 4.1: Grundwasserströmungen in Baugruben in homogenen Böden: (a) mit unbegrenzter Mächtigkeit, (b) mit begrenzter Mächtigkeit

Dieses Kapitel strebt an,

- eine Grenzgleichgewichtsbedingung vorzustellen, welche den Widerspruch zwischen den in DIN EN 1997-1 (2014-03) angegebenen Grenzgleichgewichtsbedingungen hinsichtlich der ermittelten Ausnutzungsgrade beseitigt,
- ein Bruchkriterium vorzustellen, welches die bei dreidimensionalen Strömungen auftretende Unsicherheit hinsichtlich der Form des eventuellen Bruchkörpers beseitigt, und
- den Einfluss der Korngrößenverteilungen von nichtbindigen homogenen Böden auf den hydraulischen Grundbruch zu untersuchen.

4.1 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch gemäß DIN EN 1997-1 (2014-03)

Bei einer im offenen Gewässer oder im innerstädtischen Bereich hergestellten Baugrube muss die Sicherheit der Baugrubensohle gegen hydraulischen Grundbruch nachgewiesen werden, wenn eine Grundwasserströmung von der Oberwasserseite in die Baugrube stattfindet. Außerdem ist der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch zu erbringen, wenn eine schwach- oder nichtbindige Bodenschicht von einem gespannten Grundwasserleiter unterlagert wird.

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) kann der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit zwei unterschiedlichen Grenzgleichgewichtsbedingungen geführt werden:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (4.1)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (4.2)$$

Jedoch erhält man von diesen Grenzgleichgewichtsbedingungen unterschiedlich große Ausnutzungsgrade. Im Folgenden wird dieser Widerspruch mithilfe eines Beispiels verdeutlicht und anschließend wird eine alternative Grenzzustandsbedingung vorgestellt.

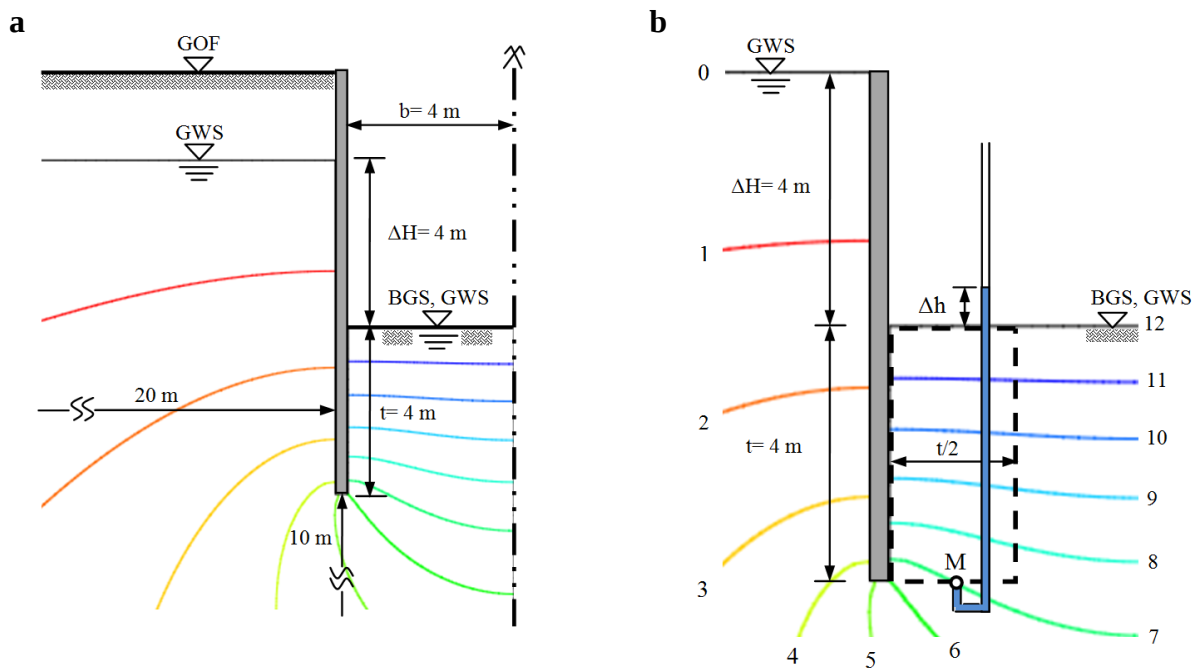


Abbildung 4.2: Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch **(a)** Abmessungen der Baugrube und der entstehende Potenzialabbau, **(b)** Darstellung des Bruchkörpers von Terzaghi im vergrößerten Maßstab

In einem homogenen isotropen halb-unendlichen Raum mit einer wassergesättigten Wichte von 19 kN/m^3 ist eine Baugrube zu erstellen, deren Abmessungen in Abb. 4.2a dargestellt sind. Infolge des Potenzialunterschiedes von 4 m kommt es zu einer Umströmung der Verbauwand mit Dicke von $0,3 \text{ m}$. Das abgesenkte Grundwasser innerhalb der Baugrube steht auf Höhe der Baugrubensohle an. Die zur Anwendung kommenden Teilsicherheitsbeiwerte werden nach DIN 1054 (2010-12) für die Bemessungssituation BS-P und einen ungünstigsten Baugrund angesetzt. Dementsprechend betragen die Teilsicherheitsbeiwerte für die Strömungskraft $\gamma_H = 1,8$ und für die stabilisierende ständige Einwirkung $\gamma_{G, stb} = 0,95$. Die Wichte des Wassers γ_w wird mit 10 kN/m^3 angenommen.

Die Wasserdruckhöhe in der Mitte der Unterkante des Bruchkörpers von Terzaghi bezogen auf den Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite Δh beträgt:

$$\Delta h = \Delta H - \left(\frac{\Delta H}{N}\right) \cdot n = 4 - \left(\frac{4}{12}\right) \cdot 7 = 1,67 \text{ m}$$

wobei ΔH der Potenzialunterschied, N die Anzahl der Potenziallinien in der Baugrube, und n die Anzahl der Potenziallinien vom Grundwasserspiegel auf der Oberwasserseite bis zur Mitte der Unterkante des Bruchkörpers sind.

➤ Nachweis nach Gl. (4.1):

Der destabilisierende charakteristische Porenwasserdruck in der Mitte der Unterkante des Bruchkörpers $u_{dst;k}$ beträgt:

$$u_{dst;k} = (\Delta h + t) \cdot \gamma_w = (1,67 + 4) \cdot 10 = 56,7 \text{ kN/m}^2$$

Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes berechnet sich der Bemessungswert des destabilisierenden Porenwasserdrucks:

$$u_{dst;d} = u_{dst;k} \cdot \gamma_H = 56,7 \cdot 1,8 = 102,1 \text{ kN/m}^2$$

Die stabilisierende charakteristische totale Vertikalspannung an der Unterkante des Bruchkörpers $\sigma_{stb;k}$ beträgt:

$$\sigma_{stb;k} = t \cdot \gamma_r = 4 \cdot 19 = 76 \text{ kN/m}^2$$

Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes berechnet sich der Bemessungswert der stabilisierenden Vertikalspannung:

$$\sigma_{stb;d} = \sigma_{stb;k} \cdot \gamma_{G,stb} = 76 \cdot 0,95 = 72,2 \text{ kN/m}^2$$

Der Ausnutzungsgrad μ beträgt demnach:

$$\mu = \frac{u_{dst;d}}{\sigma_{stb;d}} = \frac{102,1}{72,2} = 1,4 > 1 \text{ (Die Sicherheit ist nicht gegeben)}$$

➤ Nachweis nach Gl. (4.2):

Die destabilisierende charakteristische Strömungskraft $S_{dst;k}$ ergibt sich durch die Multiplikation des Strömungsdrucks in der Mitte der Unterkante des Bruchkörpers ($\Delta h \cdot \gamma_w$) mit der Sohlfläche des Bruchkörpers $\left(\frac{t}{2} \cdot 1\right)$ bezogen auf 1 m Tiefe senkrecht zur Seite:

$$S_{dst;k} = (\Delta h \cdot \gamma_w) \cdot \left(\frac{t}{2} \cdot 1\right) = (1,67 \cdot 10) \cdot \left(\frac{4}{2} \cdot 1\right) = 33,4 \text{ kN}$$

Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes berechnet sich der Bemessungswert der Strömungskraft:

$$S_{dst;d} = S_{dst;k} \cdot \gamma_H = 33,4 \cdot 1,8 = 60,1 \text{ kN}$$

Das stabilisierende charakteristische Gewicht des Bruchkörpers $G'_{stb;k}$ ergibt sich durch die Multiplikation der Wichte des Bodens unter Auftrieb γ' mit dem Volumen des Bruchkörpers, bezogen auf 1 m Tiefe senkrecht zur Seite:

$$G'_{stb;k} = \gamma' \cdot \left(t \cdot \frac{t}{2} \cdot 1\right) = (19 - 10) \cdot \left(4 \cdot \frac{4}{2} \cdot 1\right) = 72 \text{ kN}$$

Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes berechnet sich der Bemessungswert des stabilisierenden Gewichtes des Bruchkörpers unter Auftrieb:

$$G'_{stb;d} = G'_{stb;k} \cdot \gamma_{G,stb} = 72 \cdot 0,95 = 68,4 \text{ kN}$$

Der Ausnutzungsgrad beträgt demnach:

$$\mu = \frac{S_{dst;d}}{G'_{stb;d}} = \frac{60,1}{68,4} = 0,88 < 1 \text{ (Die Sicherheit ist gegeben)}$$

Somit führen die beiden Grenzzustandsgleichungen zu unterschiedlichen Bewertungen der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Die Baugrube ist nach Gl. (4.1) als unsicher einzustufen, während sie nach Gl. (4.2) als sicher einzustufen ist. Im Folgenden wird dargestellt, dass dieser Widerspruch einfach beseitigt werden kann, indem Gl. (4.1) in Form von hydraulischem Gefälle angegeben wird.

Gleichung (4.1) wird ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten umgewandelt in:

$$(\Delta h + t) \cdot \gamma_w \leq t \cdot \gamma_r \quad (4.3)$$

γ_r wird durch $(\gamma_w + \gamma')$ ersetzt. Daraus ergibt sich:

$$(\Delta h + t) \cdot \gamma_w \leq t \cdot (\gamma_w + \gamma') \quad (4.4)$$

$$\Delta h \cdot \gamma_w \leq t \cdot \gamma' \quad (4.5)$$

$$\frac{\Delta h}{t} \leq \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (4.6)$$

$$i_{\text{vorhanden};k} \leq i_{\text{kritisch};k} \quad (4.7)$$

Hierbei entspricht das Verhältnis $\Delta h/t$ dem vorhandenen mittleren hydraulischen Gefälle im Bruchkörper von Terzaghi $i_{\text{vorh.}}$, das Verhältnis γ'/γ_w dem kritischen hydraulischen Gefälle des Bodens $i_{\text{krit.}}$. Es sei darauf hingewiesen, dass die Gl. (4.5) eine andere Form von Gl. (4.2) repräsentiert. In Gl. (4.5) werden Spannungen berücksichtigt, in Gl. (4.2) hingegen Kräfte.

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich der Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{\frac{\Delta h}{t} \cdot \gamma_H}{\frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \gamma_{G,stb}} \quad (4.8)$$

Für das hierbei betrachtete Beispiel beträgt der Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{\frac{1,67}{4} \cdot 1,80}{\frac{9}{10} \cdot 0,95} = \frac{0,75}{0,855} = 0,88 < 1$$

Gleichung (4.8) gilt dann, wenn der Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite auf Höhe der Baugrubensohle oder oberhalb der Baugrubensohle ansteht. Nachfolgend wird die Herleitung der Grenzgleichgewichtsbedingung in Form von hydraulischem Gefälle für die Fälle, bei denen der Grundwasserspiegel unterhalb der Baugrubensohle ansteht, dargestellt.

Hierzu wird Gl. (4.1) ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten umgewandelt in:

$$(\Delta h + t) \cdot \gamma_w \leq t \cdot \gamma_r + t' \cdot \gamma \quad (4.9)$$

Hierbei stellt t' den Abstand zwischen der Baugrubensohle und dem Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite dar, während γ die Wichte des Bodens zwischen der Baugrubensohle und dem Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite darstellt (siehe Abb. 4.3).

γ_r wird durch $(\gamma_w + \gamma')$ ersetzt:

$$(\Delta h + t) \cdot \gamma_w \leq t \cdot (\gamma_w + \gamma') + t' \cdot \gamma \quad (4.10)$$

$$\Delta h \cdot \gamma_w \leq t \cdot \gamma' + t' \cdot \gamma \quad (4.11)$$

Wenn man die beiden Seiten durch $t \cdot \gamma_w$ dividiert, erhält man:

$$\frac{\Delta h}{t} \leq \frac{t \cdot \gamma' + t' \cdot \gamma}{t \cdot \gamma_w} \quad (4.12)$$

wobei das Verhältnis $\Delta h/t$ dem vorhandenen mittleren hydraulischen Gefälle im Bruchkörper $i_{\text{vorh.}}$ entspricht, während das Verhältnis $(t \cdot \gamma' + t' \cdot \gamma)/(t \cdot \gamma_w)$ dem kritischen hydraulischen Gefälle des Bodens $i_{\text{krit.}}$ entspricht.

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich der Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{\frac{\Delta h}{t} \cdot \gamma_H}{\left(\frac{t \cdot \gamma' + t' \cdot \gamma}{t \cdot \gamma_w}\right) \cdot \gamma_{G, stb}} \quad (4.13)$$

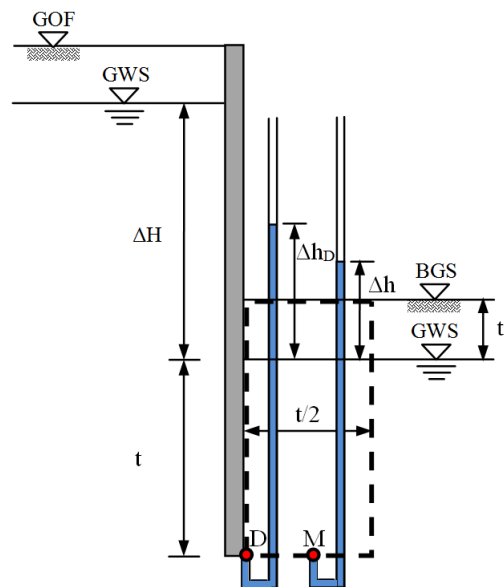


Abbildung 4.3: Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch im Fall des Grundwasserspiegels unterhalb der Baugrubensohle

4.2 Numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch

Hydraulische Grundbrüche entstehen meistens in den Eckbereichen von Baugruben, da dort relativ große hydraulische Gefälle auftreten. Jedoch ist die Form des in den Eckbereichen von Baugruben entstehenden dreidimensionalen Bruchkörpers versuchsmäßig nicht bekannt, da der von Terzaghi vorgeschlagene Bruchkörper

auf seine Beobachtungen in zweidimensionalen Modellversuchen basiert. Hier bietet sich das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff (1970) an, welches in deutschen Regelwerken wie EAU (2012) und EAB (2012) Erwähnung findet. Dieses Verfahren berücksichtigt nicht die Stabilität eines dreidimensionalen Bruchkörpers, sondern die Stabilität eines unendlich schmalen Stromfadens, der unmittelbar entlang der Verbauwände einer kreisförmigen Baugrube bzw. unmittelbar entlang der Schnittlinie der Verbauwände einer rechteckigen Baugrube verläuft. Für zweidimensionale Fälle kann der Sicherheitsnachweis nach Baumgart & Davidenkoff rechnerisch erbracht werden, indem für Δh in Gl. (4.13) die Druckhöhe am Punkt D Δh_D eingesetzt wird (siehe Abb. 4.3). Dadurch erhält man den maximal möglichen Ausnutzungsgrad, da der maximale Porenwasserdruck für zweidimensionale Fälle am Punkt D auftritt.

Um das Verhältnis des nach dem Verfahren von Baumgart & Davidenkoff erhaltenen hydraulischen Gefälles zum hydraulischen Gefälle nach Terzaghis Verfahren zu ermitteln, wurden im Folgenden stationäre Grundwasserströmungsanalysen durchgeführt. Bei den Analysen wurden quadratische Baugruben mit unterschiedlichen Abmessungen betrachtet, die in einem homogenen isotropen halb-unendlichen Raum hergestellt wurden. Dementsprechend wurden der horizontale Abstand von der Wand bis zur äußeren vertikalen Grenze des numerischen Modells R und der vertikale Abstand von der Wandunterkante bis zur Unterkante des Modells T so gewählt, dass der Einfluss der Modellgröße auf die numerischen Ergebnisse vernachlässigt werden konnte. Weiterhin wurde der Boden als vollständig wassergesättigter freier Grundwasserleiter betrachtet. Die Berechnungen erfolgten mit der Software „Abaqus 6.12“, deren Ergebnisse auf der Finite-Elemente-Lösung der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung basieren.

Die Abmessungen des in Abb. 4.4a dargestellten Baugrubenmodells bzw. ΔH , t und b stellen den Potenzialunterschied, die Einbindetiefe der Verbauwand und die halbe Baugrubenbreite dar. Die Grundwasserspiegel auf den Ober- und Unterwasserseiten stehen auf Höhe der Bodenoberfläche bzw. auf Höhe der Baugrubensohle an, wie in Abb. 4.4a gezeigt.

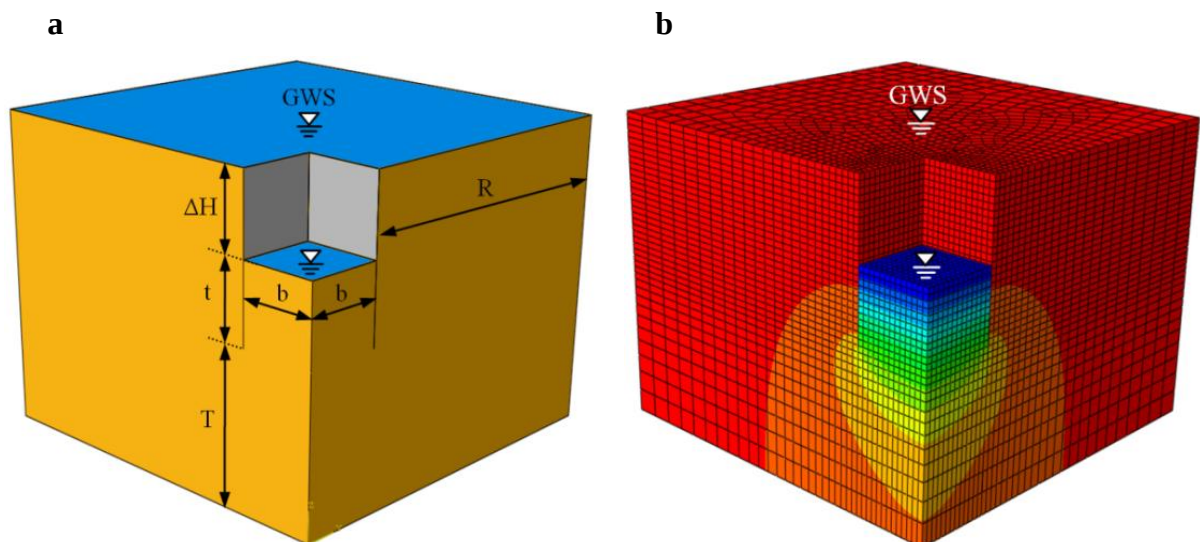


Abbildung 4.4: Stationäre Grundwasserströmungsanalysen in quadratischen Baugruben: (a) Abmessungen des numerischen Modells, (b) Entstehende Potenziallinien bzw. Potenzialflächen

In den Modellen kam eine völlig wasserdichte Verbauwand mit vernachlässigbarer Dicke zum Einsatz. Das Netz wurde lokal in der Nähe der Wand verfeinert, wo verhältnismäßig große hydraulische Gefälle zu erwarten waren (siehe Abb. 4.4b). Die Anzahl der Elemente im Netz wurde so gewählt, dass der Einfluss der Netzdichte auf die Ergebnisse vernachlässigbar gering war.

Um Terzaghis Bruchkörper auf dreidimensionale Fälle zu übertragen, wurde als Bruchkörper ein Quader mit quadratischer Grundfläche angenommen, deren Kantenlänge gleich der halben Einbindetiefe unter dem Grundwasser $t/2$ war, wie in Abb. 4.5a dargestellt. Dabei entspricht der mit weiß gestrichelten Linien begrenzte Bereich der Sohle dieses angenommenen Bruchkörpers. Bei den Analysen wurde die Wasserdruckhöhe in der Mitte dieser Sohlfläche $\Delta h_{\text{Terzaghi}}$ herangezogen. Es ist anzumerken, dass im Falle von $t/2 > b$ die gesamte Baugrubensohle als Bruchkörper betrachtet wurde, sodass die Druckhöhe auf Höhe der Wandunterkante in der Mitte der gesamten Baugrubensohle herangezogen wurde.

Für $\Delta H/t = 1$ zeigt Abb. 4.5b den Verlauf von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ in Abhängigkeit von b/t ($= 0,125; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 6; 8$). Das Verhältnis von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ erhöht sich mit zunehmendem Verhältnis von b/t . Es nimmt einen minimalen Wert von 1,05 für $b/t = 0,125$ an, und erreicht seinen maximalen Wert von 1,34 für $b/t = 8$. Die für weitere Werte von $\Delta H/t$ zwischen 0 und 2 vorgenommenen numerischen Analysen ergaben keine bemerkenswerte Abweichung von den für $\Delta H/t = 1$ ermittelten Werten.

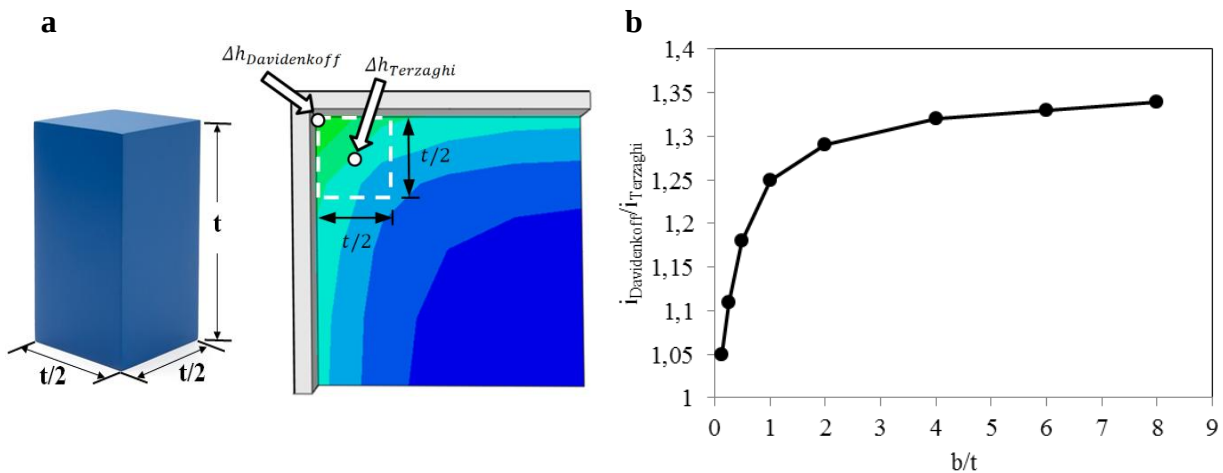


Abbildung 4.5: Vergleich des Bruchkriteriums von Baumgart & Davidenkoff mit Terzaghis Bruchkriterium für quadratische Baugruben im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum: (a) Angenommener dreidimensionaler Bruchkörper und der horizontale Querschnitt auf Höhe der Wandunterkante auf der Unterwasserseite, (b) Verlauf von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ über b/t

Für quadratische Baugruben mit $\Delta H/t = 1$ zeigt Abb. 4.6 die Verläufe von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ über T/t in homogenen isotropen Böden mit begrenzter Mächtigkeit. Bei den Untersuchungen wurden zwei unterschiedliche Werte von b/t ($= 0,25; 8$) und vier unterschiedliche Werte von T/t ($= 0,01; 0,05; 0,25; 1,25$) berücksichtigt. Das Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes der oberen Schicht zum Durchlässigkeitsbeiwert der unteren Schicht $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$ wurde mit 1000 und 0,001 angenommen.

Wie aus Abb. 4.6 ersichtlich ist, sind die für $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1000$ ermittelten Verhältnisse von $i_{\text{Davidenkoff}}/i_{\text{Terzaghi}}$ größer als die in Abb. 4.5b angegebenen Verhältnisse, während die Verhältnisse für $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 0,001$ geringer als in Abb. 4.5b sind.

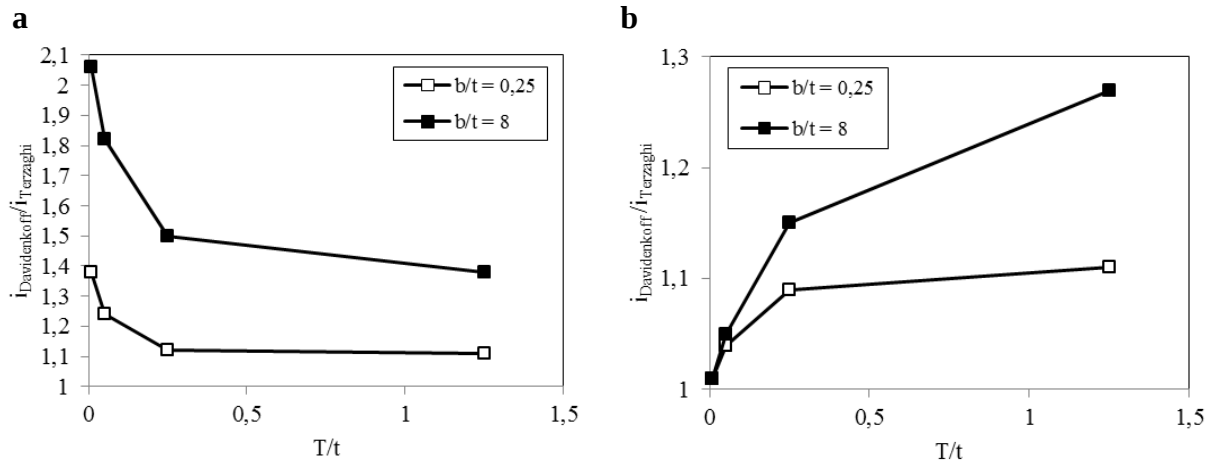


Abbildung 4.6: Verläufe von $i_{Davidenkoff}/i_{Terzaghi}$ über T/t in homogenen isotropen Böden mit begrenzter Mächtigkeit: (a) $k_{oben}/k_{unten} = 1000$, (b) $k_{oben}/k_{unten} = 0,001$

Es ergibt sich daraus, dass die Verwendung des Verfahrens von Baumgart & Davidenkoff je nach Baugruben- und Baugrundverhältnissen zu sehr unwirtschaftlichen Entwürfen führen kann. Im Folgenden wird die Eignung der Bruchkriterien von Baumgart & Davidenkoff und Terzaghi für dreidimensionale Fälle diskutiert.

Im Gegensatz zu eindimensionalen Wasserströmungen verlaufen die bei der Umströmung einer Verbauwand entstehenden Potenziallinien nicht horizontal. Ferner sind die Abstände zwischen den Potenziallinien unterschiedlich groß. Dies führt dazu, dass die entstehenden hydraulischen Gefälle im Strömungsbereich unterschiedlich groß sind. Hierbei sind die hydraulischen Gefälle in wandnahen Bereichen größer als in wandferneren Bereichen, da die Abstände zwischen zwei aufeinanderfolgenden Potenziallinien mit zunehmender Entfernung von der Wand größer werden (siehe Abb. 4.7a, wie z. B. $l_{GF} < l_{AB} \rightarrow i_{GF} > i_{AB}$). Vertikal längs der Wand nimmt das hydraulische Gefälle vom Punkt C bis zum Punkt D zu und, vom Punkt D bis zum Punkt H wieder ab. Das maximale hydraulische Gefälle stellt sich unmittelbar unter der Wandunterkante ein, da dort der Abstand zwischen den zwei aufeinanderfolgenden Potenziallinien am geringsten ist.

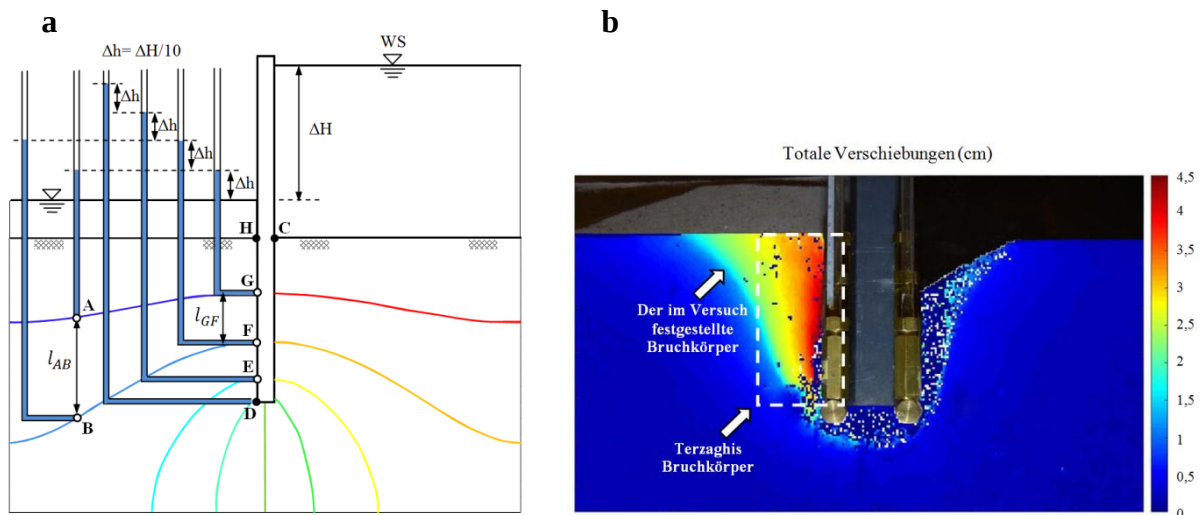


Abbildung 4.7: Hydraulischer Grundbruch in zweidimensionalen Baugruben: (a) Entstehende Potenziallinien, (b) Auftretende Bruchfläche bei der Umströmung der Zwischenwand im homogenen isotropen Feinsand

Die in der Nähe vom Punkt D auftretenden relativ großen hydraulischen Gefälle können zu einem mittleren hydraulischen Gefälle am unendlich schmalen Stromfaden zwischen den Punkten H und D führen, das gleich dem kritischen hydraulischen Gefälle des Bodens $i_{krit.}$ ist, obwohl die hydraulischen Gefälle in der Nähe vom Punkt H geringer als $i_{krit.}$ sind. Nach Ansicht des Verfassers ist mit einem hydraulischen Grundbruch erst dann zu rechnen, wenn ein Fließsand-Zustand am unendlich schmalen Stromfaden zwischen H und D zustande kommt.

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) und DIN 1054 (2010-12) ist der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit Hilfe des Bruchkörpers von Terzaghi zu führen, obwohl ein andersartiger Bruchkörper bei den an homogenen nichtbindigen Böden durchgeführten Modellversuchen beobachtet wird. Abbildung 4.7b zeigt einen Vergleich zwischen der bei den zweidimensionalen Modellversuchen ermittelten Bruchfläche, die mithilfe der Particle Image Velocimetry Methode (PIV-Methode) sichtbar gemacht wurde, und der von Terzaghi vorgeschlagenen Bruchfläche.

Beim Bruchkriterium von Terzaghi wird - wie bereits erwähnt - das mittlere hydraulische Gefälle im quaderförmigen Bruchkörper berücksichtigt. Dies bedeutet, dass das hydraulische Gefälle am Punkt D in Abb. 4.7a bereits über dem kritischen hydraulischen Gefälle des Bodens liegt, wenn das mittlere hydraulische Gefälle im Bruchkörper von Terzaghi gleich dem kritischen Wert ist. Somit muss ein hydraulisches Gefälle, das nach Terzaghis Bruchkörper zum Bruch führt, auch zu einem Fließsand-Zustand beginnend vom Punkt D bis zu einer bestimmten Länge des unendlich schmalen Stromfadens führen.

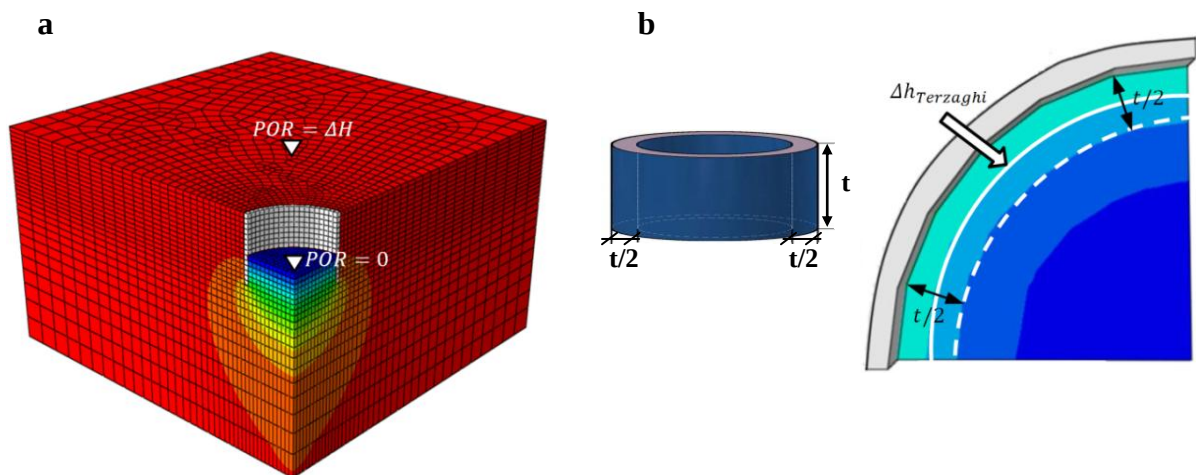


Abbildung 4.8: Stationäre Grundwasserströmungsanalysen in kreisförmigen Baugruben: (a) Entstehende Potenziellflächen bzw. Potenzialflächen, (b) Angenommener dreidimensionaler Bruchkörper und der horizontale Querschnitt auf Höhe der Wandunterkante auf der Unterwasserseite

Zur Ermittlung dieser Länge wurden sowohl für das in Abb. 4.4 dargestellte Baugrubenmodell als auch unter gleichen Verhältnissen für kreisförmige Baugruben dreidimensionale stationäre Grundwasserströmungsanalysen durchgeführt. Hierbei wurde das Verhältnis des mittleren hydraulischen Gefälles im angenommenen dreidimensionalen Bruchkörper $i_{Terzaghi}$ zum hydraulischen Gefälle im Austrittsbereich des unendlich schmalen Stromfadens $i_{Austritt}$ gesucht. Für quadratische Baugruben wurden der angenommene dreidimensionale Bruchkörper und seine Sohle bereits in Abb. 4.5a dargestellt. Die Abbildungen 4.8a und b zeigen die entstehenden Potenzialflächen bzw. den angenommenen dreidimensionalen Bruchkörper für kreisförmige

Baugruben. Der Bereich zwischen der Wand und der weiß gestrichelten Linie in Abb. 4.8b stellt die Sohle des Bruchkörpers dar. Bei der Ermittlung des hydraulischen Gefälles nach Terzaghi $i_{Terzaghi}$ wurde die Wasserdruckhöhe in der Mitte dieser Sohlfläche bzw. an der durchgehenden Linie verwendet, die einen Abstand von $t/4$ zur Wand besitzt.

Für quadratische Baugruben mit $\Delta H/t = 1$ im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum zeigt Abb. 4.9 den Vergleich des Bruchkriteriums von Terzaghi mit dem Kriterium des Fließsand-Zustandes in Abhängigkeit von b/t . Das Verhältnis von $i_{Terzaghi}/i_{Austritt}$ variiert zwischen 0,97 und 1,03, was ebenfalls auf kreisförmige Baugruben zutrifft. Bei Baugruben mit $b/t > 1,5$ ist $i_{Terzaghi}$ größer als $i_{Austritt}$, während bei Baugruben mit $b/t < 1,5$ $i_{Terzaghi}$ kleiner als $i_{Austritt}$. Die für weitere Werte von $\Delta H/t$ zwischen 0 und 2 vorgenommenen numerischen Untersuchungen ergaben keine bemerkenswerte Abweichung von den in Abb. 4.9 angegebenen Werten.

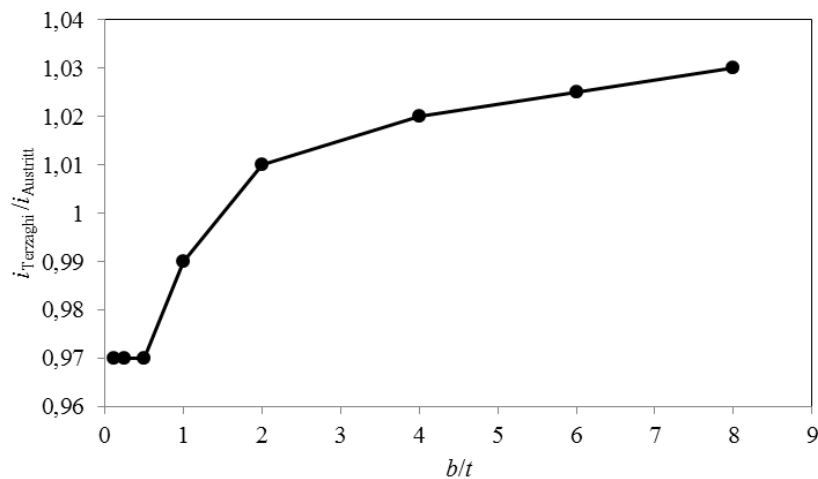


Abbildung 4.9: Verlauf von $i_{Terzaghi}/i_{Austritt}$ über b/t im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum

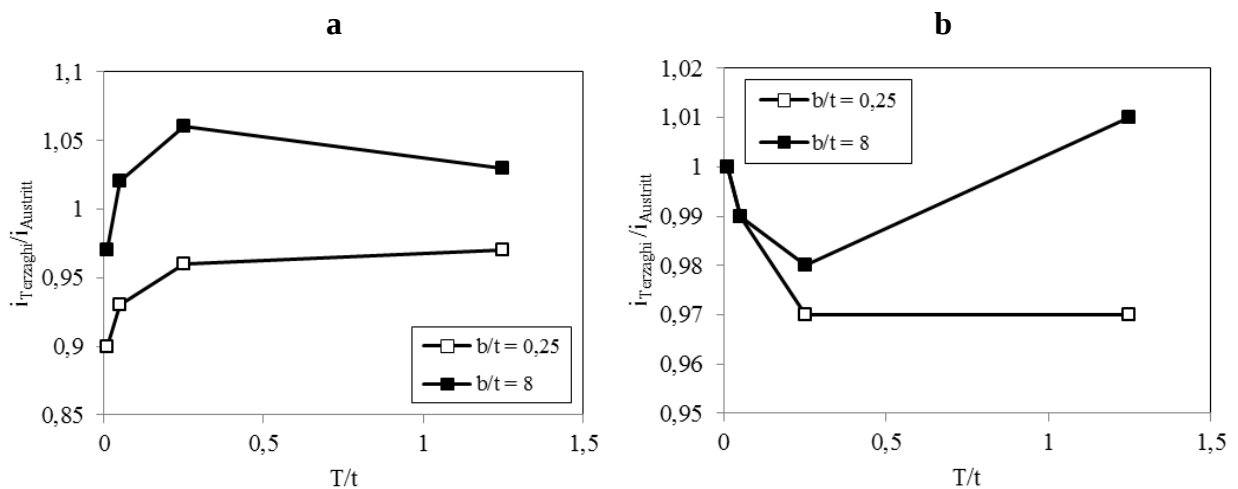


Abbildung 4.10: Verlauf von $i_{Terzaghi}/i_{Austritt}$ über T/t in homogenen isotropen Böden mit begrenzter Mächtigkeit: (a) $k_{oben}/k_{unten} = 1000$, (b) $k_{oben}/k_{unten} = 0,001$

Für $\Delta H/t = 1$ stellt Abb. 4.10 die Verläufe von $i_{\text{Terzaghi}}/i_{\text{Austritt}}$ über T/t in homogenen isotropen Böden mit begrenzter Mächtigkeit dar. Bei den Untersuchungen wurden zwei unterschiedliche Werte von b/t ($= 0,25; 8$) und vier unterschiedliche Werte von T/t ($= 0,01; 0,05; 0,25; 1,25$) berücksichtigt. Das Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes der oberen Schicht zum Durchlässigkeitsbeiwert der unteren Schicht $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$ wurde mit 1000 und 0,001 angenommen. Im Fall $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1000$ variiert das Verhältnis von $i_{\text{Terzaghi}}/i_{\text{Austritt}}$ zwischen 0,90 und 1,06, während es im Fall $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 0,001$ zwischen 0,97 und 1,01 variiert.

4.3 Experimentelle Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch

Die Werte von $i_{\text{Terzaghi}}/i_{\text{Austritt}}$ in den Abbildungen 4.9 und 4.10 treffen nur dann zu, wenn bis zur Entstehung eines Fließsand-Zustandes bzw. bis zu einem Potenzialunterschied, welcher nach Terzaghis Verfahren zum Bruch führt, keine erhebliche Deformationen in der Baugrubensohle auftreten. Andernfalls müssen aufgrund der geänderten Geometrie des Strömungsbereichs sowohl Porenwasserdrücke als auch totale Spannungen von den Verhältnissen im Ausgangszustand abweichen. Die vor der Verbauwand entstehenden Auflockerungen bewirken eine Reduzierung des Porenwasserdrucks im Bruchkörper von Terzaghi. Dagegen wird gleichzeitig das kritische hydraulische Gefälle des Bodens entsprechend Gl. (3.8) geringer, da die Porenzahl des Bodens größer wird. D. h. bei der Ausbildung eines hydraulischen Grundbruchs sind die relativen Veränderungen zwischen dem Porenwasserdruck und der Porenzahl entscheidend.

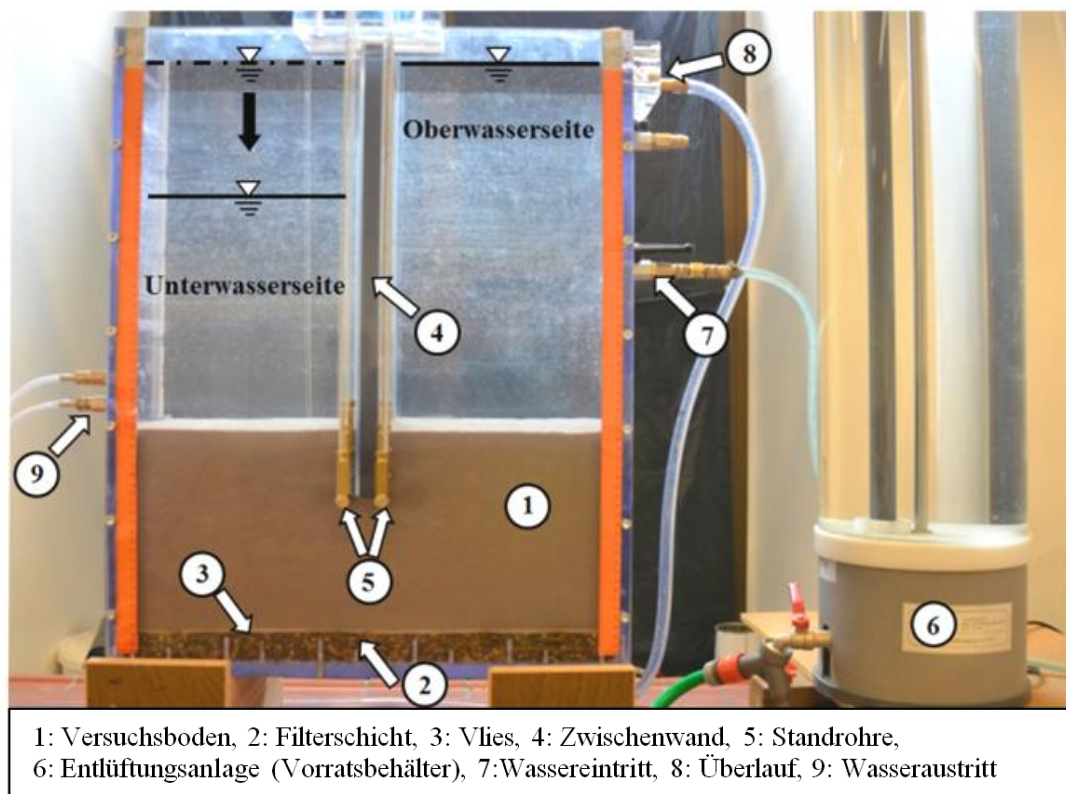


Abbildung 4.11: Versuchsschéma zum hydraulischen Grundbruch

Zur Beobachtung des Bruchvorgangs bei der Umströmung einer Verbauwand wurde ein Versuchskasten mit einer Höhe von 680 mm, einer Länge von 530 mm und einer Breite von 200 mm unter Ausnutzung der Symmetrie konstruiert (siehe Abb. 4.11). Die Verbauwand wurde durch eine undurchlässige Zwischenplatte mit

Dicke von 27 mm nachgebildet. Zur Gewährleistung eines annähernd homogenen Wasseranstiegs in der Sättigungsphase der Versuchsböden wurde auf der Sohle des Versuchskastens eine Kiesschicht mit Dicke von 30 mm und Durchlässigkeitsbeiwert von $2,3 \cdot 10^{-2}$ m/s eingebaut. Zur Trennung wurde ein Vlies mit Dicke von 5 mm zwischen der Kiesschicht und dem Versuchsboden verlegt. Der Abstand zwischen der Oberfläche vom Vlies und der Unterkante der Zwischenplatte betrug 145 mm.

Die Deformationen der Bodenoberflächen auf den Ober- und Unterwasserseiten wurden visuell mithilfe der an den beiden Seiten der Zwischenwand angebrachten Messskalen ermittelt. Weiterhin wurden die entstehenden ebenen Deformationen mittels einer Digitalkameras (Nikon D7000 mit Auflösung von 4928 x 3264) dokumentiert, die in einem Abstand von 50 cm vor dem Versuchskasten fixiert war. Um Lichteffekte auszuschließen, wurden zwei Scheinwerfer vor dem Versuchskasten positioniert. Mit Beginn des Versuchs wurde eine Stoppuhr gestartet und die entsprechende Zeit für jede Potenzialstufe notiert, um alle 8 s aufgenommenen Bilder den entsprechenden Potenzialstufen zuordnen zu können. Die Bilder wurden auf Grundlage der Particle Image Velocimetry Methode ausgewertet. Hierzu kam das frei erhältliche Programm „PIVlab - Version 1.4“ zum Einsatz, welches mit dem Programm „MATLAB - R2014b“ kompatibel ist (Thielicke 2014).

Die PIV-Methode ist eine photogrammetrische Auswertemethode, mit der sowohl die Größe als auch die Richtung der Verschiebungen ermittelt werden können. Dadurch ist möglich, die Bruchvorgänge wesentlich früher als mit freiem Auge zu erkennen. Die Grundlage der PIV - Methode ist die Mustererkennung in zwei zu den Zeitpunkten t_0 und t_1 aufgenommenen Bildern. Hierbei wird das erste Bild ($t = t_0$) in kleine Bildausschnitte unterteilt. Anschließend wird jeder Bildausschnitt in einem definierten Suchbereich im zweiten Bild ($t = t_1$) solange verschoben, bis eine maximale Übereinstimmung zwischen den aufeinander folgenden Bildern erreicht wird. Dazu wird eine normalisierte Kreuzkorrelationsfunktion mittels Fast-Fourier-Transformation berechnet. Der Peakwert dieser Funktion zeigt die beste Übereinstimmung zwischen den Bildern (siehe Abb. 4.12). Detaillierte Informationen über die PIV - Methode sind in White et al. (2001, 2003) zu finden.

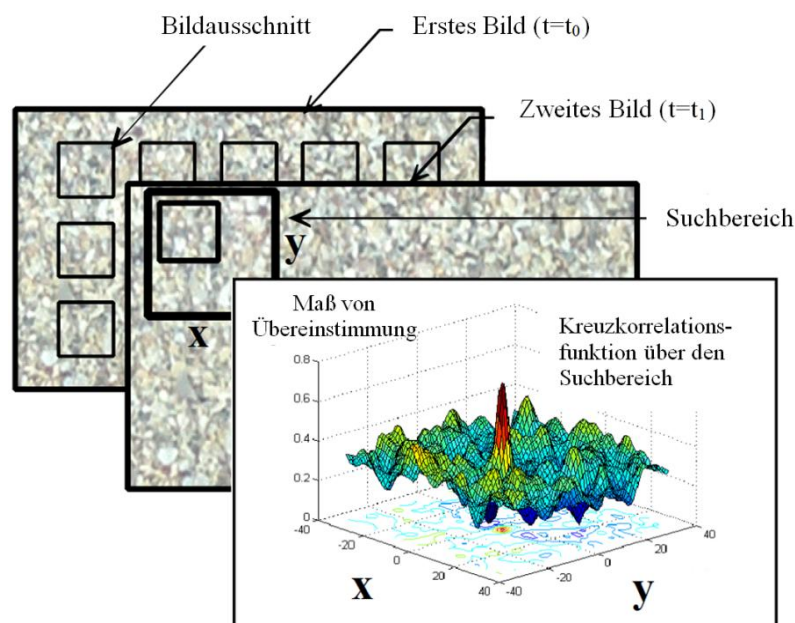


Abbildung 4.12: Prinzip der PIV-Methode (modifiziert von White et al. 2001)

Porenwasserdrücke, die unmittelbar entlang der Zwischenwand auftreten, wurden mithilfe von 6 Standrohren mit einem Innendurchmesser von 5 mm gemessen. Die Standrohre wurden mit einem vertikalen Abstand von 25 mm beginnend von der Unterkante der Zwischenwand auf den Ober- und Unterwasserseiten angeordnet. Die in den Versuchsboden einbindenden Enden der Standrohre wurden gegen Verstopfung durch Feinsiebe mit einer Maschenweite von 0.063 mm geschützt. Eine Nahaufnahme der Standrohre ist in Abb. 4.13 dargestellt.

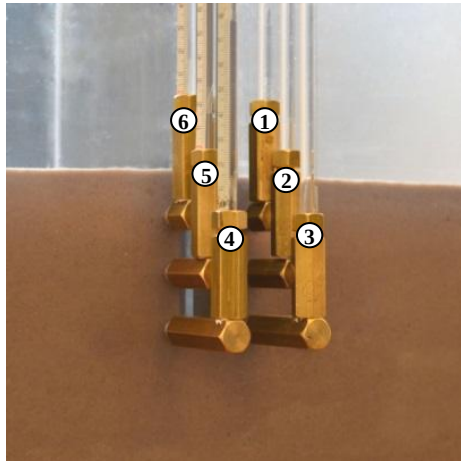


Abbildung 4.13: Anordnung der Standrohre am Versuchskasten

4.3.1 Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs

Bei den ersten Reihen der experimentellen Untersuchungen wurden drei verschiedene Fein- bis Mittelsande mit einer Korndichte von jeweils $2,65 \text{ g/cm}^3$ verwendet, deren Körnungslinien, Ungleichförmigkeitszahlen (U), Krümmungszahlen (C_c) und Mediandurchmesser (d_{50}) in Abb. 4.14 dargestellt sind.

Die Versuchsböden wurden mit dem Ziel einer möglichst homogenen und reproduzierbaren Lagerungsdichte im Versuchskasten eingebaut. Um eine lockere Lagerung zu erreichen, wurde der trockene Boden durch vorsichtiges Abkippen einer Handschaufel in den Versuchskasten eingebracht. Eine dichte Lagerung wurde hingegen durch die sogenannte „Sandregen – Technik“ erreicht (Vaid & Negussey 1984, Kuerbis & Vaid 1988, Lechner & Fuchsberger 1991, Cudmani 2001).

Dabei wurde der trockene Versuchsboden mittels eines Fallrohres auf einen Streukegel in den Versuchskasten eingerieselt. Die Fallhöhe des eingerieselten Bodens wurde mit Hilfe eines Lotes konstant gehalten. Nach dem Einbau des Bodens wurde durch einen Spachtel eine horizontale Bodenoberfläche so hergestellt, dass eine eventuelle Veränderung in der Lagerungsdichte des oberflächennahen Bodens möglichst vermieden wurde. Danach wurde der Versuchsboden von unten nach oben mit entlüftetem Wasser tropfenweise gesättigt. Anschließend wurde er zur Entfernung von unvermeidlichen Lufteinschlüssen unter geringen Potenzialunterschieden etwa 5 bis 7 Stunden durchströmt.

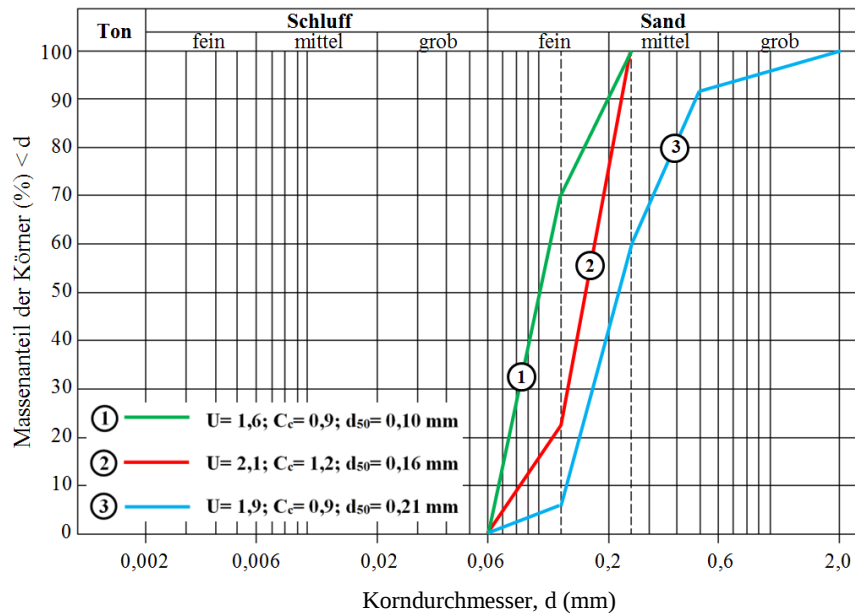


Abbildung 4.14: Körnungslinien der Fein- bis Mittelsande

Zur Ermittlung der trockenen Dichte des eingebauten Bodens wurde seine Masse vor dem Einbau gewogen und seine Porenzahl mittels Gl. (4.14) ausgerechnet:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (4.14)$$

Unter Annahme, dass der Versuchsboden nach der Sättigung und Durchströmung völlig wassergesättigt war, wurde das kritische hydraulische Gefälle des eingebauten Bodens mittels Gl. (4.15) ausgerechnet.

$$i_{krit.} = \frac{(\rho_s/\rho_w) - 1}{e + 1} \quad (4.15)$$

wobei e die Porenzahl des Bodens, ρ_s die Korndichte, ρ_d die Dichte des trockenen Bodens, und ρ_w die Dichte des Wassers sind.

Für die in Abb. 4.15 dargestellten Abmessungen des Versuchskastens und Versuchsbodens sowie eine Einbindetiefe t von 5 cm führt ein Wasserunterschied ΔH von 1 cm zwischen den Ober- und Unterwasserseiten zu einem hydraulischen Gefälle von 0,056 am Betrachtungspunkt „M“ nach Terzaghi bzw. zu einem hydraulischen Gefälle von 0,069 am Betrachtungspunkt „D“ nach Baumgart & Davidenkoff. Somit betragen die maximal erreichbaren hydraulischen Gefälle im Versuchskasten nach Terzaghi 2,2 ($= 0,056 \times 40$) und nach Davidenkoff 2,8 ($= 0,069 \times 40$). Für eine Einbindetiefe t von 10 cm hingegen betragen $i_{\max} \text{ (Terzaghi)}$ und $i_{\max} \text{ (Davidenkoff)}$ 1,3 ($= 0,032 \times 40$) bzw. 1,6 ($= 0,039 \times 40$).

Im Zuge des Versuchsablaufs erfolgte eine stufenweise Absenkung des Wasserspiegels in der linken Seite des Versuchskastens, während der Wasserspiegel in der rechten Seite durch einen kontinuierlichen Wasserzutritt und einen Überlauf konstant gehalten wurde (siehe Abb. 4.11). Das Wasser in der linken Seite wurde bis zum Erreichen eines Potenzialunterschieds, der nach dem Verfahren von Baumgart & Davidenkoff zum Bruch führte, jeweils um 2 cm abgesenkt. Danach wurde das Wasser jeweils um 0,5 cm abgesenkt. Hierbei wurde nach jeder Absenkung solange abgewartet, bis das System einen stationären Zustand erreicht hatte. Im Fall des Auftritts

erster Quellbildungen bzw. Deformationen in der Unterwasserseite oder einer bemerkenswerten Veränderung der Wasserhöhe an den Standrohren wurde die Absenkung des Wasserspiegels gestoppt. Nach Sentko (1961) kann die Aufbruchsdauer Δt mittels Gl. (4.16) abgeschätzt werden:

$$\Delta t = \frac{\frac{n_2 - n_1}{1 - n_2} \cdot \gamma_w}{(\gamma_s - \gamma_w) \left[\left(\frac{n_2^2}{1 - n_2} \right) - \left(\frac{n_1^2}{1 - n_1} \right) \right]} \cdot \frac{t}{\kappa} \quad (4.16)$$

Hierbei entspricht n_2 dem Porenanteil des Versuchsbodens in der lockersten Lagerung, n_1 dem Porenanteil am Versuchsanfang und t der Einbindetiefe. Der von Porenanteil unabhängige Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens κ berechnet sich wie folgt:

$$\kappa = \frac{k}{\left(\frac{n}{1 - n} \right)^2} \quad (4.17)$$

Hierbei stellt k den Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens für einen bestimmten Porenanteil n dar. Dementsprechend variierte die Dauer der Versuche zwischen 90-120 Minuten.

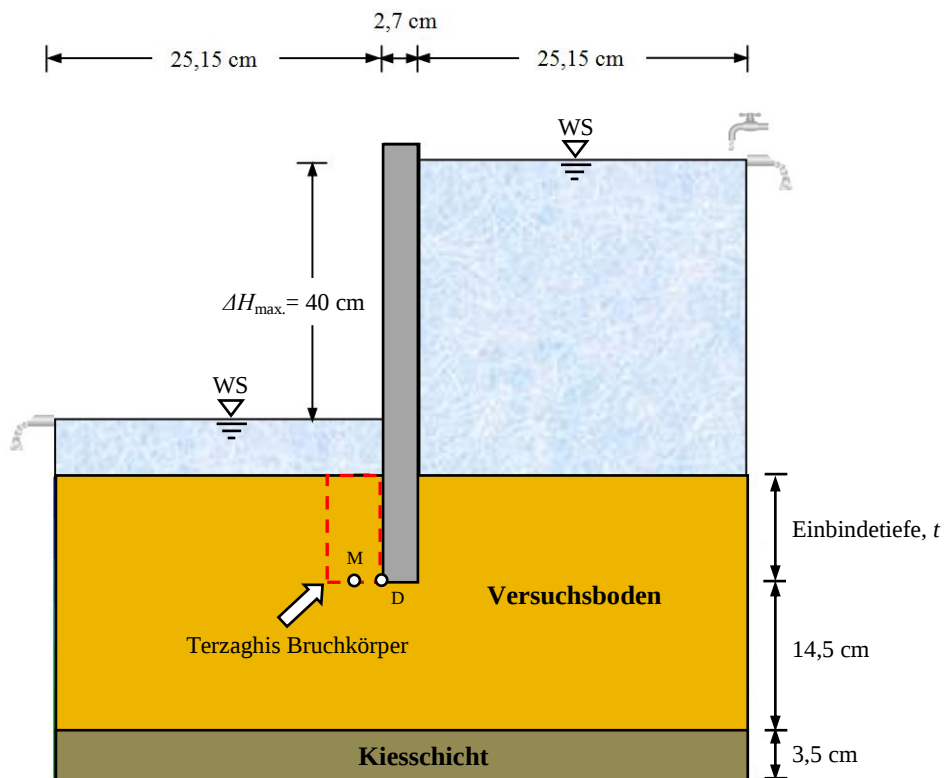


Abbildung 4.15: Abmessungen des Versuchskastens und Versuchsbodens

Bei den durchgeführten Versuchen wurden in der Regel vier typische Bruchstadien beobachtet:

- geringe Hebungen auf der Unterwasserseite (Abb. 4.16a),
- erste Anzeichen eines Fließsand-Zustandes bzw. ein vulkanartiger Durchbruch im Eckbereich mit oder ohne Setzungen auf der Oberwasserseite (Abb. 4.16b),
- erhebliche Hebungen mit Setzungen auf der Oberwasserseite (Abb. 4.16c),
- unter konstantem Potenzialunterschied fortschreitende Hebungen und letztendlich ein totaler Kollaps (Abb. 4.16d).

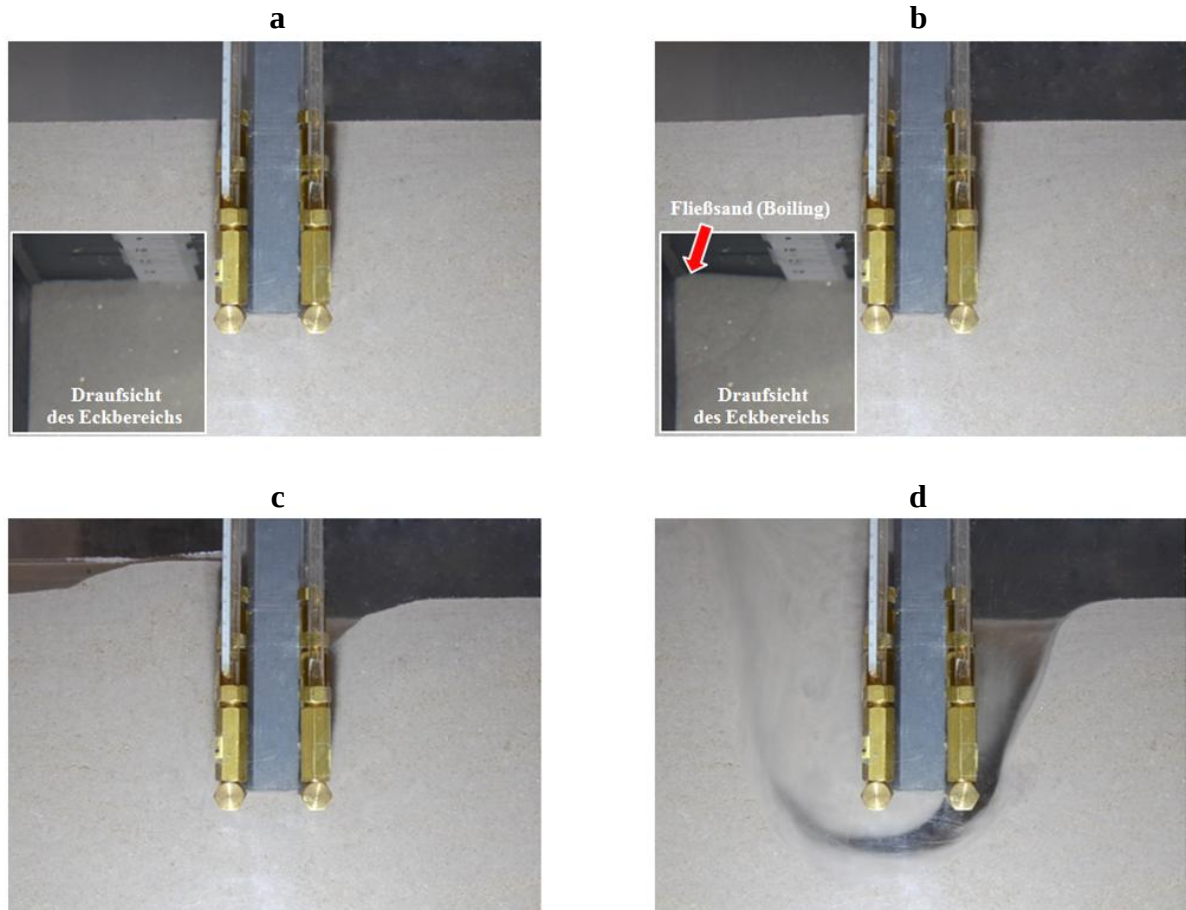


Abbildung 4.16: Beobachtete Bruchstadien bei den Versuchen an Fein- bis Mittelsanden

Die Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede sind in Tab. 4.1 zusammengefasst. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit wurde jeder Versuch zweimal durchgeführt, und die festgestellten Abweichungen sind jeweils in Klammern angegeben.

Tabelle 4.1: Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede in Fein- bis Mittelsanden

Versuch Nr.	Boden Nr.	I_D (%)	t (cm)	Theoretisch ermittelte kritische Potenzialunterschiede ΔH (cm)			Experimentell ermittelte kritische Potenzialunterschiede ΔH (cm)		$\frac{\Delta H_{\text{Fließsand}}}{\Delta H_{\text{Fließsand}}}$ (exp.) / (theor.)
				Nach Baumgart & Davidenkoff	Nach Terzaghi	Nach Fließsand- Zustand	Erste Anzeichen des Fließsand- Zustandes	Totaler Kollaps	
1	1	28	5	11,3	13,9	14,7	13,5	15,5	0,92
2			10	20	24,4	25,6	25 (25,5)	26 (27)	0,98
3	2	30	5	12	14,7	15,6	14 (14,5)	17	0,90
4			10	21,3	25,9	27,2	27	28,5	0,99
5	3	33	5	13,5	16,6	17,6	15,5	21,5 (22)	0,88
6			10	23,8	29,1	30,5	30 (30,5)	35	0,98
7	1	90	5	12,9	15,9	16,9	17,5	18,5 (19)	1,04
8	2	91	5	13,6	16,7	17,7	19,5 (20)	22	1,10
9	3	94	5	15,1	18,6	19,7	23	26,5 (27)	1,17

Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich, dass die zum totalen Kollaps führenden Potenzialunterschiede bei allen Versuchen größer als die theoretisch ermittelten kritischen Potenzialunterschiede sind. Ein Potenzialunterschied, der nach Baumgart & Davidenkoff oder Terzaghi theoretisch zum Bruch führt, entspricht geringen Hebungen in

der Baugrubensohle. Bei den lockeren Sanden mit einer Einbindetiefe von 10 cm und bei den dichten Sanden mit einer Einbindetiefe von 5 cm lag die maximale Hebung für die theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialunterschiede zwischen 2,5 mm (bei der lockeren Lagerung) bzw. 4 mm (bei der dichten Lagerung). Diese Hebungen verursachten keine Setzung auf der Oberwasserseite. Eine Setzung ist erst kurz vor dem totalen Kollaps aufgetreten. Bei den lockeren Sanden mit einer Einbindetiefe von 5 cm entstand hingegen infolge des Fließsand-Zustandes, der deutlich früher als der theoretisch ermittelte Fließsand-Zustand auftrat, eine Setzung von 0,5 bis 1,5 mm auf der Oberwasserseite. Jedoch behielt das System seine Stabilität, wenn keine weitere Absenkung des Wassers vorgenommen wurde. Eine weitere Absenkung führte zu weiteren Deformationen und letztendlich zu einem unter konstantem Potenzialunterschied fortschreitenden totalen Kollaps.

Die Abbildungen 4.17 und 4.18 stellen einen Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Versuch Nr. 5 bzw. 9 dar. Hierbei wurden nur Versuchsergebnisse dargestellt, in denen erste Anzeichen eines Fließsand-Zustandes und totaler Kollaps an der Vorderseite des Versuchskastens aufgetreten sind. Der Grund dafür ist, dass die Druckmessungen und PIV-Bilder nur an der Vorderseite des Versuchskastens gemacht wurden.

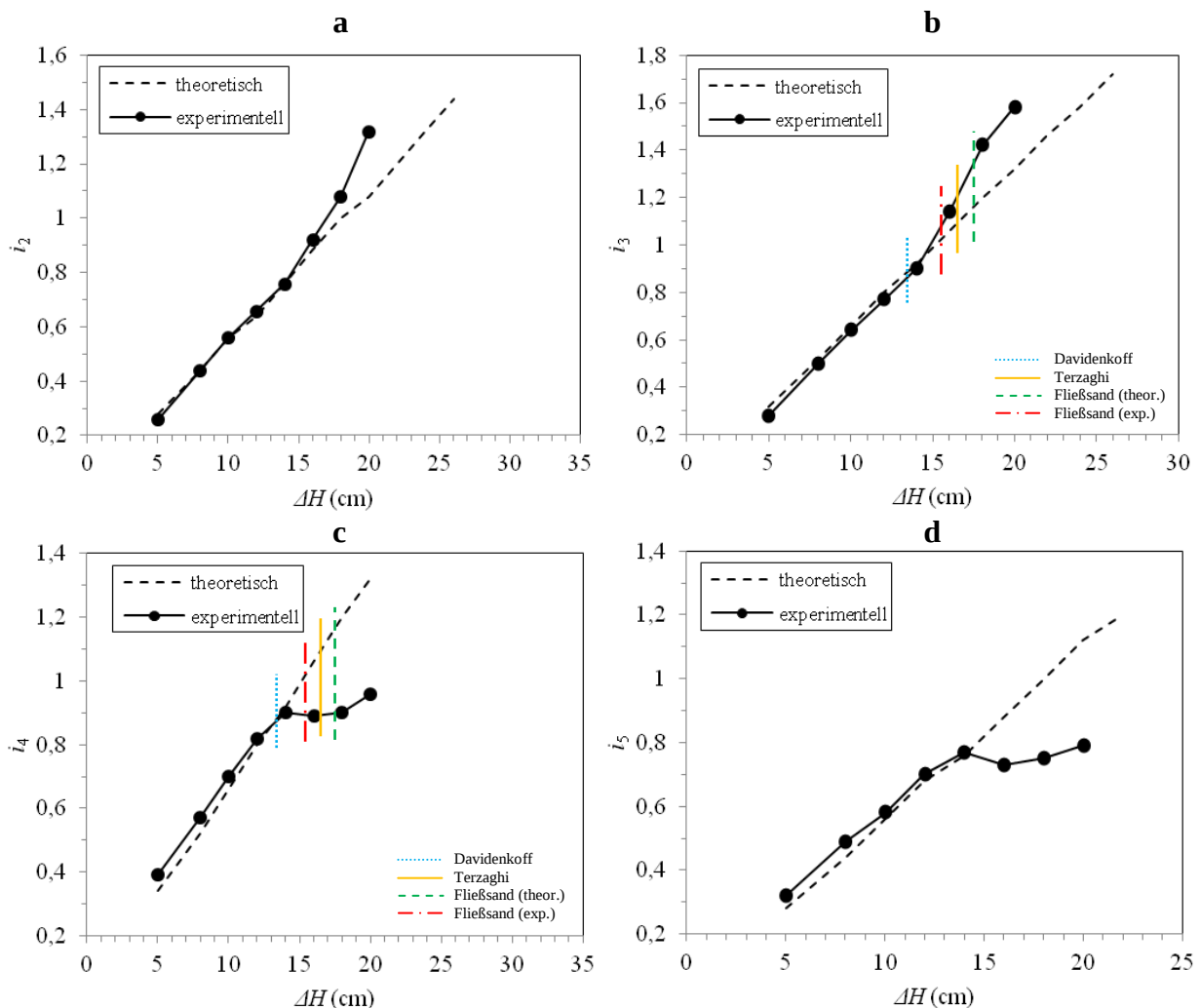


Abbildung 4.17: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretischen Gefällen für Boden Nr. 3 in lockerer Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5.

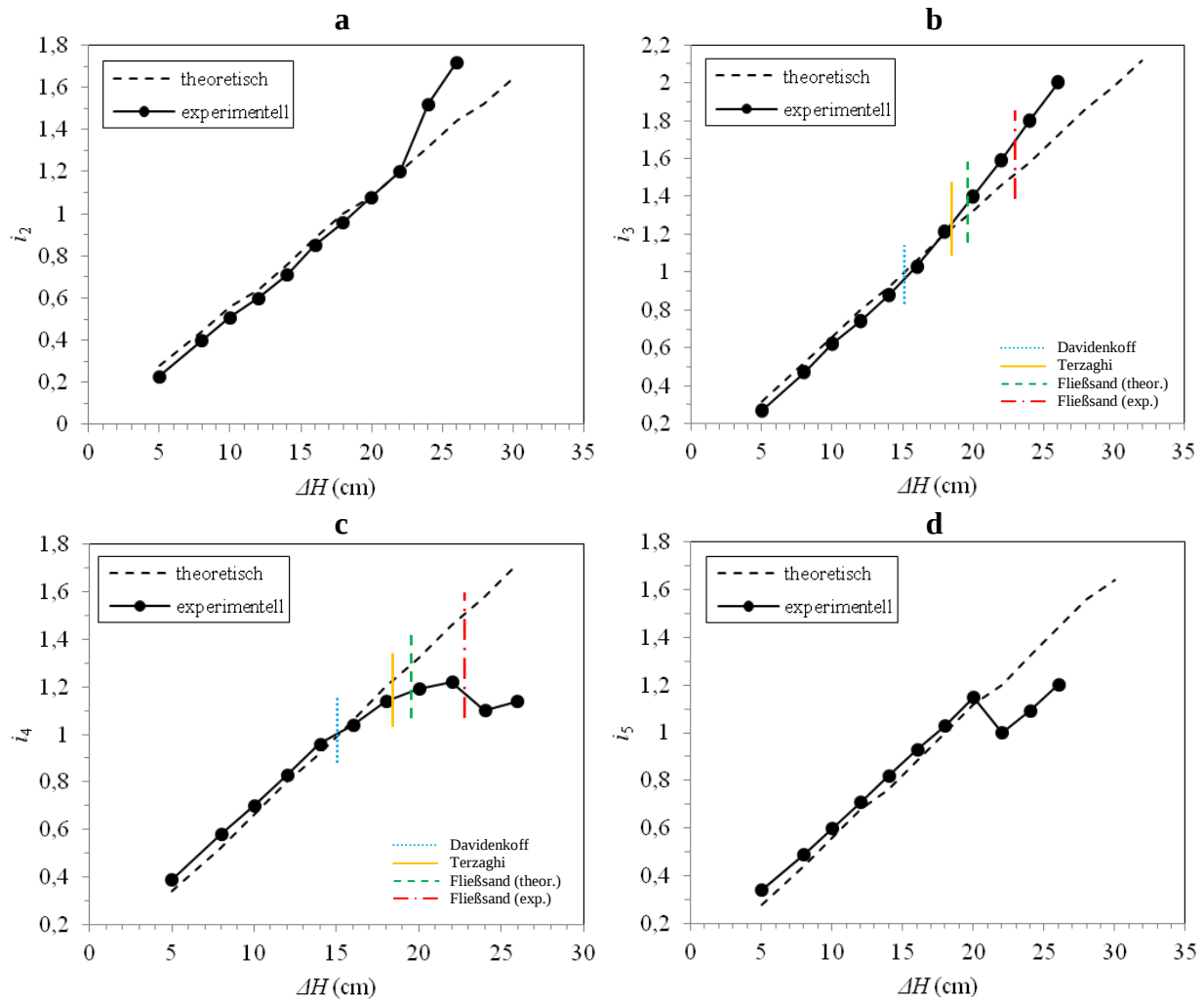


Abbildung 4.18: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretischen Gefällen für Boden Nr. 3 in dichter Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5

Hierbei sind i_2 und i_3 die hydraulischen Gefälle zwischen der Bodenoberfläche auf der Oberwasserseite und dem Standrohr 2 bzw. 3, während i_4 und i_5 die hydraulischen Gefälle zwischen der Bodenoberfläche auf der Unterwasserseite und dem Standrohr 4 bzw. 5 sind (siehe Abb. 4.13). Bei der lockeren Lagerung war die maximale Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen bis zum ersten Anzeichen des Fließsand-Zustandes geringer als 15%. Bei der dichten Lagerung hingegen war die maximale Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen bis zum theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialunterschied, geringer als 10%. Die Böden Nr. 1 und Nr. 2 hatten die etwa gleichen Werte wie beim Boden Nr. 3.

Das Verhältnis des experimentell ermittelten Potenzialunterschiedes $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}}$, der zur ersten Anzeichen eines Fließsand-Zustandes führte, zum theoretisch ermittelten Potenzialunterschied $\Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$, der für die Entstehung eines Fließsand-Zustandes am unendlich schmalen Stromfaden unmittelbar entlang der Wand erforderlich war, variierte bei den durchgeführten Versuchen an lockeren Fein-bis Mittelsanden zwischen 0,88 und 0,99 sowie an dichten Fein-bis Mittelsanden zwischen 1,04 und 1,17, wie in Tab. 4.1 dargestellt. Diese Werte stimmen sehr gut mit jenen überein, die durch die eindimensionalen Durchströmungsversuche an mitteldichten und dichten Sanden gewonnen wurden (siehe Kapitel 3, Abschnitt 3.1.1).

Das Verhältnis von $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ erhöhte sich mit zunehmender Einbindetiefe. Bei den Versuchen mit Einbindetiefe von 10 cm waren entstehende vulkanartige Durchbrüche schwächer als bei den Versuchen mit Einbindetiefe von 5 cm. Dies erklärt sich dadurch, dass für die vollständige Ausbildung eines Erosionskanals ein hinreichendes Wasserdargebot erforderlich ist. Unter gleichem Potenzialunterschied verringert sich die in die Unterwasserseite eintretende Durchflussmenge pro Zeiteinheit mit zunehmender Bodenhöhe auf der Oberwasserseite.

Durch hydraulischen Grundbruch beschädigte Bereiche

Wie bereits in Abb. 4.5b dargestellt, nimmt das Verhältnis von $i_{\text{Davidenkoff}} / i_{\text{Terzaghi}}$ mit geringer werdendem Verhältnis von b/t ab. D. h. mit abnehmender b/t stellt sich ein etwa gleiches hydraulisches Gefälle über die gesamte Baugrubensohle ein. Es folgt daraus, dass ein Bemessungsfehler bei einer Baugrube mit relativ geringer b/t nicht nur zum Schaden des Eckbereichs sondern der gesamten Baugrubensohle führen würde. Dies wird für Boden Nr. 2 in Abb. 4.19 veranschaulicht.

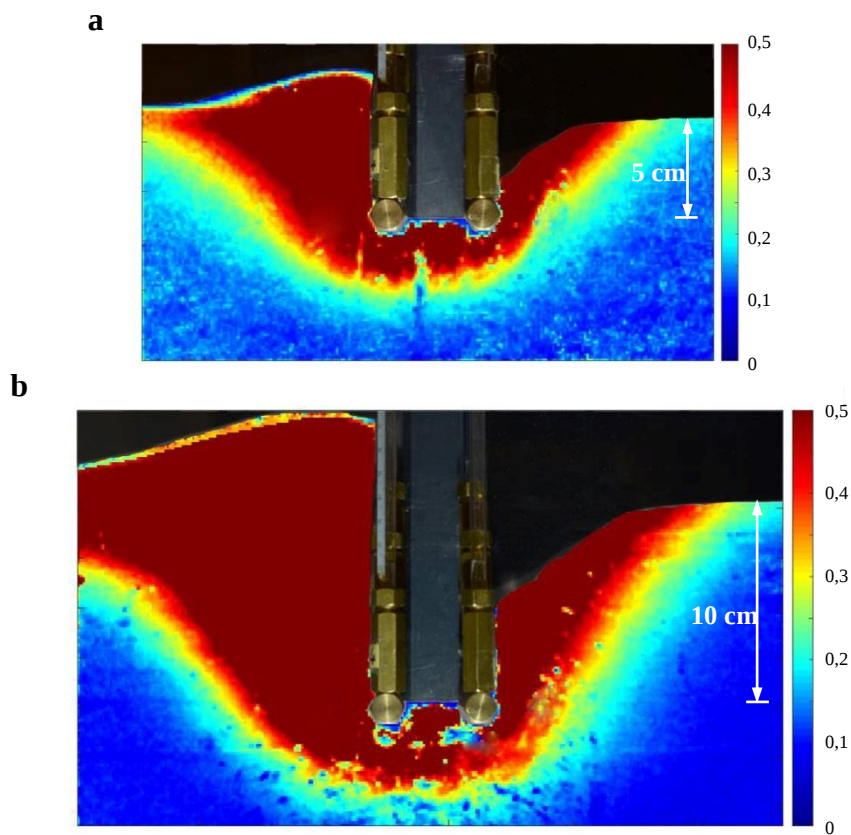


Abbildung 4.19: Einfluss von b/t auf den durch hydraulischen Grundbruch beschädigten Bereich (Die Bodenoberflächen auf den Ober- und Unterwasserseiten haben die gleiche Höhe von 5 cm bzw. 10 cm): (a) $I_D = 30\%$, $b/t = 5$, (b) $I_D = 30\%$, $b/t = 2,5$

Für Boden Nr. 2 zeigt Abb. 4.20 den Einfluss der bezogenen Lagerungsdichte I_D und der Bodenhöhe auf der Oberwasserseite auf den durch hydraulischen Grundbruch beschädigten Bereich. Wie in Abb. 4.20 zu sehen ist, wird der beschädigte Bereich mit zunehmender Bodenhöhe auf der Oberwasserseite breiter, während er mit zunehmender Lagerungsdichte schmaler wird.

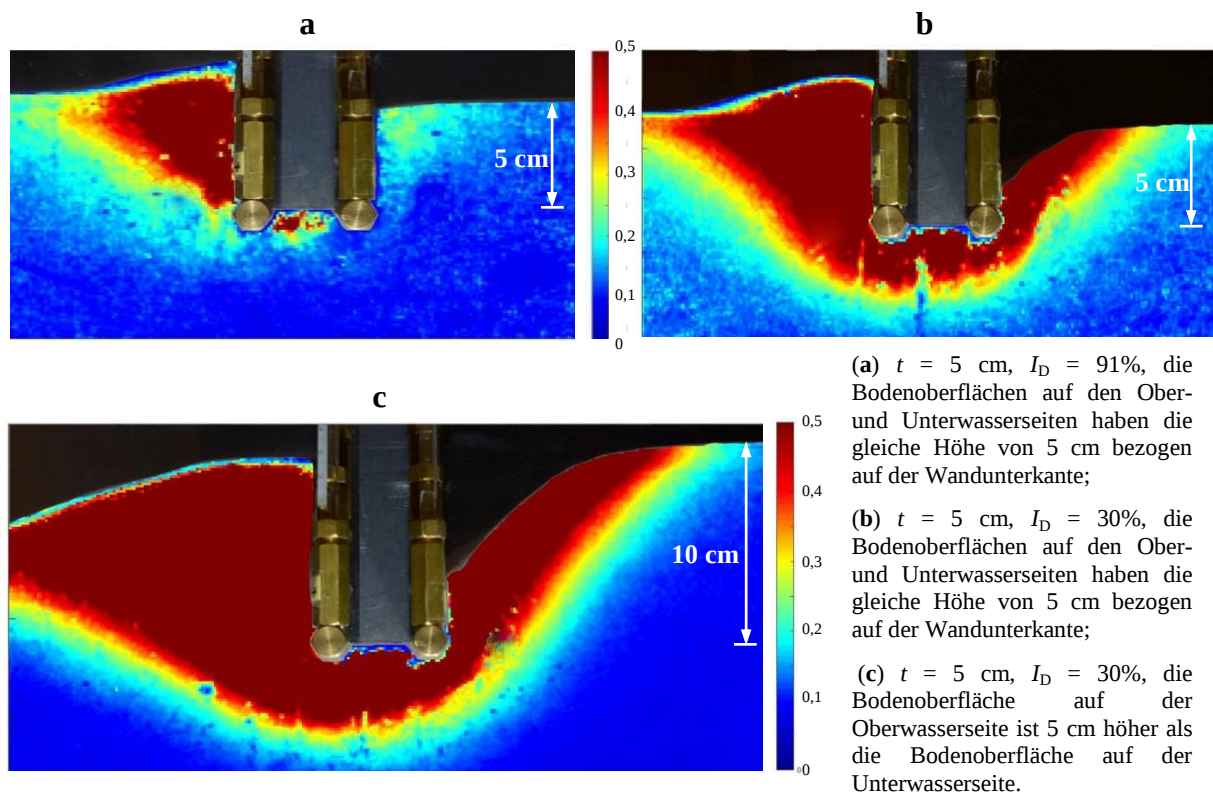


Abbildung 4.20: Einfluss der bezogenen Lagerungsdichte I_D und der Bodenhöhe auf der Oberwasserseite auf den durch hydraulischen Grundbruch beschädigten Bereich

Hierbei ist anzumerken, dass die Abbildungen 4.19 und 4.20 totale Verschiebungen in cm zeigen, die bei den Modellversuchen mittels PIV-Methode gewonnen wurden. Zur Erstellung dieser Bilder wurde gleicher Maßstab verwendet, sodass ihre Größenordnungen irreführend sind.

4.3.2 Einfluss der Korngrößenverteilungen von nichtbindigen Böden auf hydraulischen Grundbruch

Hinsichtlich der beim Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte unterscheidet man in DIN 1054 (2010-12) zwischen günstigen und ungünstigen Böden. Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer Ton sind als günstige Böden anzusehen, während locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher Ton als ungünstige Böden anzusehen sind. Bei günstigen Böden werden dementsprechend relativ geringe Teilsicherheitsbeiwerte verwendet (siehe Tab. 3.1).

Für mindestens steife Tone erklärt sich diese Unterscheidung durch die vorhandene Kohäsion von Tonpartikeln untereinander. Infolge der Grundwasserströmung werden die einzelnen Körner einer mindestens steifen Tonschicht nicht ausgespült, sondern wird das zusammenhängende Bodenvolumen deformiert (Davidenkoff 1973, Wudtke 2014). D. h. bei mindestens steifen Tönen ist ein Fließsand-Zustand ähnliches Verhalten ausgeschlossen. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass bei Tonböden die Erscheinung „Dispersivität“ relevant sein könnte. Die Dispersivität besagt, dass sich Tonpartikel, die mit Wasser in Verbindung kommen, infolge chemischer Effekte aus dem Boden lösen und ins Wasser übergehen (Terzaghi & Peck 1961, Sherard et al. 1976).

Der Grund der Verwendung der relativ geringen Teilsicherheitsbeiwerte, die in DIN 1054 (2010-12) für Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerten Sand mit Korngrößen über 0,2 mm empfohlen werden, ist hingegen nicht klar. Die Gründe für diese Unklarheit sind folgende:

- Beim Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch spielt die Korngrößenverteilung eines homogenen isotropen nichtbindigen Bodens hinsichtlich ihres Einflusses auf das Gewicht des Bruchkörpers von Terzaghi eine Rolle. Beim Sicherheitsnachweis wird dieser Einfluss durch die Verwendung der unterschiedlich großen Wichtewerte bzw. Porenzahlwerte der Böden berücksichtigt. Im Hinblick auf die sich einstellenden Wasserdruckhöhen in der Baugrube bzw. im Bruchkörper spielt hingegen die Korngrößenverteilung des Bodens keine Rolle. Es ist aus der Laplace'schen partiellen Differentialgleichung 2. Ordnung bekannt, dass die Porenwasserdruckverteilung in einer Baugrube, die in einem homogenen isotropen halb-unendlichen Raum ($k_x = k_y = k_z$) hergestellt ist, nicht vom Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens beeinflusst wird (siehe Gl. 2.33 in Kapitel 2.2.1).
- Eindimensionale Strömungsversuche zeigen deutlich, dass die experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefälle bei gleichförmigen Grobsanden bis Mittelkiesen ganz in der Nähe der theoretisch ermittelten Werte liegen (Herzog 1938, Sentko 1961, Kokusho & Fujikura 2008).

Zur Untersuchung des Einflusses der Korngrößenverteilungen von nichtbindigen Böden auf hydraulischen Grundbruch wurden weitere Versuche zusätzlich zu den in Abschnitt 4.3.1 angegebenen Versuchen durchgeführt. Die Körnungslinien der bei diesen Versuchen verwendeten Böden sind in Abb. 4.21 dargestellt.

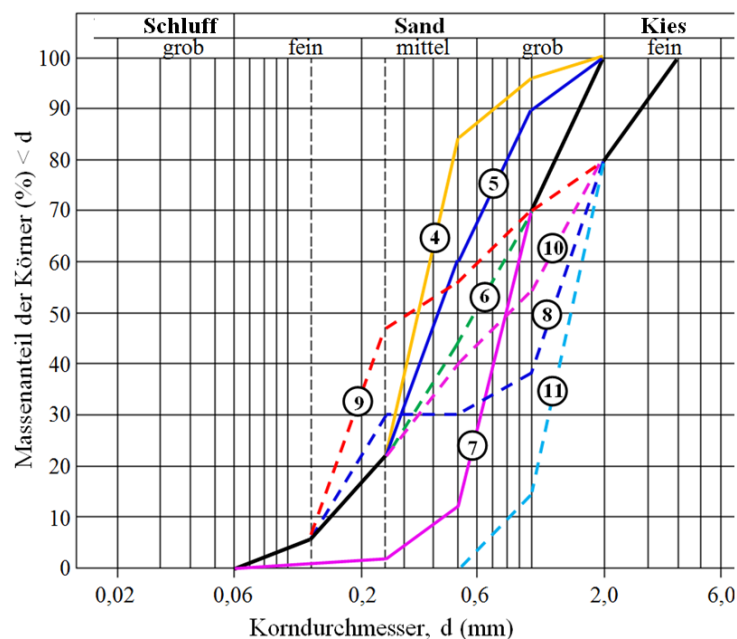


Abbildung 4.21: Körnungslinien der Versuchsböden

Die Ungleichförmigkeitszahlen U , die Krümmungszahlen C_c , die Mediandurchmesser d_{50} , die Korndichten ρ_s , die maximalen und minimalen Porenzahlen $e_{\max}$ und $e_{\min}$, die Porenzahlen beim Einbau e , die bezogenen Lagerungsdichten I_D , die Durchlässigkeitsbeiwerte k und die Reibungswinkel φ von allen Versuchsböden, die in dieser Arbeit zum Einsatz kamen, werden gemäß DIN 18123, 18124, 18126, 18130-1 und 18137-3 ermittelt und in Tabelle 4.2 aufgelistet.

Tabelle 4.2: Physikalische Eigenschaften der Versuchsböden

Boden Nr.	U	C_c	d_{50} (mm)	ρ_s (g/cm ³)	$e_{max.}$	$e_{min.}$	e	I_D (%)	$k^{(1)}$ (m/s)	$\varphi^{(2)}$ (Grad)
1	1,6	0,9	0,1	2,65	1,233	0,812	1,115	28 (locker)	$2,0 \cdot 10^{-5}$	37,8
							0,854	90 (dicht)	$9,2 \cdot 10^{-6}$	39,9
2	2,1	1,2	0,16	2,65	1,110	0,728	0,995	30 (locker)	$2,7 \cdot 10^{-5}$	39,9
							0,762	91 (dicht)	$1,2 \cdot 10^{-5}$	42,8
3	1,9	0,9	0,21	2,65	0,873	0,568	0,773	33 (locker)	$4,1 \cdot 10^{-5}$	39,9
							0,585	94 (dicht)	$2,0 \cdot 10^{-5}$	43,3
4	2,8	1,4	0,35	2,64	0,846	0,554	0,745	35 (mitteldicht)	$4,5 \cdot 10^{-5}$	41,3
							0,561	94 (dicht)	$1,6 \cdot 10^{-5}$	44,4
5	3,6	1,3	0,40	2,64	0,807	0,506	0,671	43 (mitteldicht)	$5,0 \cdot 10^{-5}$	44,6
							0,520	95 (dicht)	$1,4 \cdot 10^{-5}$	47,7
6	5,7	1,0	0,60	2,64	0,742	0,468	0,614	47 (mitteldicht)	$6,2 \cdot 10^{-5}$	45,5
7	2,0	0,9	0,80	2,66	0,822	0,570	0,738	33 (locker)	$2,5 \cdot 10^{-4}$	43,9
							0,575	98 (dicht)	$9,8 \cdot 10^{-5}$	49,5
8	11,5	0,3	1,30	2,64	0,656	0,388	0,501	58 (mitteldicht)	$3,5 \cdot 10^{-5}$	42,6
9	4,6	0,4	0,30	2,65	0,695	0,430	0,568	48 (mitteldicht)	$2,0 \cdot 10^{-5}$	42,0
10	8,6	0,7	0,80	2,65	0,688	0,425	0,549	53 (mitteldicht)	$1,1 \cdot 10^{-4}$	42,7
							0,690	32 (locker)	$8,6 \cdot 10^{-4}$	46,1
11	2,1	1,1	1,45	2,66	0,756	0,548	0,553	98 (dicht)	$4,1 \cdot 10^{-4}$	53,2

¹⁾ Durchlässigkeitsbeiwerte der Versuchsböden wurden bei den vertikal von unten nach oben durchströmten Proben unter einem hydraulischen Gefälle von 1 ermittelt.

²⁾ Die Reibungswinkel der Versuchsböden wurden unter einem Normalspannungsbereich von 15 bis 60 kN/m² ermittelt.

Die Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede sind in Tab. 4.3 zusammengefasst. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit wurde jeder Versuch zweimal durchgeführt. Die festgestellten Abweichungen sind in Klammern angegeben. Hierbei wurden die Versuchsböden zunächst mit möglichst lockerer Lagerung in den Versuchskasten eingebaut. Kam ein totaler Kollaps zustande, wurde der Boden mit dichter Lagerung eingebaut.

Tabelle 4.3: Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede in Feinsanden bis Feinkiesen

Versuch Nr.	Boden Nr.	I_D (%)	t (cm)	Theoretisch ermittelte kritische Potenzialunterschiede ΔH (cm)			Experimentell ermittelte kritische Potenzialunterschiede ΔH (cm)		$\frac{\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}}}{\Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}}$
				Nach Baumgart & Davidenkoff	Nach Terzaghi	Nach Fließsand-Zustand	Erste Anzeichen des Fließsand-Zustandes	Totaler Kollaps	
10	4	35	5	13,6	16,8	17,8	19 (19,5)	26	1,07
11		94	5	15,2	18,8	19,9	25 (24,5)	31,5	1,26
12	5	43	5	14,2	17,5	18,6	13 (13,5)	28 (27,5)	0,70
13		95	5	15,7	19,3	20,4	18 (17,5)	33	0,88
14	6	47	5	14,8	18,2	19,3	27	-	1,40
15	7	33	5	13,8	17,1	18,1	20	24	1,10
16		98	5	15,2	18,8	19,9	25	31 (31,5)	1,26
17	8	58	5	15,8	19,5	20,6	10 (9)*	-	*
18	9	48	5	15,2	18,8	19,9	18,5 (18)	-	0,93
19	10	53	5	15,4	19,0	20,2	9*	-	*
20	11	32	5	14,2	17,5	18,6	21,5	25,5 (26)	1,16
21		98	5	15,5	19,1	20,2	27	33	1,34

* Fließsand-Zustand war nicht ausgeprägt, da schon unter kleinen hydraulischen Gefällen Suffosionserscheinungen stattfanden.

- Für das mögliche maximale hydraulische Gefälle im Versuchskasten fand kein totaler Kollaps statt.

Nachstehend werden die experimentell ermittelten kritischen Potenzialunterschiede, die jeweils zu den ersten Anzeichen des Fließsandzustandes bzw. zum totalen Kollaps führten, mit den theoretisch zum Fließsandzustand

führenden Werten normiert. Hierbei wurden die sowohl in Tab. 4.1 als auch in Tab. 4.3 angegebenen Versuche mit einer Einbindetiefe von 5 cm ausgewertet.

Abbildung 4.22a zeigt das Verhältnis von $\Delta H_{\text{Fließsand (experimentell)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theoretisch)}}$ in Abhängigkeit von der Porenzahl e . Das Verhaltis variiert bei den lockeren Sanden zwischen 0,88 und 1,16, bei den mitteldichten bis dichten Sanden zwischen 0,70 und 1,40. Es ist bei Boden Nr. 5 sowohl für mitteldichte Lagerung als auch für dichte Lagerung auffällig niedrig (0,7 bzw. 0,88), während es für Boden Nr. 6 mit mitteldichter Lagerung auffällig hoch (1,40) ist. Bei den Böden Nr. 8 und Nr. 10 war die Entstehung des Fließsand-Zustandes nicht ausgeprägt, da schon unter relativ kleinen hydraulischen Gefällen Suffosionserscheinungen stattfanden.

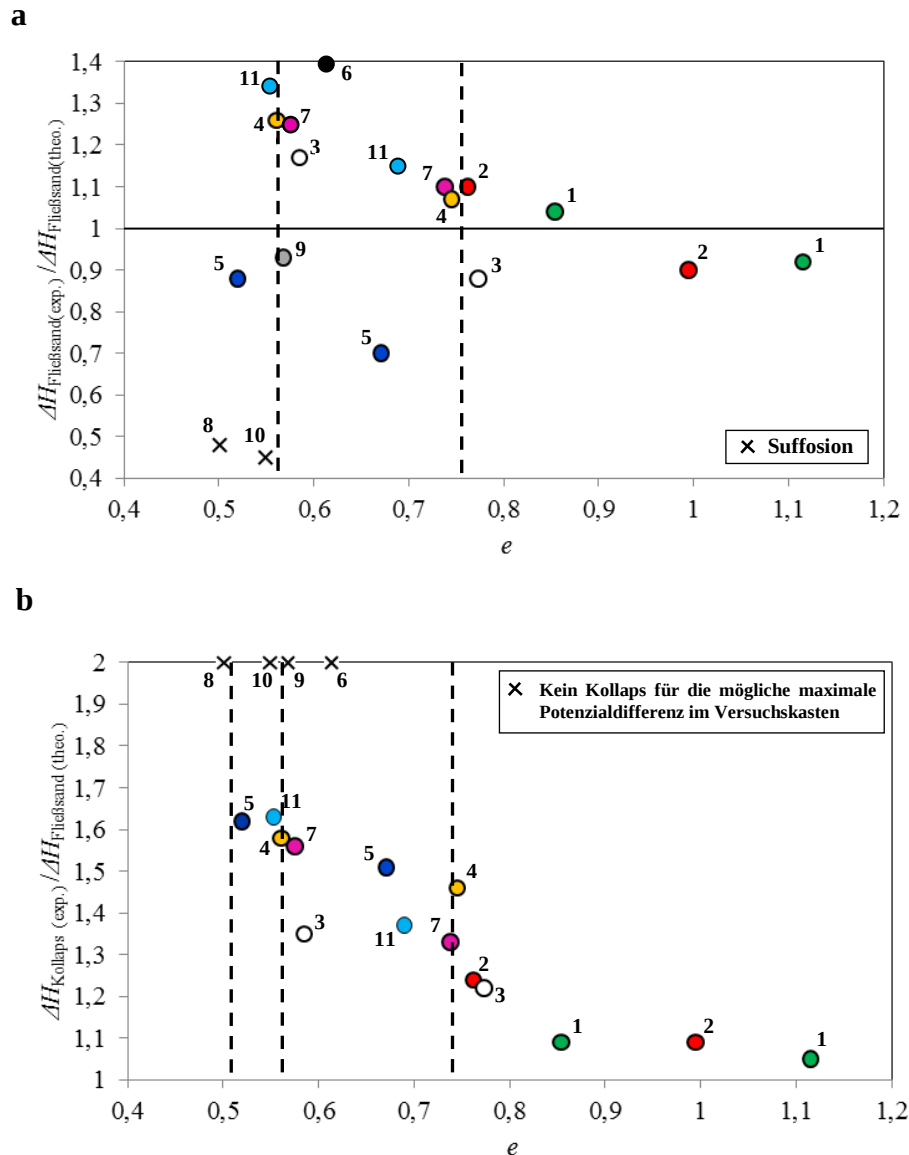


Abbildung 4.22: Normierte Potenzialdifferenzen über Porenzahlen e : (a) $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ über e , (b) $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ über e

Wie in Abb. 4.22b zu sehen ist, sind die experimentell zum totalen Kollaps führenden Potenzialunterschiede in allen untersuchten Böden größer als die theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialunterschiede, sodass das Verhaltis von $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ zwischen 1,05 und 1,62 variiert. Weiterhin nimmt dieses Verhaltis mit abnehmender Porenzahl unabhängig von der Bodenart zu.

Bei den Böden Nr. 6, 8, 9, und 10 entstand kein totaler Kollaps. Der für diese Böden in Abb. 4.22b markierte Wert wurde für die im Versuchskasten erreichbare maximale Potenzialdifferenz ermittelt. Basierend auf den Beobachtungen aus den Modellversuchen kann gesagt werden, dass die Verhältnisse von $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ für diese Böden noch größer als 2 sein müssten.

Wie in Abb. 4.22 gesehen, werden die Verhältnisse von $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ und $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ eines bestimmten Bodens mit seiner abnehmenden Porenzahl bzw. mit seiner zunehmenden bezogenen Lagerungsdichte größer. Jedoch kann die gleiche Porenzahl von unterschiedlichen Böden zu unterschiedlichen bezogenen Lagerungsdichten führen. Somit müssen beim Vergleich dieser Verhältnisse von unterschiedlichen Böden miteinander nicht nur ihre Porenzahlen sondern auch ihre Lagerungsdichten berücksichtigt werden.

Die Versuchsergebnisse zeigten, dass sich mit zunehmender Korngröße sowohl $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ als auch $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ für den Böden mit etwa gleicher Ungleichförmigkeitszahl erhöhen. Wie in Tab. 4.2 ist zu sehen, hatten Boden Nr. 3 ($d_{50} = 0,21 \text{ mm}$, $U = 1,9$) und Boden Nr. 7 ($d_{50} = 0,80 \text{ mm}$, $U = 2,0$) eine etwa gleiche Porenzahl und bezogene Lagerungsdichte. Trotzdem waren die aus Boden Nr. 7 gewonnenen Verhältnisse von $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ und $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ höher als Boden Nr. 3 (siehe Abb. 4.22a bzw. b). Der Einfluss der Korngröße auf hydraulischen Grundbruch ist auch beim Vergleich der Versuchsergebnisse des Bodens Nr. 7 mit Boden Nr. 2 ($d_{50} = 0,16 \text{ mm}$, $U = 2,1$) zu sehen. Bei einer etwa gleichen Porenzahl der beiden Böden war das Verhältnis von $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ für Boden Nr. 7 höher als Boden Nr. 2, obwohl die bezogene Lagerungsdichte von Boden Nr. 2 viel höher als Boden Nr. 7 war. Die ähnlichen Ergebnisse wurden für die dichten Lagerungen der Böden Nr. 3, 7 und 11 erhalten. Boden Nr. 11 ($d_{50} = 1,45 \text{ mm}$, $U = 2,1$) und Boden Nr. 7 zeigten die größeren Verhältnisse von $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ und $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ im Vergleich zu Boden Nr. 7 bzw. Boden Nr. 3. Der Einfluss der Korngröße auf hydraulischen Grundbruch erklärt sich durch die Reibungswinkel der Versuchsböden. Bei einer etwa gleichen Ungleichförmigkeitszahl erhöhen sich anscheinend diese Verhältnisse mit zunehmendem Reibungswinkel ($\varphi_{\text{Boden 11}} > \varphi_{\text{Boden 7}} > \varphi_{\text{Boden 3}}$).

Obwohl die Böden Nr. 3, 4, 7, 9, 10, und 11 eine etwa gleiche Porenzahl hatten, ist kein totaler Kollaps bei den Böden Nr. 9 und Nr. 10 eingetreten (siehe Abb. 4.22b). Weiterhin hatten die Böden Nr. 9 und Nr. 10 im Vergleich zu den Böden Nr. 3, 4, 7, und 11 geringere bezogene Lagerungsdichten und geringere Reibungswinkel (siehe Tab. 4.2). Dies traf auch auf die Böden Nr. 5 und Nr. 8 zu, die eine etwa gleiche Porenzahl aufwiesen. Bei Boden Nr. 8 ist kein totaler Kollaps eingetreten, obwohl seine bezogene Lagerungsdichte und sein Reibungswinkel geringer als Boden Nr. 5 waren. Hierbei unterschieden sich die Böden Nr. 6, 8, 9, und 10 von den übrigen Böden durch ihre relativ hohen Ungleichförmigkeitszahlen. Anscheinend erhöht sich das Verhältnis von $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ mit zunehmender Ungleichförmigkeitszahl. Ein hydraulisches Gefälle von $2 \cdot i_{\text{Fließsand (theor.)}}$ war zur Entstehung des totalen Kollapses bei den Böden mit Ungleichförmigkeitszahlen gleich oder größer 4,6 nicht ausreichend. Jedoch ist schwierig, eine Aussage über den Einfluss der Ungleichförmigkeitszahl auf $\Delta H_{\text{Fließsand (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ zu treffen.

Im Folgenden werden die aus den durchgeführten Modellversuchen gewonnenen Messergebnisse und Beobachtungen dargestellt.

Boden Nr. 7 wurde aus Boden Nr. 6 gewonnen, indem die Körner mit Durchmesser kleiner als 0,25 mm aus Boden Nr. 6 eliminiert wurden. Boden Nr. 11 wurde hingegen aus Boden Nr. 8 gewonnen, indem die Körner mit Durchmesser kleiner als 0,5 mm aus Boden Nr. 8 eliminiert wurden (siehe Abb. 4.21). Bei den Böden Nr. 7 und Nr. 11 mit lockerer Lagerung traten die ersten Anzeichen eines Fließsand-Zustandes im Gegensatz zu den Böden Nr. 1, 2, und 3 deutlich später als der theoretische Fließsand-Zustand auf, wie in Abb. 4.22a gezeigt. Bei Boden Nr. 7 lagen die maximalen Hebungen für die theoretisch zum Fließsand-Zustand führende Potenzialdifferenz zwischen 4,5 mm (bei lockerer Lagerung) und 5,5 mm (bei dichter Lagerung). Bei Boden Nr. 11 mit lockeren und dichten Lagerungen waren hingegen die auftretenden Hebungen zwischen 5 mm bzw. 6,5 mm. Im Vergleich zu den weiteren untersuchten Böden wiesen die Böden Nr. 7 und Nr. 11 relativ große Hebungen auf. Dies erklärt sich dadurch, dass diese Böden größere Reibungswinkel und somit größere Dilatanzwinkel als die übrigen Böden hatten. Sowohl bei lockerer Lagerung als auch bei dichter Lagerung dieser Böden stellte sich eine Setzung auf der Oberwasserseite kurz vor dem totalen Kollaps ein.

Die maximalen Abweichungen zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen waren bis zu Potenzialdifferenzen, die theoretisch zum Fließsand-Zustand führten, geringer als 15%. Für Boden Nr. 7 mit dichter Lagerung stellt Abb. 4.23 den Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Werten dar.

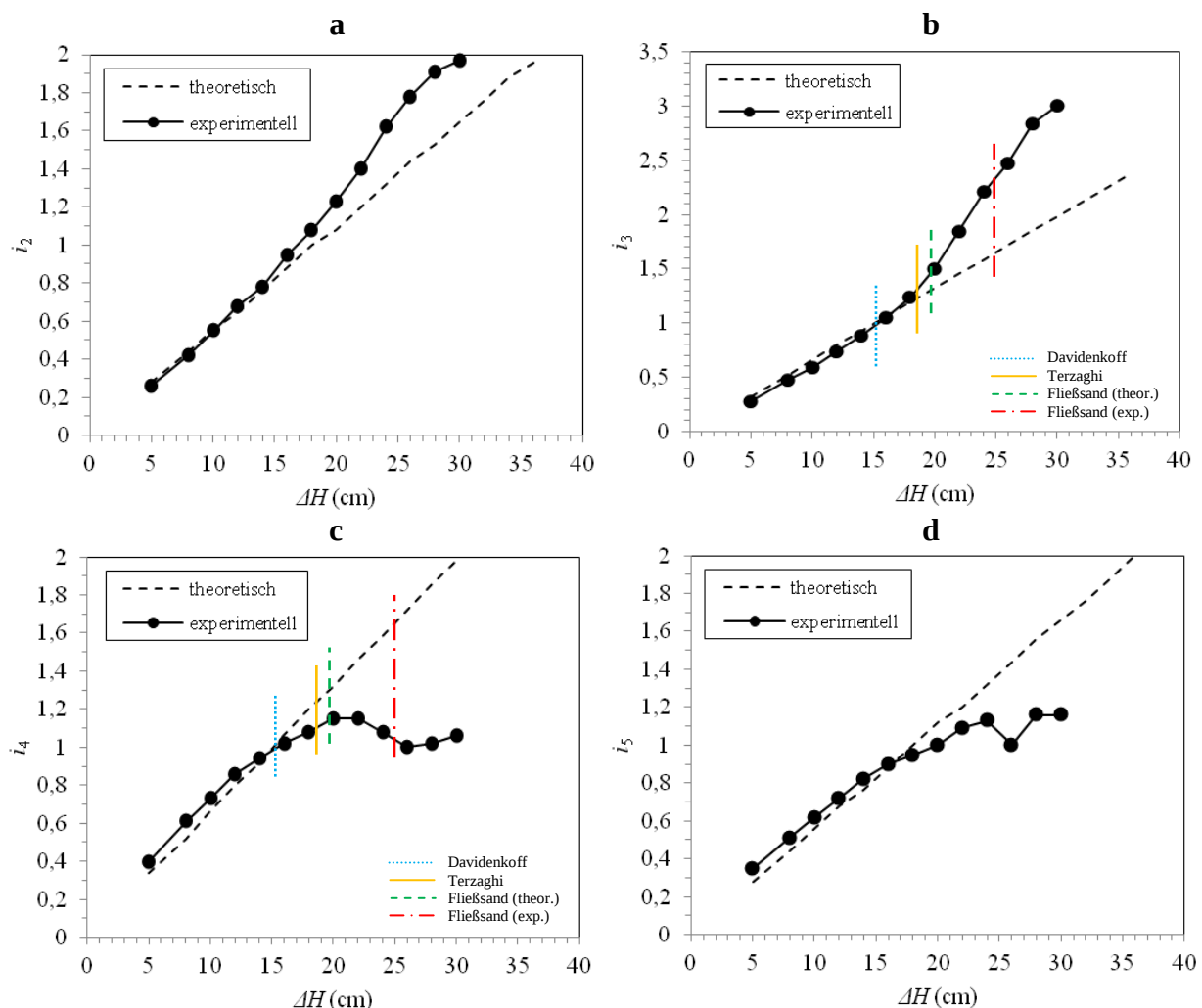


Abbildung 4.23: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretischen Gefällen für Boden Nr. 7 in dichter Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5

Bei Boden Nr. 4 stellte sich der Fließsand-Zustand sowohl bei mitteldichter Lagerung als auch bei dichter Lagerung deutlich später als der theoretisch ermittelte Fließsand-Zustand ein. Bei der theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialdifferenz lag die maximale Hebung auf der Unterwasserseite zwischen 2,5 mm (bei mitteldichter Lagerung) und 4 mm (bei dichter Lagerung). Diese Hebungen verursachten keine Setzungen auf der Oberwasserseite. Die ersten Setzungen sind kurz vor dem totalen Kollaps aufgetreten. Die maximale Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen sowohl bei mitteldichter Lagerung als auch bei dichter Lagerung war bis zur theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialdifferenz geringer als 10%.

Bei Boden Nr. 5 trat der Fließsand-Zustand sowohl für mitteldichte Lagerung als auch für dichte Lagerung deutlich früher als der theoretisch ermittelte Fließsand-Zustand auf. Im Gegensatz zu den Böden Nr. 1, 2, und 3 verursachten jedoch die ersten Anzeichen des Fließsand-Zustandes keine Setzung auf der Oberwasserseite. Bei mitteldichter Lagerung stellte sich eine Setzung von 4 mm infolge der zunehmenden Potenzialdifferenz ein, die zwischen $\Delta H_{\text{Davidenkoff}}$ und $\Delta H_{\text{Terzaghi}}$ lag. Bei dichter Lagerung trat hingegen eine Setzung erst kurz vor dem totalen Kollaps auf. Abbildung 4.24 zeigt den Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden Nr. 5 mit dichter Lagerung. Die maximale Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen sowohl bei mitteldichter Lagerung als auch bei dichter Lagerung war bis zur experimentell zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialdifferenz geringer als 10%.

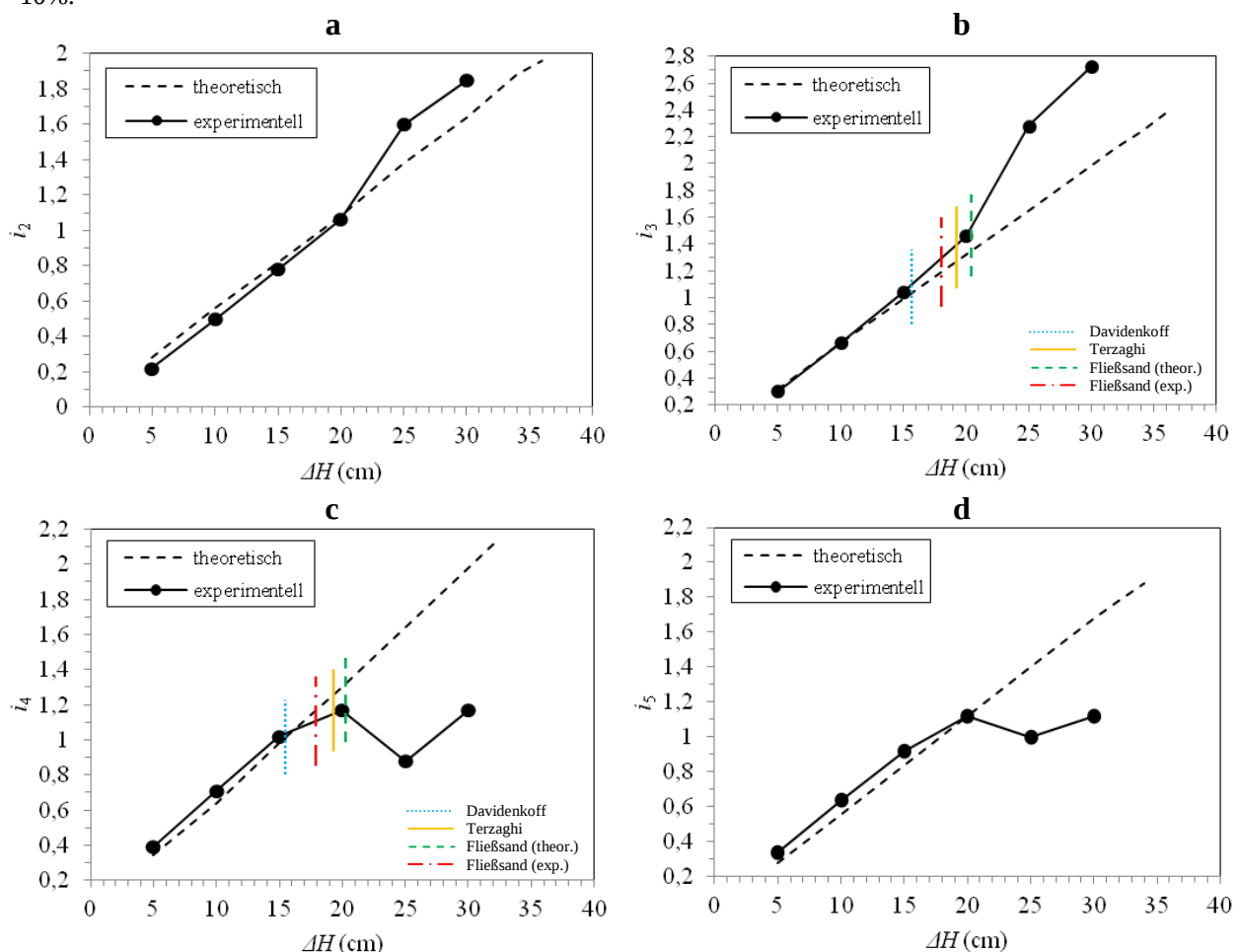


Abbildung 4.24: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretischen Gefällen für Boden Nr. 5 in dichter Lagerung: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5

Abbildung 4.25 veranschaulicht den entstehenden verflüssigten Bereich für Boden Nr. 9 unter einem hydraulischen Gefälle von 2.



Abbildung 4.25: Boden Nr. 9 unter einem hydraulischen Gefälle von 2

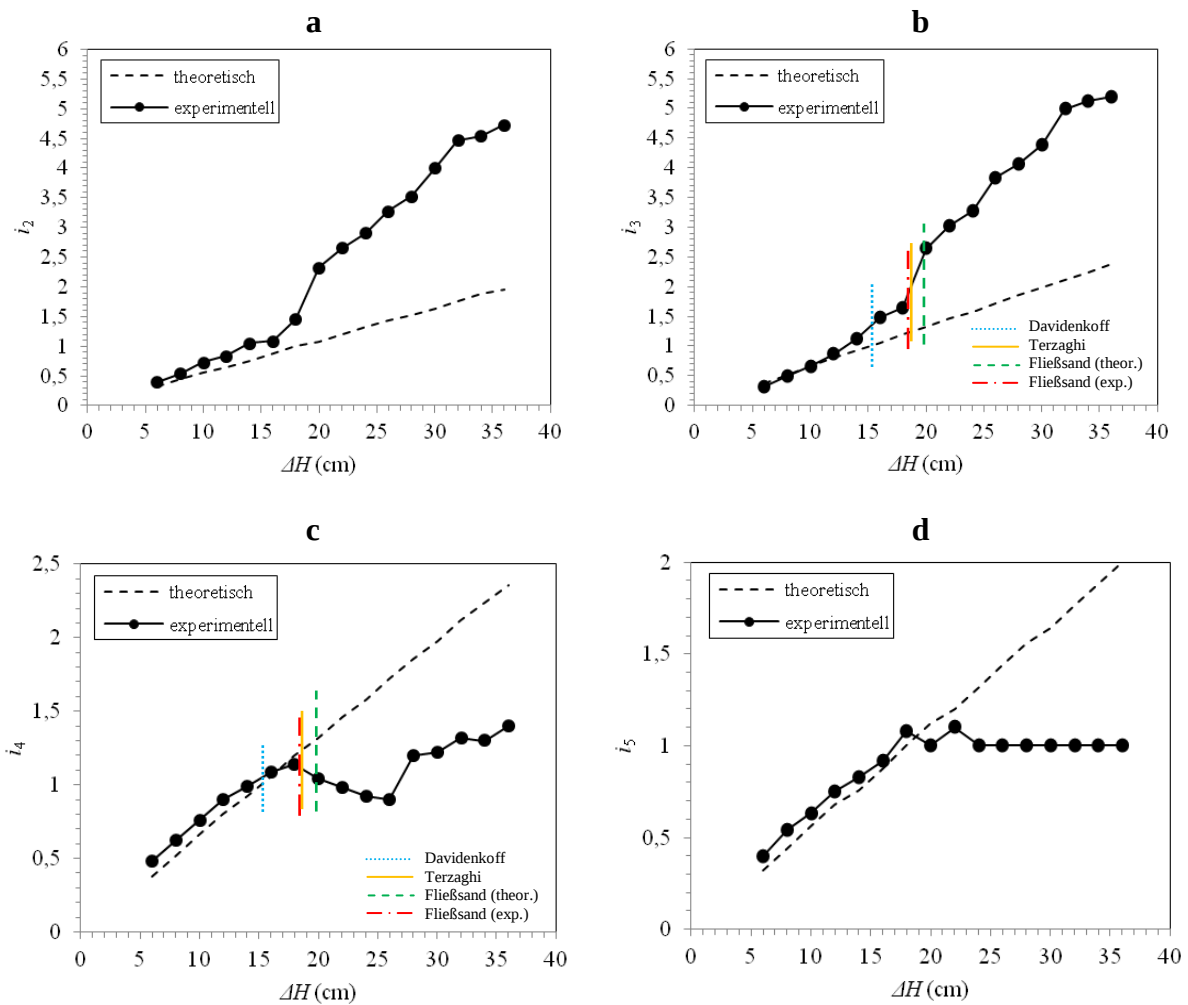


Abbildung 4.26: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden Nr. 9: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5

Bei Boden Nr. 9 entstand kein totaler Kollaps, obwohl ein starker Fließsand-Zustand unmittelbar zwischen dem Standrohr 5 und der Baugrubensohle vor der theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialdifferenz aufgetreten ist. Die ersten Anzeichen des Fließsand-Zustandes verursachten eine Setzung von etwa 1 mm auf der Oberwasserseite. Jedoch sind mit zunehmender Potenzialdifferenz bis zu 40 cm, die einem hydraulischen Gefälle von 2 entsprach, keine weitere Setzung und somit kein totaler Kollaps eingetreten.

Sowohl auf der Oberwasserseite als auch auf der Unterwasserseite wurde schon vor $\Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ eine starke Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ausgerechneten hydraulischen Gefällen ermittelt, wie in Abb. 4.26 dargestellt.

Ein im Vergleich zum theoretischen hydraulischen Gefälle höheres hydraulisches Gefälle auf der Oberwasserseite bzw. ein im Vergleich zum theoretisch ermittelten Porenwasserdruck niedriger Porenwasserdruck auf der Oberwasserseite bewirkt gleichzeitig eine Erhöhung des Erddrucks. Jedoch ist die Erhöhung des Erddrucks gegenüber der Reduzierung des Porenwasserdrucks geringer, da der Erddruck aus der Multiplikation der effektiven vertikalen Spannung mit dem Erddruckbeiwert resultiert. Bei den durchgeführten Versuchen war die Reduzierung des Porenwasserdrucks auf der Oberwasserseite im Vergleich zur Reduzierung auf der Unterwasserseite höher, sodass die Abweichungen zwischen den theoretischen und gemessenen Werten im Hinblick auf die Stabilität der Zwischenwand auf der sicheren Seite lagen.

Der Stabilste unter den untersuchten Böden gegen hydraulischen Grundbruch war Boden Nr. 6. Ein Fließsand-Zustand trat deutlich später als der theoretisch ermittelte Fließsand-Zustand auf (siehe 4.22a). Er war ganz schwach und verursachte keine Setzung auf der Oberwasserseite, sodass kein totaler Kollaps für die maximal erreichbare Potenzialdifferenz im Versuchskasten entstanden ist.

Die Böden Nr. 8 und Nr. 10 zeigten ein ähnliches Verhalten. Boden Nr. 8 war nach den Kriterien von Kenney & Lau und Kezdi gegen Suffosion instabil, während Boden Nr. 10 ausschließlich nach Kenney & Lau instabil war. Unter kleinen hydraulischen Gefällen wurden die feinsten Anteile dieser Böden entlang der Zwischenwand und besonders in den Eckbereichen des Versuchskastens an die Oberfläche hochgespült (Suffosion), wie in Abb. 4.27 gezeigt. Ein Fließsand-Zustand wurde ausschließlich in den hochgespülten relativ feinen Bodenanteilen beobachtet. Am Ende der Versuche war die gesamte Hebung auf der Unterwasserseite in der Größenordnung von 3 bis 4 mm, während keine Setzung auf der Oberwasserseite aufgetreten ist.

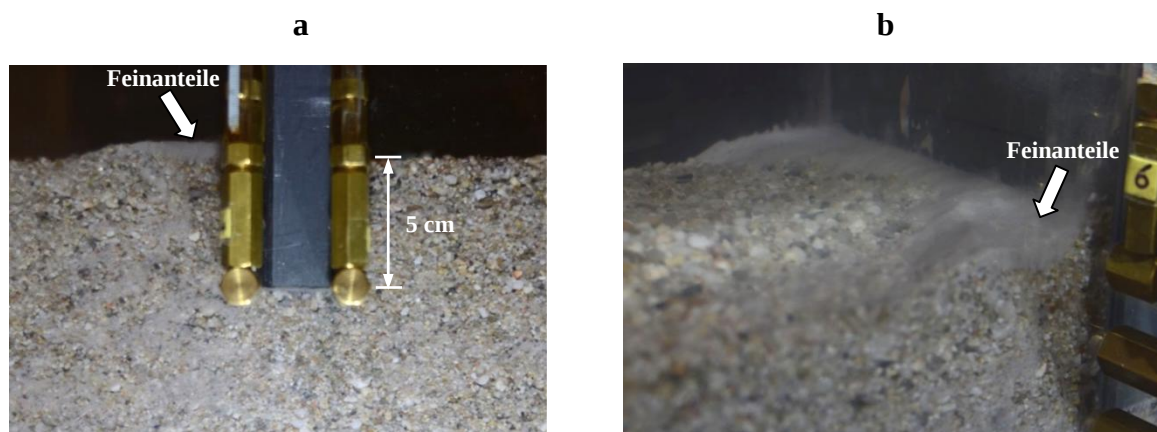


Abbildung 4.27: Boden Nr. 8 unter einem hydraulischen Gefälle von 2: (a) Vorderansicht, (b) Schrägansicht

Wie auch bei Boden Nr. 9, wurde die Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen schon vor $\Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ erheblich größer (siehe Abb. 4.28).

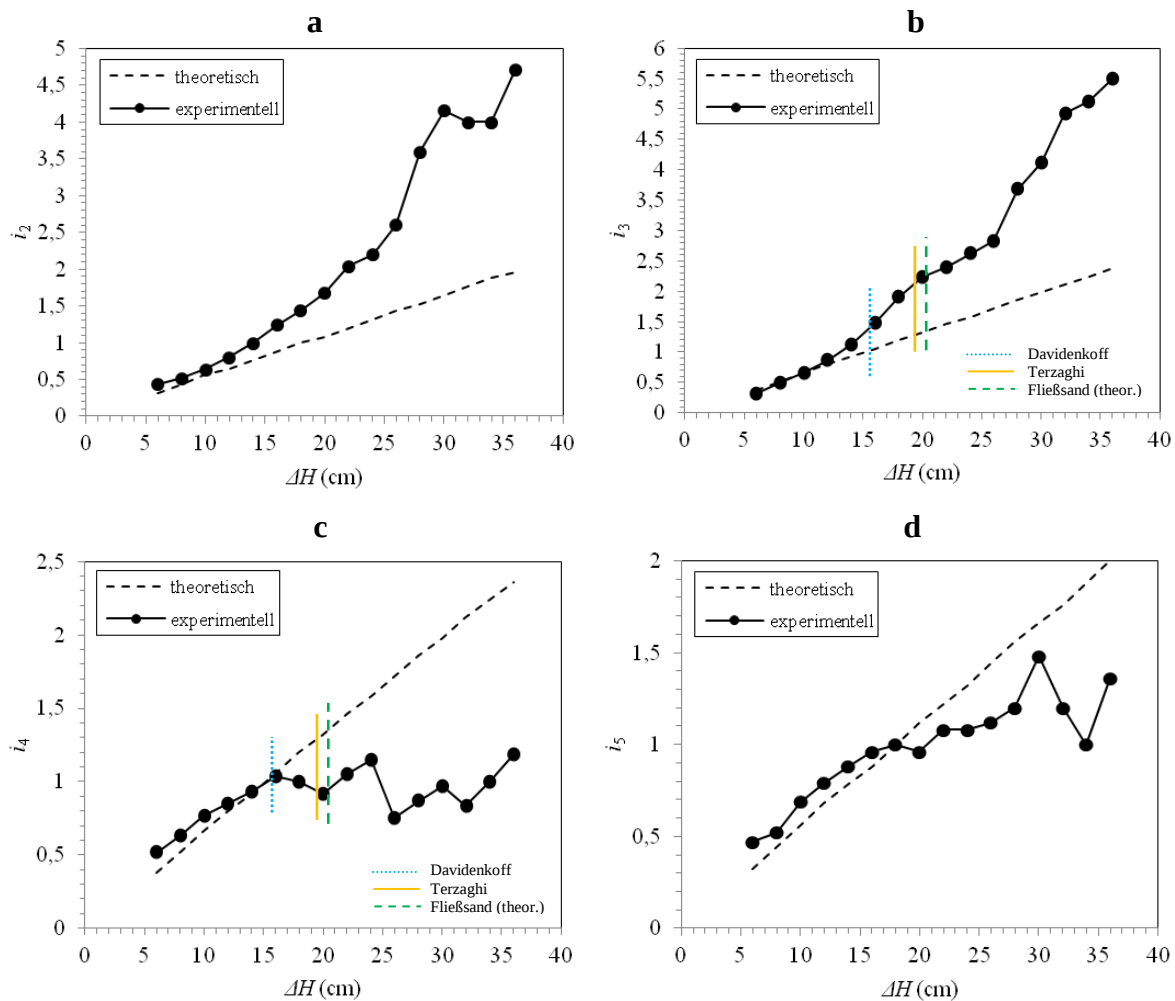


Abbildung 4.28: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Boden Nr. 8: (a) Standrohr Nr. 2, (b) Standrohr Nr. 3, (c) Standrohr Nr. 4, (d) Standrohr Nr. 5

4.4 Erkenntnisse und Diskussion

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) kann der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mittels zwei unterschiedlicher Grenzgleichgewichtsbedingungen erbracht werden, welche jedoch unterschiedliche Ergebnisse ergeben. Es wurde gezeigt, dass dieser Widerspruch einfach beseitigt werden kann, indem die Grenzgleichgewichtsbedingungen in Form von hydraulischen Gefällen angegeben werden. Somit kann der Ausnutzungsgrad mittels Gl. (4.13) berechnet werden.

Die Form des in Eckbereichen von Baugruben entstehenden dreidimensionalen Bruchkörpers ist versuchsmäßig nicht bekannt. Die Verwendung des Bruchkriteriums von Baumgart & Davidenkoff kann hingegen je nach Baugrubenverhältnissen sehr unwirtschaftliche Entwürfe zur Folge haben. Anhand der dreidimensionalen numerischen Analysen von stationären Grundwasserströmungen wurde dargestellt, dass ein mittleres hydraulisches Gefälle in einem Quader mit quadratischer Grundfläche, deren Kantenlänge gleich der halben Einbindetiefe unter dem Grundwasserspiegel ist, zu Fließsand-Zustand am unendlich schmalen Stromfaden

unmittelbar entlang der Schnittlinie der Verbauwände von quadratischen Baugruben führt, wenn sein Wert gleich dem kritischen Gefälle des Bodens ist. Bei kreisförmigen Baugruben ist ein Hohlzylinder mit einer Wanddicke, die gleich der halben Einbindetiefe unter dem Grundwasserspiegel ist, als Bruchkörper anzunehmen. Ein mittleres hydraulisches Gefälle in diesem Hohlzylinder, welches gleich dem kritischen Gefälle des Bodens ist, führt ebenfalls den Fließsand-Zustand am unendlich schmalen Stromfaden unmittelbar entlang der Verbauwände von kreisförmigen Baugruben herbei.

Die durchgeführten Modellversuche ergaben, dass Potenzialdifferenzen, die nach den Verfahren von Baumgart & Davidenkoff oder Terzaghi theoretisch zum Bruch führen, bestimmten Hebungen in der Baugrubensohle entsprechen. Jedoch ist die Ermittlung der Größe der strömungsbedingt entstehenden Deformationen in der Baupraxis ausgeschlossen, da auftretende Deformationen in einer Baugrube nicht nur aus Grundwasserströmungen sondern auch aus Bodenaushubvorgängen, Wandverformungen usw. resultieren. Der Fließsand - Zustand unterscheidet sich von den konventionellen Verfahren durch die Lokalisierung der Strömung auf der Unterwasserseite, sodass die beim Fließsand-Zustand entstehenden Porenwasserdrücke mittels der Potenzialtheorie nicht genau ermittelt werden können.

Bei den lockeren bis mitteldichten Fein- bis Mittelsanden mit Ungleichförmigkeitszahl geringer oder gleich 4,6 kann das zum ersten Anzeichen eines Fließsand-Zustandes führende hydraulische Gefälle $i_{\text{Fließsand (exp.)}}$ geringer als das theoretisch ermittelte Gefälle $i_{\text{Fließsand (theor.)}}$ sein, während das zum totalen Kollaps führende hydraulische Gefälle $i_{\text{Kollaps (exp.)}}$ höher als $i_{\text{Fließsand (theor.)}}$ ist. Bei diesen Böden können die ersten Anzeichen des Fließsand-Zustandes zu Setzungen auf der Oberwasserseite führen. Bei den lockeren Grobsanden sind hingegen sowohl $i_{\text{Fließsand (exp.)}}$ als auch $i_{\text{Kollaps (exp.)}}$ höher als $i_{\text{Fließsand (theor.)}}$.

Bei diesen Böden ist die maximale Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen bis zur experimentell bzw. theoretisch zum Fließsand - Zustand führenden Potenzialdifferenz geringer als 15%. Erst nach der Entstehung des Fließsand-Zustandes tritt eine erhebliche Abweichung auf. Jedoch konnten diese Messungen irreführend sein, da die bei den Modellversuchen verwendete Einbindetiefe im Vergleich zur Wasserhöhe auf der Oberwasserseite zu gering war. Außerdem konnten unvermeidliche Lufteinschlüsse und lokale Unterschiede in der Lagerungsdichte des Versuchsbodens falsche Ermittlung der Druckhöhen an den Standrohren zur Folge haben.

Nach Ansicht des Verfassers ist bei nichtbindigen Böden mit Ungleichförmigkeitszahl geringer oder gleich 4,6 der Fließsand-Zustand für die Entstehung des hydraulischen Grundbruchs entscheidend. Hierbei soll der Wert von 4,6 unter Berücksichtigung eines eventuellen Fehlers bei der Ermittlung der Ungleichförmigkeitszahlen der Versuchsböden - auf der sicheren Seite liegend - auf 5 aufgerundet werden. Die bei diesen Böden vorhandene Unsicherheit bezüglich der Abweichung zwischen den theoretisch und experimentell ermittelten hydraulischen Gefällen kann durch Verwendung der in DIN 1054 (2010-12) angegebenen entsprechend höheren Teilsicherheitsbeiwerte beseitigt werden.

Bei den mitteldichten grobkörnigen Böden mit Ungleichförmigkeitszahl größer 4,6 verursacht ein hydraulisches Gefälle von $2 \times i_{\text{Fließsand (theor.)}}$ keine erhebliche Hebung auf der Unterwasserseite und somit keine Setzung auf der Oberwasserseite. Es ergibt sich daraus, dass die Verwendung der in DIN 1054 (2010-12) für ungünstige Böden angegebenen relativ hohen Teilsicherheitsbeiwerte in mindestens mitteldichten nichtbindigen Böden mit Ungleichförmigkeitszahl größer 4,6 bzw. 5 als unwirtschaftlich angesehen werden kann. Es ist anzumerken, dass

bei den Böden mit relativ hoher Ungleichförmigkeitszahl schwierig ist, die ersten Anzeichen eines Fließsand-Zustandes und Suffosionserscheinungen voneinander zu unterscheiden. Ein Fließsand - Zustand, welcher in einem eng begrenzten Bereich der Baugrubensohle auftritt, und keine bemerkenswerte Setzung auf der Oberwasserseite sowie keine ungünstige Spannungsänderung an den Verbauwänden verursacht, kann als ungefährlich angesehen werden.

Bei diesen Böden (außer Boden Nr. 6) wurde schon vor $\Delta H_{\text{Fließsand (theor.)}}$ eine starke Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ausgerechneten hydraulischen Gefällen ermittelt. Jedoch lagen diese Abweichungen im Hinblick auf die Stabilität der Zwischenwand auf der sicheren Seite, da die Reduzierung im Porenwasserdruck auf der Oberwasserseite größer als auf der Unterwasserseite war. In der Bauphase empfiehlt sich trotzdem die Durchführung von Porenwasserdruckmessungen.

Zur Bestimmung der lockersten Lagerungsdichte nach DIN 18126 (1996) erfolgte der Einbau der untersuchten Böden durch einen Trichter. Jedoch verursachte diese Einbaumethode eine Entmischung beim Einbau der Böden mit relativ hoher Ungleichförmigkeitszahl im zur Untersuchung des hydraulischen Grundbruches konstruierten Versuchskasten. Daher erfolgte hierbei der Bodeneinbau mittels einer Handschaufel. Bei dieser Einbaumethode konnten die lockeren Lagerungen der Versuchsböden mit relativ hoher Ungleichförmigkeitszahl nicht erhalten werden. Basierend auf den Versuchsergebnissen der enggestuften Böden ($U \approx 2$) mit lockeren und dichten Lagerungen kann angegeben werden, dass die für totalen Kollaps erforderlichen hydraulischen Gefälle bei den Böden Nr. 6, 8, 9, 10 mit lockeren Lagerungen, wie bei mitteldichten Lagerungen, verhältnismäßig hoch sein müssten.

Ebenfalls stellten Kokusho & Fujikura (2008) durch die eindimensionalen Strömungsversuche fest, dass sich das Verhältnis des experimentell ermittelten kritischen hydraulischen Gefälles zum theoretisch ermittelten kritischen Gefälle mit den zunehmenden Ungleichförmigkeitszahlen der Böden bei etwa gleicher Lagerungsdichte erhöht. In Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte variieren die experimentell ermittelten kritischen Gefälle bei Böden mit Ungleichförmigkeitszahl größer 4 zwischen eins- und vier-fache der theoretisch ermittelten Gefälle.

Abschließend sei bemerkt, dass es sich bei den durchgeführten Modelversuchen um einen konstanten horizontalen Oberwasserspiegel handelte (Baugruben im offenen Wasser). Bei in innerstädtischen Bereichen hergestellten Baugruben kann jedoch ein geneigter Oberwasserspiegel bzw. ein Absenktrichter in der Nähe von Verbauwänden entstehen, was sich im Hinblick auf hydraulischen Grundbruch günstig auswirkt.

5 Hydraulischer Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen geschichteten Böden

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem hydraulischen Grundbruch in Baugruben, die in nichtbindigen geschichteten Böden hergestellt sind. In dieser Arbeit besagt der Begriff „geschichtete Böden“, dass eine Bodenschichtung zwischen dem Wasserspiegel auf der Unterwasserseite und der Wandunterkante vorhanden ist, wie in Abb. 5.1 dargestellt.

Im Hinblick auf Bruchmechanismen in geschichteten nichtbindigen Böden unterscheidet man zwischen dem Fall, in dem eine geringer durchlässige Bodenschicht über einer relativ stark durchlässigen Bodenschicht liegt, und dem Fall, in dem eine geringer durchlässige Bodenschicht unter einer relativ stark durchlässigen Bodenschicht liegt. Der Grund für diese Unterscheidung liegt darin, dass der Potenzialabbau in geschichteten Böden eher in der relativ gering durchlässigen Schicht stattfindet (siehe Abb. 5.1). Infolgedessen stellen sich relativ große hydraulische Gefälle in der relativ gering durchlässigen Schicht ein.

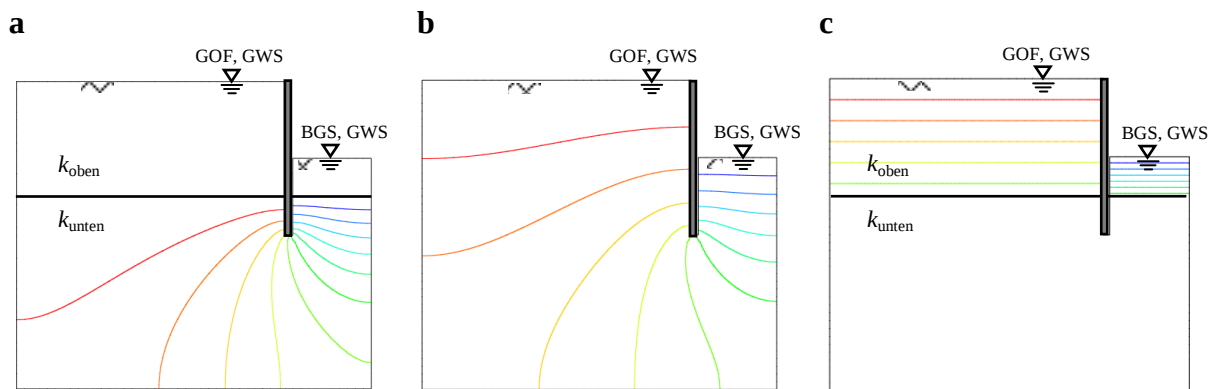


Abbildung 5.1: Einfluss der Bodenschichtung auf die Potenzialverteilung: (a) Obere Schicht ist durchlässiger als untere Schicht ($k_{oben} \gg k_{unten}$), (b) Homogener Boden, (c) Untere Schicht ist durchlässiger als obere Schicht ($k_{oben} \ll k_{unten}$)

5.1 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Im Hinblick auf den Sicherheitsnachweis unterscheidet sich der Fall von $k_{oben} < k_{unten}$ grundsätzlich nicht vom homogenen Fall. Der einzige Unterschied ist, dass die Höhe des Bruchkörpers nicht bis zum Wandfuß reicht, sondern bis zur Schichtgrenze, wie in Abb. 5.2a dargestellt.

Der zu untersuchende Bruchkörper in geschichteten Böden mit $k_{oben} > k_{unten}$ geht auf Terzaghi & Peck (1961) zurück. Danach entspricht die Höhe des Bruchkörpers der Einbindetiefe der Verbauwand, während seine Breite der Hälfte der in der unteren Bodenschicht eingebundenen Länge der Verbauwand entspricht, wie in EAU (2012) angegeben (siehe Abb. 5.2b).

DIN 1054 (2010-12) weist darauf hin, dass eine Filterschicht bzw. ein Auflastfilter bei der Ermittlung der Breite des zu untersuchenden Bodenkörpers nicht zu berücksichtigen ist. Weiterhin gibt DIN 1054 (2010-12) an, dass die für günstige Böden vorgeschlagenen Teilsicherheitsbeiwerte ebenfalls für ungünstige Böden verwendet werden können, wenn eine Filterschicht mit mindestens 0,3 m Dicke auf der Unterwasserseite eingebaut wird. Insofern ist anzumerken, dass eine Filterschicht auf der Unterwasserseite eine Sonderform von geschichteten Böden darstellt, in denen die obere Bodenschicht durchlässiger als die untere Schicht ist.

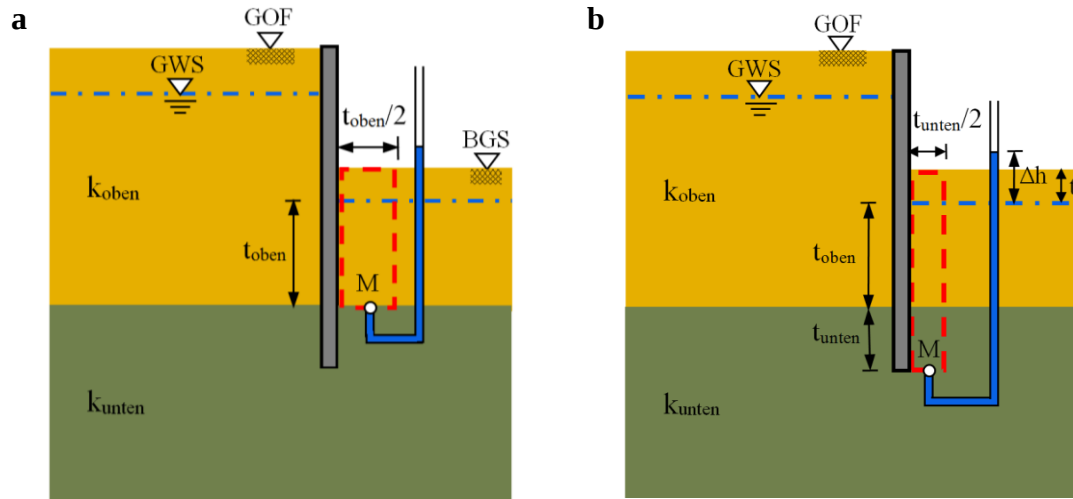


Abbildung 5.2: Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch in nichtbindigen geschichteten Böden nach Terzaghi & Peck (1961): **(a)** Untere Schicht ist durchlässiger als obere Schicht ($k_{oben} < k_{unten}$), **(b)** Obere Schicht ist durchlässiger als untere Schicht ($k_{oben} > k_{unten}$)

Gemäß EAU (2012) kann im Fall von $k_{oben} > k_{unten}$ auch das Verfahren von Baumgart & Davidenkoff verwendet werden. Weiterhin erwähnt EAU (2012) das Verfahren von Odenwald & Herten (2008), welches bei den durch Auflastfilter gegen hydraulischen Grundbruch gesicherten Baugruben mit gering in den Baugrund einbindenden Wänden empfohlen wird.

Aufbauend auf den aus homogenen Böden gewonnenen Erkenntnissen ist der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch in geschichteten Böden, in denen eine relativ stark durchlässige nichtbindige Bodenschicht über einer geringer durchlässigen Schicht liegt, mit folgender Grenzgleichgewichtsbedingung zu führen:

- Der Bemessungswert des destabilisierenden Porenwasserdrucks an der Unterseite des Bruchkörpers von Terzaghi & Peck (1961) ist nicht größer als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung an der Unterseite $\sigma_{stb;d}$:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (5.1)$$

Unter Berücksichtigung von Abb. 5.2b:

Der charakteristische Porenwasserdruck in der Mitte der Unterkante des Bruchkörpers $u_{dst;k}$ beträgt:

$$u_{dst;k} = (\Delta h + t_{oben} + t_{unten}) \cdot \gamma_w \quad (5.2)$$

Die charakteristische totale Vertikalspannung an der Unterkante des Bruchkörpers $\sigma_{stb;k}$ beträgt:

$$\sigma_{stb;k} = t' \cdot \gamma_{oben} + t_{oben} \cdot \gamma_{r,oben} + t_{unten} \cdot \gamma_{r,unten} \quad (5.3)$$

wobei t' und γ_{oben} den Abstand zwischen der Baugrubensohle und dem Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite bzw. die Wichte des Bodens zwischen der Baugrubensohle und dem Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite darstellen.

Die Grenzgleichgewichtsbedingung erhält man durch $u_{dst;k} = \sigma_{stb;k}$:

$$(\Delta h + t_{oben} + t_{unten}) \cdot \gamma_w = t' \cdot \gamma_{oben} + t_{oben} \cdot \gamma_{r,oben} + t_{unten} \cdot \gamma_{r,unten} \quad (5.4)$$

Wenn γ_r durch $(\gamma_w + \gamma')$ ersetzt wird, ergibt sich daraus:

$$\Delta h \cdot \gamma_w = t' \cdot \gamma_{oben} + t_{oben} \cdot \gamma'_{oben} + t_{unten} \cdot \gamma'_{unten} \quad (5.5)$$

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte (γ_H und $\gamma_{G,stab}$) erhält man den Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{(\Delta h \cdot \gamma_w) \cdot \gamma_H}{(t' \cdot \gamma_{oben} + t_{oben} \cdot \gamma'_{oben} + t_{unten} \cdot \gamma'_{unten}) \cdot \gamma_{G,stab}} \quad (5.6)$$

Wenn der Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite auf Höhe der Baugrubensohle oder oberhalb der Baugrubensohle ansteht, vereinfacht sich Gl. (5.6) zu:

$$\mu = \frac{(\Delta h \cdot \gamma_w) \cdot \gamma_H}{(t_{oben} \cdot \gamma'_{oben} + t_{unten} \cdot \gamma'_{unten}) \cdot \gamma_{G,stab}} \quad (5.7)$$

5.2 Numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch

Da sich der Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten Böden mit $k_{oben}/k_{unten} < 1$ grundsätzlich nicht vom homogenen Fall unterscheidet, beziehen sich die im Folgenden vorgestellten numerischen Untersuchungen auf geschichtete Böden mit $k_{oben}/k_{unten} > 1$.

Das Ziel der Untersuchungen ist herauszufinden, ob ein hydraulischer Grundbruch in geschichteten Böden mit $k_{oben}/k_{unten} > 1$ bedingt durch den Fließsand-Zustand, wie auch bei homogenen Böden, eintreten kann. Hierzu kam eine kreisförmige Baugrube zum Einsatz, deren ein Viertel unter Ausnutzung der Symmetrie in Abb. 5.3 dargestellt ist. Die durchgeführten dreidimensionalen bzw. axialsymmetrischen stationären Grundwasserströmungsanalysen erfolgten mittels der Software „Abaqus 6.12“.

Die Abmessungen des Modells bzw. ΔH , t_{oben} , t_{unten} und b in Abb. 5.3 stellen die Potenzialdifferenz, die in der oberen Bodenschicht eingebundene Länge der Verbauwand, die in der unteren Schicht eingebundene Länge der Verbauwand, und den Baugrubenradius dar. Der horizontale Abstand von der Wand bis zur äußeren vertikalen Grenze des Modells und der vertikale Abstand vom Wandfuß bis zur Unterkante des Modells wurden so gewählt, dass der Einfluss der Modellgröße auf numerische Ergebnisse vernachlässigt werden konnte. Die Bodenoberflächen auf den Ober- und Unterwasserseiten hatten die gleiche Höhe.

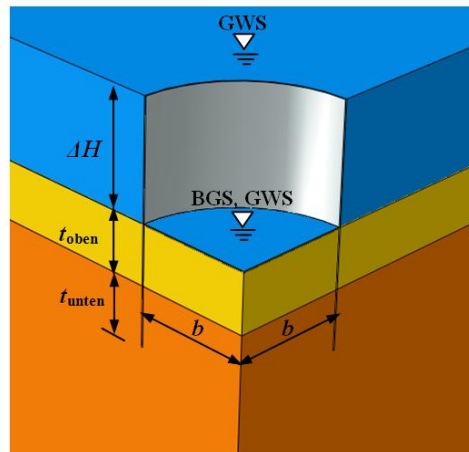


Abbildung 5.3: Kreisförmiges Baugrubenmodell in geschichteten Böden

Der Baugrund wurde als vollständig wassergesättigter freier Grundwasserleiter betrachtet. Der Grundwasserspiegel auf der Unterwasserseite steht auf Höhe der Baugrubensohle an. Im Baugrubenmodell wurde eine völlig wasserdichte Verbauwand mit vernachlässigbarer Dicke verwendet. Das Netz wurde lokal in der Nähe der Wand verfeinert, wo verhältnismäßig größere hydraulische Gefälle zu erwarten waren. Die Anzahl der Elemente im Netz wurde so gewählt, dass der Einfluss der Netzdichte auf numerische Ergebnisse vernachlässigbar gering war.

Für eine relativ schmale ($b/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 0,25$) und eine relativ breite Baugrube ($b/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 5$) zeigen die Abbildungen 5.4a und 5.4b die Verläufe von $\Delta H_{\text{kritisch}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ in Abhängigkeit von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} (= 2,5; 5; 10)$ und $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) (= 0,125; 0,5; 0,875)$. Hierbei entspricht $\Delta H_{\text{kritisch}}$ der zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialdifferenz an einem unendlich schmalen Stromfaden mit Länge von $(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ unmittelbar entlang der Verbauwand. Bei den Untersuchungen wurden die wassergesättigten Wichten der oberen und unteren Bodenschichten mit 20 kN/m^3 angenommen.

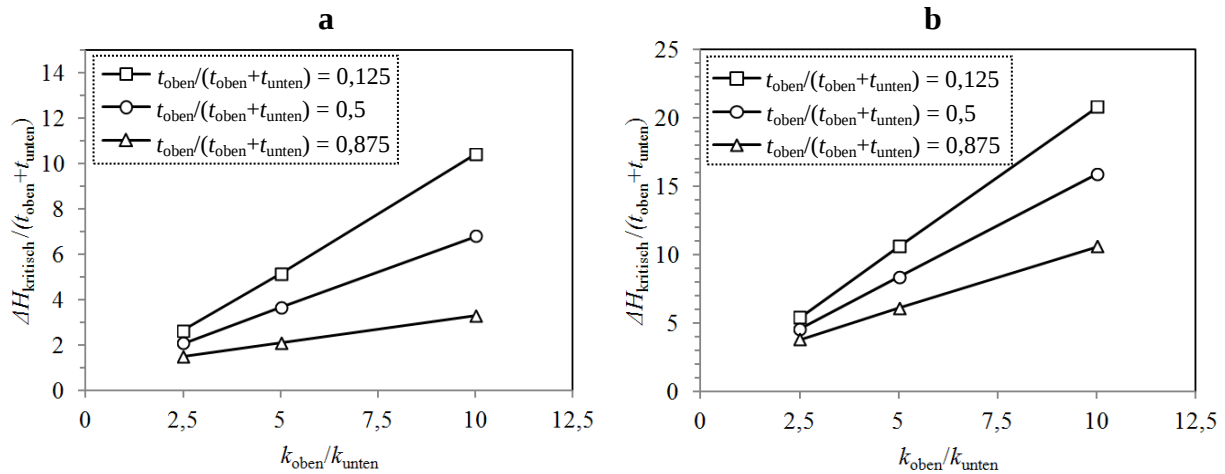


Abbildung 5.4: Verläufe der Verhältnisse von $\Delta H_{\text{kritisch}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ über $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$: (a) $b/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 0,25$, (b) $b/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 5$

Wie in Abb. 5.4b dargestellt, ist der minimale Wert von $\Delta H_{\text{kritisch}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ für die relativ breite Baugrube gleich 3,8. In der Baupraxis kommt jedoch eine Baugrube mit $\Delta H/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) > 3$ selten vor. Bei der relativ schmalen Baugrube mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} \geq 10$ ist der minimale Wert von $\Delta H_{\text{kritisch}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ ebenfalls größer als 3, wie aus Abb. 5.4a ersichtlich ist. Es ergibt sich daraus, dass der Eintritt eines Fließsand-Zustandes in Baugruben mit $\Delta H/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) \leq 3$, $b/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) \geq 0,25$ und $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) \leq 0,875$, die in zweifach geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} \geq 10$ hergestellt sind, ausgeschlossen ist. Im Falle von $1 < k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 10$ kann hingegen ein Fließsand-Zustand erst dann entstehen, wenn die Baugrube relativ schmal ist und die Schichtgrenze ganz in der Nähe der Wandunterkante anliegt.

5.3 Experimentelle Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch

Nachstehend werden die im Rahmen dieses Kapitels durchgeführten Modellversuche zum hydraulischen Grundbruch vorgestellt. Die Versuche wurden sowohl im Falle von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$ als auch $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$ vorgenommen. Das Ziel dieser Versuche ist, den Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs in nichtbindigen geschichteten Böden genauer zu erfassen.

Hierzu wurden vier unterschiedliche nichtbindige Böden verwendet, die bereits bei den Modellversuchen an homogenen Böden zum Einsatz kamen. Die Körnungslinien, Ungleichförmigkeitszahlen U , die Krümmungszahlen C_c , die Mediandurchmesser d_{50} und die Durchlässigkeitsbeiwerte k dieser Böden sind in Abb. 5.5 dargestellt.

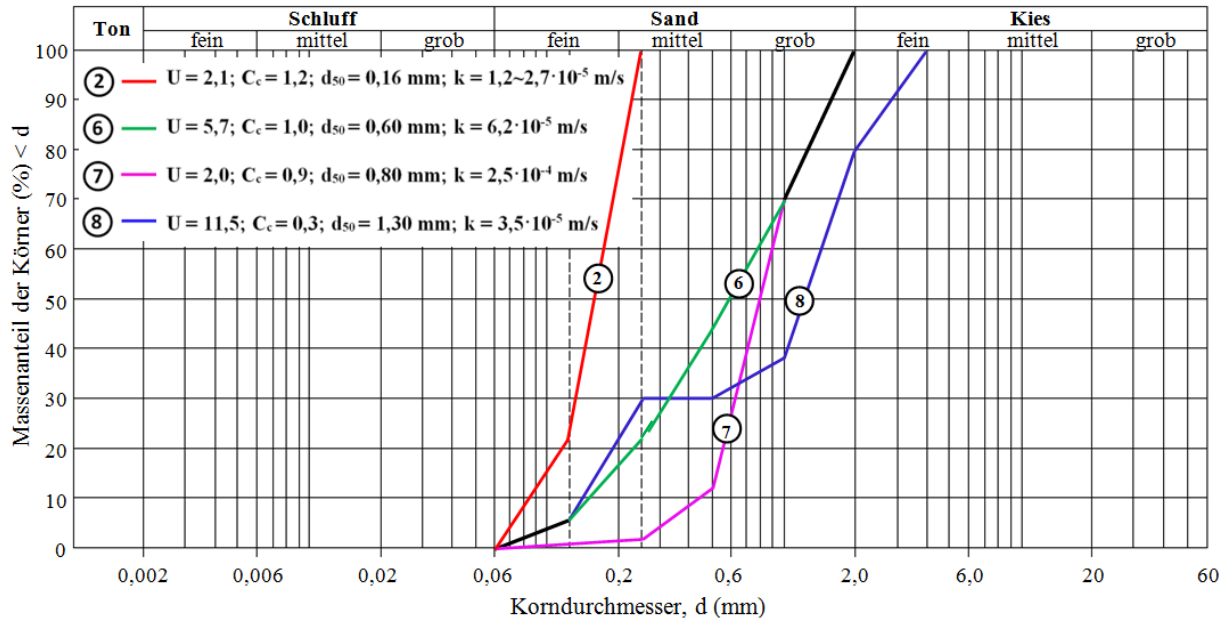


Abbildung 5.5: Versuchsböden zur Untersuchung des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten Böden

5.3.1 Eine geringer durchlässige nichtbindige Bodenschicht liegt unter einer relativ stark durchlässigen nichtbindigen Schicht ($k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$)

Bei den Versuchen wurde Boden Nr. 2 als die untere Bodenschicht verwendet, während die Böden Nr. 7 und Nr. 8 als die obere Bodenschicht zum Einsatz kamen. Die Dicke der unteren Bodenschicht betrug bei allen Versuchen 2,5 cm, während die Dicke der oberen Schicht als 2,5 und 5 cm variiert wurde. Die bezogene Lagerungsdichte der unteren Schicht war bei allen Versuchen 30%. Die bezogene Lagerungsdichte von Boden Nr. 7 wurde als locker (33%) und dicht (98%) variiert, während Boden Nr. 8 in der mitteldichten Lagerung (58%) eingebaut wurde. Die Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede sind in Tab. 5.1 zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede im Falle von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$

Versuch Nr.	Obere Schicht Nr.	t_{oben} (cm)	I_D der oberen Schicht (%)	$k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$	Theoretisch ermittelte kritische Potenzialunterschiede		$\Delta H_{\text{Kollaps(exp.)}}$ (cm)	$\Delta H_{\text{Kollaps(exp.)}} /$ $\Delta H_{\text{Terzaghi\&Peck}}$	$\Delta H_{\text{Kollaps(exp.)}} /$ $\Delta H_{\text{Fließsand}}$
					$\Delta H_{\text{Terzaghi\&Peck}}$ (cm)	$\Delta H_{\text{Fließsand}}$ (cm)			
1	7	2,5	33	9,3	17,6	117,9	24	1,36	0,20
2	7	2,5	98	3,6	17,7	55,1	24,5	1,38	0,44
3	7	5	33	9,3	26,3	142,8	37,5	1,43	0,26
4	7	5	98	3,6	26	68,8	38	1,46	0,55
5	8	2,5	58	1,3	16,2	24,7	25	1,54	1,01
6	8	5	58	1,3	23,1	33,1	40	1,73	1,21

Wie in Tabelle 5.1 zu sehen ist, sind die zum totalen Kollaps führenden Potenzialdifferenzen bei allen Versuchen größer als die nach dem Verfahren von Terzaghi & Peck ermittelten kritischen Werte. Eine Potenzialdifferenz, die nach Terzaghi & Peck zum Bruch führte, verursachte bei allen Versuchen eine Hebung zwischen 1 und 2 mm auf der Unterwasserseite. Eine Setzung von etwa 1 mm auf der Oberwasserseite ist erst kurz vor dem totalen Kollaps eingetreten.

Wie erwartet, ist kein Fließsand-Zustand bei den Versuchen Nr. 5 und Nr. 6 entstanden, obwohl die theoretisch zum Fließsand-Zustand führenden Potenzialdifferenzen geringer als die zum totalen Kollaps führenden Potenzialdifferenzen waren (siehe Kapitel 4, Abb. 4.28). Die hydraulischen Grundbrüche bei allen Versuchen finden infolge der in der Baugrubensohle eintretenden erheblichen Hebungen statt (siehe Abb. 5.6).

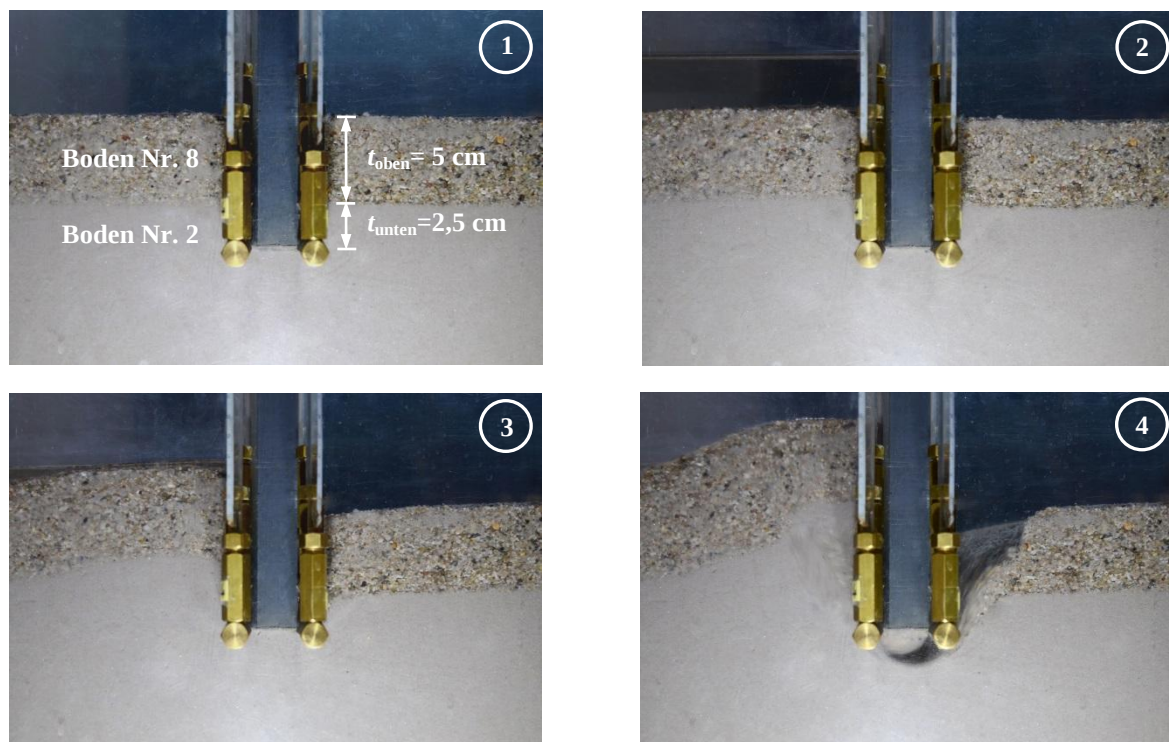


Abbildung 5.6: Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs im Falle von $k_{\text{oben}} > k_{\text{unten}}$ (Versuch Nr. 6)

Wie in Tabelle 5.1 zu sehen ist, sind die Verhältnisse von $\Delta H_{\text{Kollaps (exp.)}} / \Delta H_{\text{Terzaghi\&Peck}}$ bei den Versuchen Nr. 5 und Nr. 6 im Vergleich zu den übrigen Versuchen relativ hoch. Das Hauptproblem bei der Auswertung dieser Versuche war, dass der Boden Nr. 8 keinen konstanten Durchlässigkeitsbeiwert hatte, da er gegen Suffosion instabil war. Außerdem ist mit zunehmendem Potenzialunterschied eine Kontakterosion auf der Unterwasserseite aufgetreten. Hierbei erfolgten die Erstellung des Potenzialnetzes und damit die Ermittlung von $\Delta H_{\text{Terzaghi\&Peck}}$ unter Verwendung eines konstanten Durchlässigkeitsbeiwertes, der bei einer vertikal von unten nach oben durchströmten homogenen Probe aus Boden Nr. 8 unter einem hydraulischen Gefälle von 1 ermittelt wurde.

Im Falle von $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} > 1$ entstand ein Fließsand-Zustand erst dann, wenn die untere Bodenschicht gegen eine innere Erosion instabil war und keine Kontakterosion zwischen den oberen und unteren Bodenschichten stattfand. Zur Veranschaulichung dessen wurde ein weiterer Versuch durchgeführt, in dem Boden Nr. 6 als die obere Schicht verwendet wurde, während Boden Nr. 8 als die untere Schicht zum Einsatz kam. Das Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes von Boden Nr. 6 zum Boden Nr. 8 betrug 1,8. Beim Versuch wurden die instabilen Körner von Boden Nr. 8, die größer als die Porengrößen von Boden Nr. 6 waren, unter relativ

geringen Potenzialdifferenzen an der Schichtgrenze abgefiltert. Dies führte zur Entstehung einer neuen Schicht zwischen den beiden Bodenschichten. Infolgedessen fand der Potenzialabbau eher in dieser neu entstehenden Bodenschicht mit relativ geringem Durchlässigkeitsbeiwert statt. Schließlich bildete sich ein Strömungskanal aus, durch den ein Teil der instabilen Körner von Boden Nr. 8 hochgespült wurde, wie in Abb. 5.7 veranschaulicht.

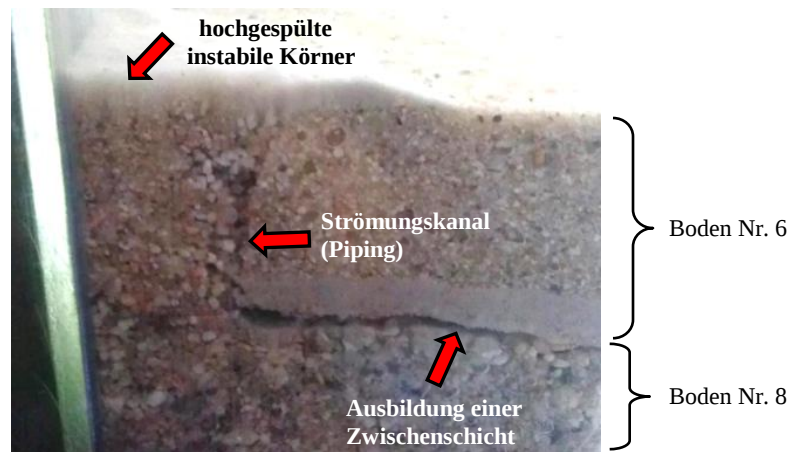


Abbildung 5.7: Piping in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$

5.3.2 Eine geringer durchlässige nichtbindige Bodenschicht liegt über einer relativ stark durchlässigen nichtbindigen Schicht ($k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$)

Bei den Versuchen wurde Boden Nr. 2 als die obere Bodenschicht verwendet, während die Böden Nr. 7 und Nr. 8 als die untere Bodenschicht zum Einsatz kamen. Die Dicke der unteren Schicht betrug bei allen Versuchen 2,5 cm, während die Dicke der oberen Schicht als 5 und 10 cm variiert wurde. Die bezogenen Lagerungsdichten der Böden Nr. 7 und Nr. 8 waren bei allen Versuchen 33% bzw. 58%. Die bezogene Lagerungsdichte von Boden Nr. 2 wurde hingegen als locker (30%) und dicht (91%) variiert. Die Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede sind in Tab. 5.2 zusammengefasst.

Tabelle 5.2: Versuchskonfigurationen und die jeweiligen Potenzialunterschiede im Falle von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$

Versuch Nr.	Untere Schicht Nr.	t_{oben} (cm)	I_D von Boden Nr. 2 (%)	$k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$	$\Delta H_{\text{Fließsand}} (\text{theor.})$ (cm)	Experimentell ermittelte kritische Potenzialunterschiede (cm)		
						$\Delta H_{\text{Fließsand}} (\text{exp.})$	Totaler Kollaps	$\Delta H_{\text{Fließ. (exp.)}} / \Delta H_{\text{Fließ. (theor.)}}$
1	7	5	30	0,11	9,8	8	-	0,82
2	7	5	91	0,05	10,1	10,5	-	1,04
3	7	10	30	0,11	18,2	15,5	-	0,85
4	7	10	91	0,05	19,5	20,5	-	1,05
5	8	5	30	0,77	17,9	11	-	0,61
6	8	5	91	0,34	14,4	10,5	-	0,73
7	8	10	30	0,77	27,7	17,5	-	0,63
8	8	10	91	0,34	24,4	18,5	-	0,76

Die Verhältnisse von $\Delta H_{\text{Fließsand}} (\text{exp.}) / \Delta H_{\text{Fließsand}} (\text{theor.})$, die aus den Versuchen von Nr. 1 bis Nr. 4 gewonnen wurden, stimmen sehr gut mit jenen überein, die aus den zur Untersuchung des hydraulischen Grundbruchs in homogenen Böden durchgeführten Versuchen an Boden Nr. 2 gewonnen wurden (siehe Kapitel 4, Tab. 4.1). Bei den Versuchen von Nr. 5 bis Nr. 8 hingegen entstand der experimentell ermittelte Fließsand-Zustand deutlich

früher als der theoretisch ermittelte. Hierbei wurden die Potenzialnetze, wie auch für $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$, unter einem konstanten Durchlässigkeitsbeiwert von Boden Nr. 8 erstellt. Bei diesen Versuchen nahm jedoch der Durchlässigkeitsbeiwert von Boden Nr. 8 auf der Oberwasserseite mit größer werdendem ΔH zu, während sein Durchlässigkeitsbeiwert auf der Unterwasserseite abnahm. Dies führte zu starken Abweichungen zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten Gefällen, wie in Abb. 5.8 dargestellt.

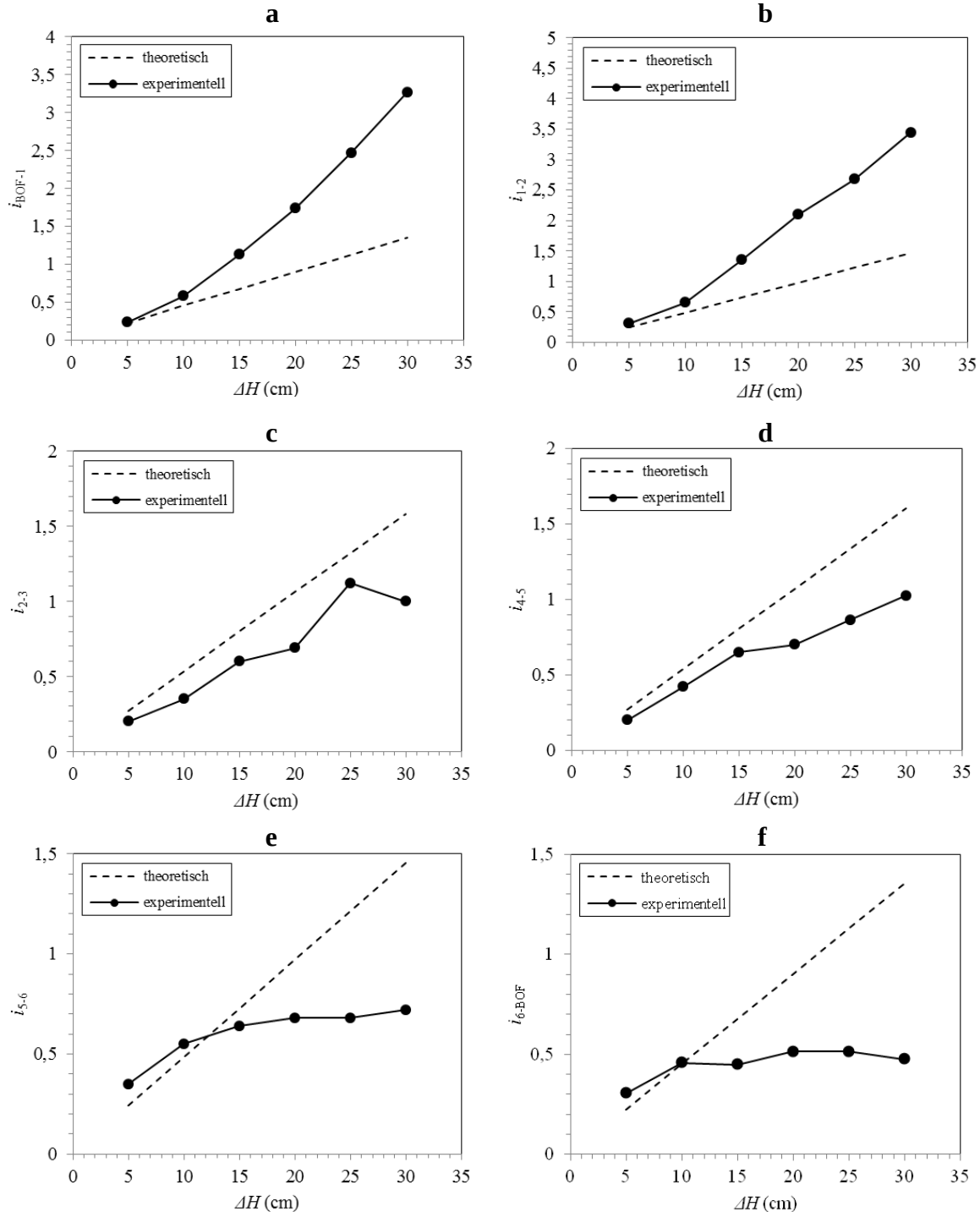


Abbildung 5.8: Vergleich der gemessenen hydraulischen Gefälle mit den theoretisch ermittelten Gefällen für Versuch Nr. 5 - Hydraulisches Gefälle: (a) zwischen der Bodenoberfläche und dem Standrohr Nr. 1, (b) zwischen dem Standrohr Nr. 1 und 2, (c) zwischen dem Standrohr Nr. 2 und 3, (d) zwischen dem Standrohr Nr. 4 und 5, (e) zwischen dem Standrohr Nr. 5 und 6, (f) zwischen dem Standrohr Nr. 6 und der Bodenoberfläche

Bei allen Versuchen führten die ersten Anzeichen des Fließsand-Zustandes zum Versinken des auf der Baugrubensohle aufgesetzten Baggers, wie in Abb. 5.9 veranschaulicht. Weiterhin ist kurz nach der Entstehung des Fließsand-Zustandes eine Setzung von etwa 1 mm auf der Oberwasserseite eingetreten. Mit zunehmendem Potenzialunterschied sind jedoch keine weitere Setzung und dementsprechend kein totaler Kollaps eingetreten, während sich der verflüssigte Bereich auf der Unterwasserseite ausbreitete.

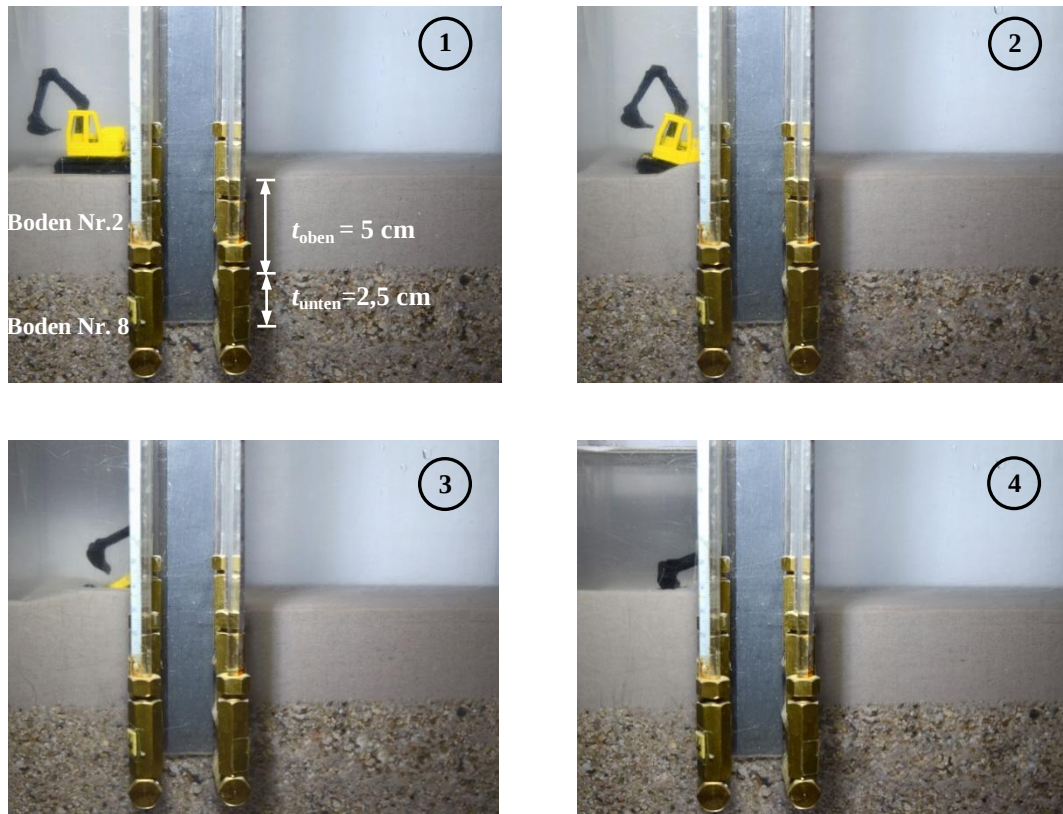


Abbildung 5.9: Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs im Falle von $k_{\text{oben}} < k_{\text{unten}}$ (Versuch Nr. 5)

5.4 Erkenntnisse und Diskussion

Die dreidimensionalen numerischen Analysen von stationären Grundwasserströmungen zeigten, dass ein Fließsand-Zustand bei Baugruben mit $\Delta H / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}}) \leq 3$ erst dann entstehen kann, wenn das Verhältnis von $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$ zwischen 1 und 10 liegt, die Schichtgrenze ganz in der Nähe der Wandunterkante anliegt und die Baugrube relativ schmal ist. D. h. ein hydraulischer Grundbruch in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} > 1$ entspricht in den meisten Fällen erheblichen Hebungen in Baugrubensohlen bzw. einem totalen Kollaps. Die Modellversuche verdeutlichten, dass die Verwendung des Verfahrens von Terzaghi & Peck zur Ermittlung der zum Bruch führenden Potenzialdifferenz sehr unwirtschaftliche Entwürfe zur Folge hat. Jedoch wurden diese Versuche für begrenzte Fälle ausgeführt, in denen das Verhältnis von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ zwischen 0,5 und 0,7 lag. Daher wurden weitere Untersuchungen in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} > 1$ mittels hydraulisch-mechanisch gekoppelter numerischer Analysen vorgenommen (siehe Kapitel 6).

Im Hinblick auf den eventuellen Bruchmechanismus unterscheidet sich der hydraulische Grundbruch in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} < 1$ grundsätzlich nicht vom homogenen Fall. Der einzige Unterschied ist, dass die Höhe des Bruchkörpers nicht bis zum Wandfuß reicht, sondern bis zur Schichtgrenze. Jedoch ergaben

die Modellversuche, dass der experimentell ermittelte Fließsand-Zustand deutlich früher als der theoretische Fließsand-Zustand auftritt, wenn die untere Bodenschicht gegen Suffosion instabil ist. Der Grund dafür liegt in den bereits vorhandenen und/oder suffosionsbedingt entstehenden Inhomogenitäten in der unteren Schicht.

Hinsichtlich des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten Böden spielen die Durchlässigkeitsbeiwerte von Böden eine große Rolle. Die Genauigkeit der aus den Laborversuchen gewonnenen Durchlässigkeitsbeiwerte sind davon abhängig, wie repräsentativ die zum Versuch herangezogenen Bodenproben bezüglich ihrer Zusammensetzung und Lagerungsdichte sind. Jedoch sind die durch Erkundungsbohrungen gewonnenen Bodenproben besonders bei nichtbindigen Böden gestört. Die Ermittlung der Grenzwerte der Lagerungsdichten von Böden mit hohen Ungleichförmigkeitszahlen ist bedingt durch die beim Aufbereiten von Bodenproben entstehende Entmischung besonders schwierig. Weiterhin sind diese Böden meistens suffosionsgefährdet, sodass die Umlagerung und Transport der Feinfraktionen des Bodens schon unter relativ geringen hydraulischen Gefällen beginnen. Infolgedessen kommt im Laufe der Zeit eine Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwertes des Bodens zustande (Skempton & Brogan 1994, Ke & Takahashi 2012).

Aus den oben genannten Gründen erweist sich die Bewertung der Stabilitäten der in geschichteten Böden hergestellten Baugruben gegen hydraulischen Grundbruch als besonders schwierig. Hinsichtlich der Standsicherheit von Baugrubenwänden empfiehlt sich weiterhin die Durchführung von Porenwasserdruckmessungen, wenn die untere bzw. obere Bodenschicht gegen Suffosion instabil ist.

6 Hydraulisch-mechanisch gekoppelte numerische Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch

Aus Laborversuchen ist bekannt, dass sich die Steifigkeit eines Bodens mit zunehmendem Spannungsniveau erhöht (Ohde 1939, Schultze & Moussa 1961, Janbu 1963), während sich sein Reibungswinkel verringert (Taylor 1948, Marachi et al. 1981). Daher können die aus Modellversuchen ermittelten kritischen Potenzialdifferenzen von den kritischen Potenzialdifferenzen in den Prototypen stark oder leicht abweichen.

Die Abbildungen 6.1 und 6.2 stellen das typische Verhalten von lockerem bzw. dichten Sacramento River Sand bei drainierten Triaxialversuchen dar. Wie in diesen Abbildungen zu sehen ist, werden die entstehenden Dehnungen für ein bestimmtes Verhältnis der axialen Hauptspannung zur radialen Hauptspannung σ_1/σ_3 mit zunehmender radialer Hauptspannung σ_3 größer (Lee 1965, Lee & Seed 1967, Boyle 1995). Daraus ergibt sich, dass mit größer werdenden Abmessungen der Sandprobe die entstehenden Deformationen zunehmen müssen. Dies kann zur Ermittlung von relativ großen kritischen Potenzialdifferenzen aus den kleinmaßstäblichen Modellversuchen führen.

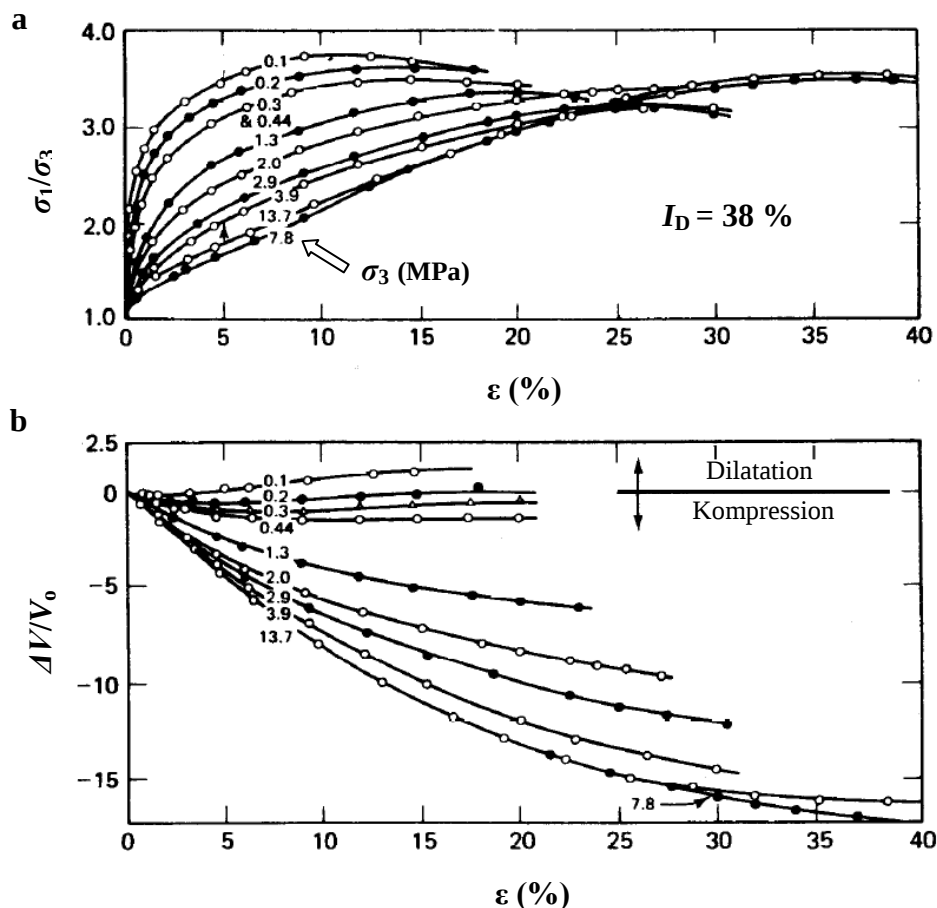


Abbildung 6.1: Typisches Verhalten des lockeren Sacramento River Sandes bei CD-Versuch: (a) Hauptspannungsverhältnis über Axialdehnung, (b) Volumetrische Dehnung über Axialdehnung (modifiziert von Lee 1965)

Im Gegensatz zum Maßstabseffekt können die folgenden Faktoren zur Ermittlung von relativ geringen kritischen Potenzialdifferenzen aus den Modellversuchen führen: 1) Die bei den Modellversuchen verwendete

Zwischenwand wird am Versuchskasten fixiert, sodass der Boden unterhalb der Zwischenwand, im Gegensatz zum Fall in der Baupraxis, keine Normalkraft aufnimmt. Infolgedessen werden die am Wandfuß entstehenden Bodendeformationen begünstigt; 2) Eine relativ lockere Zone unmittelbar unter der Zwischenwand, die beim Einbau des Versuchsbodens auftreten kann, verursacht einen relativ großen Porenwasserdruck am Wandfuß auf der Unterwasserseite.

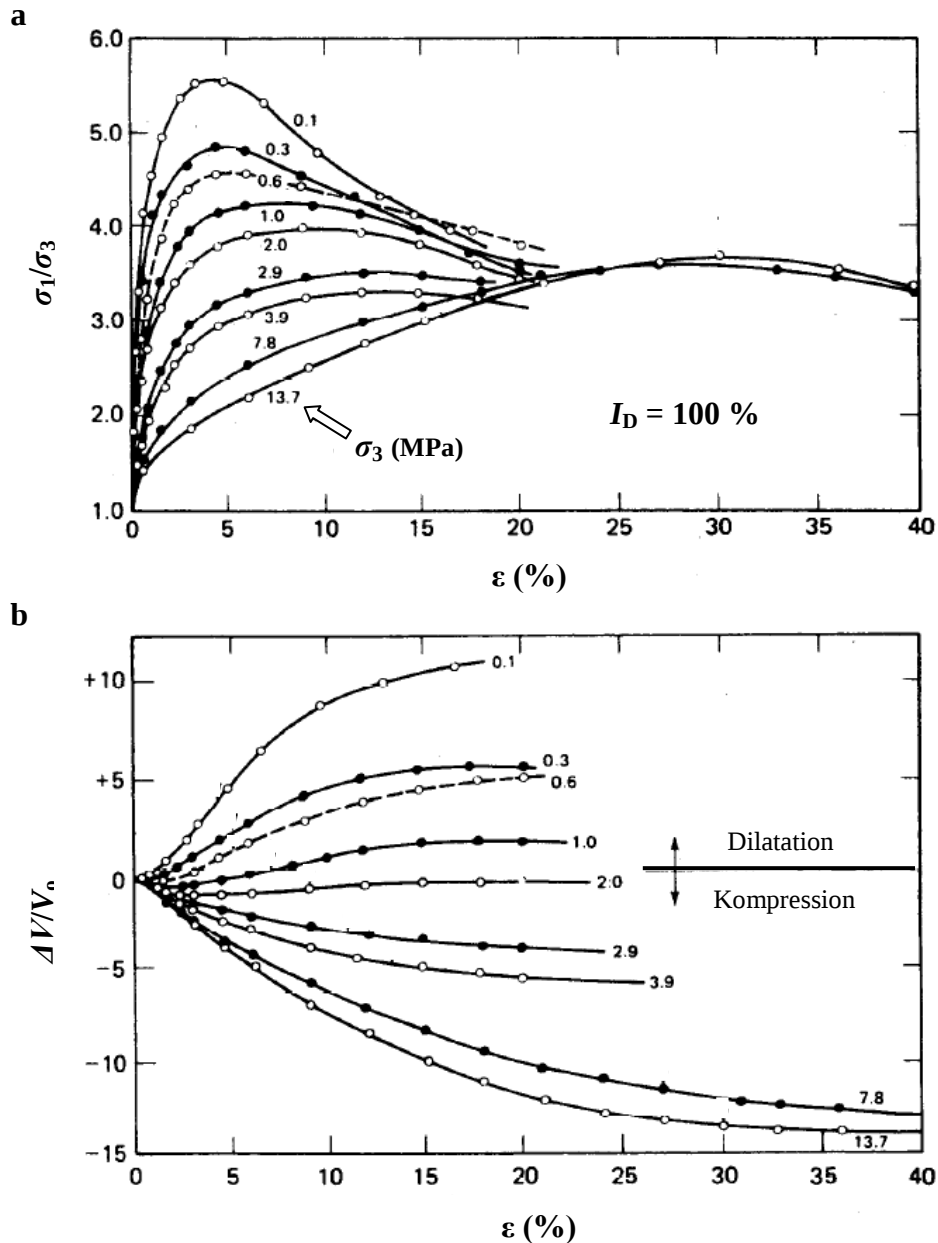


Abbildung 6.2: Typisches Verhalten des dichten Sacramento River Sandes bei CD-Versuch: (a) Hauptspannungsverhältnis über Axialdehnung, (b) Volumetrische Dehnung über Axialdehnung (modifiziert von Lee 1965)

In diesem Kapitel wird der Einfluss der oben angegebenen Fehlerquellen auf hydraulischen Grundbruch mittels hydraulisch-mechanisch gekoppelter numerischer Analysen untersucht. Außerdem werden weitere Untersuchungen zur genaueren Erfassung des Mechanismus des hydraulischen Grundbruchs in geschichteten

Böden durchgeführt, in denen eine relativ stark durchlässige nichtbindige Bodenschicht über einer geringer durchlässigen Schicht liegt.

Hierbei wurden die Simulationen der durchgeführten Modellversuche nicht vorgenommen, da die für numerische Simulationen erforderlichen Bodenparameter (wie z. B. Reibungswinkel, Steifigkeit) aufgrund des bei den Modellversuchen herrschenden niedrigen Spannungsniveaus (zwischen 1 und 2 kN/m²) versuchsmäßig nicht ermittelbar waren.

Die hydraulisch-mechanisch gekoppelten numerischen Analysen erfolgten mit der FE-Software PLAXIS 2D - Version 2015. Hierbei heißt eine hydraulisch-mechanisch gekoppelte Analyse, dass die Porenwasserdruckverteilung im Baugrubenmodell durch eine stationäre Grundwasserströmungsanalyse ermittelt und als Anfangsbedingung für die nachfolgende Spannungs-Deformationsanalyse verwendet wurde.

Verwendetes Stoffgesetz und sein Parameter

Infolge von Grundwasserströmungen erhöhen sich die effektiven Spannungen auf der Oberwasserseite einer Baugrube, während sich die effektiven Spannungen auf ihrer Unterwasserseite reduzieren. D. h. es handelt sich um eine Belastung der Oberwasserseite und eine Entlastung der Unterwasserseite.

Bei den durchgeführten gekoppelten numerischen Analysen wurde das Hardening Soil Stoffgesetz verwendet, welches unterschiedliche Steifigkeiten für Erst- Ent- und Wiederbelastungen berücksichtigt. Weiterhin sind diese Steifigkeiten spannungsabhängig und nichtlinear.

Wie in Abb. 6.3 gezeigt, besteht die Fließfläche des Mohr-Coulomb Modells im dreidimensionalen Raum aus einem sechskantigen Kegel, während die Fließfläche im Hardening Soil Modell aus einer Kappe zusätzlich zum sechskantigen Kegel besteht. Deformationen, die innerhalb dieser Flächen entstehen, sind elastisch. Wenn die Spannungen im Boden einer der beiden Fließflächen erreichen, entstehen plastische Scherverformungen, beim Erreichen des Kegels, und plastische Volumenänderungen bzw. Verfestigung, beim Erreichen der Kappe.

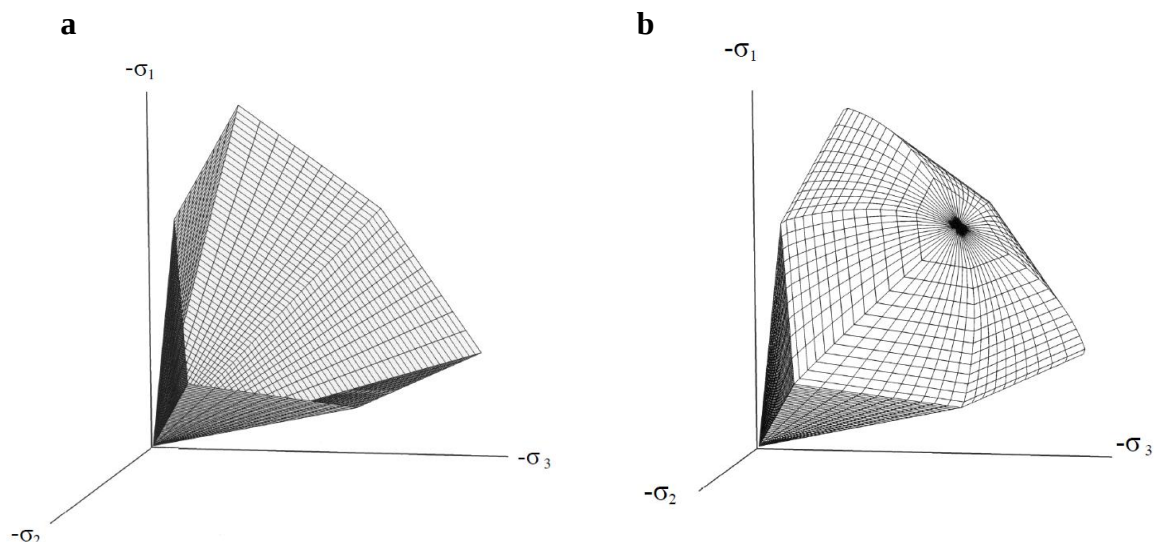
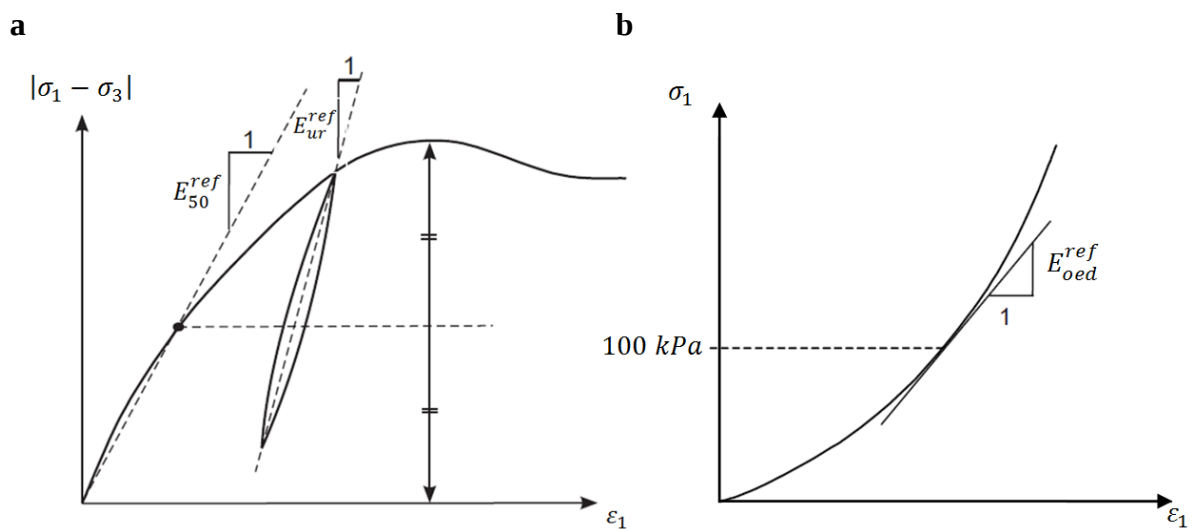


Abbildung 6.3: Totale Fließfläche im Hauptspannungsraum für nichtbindige Böden: (a) Mohr-Coulomb Modell, (b) Hardening Soil Modell (Plaxis 2015)

Der Sekantenmodul E_{50}^{ref} und die Steifigkeit des Bodens bei Ent- und Wiederbelastungen E_{ur}^{ref} können von einem drainierten Triaxialversuch unter einem Zelldruck von 100 kPa (Referenzwert) ermittelt werden, während der Tangentenmodul des Bodens E_{oed}^{ref} von einem Oedometerversuch unter einer Normalspannung von 100 kPa ermittelt wird (siehe Abb. 6.4). Bei den durchgeführten FE-Analysen wurde E_{50}^{ref} mit 30.000 kPa angenommen. Die Steifigkeiten E_{oed}^{ref} und E_{ur}^{ref} wurden hingegen basierend auf den Handbüchern der Software PLAXIS 2D-2015 mit $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ bzw. $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$ angenommen.



Ein weiterer Bodenkennwert, der im Programm eingegeben wurde, ist die wassergesättigte Wichte des Bodens γ_r . Sie wurde sowohl für homogene als auch für geschichtete Böden mit einem konstanten Wert von 20 kN/m^3 angenommen. Für die Ermittlung der im Ausgangszustand vorhandenen horizontalen Spannungen σ_h benutzt das Programm Gl. (6.1).

wobei σ_v die vertikale Spannung ist, die sich aus dem Eigengewicht des Bodens ergibt. Das Programm ermittelt den Erddruckbeiwert K_0 durch die von Jaky (1944) vorgeschlagene Gleichung:

Die Kohäsion des Bodens wurde mit null angenommen, während sein Reibungswinkel φ zwischen 25° und 45° variiert wurde. Der Dilatanzwinkel des Bodens ψ wurde durch die von Bolton (1986) vorgeschlagene Gleichung ermittelt:

- 86 -

6.1 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum

6.1.1 Eine relativ breite kreisförmige Baugrube

In diesem Abschnitt wird eine Parameterstudie mittels hydraulisch-mechanisch gekoppelter numerischer Analysen durchgeführt, um die Einflüsse des Reibungswinkels φ , des Dilatanzwinkels ψ und der Rauigkeit der Verbauwand auf hydraulischen Grundbruch in einer relativ breiten kreisförmigen Baugrube im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum zu untersuchen. Die Ergebnisse dieser Analysen ermöglichen die Prognose des bei Modellversuchen auftretenden Maßstabeffektes auf hydraulischen Grundbruch.

Ein Viertel der relativ breiten kreisförmigen Baugrube und die Abmessungen des axialsymmetrischen Baugrubenmodells sind unter Ausnutzung der Symmetrie in Abb. 6.5a bzw. Abb. 6.5b dargestellt. Die Größe des axialsymmetrischen Modells wurde so gewählt, dass sie die numerischen Ergebnisse nicht beeinflusste. Die Bodenoberflächen auf den Ober- und Unterwasserseiten hatten die gleiche Höhe von 4 m. Die seitlichen Ränder des Modells wurden in horizontaler Richtung fixiert, während sein unterer Rand in horizontaler und vertikaler Richtung fixiert wurde.

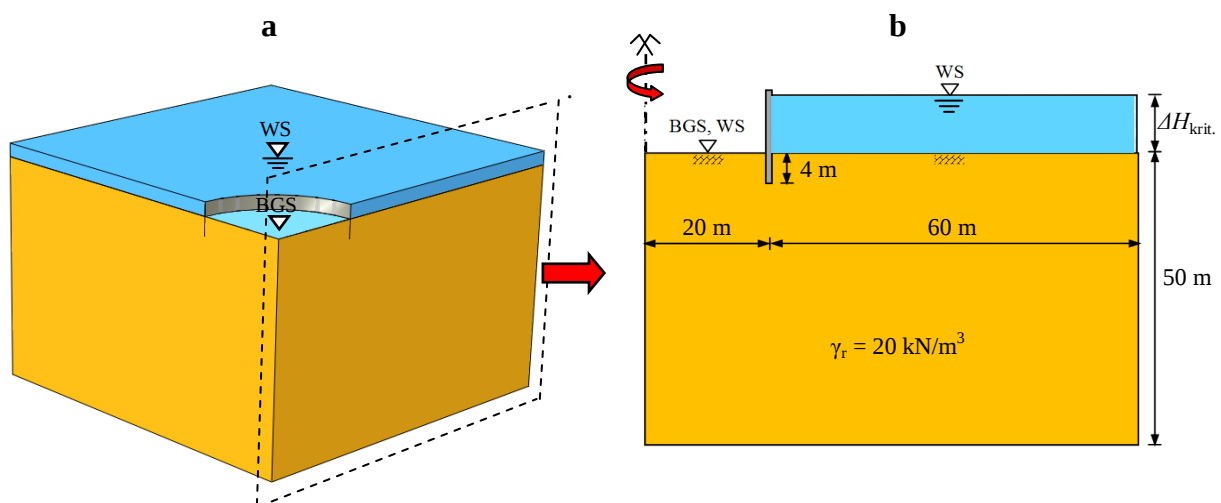


Abbildung 6.5: (a) Relativ breite kreisförmige Baugrube, (b) Abmessungen des axialsymmetrischen Baugrubenmodells

Im Modell kam eine völlig wasserdichte Verbauwand mit vernachlässigbarer Dicke zum Einsatz. Ferner wurde die Verbauwand als steif und unverschieblich modelliert. Durch Interface-Elemente wurden der Boden und die Verbauwand miteinander verbunden. Der Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Verbauwand wurde mit $\delta = \varphi/3$ (wenige raue Wandfläche) bzw. $\delta = \varphi$ (verzahnte Wandfläche) angenommen (DIN 4085: 2007-10).

Als Elementverteilung im Programm wurde „very fine“ ausgewählt, sodass das FE-Netz im Modell aus 1.500, 15-knotigen axialsymmetrischen Elementen bestand. Die Netzelemente wurden zur Baugrube hin default verfeinert (siehe Abb. 6.6a).

Am Ausgangszustand stand der Wasserspiegel auf Höhe der Bodenoberfläche an. In der nächsten Phase wurde der Wasserspiegel außerhalb der Baugrube schrittweise erhöht, während der Wasserspiegel innerhalb der Baugrube auf Höhe der Bodenoberfläche konstant gehalten wurde. Der Wasserspiegel außerhalb der Baugrube bzw. auf der Oberwasserseite wurde bis zum Erreichen des numerischen Grenzzustandes bzw. bis zu

$\Delta H_{\text{kritisch (gekoppelt)}}$ jeweils um 0,1 m gesteigert. Der entstehende Potenzialabbau und die dementsprechende Porenwasserdruckverteilung sind in den Abbildungen 6.6b bzw. 6.6c dargestellt.

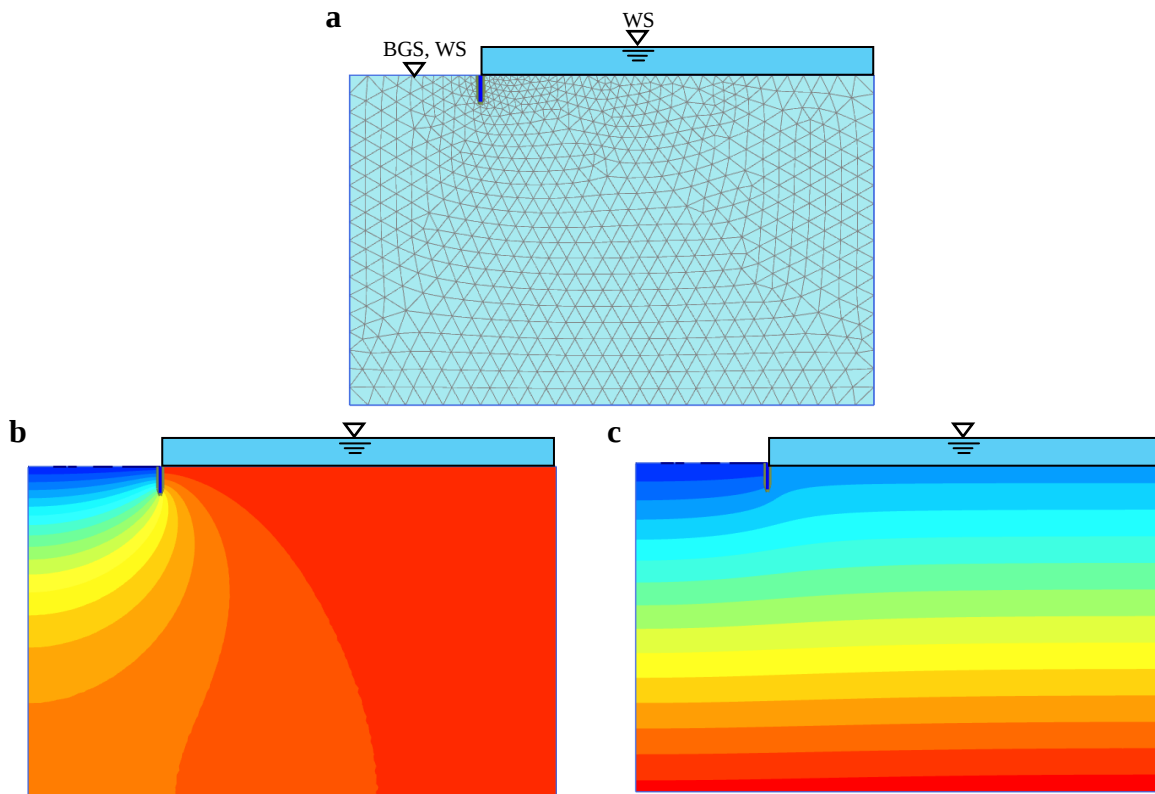


Abbildung 6.6: Relativ breites axialsymmetrisches Baugrubenmodell im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum: (a) FE Netz, (b) Potenzialabbau, (c) Porenwasserdruckverteilung

Die kritische Potenzialdifferenz für die in Abb.6.5b dargestellte Baugrube beträgt 8,8 m, die nach Terzaghis Verfahren bzw. unter Einsatz einer rechteckigen Bruchfläche mit Breite von 2 m ermittelt wurde. Dabei wurden keine Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt. In Abb. 6.7 werden die Verhältnisse der aus gekoppelten Analysen ermittelten kritischen Potenzialdifferenzen zu 8,8 m ($\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$) in Abhängigkeit vom Reibungswinkel des Bodens ($\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$) gezeigt.

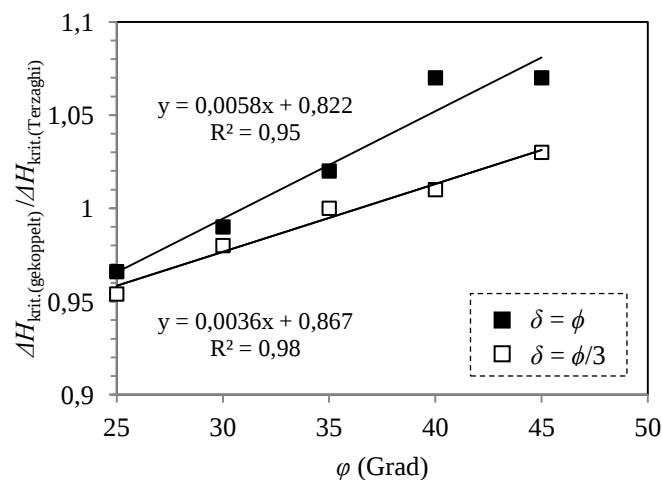


Abbildung 6.7: Einfluss des Reibungswinkels und der Wandrauigkeit auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$

Hierbei wurde der Dilatanzwinkel des Bodens mittels Gl. (6.3) ermittelt, während der Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Wand mit $\delta = \varphi/3$ bzw. $\delta = \varphi$ angenommen wurde.

Abbildung 6.7 verdeutlicht, dass sich die aus gekoppelten Analysen erhaltenen kritischen Potenzialdifferenzen mit dem zunehmenden Reibungswinkel des Bodens erhöhen. Eine Erhöhung des Reibungswinkels von 25° auf 45° führt zu einer Erhöhung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ um 8% für $\delta = \varphi/3$ und 11% für $\delta = \varphi$. Es ergibt sich daraus, dass die aus Modellversuchen gewonnenen kritischen Potenzialdifferenzen mit dem zunehmenden Maßstab des Versuchskastens abnehmen müssen.

Die aus gekoppelten Analysen erhaltenen kritischen Potenzialdifferenzen erhöhen sich ebenfalls mit zunehmender Wandrauigkeit. Jedoch ist ihr Einfluss auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}$ vernachlässigbar gering. Für $\varphi = 45^\circ$ führt beispielsweise eine Erhöhung des Reibungswinkels zwischen dem Boden und der Wand von $\varphi/3$ auf φ zu einer Erhöhung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ um 3,5%.

Das deformierte Netz im Bruchzustand, das sich aus den gekoppelten numerischen Analysen ergab, ist exemplarisch für $\varphi = 45^\circ$, $\psi = 15^\circ$ und $\delta = \varphi/3$ in Abb. 6.8 dargestellt.

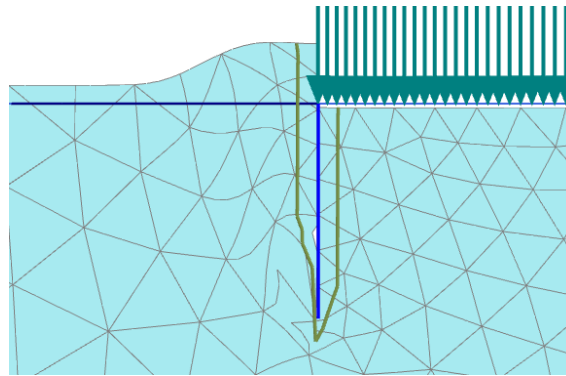


Abbildung 6.8: Deformiertes Netz im Bruchzustand für die in Abb. 6.5b dargestellte Baugrube

Die gekoppelten numerischen Analysen ergaben drei unterschiedliche Bruchflächenformen: 1) Rechteckige Bruchfläche mit einer Breite geringer als die von Terzaghi vorgeschlagene Breite, 2) Dreieckige Bruchfläche, 3) Oberflächennah entstehende Bruchfläche. Eine rechteckige Bruchfläche entstand für die Reibungswinkel 25° , 30° und 35° , während eine dreieckige Bruchfläche für die Reibungswinkel 40° und 45° entstand. Eine oberflächennahe Bruchfläche ist hingegen für den Fall von $\varphi = 45^\circ$ mit $\delta = \varphi$ aufgetreten. Zur Veranschaulichung dieser Bruchflächenformen werden inkrementelle Verschiebungen in Abb. 6.9 dargestellt.

Zur Untersuchung des Einflusses des Dilatanzwinkels auf die entstehende Bruchflächenform und $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}$ wurde im Folgenden der Dilatanzwinkel des Bodens variiert. Hierbei wurden fünf unterschiedliche Werte des Dilatanzwinkels ($\psi = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$) verwendet. Abbildung 6.10 zeigt den Verlauf von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ über Dilatanzwinkel für zwei unterschiedliche Reibungswinkel des Bodens ($\varphi = 25^\circ$ und 45°). Sowohl für $\varphi = 25^\circ$ als auch für $\varphi = 45^\circ$ führt eine Erhöhung des Dilatanzwinkels von 0° auf 20° zu einer Erhöhung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ geringer als 5%.

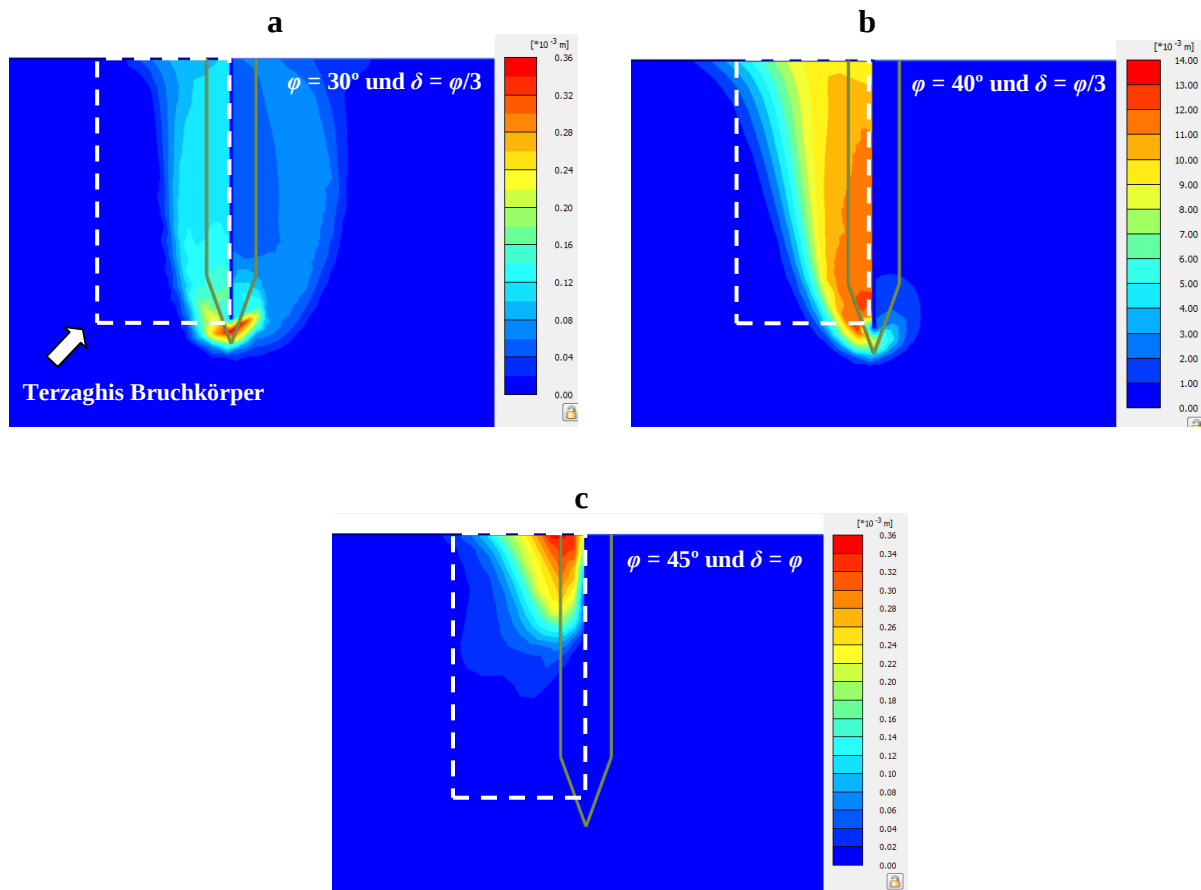


Abbildung 6.9: Bruchflächenformen in der relativ breiten Baugrube: (a) Rechteckige Bruchfläche, (b) Dreieckige Bruchfläche, (c) Oberflächennah entstehende Bruchfläche

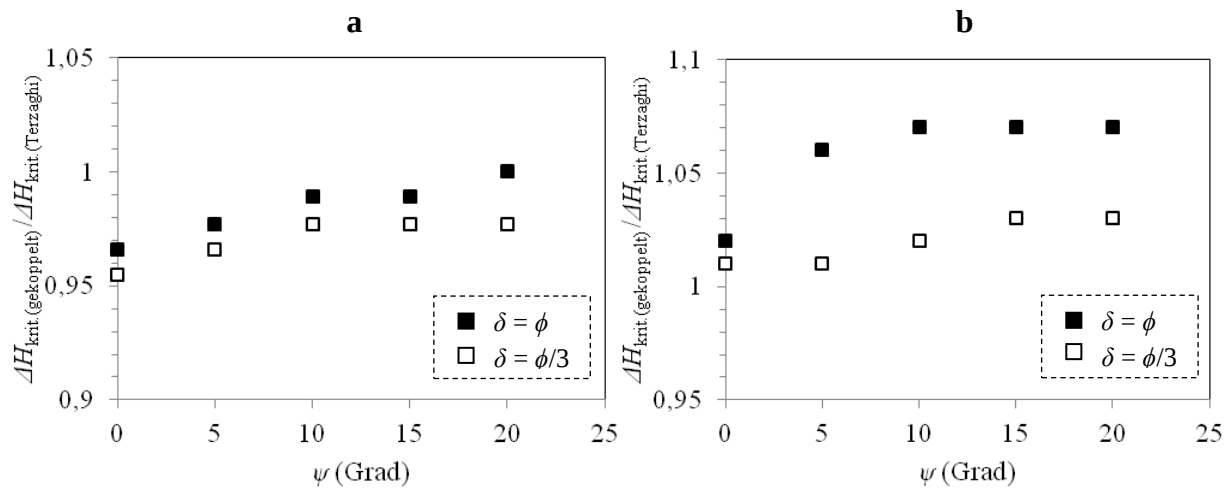


Abbildung 6.10: Einfluss des Dilatanzwinkels auf $\Delta H_{\text{krit(gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit(Terzaghi)}}$: (a) $\varphi = 25^\circ$, (b) $\varphi = 45^\circ$

Die Abbildungen 6.11 und 6.12 veranschaulichen den Einfluss des Dilatanzwinkels des Bodens ψ und des Reibungswinkels zwischen dem Boden und der Wand δ auf die entstehende Bruchflächenform für 25° bzw. 45° .

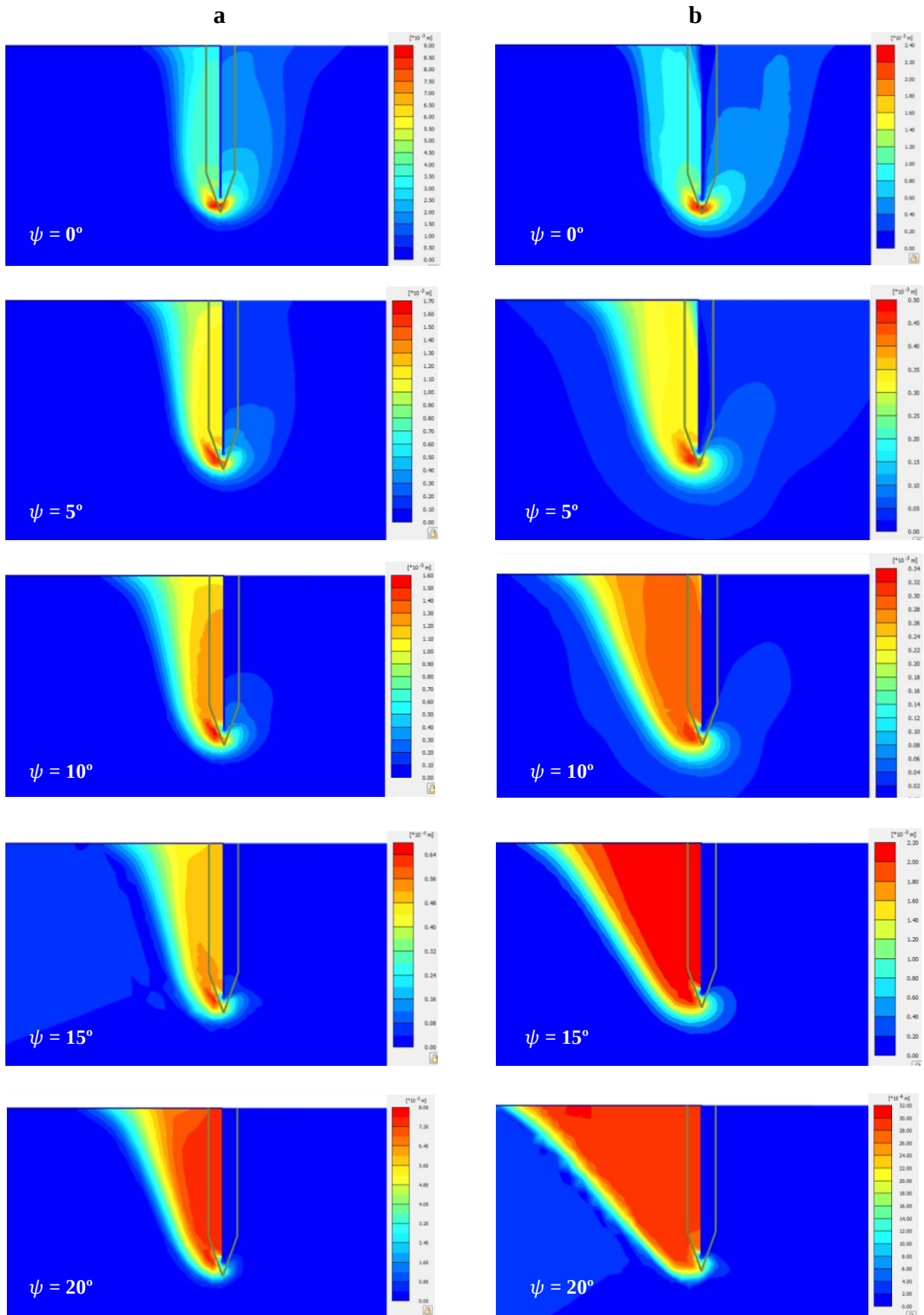


Abbildung 6.11: Einfluss des Dilatanzwinkels und des Reibungswinkels zwischen dem Boden und der Wand auf die Bruchflächenform für $\varphi = 25^\circ$: (a) $\delta = \varphi/3$, (b) $\delta = \varphi$

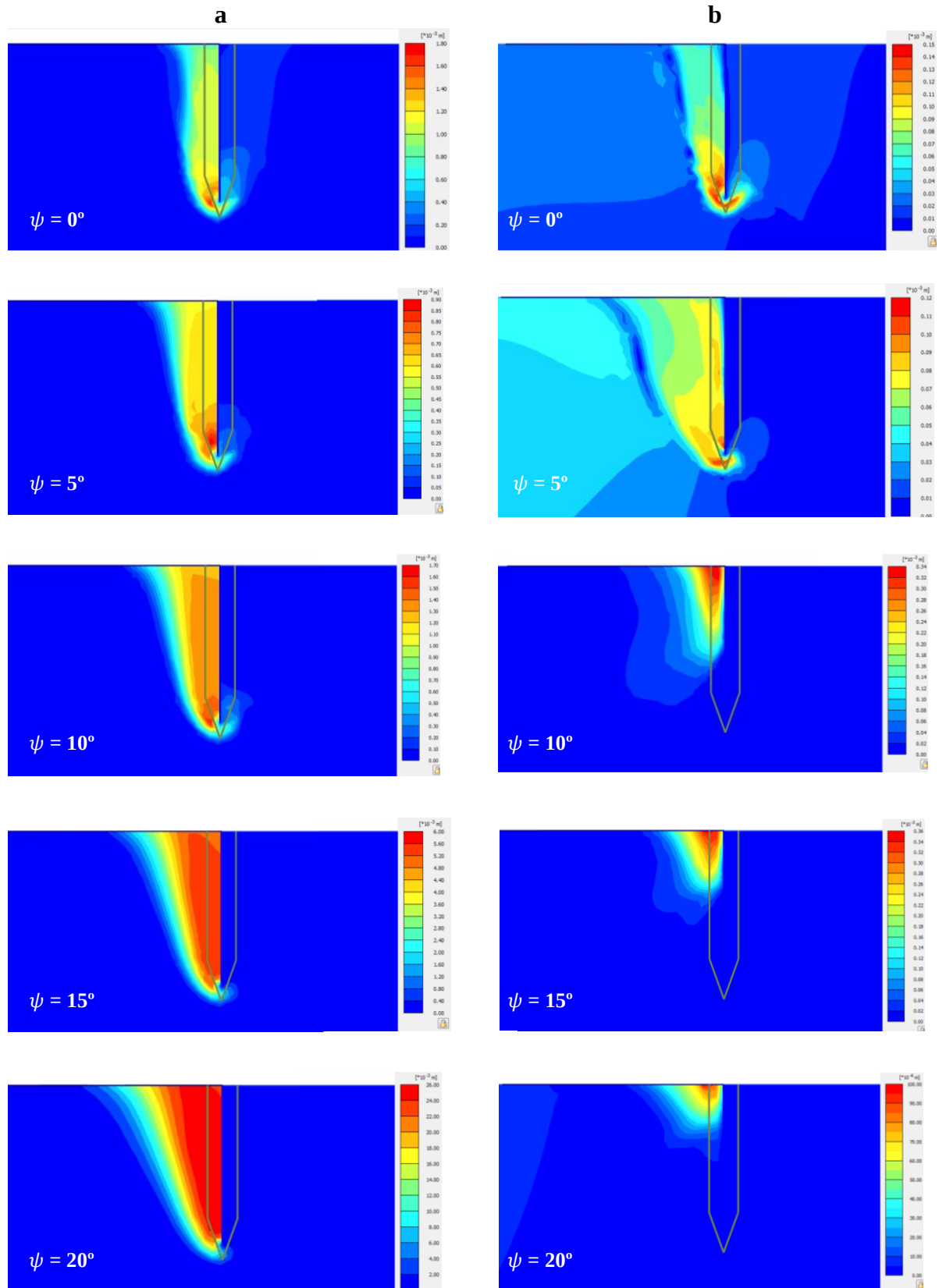


Abbildung 6.12: Einfluss des Dilatanzwinkels und des Reibungswinkels zwischen dem Boden und der Wand auf die Bruchflächenform für $\varphi = 45^\circ$: (a) $\delta = \varphi/3$, (b) $\delta = \varphi$

Wie aus den Abbildungen 6.11 und 6.12 ersichtlich ist, entsteht in den meisten Fällen eine dreieckige Bruchfläche. Die Breite der dreieckigen Bruchfläche wird mit zunehmendem Dilatanzwinkel des Bodens größer. Die Ausnahmen treten in den Fällen von $\psi \geq 10^\circ$ mit $\varphi = 45$ und $\delta = \varphi$ bzw. $\psi \leq 5^\circ$ auf. Eine rechteckige Bruchfläche mit Breite geringer als die von Terzaghi vorgeschlagene Breite entsteht im Fall von $\psi \leq 5^\circ$, während im Fall von $\psi \geq 10^\circ$ mit $\varphi = 45^\circ$ und $\delta = \varphi$ eine oberflächennahe Bruchfläche entsteht.

Die oben dargestellten Erkenntnisse erklären die Entstehungsursache der bei Modellversuchen beobachteten dreieckigen Bruchflächen (siehe Abschnitt 4, die Abbildungen 4.7, 4.19 und 4.20). Der hohe Reibungswinkel und der dementsprechende hohe Dilatanzwinkel des Versuchsbodens, aufgrund des bei den kleinmaßstäblichen Modellversuchen herrschenden niedrigen Spannungsniveaus, sowie der geringe Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Zwischenplatte, aufgrund der glatten Oberfläche der aus Plexiglas hergestellten Zwischenplatte, hatten offensichtlich die Entstehung einer dreieckigen Bruchfläche bei den Modellversuchen zur Folge.

Zu einer genaueren Beschreibung der Fälle, in denen eine oberflächennahe Bruchfläche entsteht, wurden weitere numerische Untersuchungen durchgeführt. Abbildung 6.13 verdeutlicht, dass eine oberflächennahe dreieckige Bruchfläche auch in den Fällen von $\varphi \geq 40^\circ$, $\delta = \varphi$ und $\psi \geq 15^\circ$ entsteht.

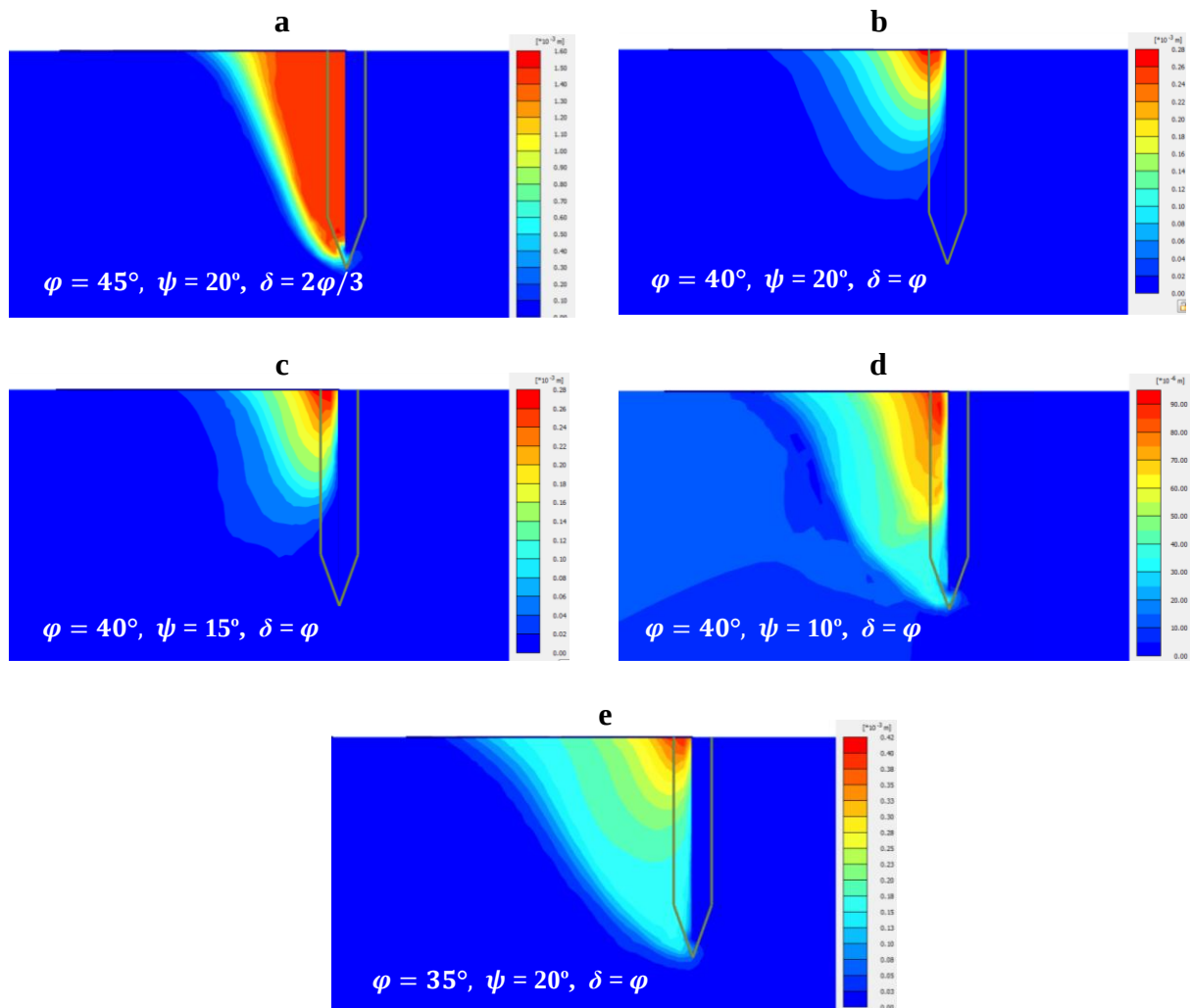


Abbildung 6.13: Untersuchungen zur oberflächennah entstehenden Bruchfläche

6.1.2 Eine relativ schmale kreisförmige Baugrube

Im Folgenden werden die Einflüsse des Reibungswinkels φ , des Dilatanzwinkels ψ und der Rauigkeit der Verbauwand auf hydraulischen Grundbruch in einer relativ schmalen kreisförmigen Baugrube im homogenen isotropen halb-unendlichen Raum untersucht.

Abbildung 6.14a zeigt die Abmessungen des bei den Untersuchungen verwendeten axialsymmetrischen Baugrubenmodells. Die Größe des Baugrubenmodells wurde so gewählt, dass sie einen vernachlässigbaren Einfluss auf die numerischen Ergebnisse hatte. Die seitlichen Ränder des Modells wurden in horizontaler Richtung fixiert, während sein unterer Rand in horizontaler und vertikaler Richtung fixiert wurde. Im Modell kam eine völlig wasserdichte Verbauwand mit vernachlässigbarer Dicke zum Einsatz. Weiterhin wurde die Verbauwand als steif und unverschieblich modelliert. Durch Interface-Elemente wurden die Verbauwand und der Boden miteinander verbunden. Als Elementverteilung im Programm wurde „very fine“ ausgewählt, sodass das FE-Netz im Modell aus 1.532, 15-knotigen axialsymmetrischen Elementen bestand. Die Netzelemente wurden zur Baugrube hin default verfeinert. Im Ausgangszustand stand der Wasserspiegel auf Höhe der Bodenoberfläche an. In der nächsten Phase wurde der Wasserspiegel außerhalb der Baugrube schrittweise erhöht, während der Wasserspiegel innerhalb der Baugrube auf Höhe der Bodenoberfläche bzw. der Baugrubensohle konstant gehalten wurde. Der Wasserspiegel auf der Oberwasserseite wurde bis zu $\Delta H_{\text{kritisch (gekoppelt)}}$ jeweils um 0,1 m gesteigert. Der entstehende Potenzialabbau und die dementsprechende Porenwasserdruckverteilung sind in den Abbildungen 6.14b bzw. 6.14c dargestellt.

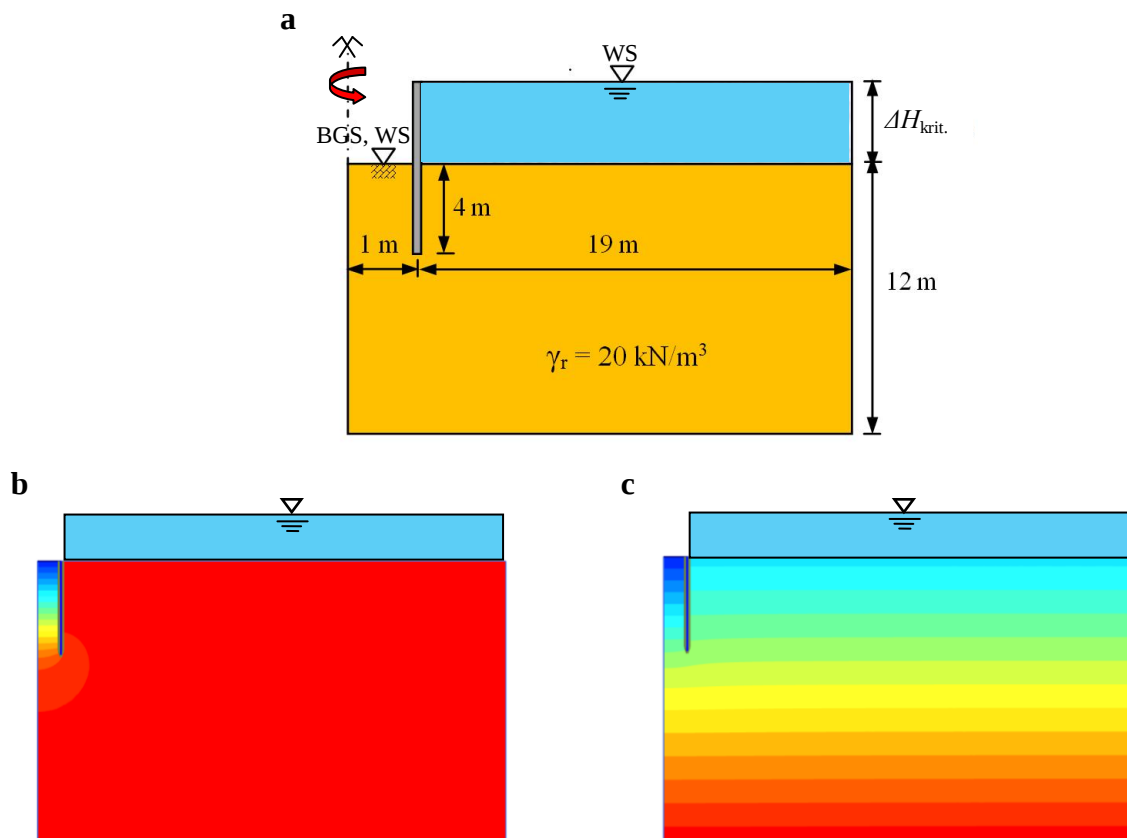


Abbildung 6.14: Relativ schmales axialsymmetrisches Baugrubenmodell im homogenen halb-unendlichen Raum: (a) Abmessungen des Modells, (b) Potenzialabbau, (c) Porenwasserdruckverteilung

Für die in Abb. 6.14a dargestellte Baugrube beträgt die kritische Potenzialdifferenz 4,7 m ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte. Es ist anzumerken, dass hierbei die gesamte Baugrubensohle (2×1 m) als Bruchkörper betrachtet wurde, da die Breite des Bruchkörpers von Terzaghi ($t/2 = 2$ m) größer als die halbe Baugrubenbreite (1 m) war. Somit wurde bei der Ermittlung des mittleren hydraulischen Gefälles die Druckhöhe in der Mitte der gesamten Baugrubensohle auf Höhe der Wandunterkante verwendet.

Bei den Analysen wurde der Reibungswinkel des Bodens zwischen 25° und 45° variiert, während sein Dilatanzwinkel ψ mittels Gl. (6.3) ermittelt wurde. Der Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Wand wurde mit $\delta = \varphi/3$ bzw. $\delta = \varphi$ angenommen. Das deformierte Netz im Bruchzustand ist exemplarisch für $\varphi = 45^\circ$, $\psi = 15^\circ$ und $\delta = \varphi/3$ in Abb. 6.15 dargestellt.

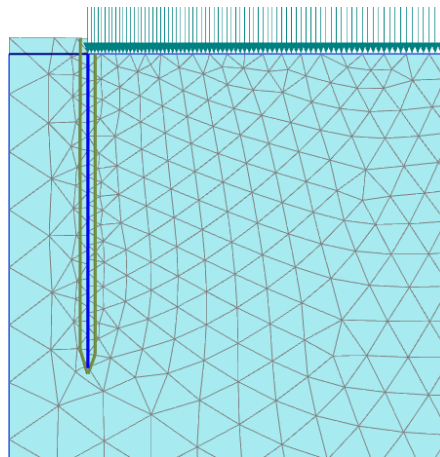


Abbildung 6.15: Deformiertes Netz im Bruchzustand für die in Abb. 6.14a dargestellte Baugrube

Die durchgeführten gekoppelten numerischen Analysen ergaben eine konstante kritische Potenzialdifferenz von 4,6 m für alle untersuchten Werte von φ , ψ und δ , sodass das Verhältnis von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ 0,98 betrug. Bei den Analysen stellten sich zwei unterschiedliche Bruchflächenformen ein: 1) Entlang der gesamten Einbindetiefe entstehende Bruchfläche, 2) Oberflächennah entstehende Bruchfläche (siehe Abb. 6.16).

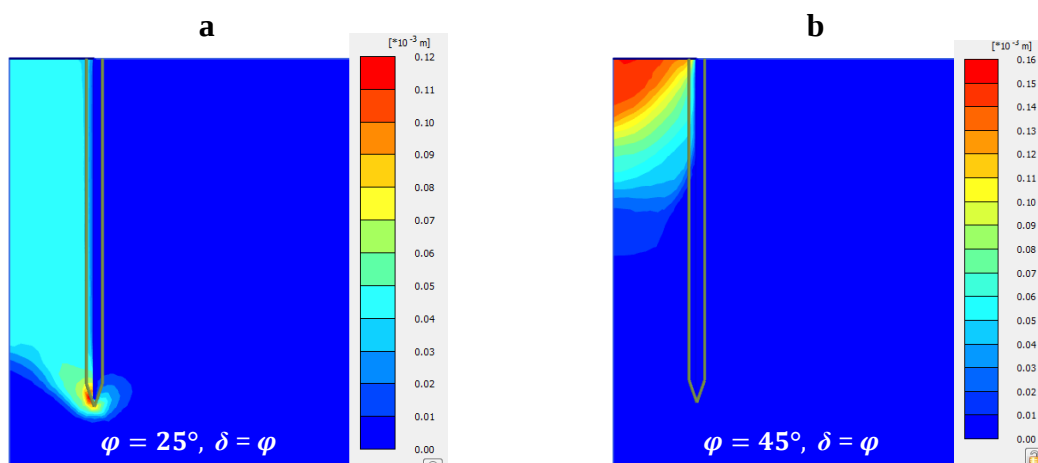


Abbildung 6.16: Bruchflächenformen in der relativ schmalen Baugrube: (a) Entlang der gesamten Einbindetiefe entstehende Bruchfläche, (b) Oberflächennah entstehende Bruchfläche

6.2 Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in geschichteten Böden mit $k_{oben}/k_{unten} > 1$

6.2.1 Eine relativ breite kreisförmige Baugrube

Dieser Abschnitt behandelt den hydraulischen Grundbruch in geschichteten Böden, in denen eine relativ stark durchlässige nichtbindige Bodenschicht über einer geringer durchlässigen Schicht liegt. Hierzu wurde im Folgenden eine Parameterstudie mittels hydraulisch-mechanisch gekoppelter numerischer Analysen durchgeführt. Bei den Analysen kam das in Abb. 6.5 dargestellte axialsymmetrische Baugrubenmodell zum Einsatz. Im Unterschied dazu wurde der Boden entlang der Einbindetiefe in acht Teile mit einer Dicke von 0,5 m eingeteilt, wie in Abb. 6.17a gezeigt. Als Elementverteilung im Programm wurde „very fine“ ausgewählt, sodass das FE-Netz im Modell aus 4.579, 15-knotigen axialsymmetrischen Elementen bestand. Das deformierte Netz im Bruchzustand, das sich aus den Analysen ergab, ist exemplarisch für $t_{oben} = t_{unten}$, $k_{oben}/k_{unten} = 10$, $\varphi_{oben} = \varphi_{unten} = 35^\circ$, $\psi = 2,5^\circ$ und $\delta = 2\varphi/3$ in Abb. 6.17b dargestellt.

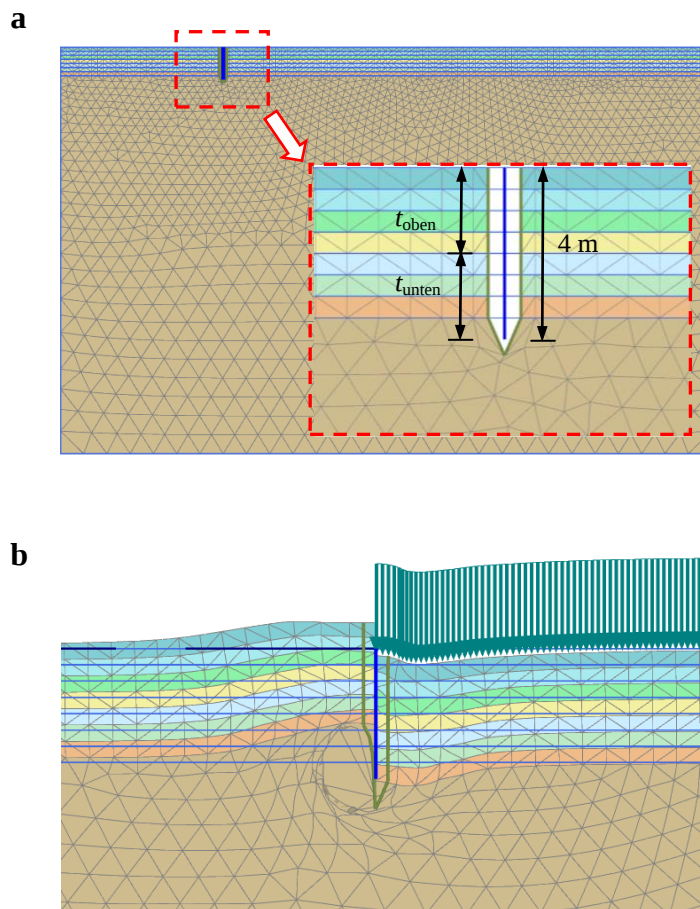


Abbildung 6.17: (a) Relativ breites axialsymmetrisches Baugrubenmodell im geschichteten Baugrund, (b) Deformiertes Netz im Bruchzustand

Der Sekantenmodul des Bodens E_{50}^{ref} hat keinen bemerkenswerten Einfluss auf die ermittelte kritische Potenzialdifferenz, sodass er ausschließlich hinsichtlich der Größenordnung von entstehenden Verformungen eine Rolle spielt. Daher wurde bei den unten vorgestellten Analysen der Sekantenmodul der unteren Bodenschicht gleich dem Sekantenmodul der oberen Bodenschicht angenommen ($E_{50,oben}^{ref} = E_{50,unten}^{ref} = 30.000 \text{ kN/m}^2$).

Weiterhin wurde die wassergesättigte Wichte der oberen Bodenschicht gleich der wassergesättigten Wichte der unteren Bodenschicht ($\gamma_{r, \text{oben}} = \gamma_{r, \text{unten}} = 20 \text{ kN/m}^3$) angenommen.

Es ist anzumerken, dass bei der Ermittlung der kritischen Potenzialdifferenzen nach dem Verfahren von Terzaghi & Peck kein Teilsicherheitsbeiwert berücksichtigt wurde.

Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ und die entstehende Bruchflächenform

Abbildung 6.18 veranschaulicht den Einfluss vom Verhältnis der Dicke der oberen relativ stark durchlässigen Bodenschicht zur gesamten Einbindetiefe $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf das Verhältnis der aus gekoppelten Analysen ermittelten kritischen Potenzialdifferenz zur nach dem Verfahren von Terzaghi & Peck ermittelten kritischen Potenzialdifferenz $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ in Abhängigkeit von $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$. Hierbei wurde das Verhältnis von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ als 0; 0,125; 0,25; 0,375; 0,5; 0,625; 0,75 und 0,875 variiert, während das Verhältnis von $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$ als 2,5; 10; 100 variiert wurde.

Bei den Analysen wurde der Reibungswinkel der oberen Schicht gleich dem Reibungswinkel der unteren Schicht ($\varphi_{\text{oben}} = \varphi_{\text{unten}} = 35^\circ$) angenommen. Der Dilatanzwinkel des Baugrundes wurde gemäß Gl. (6.3) ermittelt, während der Reibungswinkel zwischen dem Baugrund und der Verbauwand mit $2\varphi/3$ angenommen wurde.

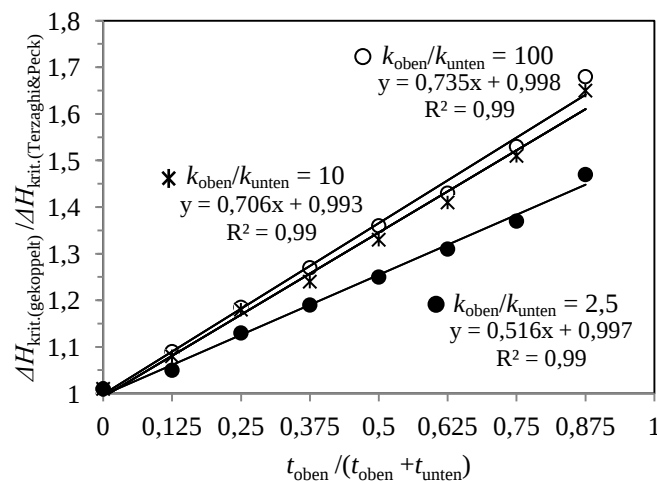


Abbildung 6.18: Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$

Wie in Abb. 6.18 dargestellt, sind die aus gekoppelten Analysen erhaltenen Potenzialdifferenzen für alle Werte von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ und $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$ größer als die nach dem Verfahren von Terzaghi & Peck ermittelten Potenzialdifferenzen. Das Verhältnis von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ erhöht sich mit zunehmendem Verhältnis von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ bzw. $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$. Bei einem Verhältnis von $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 100$ variiert es zwischen 1,09 und 1,68 für $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}}) = 0,125$ bzw. 0,875. Bei $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 2,5$ hingegen variiert es zwischen 1,05 und 1,47 für $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}}) = 0,125$ bzw. 0,875. Weiterhin zeigt Abb. 6.18, dass ein Verhältnis von $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$ größer als 10 zu keiner nennenswert größeren Erhöhung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ führt.

Die aus den numerischen Analysen gewonnenen Bruchflächenformen sind exemplarisch für $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 2,5$ und $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 100$ in den Abbildungen 6.19 bzw. 6.20 demonstriert. Aus diesen Abbildungen ist ersichtlich, dass die Abweichung der aus gekoppelten Analysen erhaltenen Bruchfläche von der Bruchfläche nach Terzaghi & Peck mit zunehmendem Verhältnis von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ bzw. $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}}$ deutlicher wird.

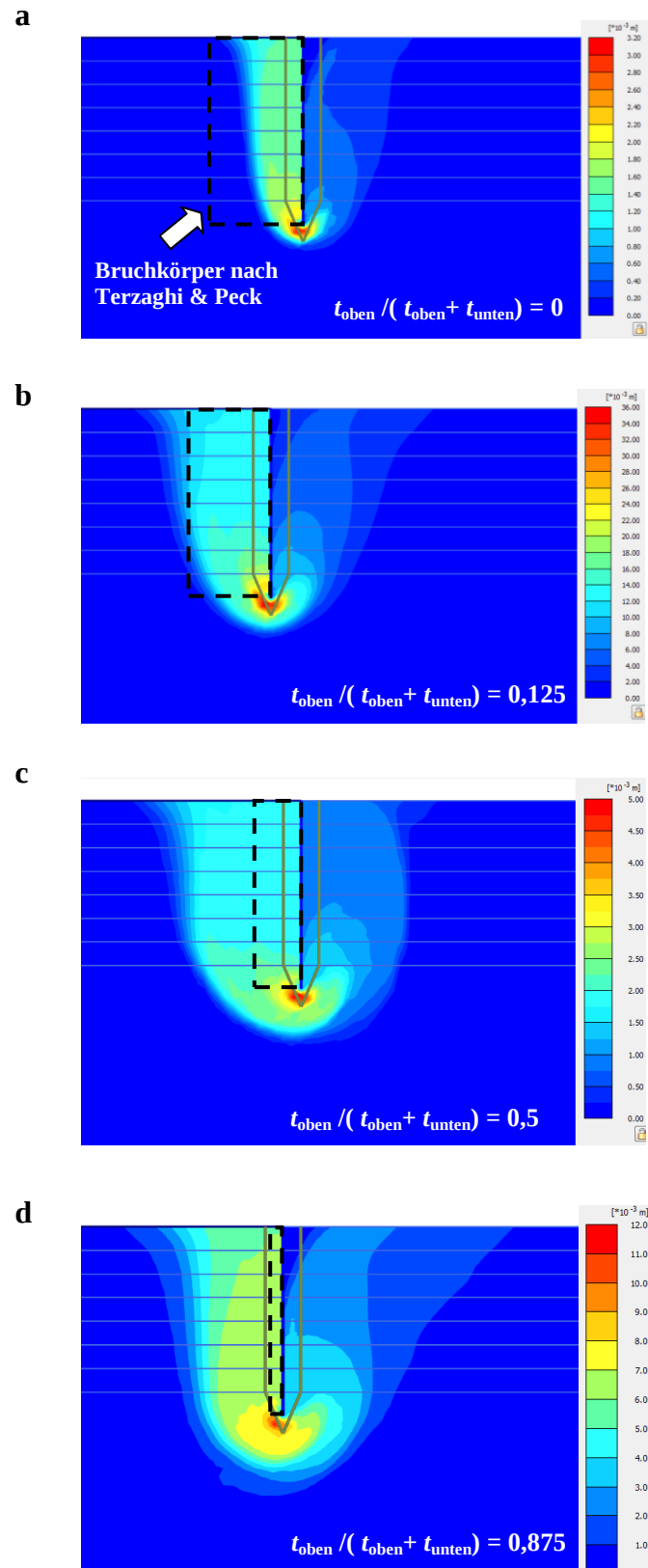


Abbildung 6.19: Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf die Bruchflächenform für $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 2,5$

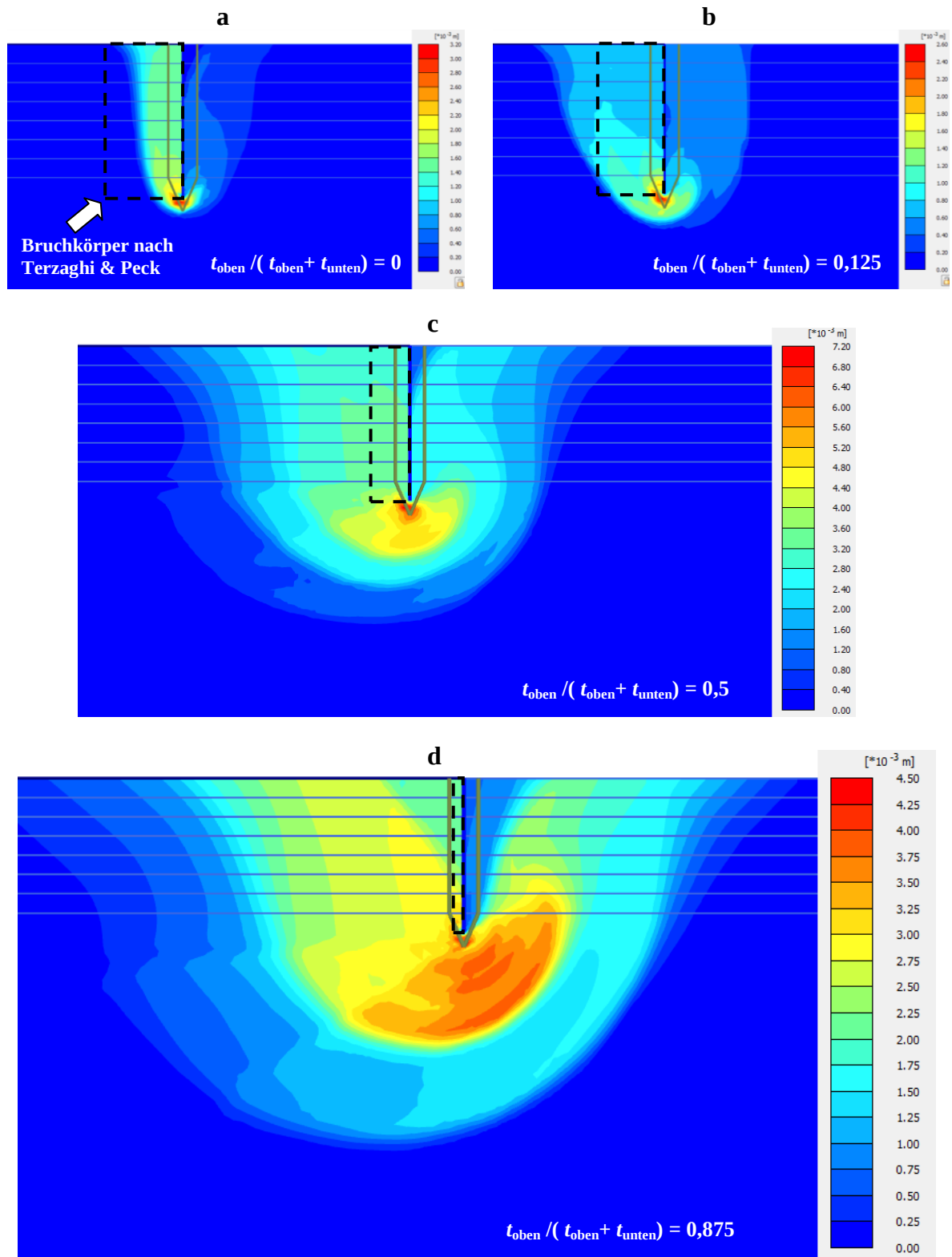


Abbildung 6.20: Einfluss von $t_{\text{oben}} / (t_{\text{oben}} + t_{\text{unten}})$ auf die Bruchflächenform für $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} = 100$

Einfluss von φ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ und die entstehende Bruchflächenform

Abbildung 6.21 zeigt den Einfluss des Reibungswinkels des Baugrundes φ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$. Bei den Analysen wurde der Reibungswinkel der oberen Bodenschicht gleich dem Reibungswinkel der unteren

Boden­schicht ($\varphi_{\text{oben}} = \varphi_{\text{unten}}$) an­ge­nom­men. Die An­alysen wur­den für $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 0,5$, $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 2,5$ und 100 durch­ge­führt. Der Rei­bungs­win­kel des Bau­grundes wurde zwi­schen 25° und 45° va­riert, wäh­rend der Rei­bungs­win­kel zwi­schen dem Bo­den und der Ver­bau­wand mit $2\varphi/3$ an­ge­nom­men wurde. Der Di­la­tanz­win­kel des Bau­grundes wurde ge­mäß Gl. (6.3) er­mit­telt.

Eine Er­hö­hung des Rei­bungs­win­kels von 25° auf 45° ver­ur­sacht eine Er­hö­hung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi\&Pecki)}}$ um 18% für $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 2,5$ und 32% für $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 100$. Auf­fäl­lig ist da­bei, dass der Rei­bungs­win­kel des Bau­grundes einen gro­ßen Ein­fluss auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi\&Pecki)}}$ hat, ob­wohl sein Ein­fluss bei ho­mo­ge­nen Böden mit ma­xi­mal 11% be­grenzt ist (siehe Abb. 6.7). Die aus den An­alysen ge­won­ne­nen Bruch­flä­chen­for­men sind ex­em­plarisch für $\varphi = 25^\circ$ und 45° in Abb. 6.22 de­mon­striert.

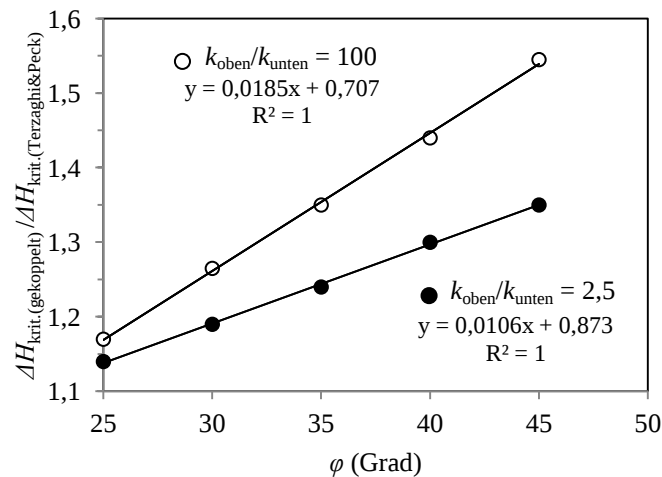


Abbildung 6.21: Einfluss des Rei­bungs­win­kels auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi\&Peck)}}$ im ge­schich­te­ten Bau­grund

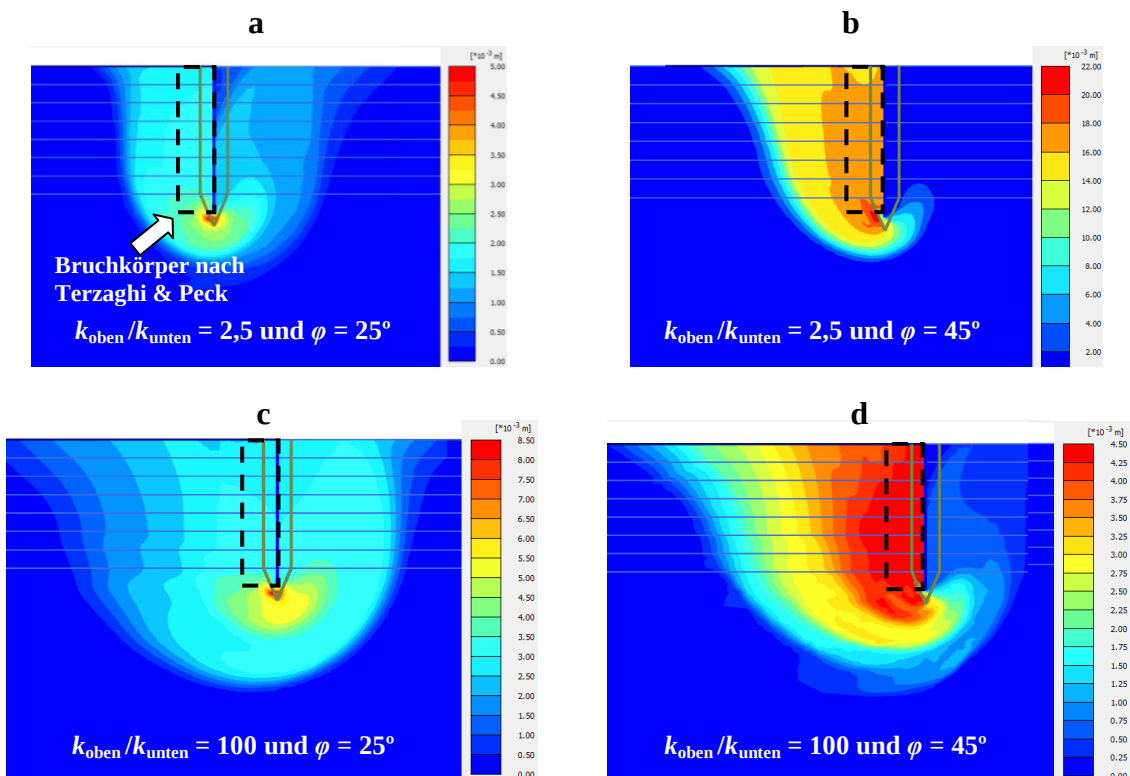


Abbildung 6.22: Einfluss des Rei­bungs­win­kels auf die Bruch­flä­chen­form im ge­schich­te­ten Bau­grund

Einfluss von $\varphi_{\text{oben}}/\varphi_{\text{unten}}$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ und die entstehende Bruchflächenform

Abbildung 6.23 zeigt den Einfluss vom Verhältnis des Reibungswinkels der oberen relativ stark durchlässigen Bodenschicht zum Reibungswinkel der unteren geringer durchlässigen Bodenschicht $\varphi_{\text{oben}}/\varphi_{\text{unten}}$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$. Die Analysen wurden für $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 0,5$, $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 2,5$ und 100 durchgeführt. Der Reibungswinkel der unteren Bodenschicht wurde mit 25° konstant angenommen, während der Reibungswinkel der oberen Bodenschicht zwischen 25° und 45° variiert wurde. Der Dilatanzwinkel des Baugrundes wurde gemäß Gl. (6.3) ermittelt. Der Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Wand wurde hingegen mit $2\varphi/3$ angenommen.

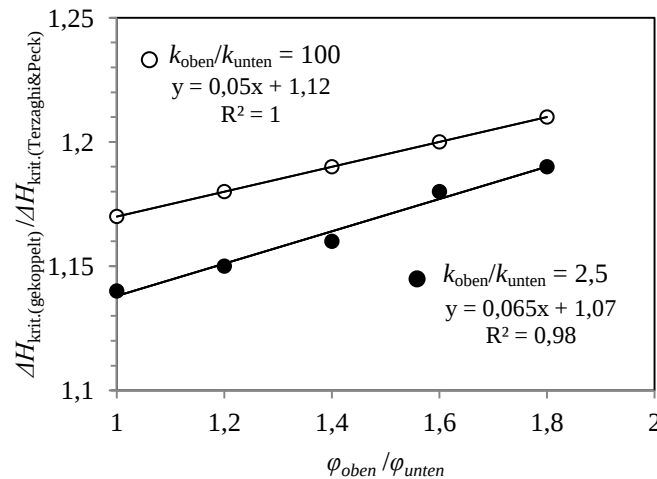


Abbildung 6.23: Einfluss von $\varphi_{\text{oben}}/\varphi_{\text{unten}}$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$

Wie in Abb. 6.23 dargestellt, führt eine Erhöhung des Verhältnisses von $\varphi_{\text{oben}}/\varphi_{\text{unten}}$ von 1 auf 1,8 zu einer Erhöhung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ um 3,5%. Dabei spielt das Verhältnis von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$ im Wertebereich zwischen 2,5 und 100 keine Rolle. Unter Berücksichtigung der Abbildung 6.21 kann gesagt werden, dass bei der Größe der kritischen Potenzialdifferenz der Reibungswinkel der unteren Bodenschicht entscheidend ist.

Die aus den Analysen gewonnenen Bruchflächenformen sind exemplarisch für $\varphi_{\text{oben}}/\varphi_{\text{unten}} = 1,8$, $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} = 2,5$ und 100 in Abb. 6.24a bzw. b demonstriert.

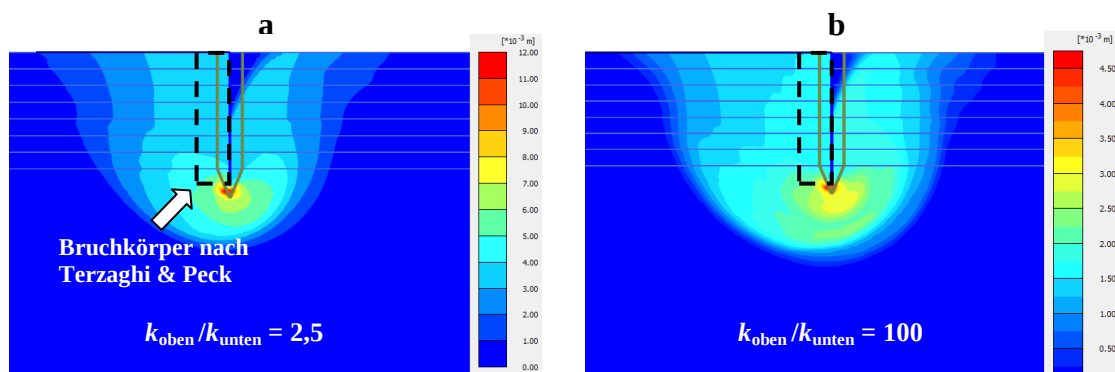


Abbildung 6.24: Einfluss von $\varphi_{\text{oben}}/\varphi_{\text{unten}}$ auf die Bruchflächenform

6.2.2 Eine relativ schmale kreisförmige Baugrube

Zur Untersuchung des hydraulischen Grundbruchs in relativ schmalen kreisförmigen Baugruben in geschichteten Böden wurde das in Abb. 6.14a dargestellte axialsymmetrische Baugrubenmodell verwendet. Im Unterschied dazu wurde der Boden entlang der Einbindetiefe in vier Teile eingeteilt, sodass die Analysen für drei unterschiedliche Werte von $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 0,125; 0,5; 0,875$ durchgeführt wurden.

Bei den Analysen wurde der Reibungswinkel der oberen Bodenschicht gleich dem Reibungswinkel der unteren Schicht ($\varphi_{\text{oben}} = \varphi_{\text{unten}}$) angenommen, sodass der Reibungswinkel als $25^\circ, 35^\circ, 45^\circ$ variiert wurde. Der Dilatanzwinkel des Baugrundes wurde gemäß Gl. (6.3) ermittelt, während der Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Wand mit $2\varphi/3$ angenommen wurde. Bei allen Analysen wurde das Verhältnis von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}}$ mit 10 angenommen.

Wie in Tab. 6.1 aufgelistet, sind die aus gekoppelten Analysen ermittelten kritischen Potenzialdifferenzen $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}$ erheblich größer als die nach Terzaghi & Peck ermittelten Werten $\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$. Im Gegensatz zum relativ breiten Baugrubenmodell hat der Reibungswinkel des Baugrundes keinen bemerkenswerten Einfluss auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$. Außerdem führt ein Verhältnis von $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ größer als 0,5 zu keiner weiteren Erhöhung von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$.

Tabelle 6.1: Einfluss von φ und $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$ auf $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ im relativ schmalen axialsymmetrischen Baugrubenmodell

φ (Grad)	$t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}})$		
	0,125	0,5	0,875
	$\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}}/\Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$		
25°	1,23	1,49	1,47
35°	1,27	1,56	1,54
45°	1,21	1,48	1,47

Die Analysen ergaben einen Bruch, der sich über die gesamte Einbindetiefe und Baugrubensohle einstellt. Die Bruchform und das deformierte Netz im Bruchzustand sind exemplarisch für $t_{\text{oben}}/(t_{\text{oben}}+t_{\text{unten}}) = 0,5$ und $\varphi_{\text{oben}} = \varphi_{\text{unten}} = 35^\circ$ in Abb. 6.25 dargestellt.

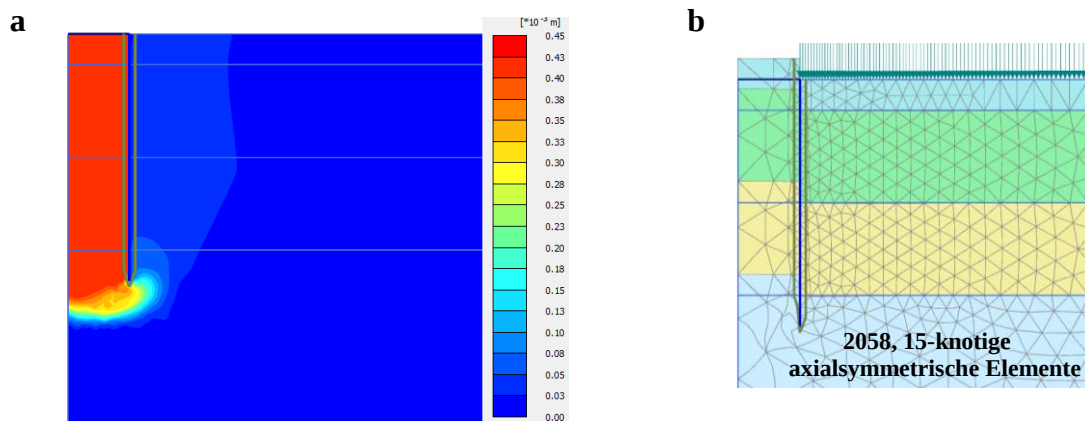


Abbildung 6.25: Hydraulischer Grundbruch im relativ schmalen axialsymmetrischen Baugrubenmodell im geschichteten Baugrund: (a) Bruchflächenform, (b) Deformiertes Netz im Bruchzustand

6.3 Erkenntnisse und Diskussion

Die durchgeführten hydraulisch-mechanisch gekoppelten numerischen Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in der relativ breiten Baugrube in homogenen nichtbindigen Böden zeigten, dass eine Erhöhung des Reibungswinkels von 25° auf 45° zu einer maximalen Erhöhung von 11% im Verhältnis von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi)}}$ führt. Es ergibt sich daraus, dass die aus den Modellversuchen gewonnenen kritischen Potenzialdifferenzen mit zunehmendem Maßstab des Versuchskastens abnehmen müssen, da die Reibungswinkel der Versuchsböden aufgrund des bei den Modellversuchen herrschenden niedrigen Spannungsniveaus relativ hoch waren.

Weiterhin verdeutlichten diese Untersuchungen, dass drei unterschiedliche Bruchflächenformen des hydraulischen Grundbruchs in der relativ breiten Baugrube in Abhängigkeit vom Reibungswinkel und Dilatanzwinkel des Bodens sowie vom Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Wand auftreten können. Die sind eine rechteckige Bruchfläche mit einer Breite geringer als die von Terzaghi vorgeschlagene Breite, eine dreieckige Bruchfläche und eine oberflächennah entstehende Bruchfläche. In den meisten Fällen, besonders bei Böden mit relativ hohem Dilatanzwinkel und relativ niedrigem Reibungswinkel zwischen dem Boden und der Verbauwand, stellt sich eine dreieckige Bruchfläche ein. Dies erklärt die Entstehungsursache der bei kleinmaßstäblichen Modellversuchen beobachteten dreieckigen Bruchflächen.

Die in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} > 1$ durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass die Abweichung der nach dem Verfahren von Terzaghi & Peck ermittelten Bruchfläche von der aus gekoppelten numerischen Analysen erhaltenen Bruchfläche mit dem zunehmenden Verhältnis der Dicke der oberen durchlässigeren Bodenschicht zur gesamten Einbindetiefe stärker wird, sodass das Verhältnis von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ einen Wert bis zu 1,7 erreichen kann. D. h. die Verwendung des Verfahrens von Terzaghi & Peck zur Ermittlung der kritischen Potenzialdifferenz in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}} / k_{\text{unten}} > 1$ kann zu sehr unwirtschaftlichen Entwürfen führen.

Im Allgemeinen können die Ursachen der bei der Herstellung einer Baugrube auftretenden Deformationen wie folgt zusammengefasst werden: Aufgrund von Aushubvorgängen

- kommen die elastischen Verformungen des Bodens zurück. Außerdem wirkt der Boden auf der Oberwasserseite als eine Last, was zum Stabilitätsverlust der Baugrubensohle führen kann (Geländebruch bzw. Aufbruch der Baugrubensohle).
- reduzieren sich die totalen Spannungen innerhalb der Baugrube, sodass die Baugrubensohle vom Porenwasserdruck angehoben werden kann (hydraulischer Grundbruch).
- können die an den Verbauwänden auftretenden Deformationen eine bemerkenswerte Hebung der Baugrubensohle zur Folge haben.

Bei den Baugrubenmodellen in diesem Kapitel bestand kein Höhenunterschied zwischen der Baugrubensohle und der Bodenoberfläche auf der Oberwasserseite, sodass die Rückkehr elastischer Verformungen und die Entstehung eines Geländebruchs ausgeschlossen waren. Der Einfluss der an der Verbauwand entstehenden Deformationen auf die Hebungen der Baugrubensohle war ebenfalls ausgeschlossen, da die Verbauwand als steif und unverschieblich modelliert wurde. Somit bezogen sich die in diesem Kapitel durchgeführten Analysen auf

die nur infolge Grundwasserströmungen entstehenden Veränderungen von Bodenspannungen und Verformungen in den Baugruben.

Die Berücksichtigung aller oben genannten Faktoren bei den gekoppelten numerischen Analysen führt zu niedrigeren kritischen Potenzialdifferenzen als die in diesem Kapitel ermittelten Werte. Jedoch ist eine Parameterstudie dazu sehr aufwändig, da beim Deformationsverhalten einer Baugrube viele Faktoren, wie z. B. Baugrubenabmessungen, Einbindetiefe, die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Verbauwänden und Abstützungen, die Anzahl und Anordnung von Abstützungen, mitwirken und somit den numerischen Grenzzustand beeinflussen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Durch die vorliegende Arbeit soll ein Beitrag zur genaueren Erfassung des hydraulischen Grundbruchs in Baugruben in nichtbindigen Böden gegeben werden. Zu diesem Zweck werden numerische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt, aus denen gewonnene Erkenntnisse im Folgenden zusammengefasst werden.

Nach DIN EN 1997-1 (2014-03) kann der Sicherheitsnachweis gegen hydraulischen Grundbruch mittels zwei unterschiedlicher Grenzzustandsgleichungen erbracht werden, welche jedoch unterschiedliche Ausnutzungsgrade ergeben. Es wird gezeigt, dass dieser Widerspruch einfach beseitigt werden kann, indem die Grenzzustandsgleichungen in Form von hydraulischen Gefällen angegeben werden.

Die numerischen Grundwasserströmungsanalysen verdeutlichen, dass dreidimensionale Baugrubenmodelle im Vergleich zu zweidimensionalen Modellen höhere Porenwasserdrücke ergeben. Jedoch bringen dreidimensionale Strömungsmodelle das Problem mit sich, dass die Form des entstehenden dreidimensionalen Bruchkörpers versuchsmäßig nicht bekannt ist, da der von Terzaghi vorgeschlagene Bruchkörper auf seine Beobachtungen in zweidimensionalen Modellversuchen basiert. Anhand der dreidimensionalen numerischen Analysen von stationären Grundwasserströmungen wird dargestellt, dass ein mittleres hydraulisches Gefälle in einem Quader mit quadratischer Grundfläche, deren Kantenlänge gleich der halben Einbindetiefe unter dem Grundwasserspiegel ist, zu Fließsand-Zustand am unendlich schmalen Stromfaden unmittelbar entlang der Schnittlinie der Verbauwände von quadratischen Baugruben führt, wenn sein Wert gleich dem kritischen Gefälle des Bodens ist. Bei kreisförmigen Baugruben ist ein Hohlzylinder mit einer Wanddicke, die gleich der halben Einbindetiefe unter dem Grundwasserspiegel ist, als Bruchkörper anzunehmen. Ein mittleres hydraulisches Gefälle in diesem Hohlzylinder führt ebenfalls zum Fließsand-Zustand am unendlich schmalen Stromfaden unmittelbar entlang der Verbauwände von kreisförmigen Baugruben, wenn sein Wert gleich dem kritischen hydraulischen Gefälle des Bodens ist.

Bei den durchgeführten Modellversuchen an Fein- bis Mittelsanden werden in der Regel vier typische Bruchstadien beobachtet: 1) Geringe gleichmäßige Hebungen auf der Unterwasserseite, 2) Erste Anzeichen eines Fließsand-Zustandes bzw. vulkanartige Durchbrüche, 3) Erhebliche Hebungen mit Setzungen auf der Oberwasserseite, 4) Unter konstantem Potenzialunterschied fortschreitende Deformationen und letztendlich ein totaler Kollaps.

Ein Potenzialunterschied, der nach Baumgart & Davidenkoff oder Terzaghi theoretisch zum Bruch führt, entspricht geringen Hebungen in der Baugrubensohle. Diese Hebungen sind in der Größenordnung von 2,5 mm bis 4 mm und verursachen keine Setzung auf der Oberwasserseite. In der Baupraxis ist jedoch die Ermittlung der Größe der strömungsbedingt entstehenden Deformationen ausgeschlossen, da auftretende Deformationen in einer Baugrube nicht nur aus Grundwasserströmungen sondern auch aus Bodenaushubvorgängen, Wandverformungen usw. resultieren. Der Fließsand-Zustand unterscheidet sich von diesen konventionellen Verfahren dadurch, dass die beim Fließsand-Zustand entstehenden Porenwasserdrücke aufgrund der Lokalisierung der Strömung mittels der Potenzialtheorie nicht genau ermittelt werden können. Die maximale Abweichung zwischen den gemessenen und theoretisch ermittelten hydraulischen Gefällen ist bis zum ersten Anzeichen des Fließsand-Zustandes geringer als 15 %. Erst nach der Entstehung des Fließsand-Zustandes tritt eine erhebliche Abweichung auf. Weiterhin kann die Entstehung des Fließsand-Zustandes zu Setzungen auf der Oberwasserseite führen.

Somit soll im Hinblick auf den hydraulischen Grundbruch zwischen den Fließsand-Zustand und den totalen Kollaps unterschieden werden. Bei Baugruben in nichtbindigen Böden mit Ungleichförmigkeitszahl geringer oder gleich 5 ist der Fließsand-Zustand für die Bewertung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruchs als entscheidend anzusehen. Besonders aber bei relativ engen Baugruben spielt der Fließsand-Zustand hinsichtlich des hydraulischen Grundbruchs eine große Rolle, da hier ein eventueller Fließsand-Zustand über die gesamte Baugrubensohle entsteht.

Bei den mitteldichten nichtbindigen Böden mit Ungleichförmigkeitszahl größer 5 verursacht ein hydraulisches Gefälle von $2 \times i_{\text{Fließsand (theor.)}}$ keine erhebliche Hebung auf der Unterwasserseite und somit keine Setzung auf der Oberwasserseite. Aufbauend auf den Ergebnissen der durchgeführten Modellversuche an Feinsanden bis Feinkiesen kann gesagt werden, dass nichtbindige Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl größer als 5 und einer bezogenen Lagerungsdichte größer als 45 %, mindestens mitteldichte Grobsande, und Grobsand – Kies – Gemische, unabhängig ihrer Ungleichförmigkeitszahl und Lagerungsdichte, als günstige Böden anzusehen sind.

Die für homogene Böden gemachten Aussagen treffen ebenfalls auf geschichtete Böden zu, in denen eine relativ stark durchlässige nichtbindige Bodenschicht unter einer geringer durchlässigen Schicht liegt ($k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$). Hier entsteht jedoch ein eventueller Fließsand-Zustand, unabhängig von der Baugrubenbreite, über die gesamte obere Bodenschicht. Bei nichtbindigen geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} < 1$ tritt der experimentell ermittelte Fließsand-Zustand deutlich früher als der theoretisch ermittelte Fließsand-Zustand auf, wenn die untere Bodenschicht gegen Suffosion instabil ist.

Die numerischen Analysen von stationären Grundwasserströmungen zeigen, dass die Entstehung eines Fließsand-Zustandes in nichtbindigen geschichteten Böden, in denen das Verhältnis des Durchlässigkeitsbeiwertes der oberen Schicht zur unteren Bodenschicht größer oder gleich 10 ist, in meisten Fällen ausgeschlossen ist. Die experimentellen Untersuchungen verdeutlichen, dass im Fall von $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$ die Verwendung des Verfahrens von Terzaghi & Peck zur Ermittlung der kritischen Potenzialdifferenz sehr unwirtschaftliche Entwürfe zur Folge hat. Anhand der hydraulisch-mechanisch gekoppelten numerischen Analysen wird dargestellt, dass die Abweichung der nach dem Verfahren von Terzaghi & Peck ermittelten kritischen Potenzialdifferenz von der aus gekoppelten numerischen Analysen gewonnenen Potenzialdifferenz mit dem zunehmenden Verhältnis der Dicke der oberen relativ stark durchlässigen Bodenschicht zur Einbindetiefe stärker wird, sodass das Verhältnis von $\Delta H_{\text{krit. (gekoppelt)}} / \Delta H_{\text{krit. (Terzaghi \& Peck)}}$ einen Wert von bis zu 1,7 erreichen kann. Aus wirtschaftlichen Gründen empfiehlt sich die Durchführung von hydraulisch-mechanisch gekoppelten Analysen bei der Bewertung der Stabilitäten von in geschichteten Böden mit $k_{\text{oben}}/k_{\text{unten}} > 1$ hergestellten Baugruben gegen hydraulischen Grundbruch, anstatt ihre Stabilitäten mittels eines vorbestimmten starren Bruchkörpers zu bewerten.

Weiterer Forschungsbedarf besteht bezüglich des hydraulischen Grundbruchs in Fein bis Mittelsanden mit schwach bindigen Schluffen. Bei solchen Böden könnte der Eintritt einer eventuellen inneren Erosion zu einem kritischen hydraulischen Gefälle führen, welches im Vergleich zum theoretisch ermittelten Wert viel geringer ist. Außerdem sollen weitere Modellversuche zur genaueren Erfassung des hydraulischen Grundbruchs in suffosionsgefährdeten geschichteten Böden durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

- Abaqus (2012): Abaqus analysis user`s manual, Vol. 1-5, Hibbitt, Karlsson and Sorenson, Inc.
- Aulbach, B. (2013): Hydraulischer Grundbruch - Zur erforderlichen Einbindetiefe bei Baugruben in nichtbindigem Baugrund. Dissertation, RWTH Aachen.
- Asaoka, A.; Kodaka, T. (1992): Seepage failure experiments and their analyses of loose and medium dense sand. *Soils and Foundation*, Vol. 32, No. 3, pp. 117-129.
- Bazant, Z. (1953): Stability of a non-cohesive soil under elliptic upward seepage. *Proceedings of Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zürich/Switzerland.
- Benmebarek, N.; Benmebarek, S.; Kastner, R. (2005): Numerical studies of seepage failure of sand within a cofferdam. *Computers and Geotechnics*, Vol. 32, No. 4, pp. 264–273.
- Beyer, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. *Wasserwirtschaft und Wassertechnik* 14, Heft 6, S. 165-168.
- Bolton, M.D. (1986): The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78
- Bouchelghoum, F., Benmebarek, N. (2011): Critical hydraulic head loss assessment for a circular sheet pile wall under axisymmetric seepage conditions. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXXIII, No. 4, pp. 3-23.
- Borchert, KM. (2008): Erfahrungen bei tiefen Baugruben im Grundwasser zu Verformungen und Dichtigkeit. URL: www.gudconsult.de .
- Boyle, S.R. (1995): Deformation prediction of geosynthetic reinforced soil retainings walls. Ph.D. Thesis, University of Washington.
- Chang Yu-Ou (2006): Deep excavation: theory and practice. Taylor & Francis Group, London, UK.
- Chapuis, R.B. (1992): Similarity of internal stability criteria for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), pp. 711-713.
- Cai, F.; Ugai, K. (2004): Seepage analysis of two case histories of piping induced by excavations in cohesionless soils. *The First International Conference on Construction IT*, Beijing/China.
- Clennell, M.B; Dewhurst, D.N; Brown, K.M; Westbrook, G.K. (1999): Permeability anisotropy of consolidated clays. *Geological Society, Special Publication Vol. 158*, London, pp. 79-96.
- Cubrinovski, M.; Ishihara, K. (2002): Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and Foundation*, Vol. 42, No. 6, pp. 65-78.
- Cudmani, R.O. (2001): Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Dissertation, Universität Fridericiana in Karlsruhe.
- Das, B.M. (2002): Principles of Geotechnical Engineering. Brooks Cole / Thomson Learning, USA
- Davidenkoff, R.N., Franke, O.L. (1965): Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewässern. *Bautechnik* 42(9), S. 298-306.

- Davidenkoff, R.N. (1970): Unteläufigkeit von Stauwerken. Werner Verlag, Düsseldorf.
- Davidenkoff, R. (1973): Anwendung von Bodenfiltern. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Nr. 35.
- DIN 1054 (2010-12): Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- DIN 4085 (2007-10): Baugrund-Berechnung des Erddrucks.
- DIN 18123 (2011): Baugrund- Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung der Korngrößenverteilung.
- DIN 18124 (1997): Baugrund- Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung der Korndichte, Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer.
- DIN 18126 (1996): Baugrund- Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung der Dichte nichtbindigen Böden bei lockerster und dichtester Lagerung.
- DIN 18130-1 (1998): Baugrund- Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche.
- DIN 18137-3 (2002): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch.
- DIN EN 1997-1 (2014-03) - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1: 2004 + AC: 2009 + A1: 2013.
- EAB (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Wilhelm Ernst & Sohn-Verlag, Berlin.
- EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. Wilhelm Ernst & Sohn-Verlag, Berlin
- EN 1997-1: Eurocode 7 (2004): Geotechnical design - part 1: general rules. European Committee for Standardisation.
- Fellin, W.; Kellermann, F.; Wilhelm, T. (2003): Der Einfluß von Kanalbildungen auf die hydraulische Grundbruchsicherheit. Österreichischen Ingenieur und Architekten Zeitschrift (ÖIAZ), Heft 2, S. 42-47.
- Harza, L.F. (1935): Uplift and seepage under dams on sand. Transactions of ASCE 100(1), pp. 1352-1385.
- Hatanaka, M.; Uchida, A.; Takehara, N. (1997): Permeability characteristics of high-quality undisturbed sands measured in a triaxial cell. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 3, pp. 129-135.
- Hatanaka, M.; Uchida, A.; Takehara, N. (2001): Permeability characteristics of high-quality undisturbed gravelly soils measured in laboratory tests. Soils and Foundations, Vol. 41, No. 3, pp. 45-55.
- Herth, W.; Arndts, E. (1994): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. 3. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Herzog, M. (1938): Versuche und Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 33(5/6), S. 52-59.

- Huder, J. (1990): Gedanken zum Hydraulischen Grundbruch in Baugruben. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 25, S. 723-727.
- Huebner, K.; Dewhirst, D.; Smith, D.; Byrom, T. (2001): The finite element method for engineers. Fourth edition, John Wiley&Sons. Inc.
- Janbu, N. (1963): Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings of the European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Wiesbaden/Germany.
- Jianhua, Y. (1998): FE modelling of seepage in embankment soils with piping zone. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, Vol. 17, No. 6, pp. 679-686.
- Kaiser, P.K.; Hewitt, K.J. (1982): The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations. Can. Geotech. J., Vol. 19 (2), pp. 139-153.
- Ke, L.; Takahashi, A. (2012): Strength reduction of cohesionless soil due to internal erosion induced by one-dimensional upward seepage flow. Soils and Foundation, Vol. 52 (4), pp. 698-711.
- Kenney, T.C.; Lau, D. (1985): Internal stability of granular filters. Can. Geotech. J., Vol. 22, pp. 215-225.
- Kezdi, A. (1976): Fragen der Bodenphysik. Verlag des Vereins Deutscher Ingenieure- Düsseldorf.
- Knaupe, W. (1968): Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen. Dt. Bauakad., Bauinformation, Berlin.
- Kokusho, T.; Fujikura, Y. (2008): Effect of particle gradation on seepage failure in granular soils. Fourth International Conference on Scour and Erosion, Tokyo/Japan.
- Koltuk, S.; Fernandez-Steeger, T.; Azzam, R. (2015): A numerical study on the seepage failure by heave in sheeted excavation pits. Geomechanics and Engineering, Vol. 9, No. 4, pp. 513-530.
- Koltuk, S.; Fernandez-Steeger, T.; Azzam, R. (2016): Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch in Baugruben in nichtbindigen Böden. Grundwasser, Vol. 21, Issue 3, pp. 203-215.
- Koltuk, S.; Azzam, R. (2016): Design charts for circular-shaped sheeted excavation pits against seepage failure by heave. Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 60, No. 3, pp. 421-426.
- Kurbis, R.; Vaid, Y.P. (1988): Sand sample preparation - The slurry deposition method. Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, pp. 107-118.
- Kodaka, T.; Oka, F.; Morimoto, R. (2001): Seepage failure analysis of sandy ground using a liquefaction analysis method based on finite deformation theory. First Asian-Pacific Congress on Computational Mechanics, Sydney-Australia.
- Kolymbas, D. (2011): Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Springer-Verlag.
- Lechner, P.; Fuchsberger, M. (1991): Einbaumethode zur Erzielung eines reproduzierbaren Modellbodens aus Sand. Geotechnik, Heft 14, Nr. 2, S. 82-85.
- Lee, K.L. (1965): Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions. Dissertation, University of California, Berkeley.

- Lee, K.L.; Seed, H.B. (1967): Drained strength characteristics of sands. *Journal of the Soil Mechanics and Division*, Vol. 93, No. SM6, pp. 117-141.
- Marachi, N.D.; Duncan, J.M.; Chan, C.K.; Seed, H.B. (1981): Laboratory shear strength of soil. *ASTM Special Technical Publication 740*, pp. 294-302.
- Marsland, A. (1953): Model experiments to study the influence of seepage on the stability of a sheeted excavation in sand. *Geotechnique* 3(6), pp. 223-241.
- Maybaum, G.; Mieth, P.; Oltmanns, W.; Vahland, R. (2009): *Verfahrenstechnik und Baubetrieb im Grund - und Spezialtiefbau*. Vieweg + Teubner, GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden.
- Mittag, J. (2009): Technische Risiken bei Grundwasserhaltungen und Grundwasserentspannungen für tiefe innerstädtische Baugruben. URL: www.gudconsult.de.
- MMB (2013): Merkblatt Materialtransport im Boden. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- Moffat, R.; Fannin, J. (2006): A large permeameter for study of internal stability in cohesionless soils. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 4, pp. 1-7.
- Moffat, R.; Fannin, J.; Garner, S. (2011): Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48, pp. 399-412.
- Muskat, M. (1937): *The flow of homogeneous fluids through porous media*. McGraw-Hill, New York.
- Odenwald, B., Stelzer, O. (2013): Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit FEM auf Grundlage des EC7. In: *Bemessen mit numerischen Methoden-Workshop*, Hamburg.
- Ohde, J. (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. *Bauingenieur* 20, S. 451-459.
- Ojha, C.S.; Singh, V.P.; Adrian, D.D. (2003): Determination of critical head in soil piping. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No. 7, pp. 511-518.
- Plaxis-2D (2015): *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Plaxis bv, Delft - the Netherlands
- Rad, N.S.; Tumay, M.T. (1987): Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing J.*, Vol. 10, No. 1, pp. 31-37.
- Richards, K.S.; Reddy, K.R. (2012): Experimental investigation of initiation of backward erosion piping in soils. *Geotechnique*, Vol. 62, No. 10, pp. 933-942.
- Schmitz, S. (1989): *Hydraulische Grundbruchsicherheit bei räumlicher Anströmung*. Dissertation, Universität-Gesamthochschule-Essen.
- Schober, P. (2014): *Zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter in nichtbindigen Böden*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München.
- Schultze, E.; Moussa, A. (1961): Factors affecting the compressibility of sand. *Proceedings of the 5th ICSMFE*, Paris/France.
- Schuppener, B. (2007): Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch - Berechnungsbeispiele. In: *BAW Kolloquium „Neue Normen in der Geotechnik“*, Hannover.

- Sentko, M. (1961): Der zeitliche Ablauf des Schwimmsandaufbruches und der Einfluß der geometrischen Anordnung der Baugrubenumschließung auf das kritische Gefälle. Dissertation, Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe.
- Sherard, J.L., Decker, R.S., Dunnigan, L.P. (1976): Identification and nature of dispersive soils. Journal of the geotechnical engineering division, Vol. 12, No. 4, pp. 287-301.
- Skempton, A.W.; Brogan, J.M. (1994): Experiments on piping in sandy gravels. Geotechnique 44, No. 3. pp. 449-460.
- Tanaka, T.; Toyokuni, E. (1991): Seepage-failure experiments on the multi-layered sand columns. Soils and Foundations. Vol. 31, No. 4, pp. 13-36.
- Tanaka, T.; Verruijt, A. (1999): Seepage failure of sand behind sheet piles. The mechanism and practical approach to analyse. Journal of the Japanesse Geotechnical Society of Soils and Foundations, Volume 39, No. 3, pp. 27-35.
- Tanaka, T.; Song, S.; Shiba, Y.; Kusumi, S.; Inoue, K. (2012): Seepage failure of sand in three dimensions- experiments and numerical analyses. Sixth Conference on Scour and Erosion, Paris/France.
- Taylor, D.W. (1948): Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K. (1922): Der Grundbruch an Staumauern und seine Verhütung. Die Wasserkraft 17(24), S. 445-449.
- Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke-Verlag, Leipzig/Wien.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. (1961) : Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag.
- Thielicke, W. (2014): The flapping flight of Birds - Analysis and Application. PhD thesis, University of Groningen.
- Vaid, Y.P.; Negussey, D. (1984): Relative density of pluviated sand samples. Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 101-105.
- Valentin, F. (1970): Nicht-lineares Widerstandsverhalten poröser Medien. TU München, Institut für Hydraulik und Gewässerkunde, Heft 6.
- White, D.J.; Take, W.A.; Bolton, M.D. (2001): Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images and PIV analysis. 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Arizona, USA.
- White, D.J.; Take, W.A.; Bolton, M.D. (2003): Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. Geotechnique, Vol. 53, No. 7, pp. 619-631.
- Witt, K.J.; Brauns, J. (1981): Durchlässigkeitsanisotropie von Haufwerken infolge Kornplattigkeit und Kornorientierung. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 87.
- Wudtke, R.B. (2014): Hydraulischer Grundbruch in bindigem Baugrund. Dissertation, Bauhaus-Universität-Weimar.