



## DIPLOMARBEIT

Masters Thesis

### **Innere Erosion bei Dämmen** Literaturstudie

Internal Erosion in Embankment Dams  
Literature Study

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des Akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.  
**Peter Tschernutter**

Und als verantwortlich mitwirkenden Assistenten

Univ.Ass.Dipl.-Ing.  
**Michael Pucher**

Am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie-Abteilung Wasserbau  
E 222

Eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Christoph Henzinger**  
0216827

Franz-Baumann Weg 20/30  
6020 Innsbruck

Innsbruck, im September 2009

.....  
(Christoph Henzinger)

## **Vorwort**

### Ein Wort des Dankes

Besonderer Dank gilt meiner Familie, die mich von Anfang an nach Möglichkeit unterstützt hat, vor allem meiner Schwester Tonia, die mich fast 3 Jahre als Mitbewohner ertragen musste. Ich danke auch meinen Großeltern beiderseits für die Unterstützung und ihr Interesse und meinen Freunden, die mir immer eine willkommene und notwendige Ablenkung geboten haben.

Sehr großer Dank gebührt meinem Onkel Jörg Henzinger, bei dem ich seit Studienbeginn arbeiten durfte und der mich seit jeher unterstützt und mein Interesse an Geotechnik, Grundbau und Wasserbau geweckt und gefördert hat. Danke auch an das Büroteam Harald Pöll und Peter Hoffman.

Weiters möchte ich mich bei Herrn Professor Dipl.Ing. Dr. techn. Peter Tschernutter für die Möglichkeit zu dieser Arbeit und die Betreuung bedanken sowie bei Herrn Dipl.Ing. Michael Pucher für die Betreuung.

## **Kurzfassung**

Innere Erosion ist bezüglich Schadensursachen an Dammbauwerken seit jeher ein wichtiges Thema. Die Problematik ist, dass diese meist erst in einem fortgeschrittenen Stadium erkannt werden kann und somit viel Wert darauf gelegt werden muss, sie im Vorhinein durch sorgfältige Planung und Ausführung zu vermeiden.

Diese Diplomarbeit versucht das Problem der Inneren Erosion ganzheitlich aufzuarbeiten. Es wird versucht allgemeine Informationen zur Wahl von Dammbaumaterialien zu geben, die Theorie der Durchsickerung und Inneren Erosion darzulegen und eine vielfältige Auswahl an geometrischen und hydraulischen Kriterien zur Verfügung zu stellen. Abschließend wird die Damminstrumentierung, auch in Hinblick auf moderne Messmethoden erläutert und die gewonnenen Erkenntnisse und daraus geschlossenen Empfehlungen im abschließenden Kapitel zusammengefasst.

## **Abstract**

The process of internal erosion has always been an important cause of failure in dam building. Because internal erosion is in most cases not detected until it has progressed to an advanced stage, it is all the more important to minimize the risk of internal erosion by thorough consideration of the issue during the planning and construction phases. This thesis attempts to provide a holistic approach of the problem. Starting with an evaluation of building materials, the theory of non-destructive seepage and internal erosion and its detection is elaborated on. This thesis concludes in an integration of these aspects into recommendations for a comprehensive management of internal erosive processes.

**INHALTSVERZEICHNIS**

1.	EINLEITUNG .....	1
1.1	Geschichtlicher Hintergrund .....	1
1.2	Das Problem Innere Erosion.....	1
1.3	Ziel dieser Arbeit.....	3
2.	SCHADENSFÄLLE .....	4
2.1	Stockton Creek Dam .....	5
2.2	Wister Dam.....	5
2.3	Conestogo Dam .....	7
2.4	Kelso Dam.....	9
3.	MATERIALIEN.....	11
3.1	Klassifizierung und Einteilung von Lockergesteinen .....	12
3.1.1	Korngrößenverteilung.....	14
3.1.2	Plastizität/Bindigkeit.....	16
3.1.3	Durchlässigkeit .....	17
3.1.4	Verdichtung .....	19
3.1.5	Scherfestigkeit .....	22
3.1.6	Verformbarkeit .....	22
3.1.7	Mineralogische Zusammensetzung .....	23
3.1.8	Verarbeitbarkeit .....	24
3.2	Kernmaterial .....	24
3.3	Filtermaterial .....	27
3.4	Stützkörpermaterial .....	28
4.	THEORIE DER DURCHSICKERUNG .....	30
4.1	Kraftgleichgewichtssatz der Strömung .....	30
4.1.1	Herleitung des Gesetzes von <i>Darcy</i> .....	30
4.2	Hydraulischer Gradient .....	33
4.3	Kontinuitätsgleichung .....	35
4.4	Widerstandsgesetze der Porenströmung.....	35
4.4.1	Das <i>Darcy'sche</i> Gesetz.....	36
4.4.2	Grenzen des <i>Darcy'schen</i> Gesetzes.....	36
4.4.3	Der prälineare Strömungsbereich .....	38
4.4.4	Der postlineare Strömungsbereich.....	39
4.5	Strömungsmodellierung .....	45
4.5.1	Die Sickerlinie .....	45
4.5.2	Die Potentiallinienströmung .....	49

5.	THEORIE DER INNEREN EROSION .....	58
5.1	Klassifizierung der hydrodynamischen Bodendeformation nach <i>Ziems</i> .....	58
5.2	Geometrie der Porenkanäle .....	59
5.2.1	Minimaler Porendurchmesser .....	59
5.2.2	Mittlerer Porendurchmesser .....	60
5.2.3	Porenengstellenverteilung kugeliger Erdstoffe .....	62
5.2.4	Durchgangsfaktor .....	66
5.3	Suffosion .....	66
5.3.1	Das geometrische Suffosionskriterium .....	68
5.3.2	Das hydraulische Suffosionskriterium .....	75
5.4	Erosion .....	80
5.4.1	Geometrische Kontakterosionskriterien .....	81
5.4.2	Hydraulische Kontakterosionskriterien .....	81
5.5	Kolmation .....	95
5.6	Ermittlung der Erosionsrate von Dammbaumaterialien .....	95
5.7	Systemansatz nach <i>Foster/Fell</i> .....	99
5.7.1	Erosionsröhre im Dammkörper .....	100
5.7.2	Erosionsröhre im Dammaufstandsbereich .....	110
5.7.3	Erosionsröhre vom Dammkörper in den Dammaufstandsbereich .....	115
5.8	Abschätzung der Entwicklungszeit von Erosionsröhren .....	116
5.8.1	Zeitspanne für Erosionsbeginn und Erosionsentwicklung .....	117
5.8.2	Zeitspanne für Erosionsfortschritt und Erosionsröhrenbildung .....	118
5.8.3	Zeitspanne zum Ausbilden der Versagensform und Bruch .....	120
5.8.4	Zeitspanne von den ersten Anzeichen bis zum Bruch .....	120
5.9	Ertüchtigung von Schüttdämmen durch luftseitige Bermen .....	122
6.	NACHWEISVERFAHREN .....	124
7.	VERHINDERUNG VON INNERER EROSION .....	125
7.1	Anforderungen an Filterschichten .....	125
7.1.1	ad a) Entmischung .....	125
7.1.2	ad b) Veränderung der Kornverteilung .....	128
7.1.3	ad c) Kohäsion .....	128
7.1.4	ad d) Interne Stabilität/Suffosionsanfälligkeit .....	129
7.1.5	ad e) Durchlässigkeit .....	129
7.1.6	ad f) Verhinderung von Erosion des Basismaterials durch Leckage .....	130
7.2	Kritischer Filter .....	130
7.3	Filterkonzept .....	131
7.4	Filterkriterien .....	132
7.4.1	<i>Terzaghi/Peck</i> .....	133
7.4.2	<i>USBR</i> .....	134
7.4.3	<i>Sherard/Dunnigan</i> .....	135
7.4.4	<i>Fell et al.</i> .....	138
7.4.5	<i>Vaughan/Soares</i> .....	142
7.4.6	<i>Bertram</i> .....	144

7.4.7	<i>Witt/Brauns</i> .....	145
7.4.8	<i>Zweck/Davidenkoff</i> .....	146
7.4.9	<i>Čiřtin/Ziems</i> .....	147
7.4.10	<i>Kenney/Lau</i> .....	149
7.4.11	<i>Lafleur and co-workers</i> .....	150
7.4.12	<i>Sichardt</i> .....	151
7.4.13	<i>US Army Corps of Engineers</i> .....	151
7.4.14	<i>Locke/Indraratna</i> .....	152
7.5	Bewertung von Filtern in bestehenden Dammbauwerken .....	154
7.6	Bemessung von Filterzonen .....	157
7.7	Zusammenfassung .....	159
8.	ÜBERWACHUNG .....	161
8.1	Traditionelle Methoden .....	161
8.1.1	Visuelle Kontrolle .....	162
8.1.2	Sickerwassermessung .....	162
8.1.3	Porenwasserdruck .....	164
8.2	Geophysikalische Methoden .....	171
8.2.1	Faseroptische Temperatur und Spannungsmessung .....	172
8.2.2	Elektrische Widerstandsmessung .....	175
8.2.3	Eigenpotential-Strömungspotential .....	179
8.2.4	Bodenradar .....	180
9.	ZUSAMMENFASSUNG, ERKENNTNISSE UND EMPFEHLUNGEN .....	182
9.1	Erkenntnisse .....	182
9.2	Empfehlungen .....	185
	LITERATURVERZEICHNIS .....	188
10.	ANHANG .....	193
Anhang A	Laboratoriumsversuche zur Bestimmung der Eigenschaften von Erd- und Steinschüttmaterialien ( aus [31]) .....	194
Anhang B	Bewertung der Felsgesteine als Dammbaustoffe nach <i>Striegler</i> [56] .....	195
Anhang C	Bewertung der Lockergesteine als Dammbaustoffe nach <i>Striegler</i> [56] .....	196
Anhang D	Ermittlung der Durchlässigkeit nach <i>Wittmann</i> und <i>Beyer</i> .....	197
Anhang E	Formfaktor $f_U$ für Sickerwasserabschätzung (aus [15]) .....	198
Anhang F	Suffosion, Gefährdeter Gewichtsprozentsatz, Beispiel 1 [6]: .....	199
Anhang G	Suffosion, Gefährdeter Gewichtsprozentsatz, Beispiel 2 [6]: .....	201
Anhang H	Abschätzung der Porosität [6] .....	203
Anhang I	Erosionsröhrenentwicklung durch den Dammkörper (aus [11]) .....	204
Anhang J	Erosionsröhrenentwicklung durch die Dammaufstandsfläche und im Gründungsbereich (aus [11]) .....	205
Anhang K	Erosionsröhrenentwicklung an Durchlässen und Massivbauwerken (aus [11]) .....	206
Anhang L	Einflussfaktoren auf Erosionsentwicklung (aus [11]) .....	207

**ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

Abb. 1:	Erdfall/Erosionstrichter infolge Innerer Erosion	2
Abb. 2:	Zerstörung des Teton Dammes 1976	3
Abb. 3:	Versagensstatistik hoher Dämme bis 1986, mit Ausschluss von japanischen Dämmen vor 1930 und chinesischen Dämmen	4
Abb. 4:	Stockton Creek Damm; a) Querschnitt, b) Längsschnitt	5
Abb. 5:	Wister Dam; (a) Draufsicht, (b) Querschnitt	6
Abb. 6:	Wister Dam; Längsschnitt mit Erosionsröhren	7
Abb. 7:	Conestogo Damm	8
Abb. 8:	Detail des Grabens in der Dammaufstandsfläche	9
Abb. 9:	Kelso Dam mit Dammfußdetail und Schnitt durch Durchlass	10
Abb. 10:	Beispiele für weitgestufte und enggestufte Korngrößenverteilungen	15
Abb. 11:	Beispiel für eine intermittierend gestufte Korngrößenverteilung	15
Abb. 12:	Plastizitätsdiagramm nach <i>Casagrande</i> *	16
Abb. 13:	Durchlässigkeitsbereiche und zugehörige Bezeichnungen nach DIN 18130-1	17
Abb. 14:	Faktor $C$ in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl $U$ von Sand und Kiessand	18
Abb. 15:	Beispiel für Proctorkurven	20
Abb. 16:	Spannungszustände im Bruchzustand (links), Bruchbedingung mit Spannungskreisen (rechts)	22
Abb. 17:	Klassifikation der Dispersivität nach dem „Pine-Hole-Test“	24
Abb. 18:	Problemböden nach <i>Sherard</i>	26
Abb. 19:	Grenzverteilungskurven von Dammbaustoffen (aus [56]) erweitert um Problemböden nach <i>Sherard</i>	27
Abb. 20:	Volumenelement des räumlichen Strömungsfeldes	30
Abb. 21:	Hydraulischer Druckhöhenunterschied und Standrohrspiegelhöhe bei linearer Strömung des Wassers durch eine Bodenprobe	34

Abb. 22: Stromröhre und Stromfäden	35
Abb. 23: Grenzen des <i>Darcy'schen</i> Gesetzes	37
Abb. 24: Gültigkeitsbereich des <i>Darcy'schen</i> Gesetzes nach <i>Ohde</i>	38
Abb. 25: Prälinearer Bereich	38
Abb. 26: Verteilung der Schubspannungen, die zur Bewegung des Wassers nötig sind	39
Abb. 27: Abweichung der Beziehung $v_f = f(i)$ vom linearen Verhalten nach <i>Bear</i>	40
Abb. 28: Abhängigkeit des hydraulischen Gradienten von der Filtergeschwindigkeit und dem Durchlässigkeitsbeiwert bei $T=10^\circ\text{C}$ und $n=0,35$	42
Abb. 29: Modifiziertes <i>Moody</i> -Diagramm nach <i>Martins</i>	43
Abb. 30: Erddamm aus homogenem Boden	45
Abb. 31: Diagramm zur Berechnung der Sickerlinie nach <i>Pavlovsky-Dachler</i>	46
Abb. 32: Damm mit Dammfußdrainage	47
Abb. 33: Stromliniennetze beispielhaft; Links $k_D=0,1k_U$ , Mitte $k_D=k_U$ , Rechts $k_D=10k_U$	48
Abb. 34: Ersatzsystem für einen Damm mit Kerndichtung	49
Abb. 35: Ersatzsystem für einen Damm mit Außendichtung	49
Abb. 36: Elementarprisma mit hydrostatischen Drücken	50
Abb. 37: Stromlinien und Äquipotentiallinien an einem Homogendamm mit Dammfußdrainage	52
Abb. 38: Verzerrter Querschnitt beispielhaft	53
Abb. 39: Schichtgrenzenübergang	53
Abb. 40: Schichtgrenzenübergang zweier Böden mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten	54
Abb. 41: Beispiel für ein Strömungsnetz bei geschichtetem Untergrund	54
Abb. 42: Konstruktionsvorschrift für Strom- und Potentiallinien	55
Abb. 43: Beispielhafte stufenweise Ermittlung des Strömungsnetzes	55
Abb. 44: Druckgefälle zwischen zwei Äquipotentiallinien	56
Abb. 45: Lockerste Lagerung mit $d_E=0,4142*d_K$ und Porosität $n=0,4767$	59



Abb. 46: Dichteste Lagerung mit $d_E=0,1547*d_K$ und Porosität $n= 0,2595$	59
Abb. 47: Schematische Darstellung zum „Mittleren Porendurchmesser“ $d_{p,h}$ und $d_{p,g}$ (adaptiert)	60
Abb. 48: Porenstelle für dichteste Lagerung	62
Abb. 49: Porenengstelle für lockere Lagerung	64
Abb. 50: Inkreis für drei Kreise, die sich in 2 Punkten berühren	65
Abb. 51: Einteilung der Suffosion; a) innere Suffosion, b) äußere Suffosion, c) Kontaktsuffosion Typ 1/1	67
Abb. 52: Grundtypen der Kontaktsuffosion und –erosion	67
Abb. 53: Grenzverteilungslinien für suffosionssichere nichtbindige Böden nach <i>Lubočkov</i>	69
Abb. 54: Spalten der Kornverteilungslinie nach <i>Sherard</i>	72
Abb. 55: Diagramm von <i>Čiřtin/Ziems</i>	72
Abb. 56: Kriterium nach <i>Burkenkova</i>	73
Abb. 57: Ermittlung des $H/F$ – Verhältnisses aus der Kornverteilungskurve	74
Abb. 58: Beispiele für suffosionsgefährdete und suffosionssichere Materialien	75
Abb. 59: Grafische Darstellung der Funktion $f=f\{d_{10,Sk}/(d_{10,Fü}*\tan\varphi_{Fü})\}$ nach <i>Istomina</i>	77
Abb. 60: Kritischer hydraulischer Gradient für äußere Suffosion mit eingetragenen Versuchspunkten nach <i>Istomina</i>	78
Abb. 61: Einteilung der Erosion bei nichtbindigen Erdstoffen: a) äußere Erosion, b) innere Erosion, c) Fugenerosion, d) Kontakterosion mit rückschreitender innerer Erosion	80
Abb. 62: Grundtypen der Kontakterosion	82
Abb. 63: Grundtypen der Kontakterosion	83
Abb. 64: Kriterium nach <i>Zweck/Davidenkoff</i>	84
Abb. 65: Kritischer hydraulischer Gradient nach <i>Ziems</i>	85
Abb. 66: Hydraulischer Durchbruch	86
Abb. 67: Grundtypen der Kontakterosion	87
Abb. 68: Kritischer hydraulischer Gradient $i_{krit}$ und Bruchgradient $i_{Bruch}$ von	

<i>Zweck/Davidenkoff</i> für $U_I=U_{II}<2$	87
Abb. 69: Kritische Fließgeschwindigkeit $v_c$ in Abhängigkeit von der Partikelgröße $d$	88
Abb. 70: Kritischer hydr. Gradient für Partikeltransport bei horizontaler Strömung in Abhängigkeit der Partikelgröße $d$ und der Durchlässigkeit $k_D$ des Grobskelettes für $n=0,35$ und, $T=2/\pi$	89
Abb. 71: Grundtypen der Kontakterosion	90
Abb. 72: Schichtenparallele Durchströmung	90
Abb. 73: Dimensionierung des Filters nach <i>Istomina</i>	91
Abb. 74: Kriterium von <i>Brauns</i> für einkörnige Erdstoffe ( $U=2$ ), für $n=0,39$ und $\gamma_{s,B}=26,5\text{kN/m}^3$	93
Abb. 75: Kritischer hydraulischer Gradient bei schichtparalleler Strömung nach <i>Bakker</i>	93
Abb. 76: Kriterium von <i>Bezuijen</i>	94
Abb. 77: Schema des SET	96
Abb. 78: Schema des HET	96
Abb. 79: Qualitative Beschreibung des Erosionsratenindex	97
Abb. 80: Systemansatz für <i>piping</i> im Bereich der Dammkörpers nach <i>Foster</i>	101
Abb. 81: Lokale kritische hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion nach <i>Schmertmann</i>	102
Abb. 82: Hydraulische Gradienten am Austrittspunkt der Sickerlinie	103
Abb. 83: Rissbildung zufolge differentiellen Setzungen im Dammkörper	104
Abb. 84: Gewölbebildung in engen Tälern	104
Abb. 85: Lokale Gewölbebildung in der Dammaufstandsfläche	105
Abb. 86: Vertikalspannungen im Bauzustand	106
Abb. 87: Anschluss von seitlichen Bauwerken	108
Abb. 88: Systemansatz für <i>piping</i> im Bereich der Dammaufstandsfläche nach <i>Foster</i>	111
Abb. 89: Hydraulischer Grundbruch am luftseitigen Dammfuß	112
Abb. 90: Berme am Dammfuß	113

---

Abb. 91: Kritische hydraulische Gradienten nach <i>Chugaev</i>	114
Abb. 92: Systemansatz für <i>piping</i> im Bereich der Dammaufstandsfläche nach <i>Foster</i>	115
Abb. 93: Beispiel für eine nachträglich aufgebrauchte luftseitigen Vorschüttung	123
Abb. 94: Nachweis gegen Materialtransport nach <i>BAW (MSD)</i>	124
Abb. 95: Einfluß des Befeuchtens auf Entmischung	126
Abb. 96: Grafische Darstellung des Kriteriums nach <i>USDA SCS</i> und <i>USBR</i>	127
Abb. 97: Riss im Dichtkern mit kritischem Filter	130
Abb. 98: Strömungszustände auf Filter	131
Abb. 99: Grenzfläche zwischen Basiserdstoff und Filtermaterial	132
Abb. 100: Filterkriterium nach <i>Terzaghi/Peck</i>	133
Abb. 101: Vergleich der Filterkriterien <i>Terzaghi/Peck</i> - <i>Čištin/Ziems</i>	134
Abb. 102: Versuchsbeobachtungen von <i>Sherard et al.</i>	136
Abb. 103: Ermittlung $d_{15,F,KE}$ (adaptiert)	138
Abb. 104: Versuchsergebnisse von <i>Vaughan/Soares</i>	143
Abb. 105: Balderhead Damm, Kornverteilungslinien für Kern und Filtermaterial	144
Abb. 106: Kriterium zur Filterbemessung nach <i>Witt et al.</i>	145
Abb. 107: Kriterium nach <i>Čištin/Ziems</i> ; <i>I</i> =Basiserdstoff, <i>II</i> =Filtererdstoff	148
Abb. 108: Ablaufschema des Kriterium von <i>Lafleur et al.</i>	150
Abb. 109: Aufteilung der Kornverteilung	152
Abb. 110: Beispiel für eine reduzierte Kornverteilung	153
Abb. 111: Bereiche des Filterverhaltens nach <i>Foster/Fell</i>	154
Abb. 112: Sickerlinien bei richtig und falsch dimensionierten Drainagezonen	157
Abb. 113: Filterbemessung	158
Abb. 114: Typische Damminstrumentierung	162
Abb. 115: Sickerwassersammlung für Steinschütt- und Erddämme	163

---

Abb. 116:Beispiel Sickerwasserdiagramm	164
Abb. 117:a) Offene Bohrung, b) Standrohr und c) <i>Casagrande</i> Piezometer	165
Abb. 118:a) Einfaches Rohr, b) Standrohr und c) <i>Casagrande</i> Piezometer	167
Abb. 119:Porenwasserdruckgeber Fa. Glötzl	168
Abb. 120:Pneumatischer Piezometer	169
Abb. 121:System Schwingsaitenpiezometer	170
Abb. 122:Hydraulische Piezometer	171
Abb. 123:Messsystem DTS/DTSS	172
Abb. 124:Reflektierte Lichtspektren im Glasfaserkabel	172
Abb. 125:Beispiel für Ausgabe eines DTSS	173
Abb. 126:Aufbau eines Kabels und Ersatzsystem der Schnittfläche	174
Abb. 127:Nicht umströmtes, teilweise umströmtes und umströmtes Kabel	174
Abb. 128:Ansätze zur kritischen Geschwindigkeit für Partikeltransport	175
Abb. 129:Anordnung von Glasfaserkabeln in neuen und bestehenden Dämmen	175
Abb. 130:Versuchsanordnung der elektrischen Widerstandsmessung	176
Abb. 131:Elektrodenanordnungen	177
Abb. 132:Transportprozesse im Dammkörper	177
Abb. 133:Beispiel einer Ausgabe der elektrischen Widerstände	179
Abb. 134:Bildung von Strömungspotentialen	179
Abb. 135:Schema der Messanordnung und beispielhafte Eigenpotentiallinien	180
Abb. 136:Beispiel einer Messung mittels Bodenradar	181

**TABELLENVERZEICHNIS**

Tab. 1	: Typische Erdstoffe und Gesteine im Dammbau	11
Tab. 2	: Bodenmechanische Anforderungen an natürliche Erdkerndichtungen	25
Tab. 3	: Übergangs und Anfangsgradienten nach <i>Gabener</i> und <i>Kézdi</i>	39
Tab. 4	: Faktor $\kappa$ in Abhängigkeit von $X$	44
Tab. 5	: Klassifizierung nach <i>Ziems</i>	58
Tab. 6	: Die Erosion und Suffosion beeinflussende Parameter	58
Tab. 7	: Fragen, Phasen und Kriterien im Systemansatz nach <i>Foster/Fell</i>	100
Tab. 8	: Kategorien zur Beschreibung des zeitlichen Ablaufes von Innerer Erosion, <i>piping</i> und Bruch	117
Tab. 9	: Übliche Zeitspannen für Erosionsbeginn und Erosionsentwicklung	118
Tab. 10	: Einflussfaktoren auf die Erosionsentwicklung – Fähigkeit eine standfeste Erosionsröhre zu bilden	119
Tab. 11	: Einflussfaktoren auf die Erosionsentwicklung – Wahrscheinlichkeit der Erosionsröhrenvergrößerung	119
Tab. 12	: Einflussfaktoren auf die Erosionsentwicklung – Limitierung der Abflüsse im oberwasserseitigen Dammkörper	120
Tab. 13	: Einflussfaktoren auf die Zeitspanne bis zum Bruch – Material im luftseitigen Dammkörper und im Dammaufstandsbereich	120
Tab. 14	: Abschätzung des Zeitraums vom Erosionsfortschritt bis zum Bruch	121
Tab. 15	: Ober- und Untergrenzen für $D_{10}$ ( $\equiv d_{10,F}$ ) und $D_{90}$ ( $\equiv d_{90,F}$ ) nach <i>USDA SCS</i> und <i>USBR</i>	127
Tab. 16	: Filterkriterien nach <i>Sherard</i> et al.	137
Tab. 17	: Bodengruppen nach <i>Fell</i> et al.	139
Tab. 18	: Filterkriterium für kritische Filter; maximaler $d_{15,F}$	140
Tab. 19	: Hydraulische Filterwirksamkeit; minimaler $d_{15,F}$	140
Tab. 20	: Weitere Anforderungen an das Filterband	141
Tab. 21	: Entmischungskriterium	141

Tab. 22	: Kornformfaktor	149
Tab. 23	: Vorschlag der „No Erosion Boundary“ nach <i>Foster/Fell</i>	155
Tab. 24	: „Excessive Erosion Boundary“ und „Continuing Erosion Boundary“ nach <i>Foster/Fell</i>	156
Tab. 25	: Verhalten eines Filters im Fall einer konzentrierten Leckage nach <i>Foster/Fell</i>	157
Tab. 26	: Zusammenfassung der Filterkriterien	160

## **1. EINLEITUNG**

### **1.1 Geschichtlicher Hintergrund**

Seit tausenden von Jahren baut die Menschheit Dämme, wobei die ältesten bekannten bis ins 3. Jahrtausend vor Christus datiert werden können [31]. Wenn sich auch die Nutzung über die Jahrtausende verändert hat, blieb die Aufgabe der Wasserrückhaltung dieselbe.

Die im Mittelalter bis ins 17. Jahrhundert erbauten Dämme dienten vor allem noch der Gewinnung von Nutzwasser, das im Bereich des Bergbaus verwendet wurde [31] [56]. Diese Dämme wurden mit einer Außendichtung versehen, d.h. Rasenboden (bindiger Erdstoff) wurde an der Wasserseite als Dichtungselement angebracht und mit einer Steinpackung gegen Wellenschlag gesichert [56].

Ab Anfang des 18. Jahrhunderts ging man von der „alten Dammbauweise“ mit Oberflächendichtung aus Rasenboden ab und verlegte die Dichtung in den Kern. Dort wurde der Rasenboden durch feinkörnige Erdbaustoffe ersetzt und bereits in der ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts von Filterschichten zum Dammkörper gegen Erosion geschützt [31].

Mit fortschreitenden Erkenntnissen im Bereich der Boden- und Felsmechanik und der Entwicklung von immer moderneren Erdbaumaschinen und Transportgeräten wurde es möglich, immer höhere Staudämme zu errichten [56]. Heute existieren auf der Erde rund 35.000 Dämme aller Dammtypen, die höchsten erreichen eine Höhe von über 300m (ehem. UdSSR, Tadschikistan: Nurek - 300m) [31].

### **1.2 Das Problem Innere Erosion**

Das steigende Alter vieler Dämme in Europa und der Welt gibt Anlass dazu, sich Gedanken über deren Sicherheit zu machen, da viele dieser Bauwerke nicht nach modernen Standards gebaut wurden [7].

Interne Erosion kann grob als Auswaschen von Feinmaterial durch unterirdische Wasserbewegung beschrieben werden. Als Gründe bzw. Auslöser können z.B. Einbaufehler, Schwachstellen, der Spannungszustand vor Ort oder Verformungen genannt werden. Eine oft beobachtete Folgeerscheinung ist das Austreten von Sickerwasser und das Auftreten von Oberflächensetzungen oder Erdfällen/ Erosionstrichtern (siehe Abb. 1) [7].



**Abb. 1: Erdfall/Erosionstrichter infolge Innerer Erosion**

Quelle: [29]

Laut *Charles* [7] sind in vielen Staaten zahlreiche Fälle Innerer Erosion bei Dämmen dokumentiert, wobei dies in den allermeisten Fällen letztendlich nicht zu einem Versagen des Bauwerks führte. Da jedoch ein Versagen in keinem Fall prinzipiell ausgeschlossen werden kann und die schnellstmögliche Erkennung eines Schadens für die Abwehr von Gefahren entscheidend ist, trägt die Erkennung dieser speziellen Form der Erosion maßgeblich zur Gesamtstandsicherheit bei. Als eines der bekanntesten Beispiele für das Totalversagen aufgrund einer speziellen Form der Inneren Erosion, dem sogenannten *piping*, ist der Teton Dam in Idaho/USA zu nennen, der 1976 fertig gestellt wurde und eine Gesamthöhe von 120 Metern, sowie eine Länge von 950 Metern aufwies [31].

Das Versagen trat beim ersten Vollstau am 5. Juni 1976 ein und resultierte in 11 Todesopfern, der totalen Zerstörung des Dammes und weitreichenden Zerstörungen flussabwärts. Der Damm war, wie auf der *USBR* homepage [62] nachzulesen ist, innerhalb von 6 Stunden total entleert. Auf den untenstehenden Abbildungen ist das Versagen dieses Dammes dokumentiert, wobei zu beachten ist, dass zwischen dem ersten und dem zweiten Bild lediglich ca. 2 Stunden und 30 Minuten liegen [5].





**Abb. 2: Zerstörung des Teton Dammes 1976**

Quelle: [62]

### **1.3 Ziel dieser Arbeit**

In den letzten Jahren wurde die Forschung im Bereich der Inneren Erosion, vor allem von der European Working Group - Internal Erosion In Embankment Dams, stark vorangetrieben. Diese Arbeit versucht die grundlegenden Mechanismen dieser Versagensart hinsichtlich homogenen und Dämmen mit mineralischen Dichtungskörpern detailliert zusammenzufassen und dem Leser für jede Phase, sprich Planung, Bau und Betrieb, wichtige Informationen und Werkzeuge zur Beurteilung und Entscheidungsfindung zu vermitteln.

## 2. SCHADENSFÄLLE

Ein großer Teil des Wissens im Bereich der Inneren Erosion resultiert aus Erkenntnissen, die aus Schadensfällen stammen. Dies hat seinen Grund darin, dass das Phänomen Innere Erosion unter der Oberfläche stattfindet und erst dann in Erscheinung tritt, wenn es sich soweit entwickelt hat, dass es messbar oder sichtbar ist [34].

Die Erfahrung zeigt, dass ein Großteil der Schadensfälle auf Überströmung und *piping* (siehe Kapitel 5.4) zurückzuführen sind (siehe Abb. 3), wobei gut die Hälfte dieser Fälle von *piping* mit Bauwerken bzw. Durchlässen zu tun hatte [34].

Mode of failure	No. of cases		% failures (where known)		Average frequency of failure ( $\times 10^{-3}$ )	
	All failures	Failures in operation	All failures	Failures in operation	All failures	Failures in operation
<b>Overtopping and appurtenant</b>						
Overtopping	46	40	35.9	34.2	4.1	3.6
Spillway-gate	16	15	12.5	12.8	1.4	1.3
Subtotal	62	55	48.4	47.0	5.5	4.9
<b>Piping</b>						
Through embankment	39	38	30.5	32.5	3.5	3.4
Through foundation	19	18	14.8	15.4	1.7	1.6
From embankment into foundation	2	2	1.6	1.7	0.18	0.18
Subtotal	59	57	46.1	48.7	5.3	5.1
<b>Slides</b>						
Downstream	6	4	4.7	3.4	0.54	0.36
Upstream	1	1	0.8	0.9	0.09	0.09
Subtotal	7	5	5.5	4.3	0.63	0.45
Earthquake-liquefaction	2	2	1.6	1.7	0.18	0.18
Unknown mode	8	7				
Total no. of failures	136	124			12.2 (1.2%)	11.1 (1.1%)
Total no. of failures where mode of failure known	128	117				
No. of embankment dams	11 192	11 192				

Note: Subtotals and totals do not necessarily sum to 100%, as some failures were classified as multiple modes of failure.

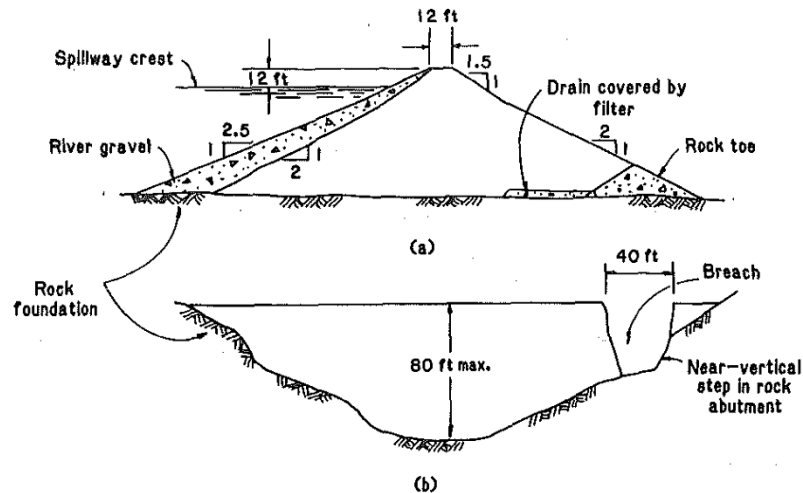
**Abb. 3: Versagensstatistik hoher Dämme bis 1986, mit Ausschluss von japanischen Dämmen vor 1930 und chinesischen Dämmen**

Quelle: [34]

Im Folgenden werden in aller Kürze einige Schadensfälle auch vor dem Hintergrund vorgestellt, dass ein Versagen eines Dammes nicht nur zum Wissensgewinn führt, sondern unvermeidlich auch zu Schäden und unter Umständen auch zum Verlust von Menschenleben, wie das Beispiel des Teton Dammes in der Einleitung zeigt.

## 2.1 Stockton Creek Dam

Ein erstes Beispiel stellt der Stockton Creek Damm in Kalifornien dar. Dieser 25 Meter hohe, auf Fels gegründete Damm wurde von erfahrenen Ingenieuren gebaut, ohne dass während der Bauzeit potentielle Fehler entdeckt werden konnten. Der Damm ist in Abb. 4 in Quer- und Längsschnitt dargestellt [53].



**Abb. 4: Stockton Creek Damm; a) Querschnitt, b) Längsschnitt**

Quelle: [53]

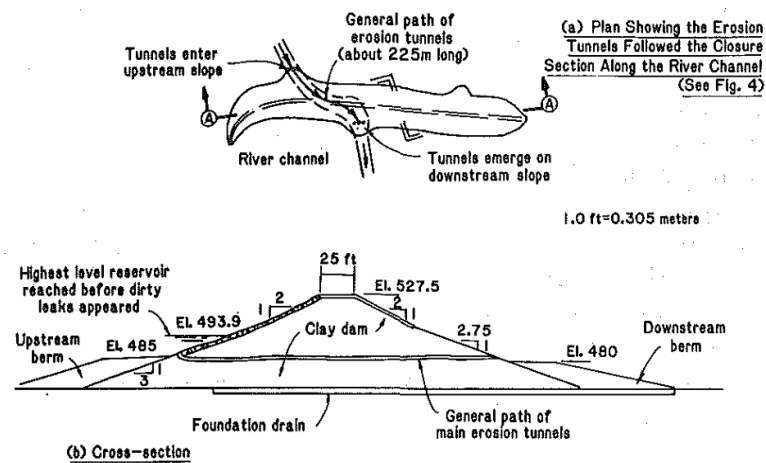
Das Versagen trat nach der ersten schnellen Stauraumfüllung 1950 ein. Da dies in der Nacht passierte, gab es keine Augenzeugen, die ein erstes Auftreten von Sickerwasserauftritten beobachten konnten. Am nächsten Morgen wurde eine gut 12 Meter breite Bresche im Dammkörper entdeckt, die an einer Stufe im Aufstandsbereich des Dammes im Einhang des Dammes vorhanden war [53].

Es wird davon ausgegangen, dass das Versagen durch hydraulisches Aufreißen eingeleitet wurde, das durch die Stufe und den daraus resultierenden Spannungsumlagerungen begünstigt wurde (siehe Kapitel 5.7.1.1.2) [53].

## 2.2 Wister Dam

Der Wister Damm wurde von 1946 bis 1948 in Oklahoma vom U.S. Army Corps of Engineers errichtet und 1949 fertiggestellt. Es handelt sich dabei um einen 30 Meter hohen, 1800 Meter langen homogenen Erddamm mit einem Stauvolumen von 500.000.000m<sup>3</sup> [53].

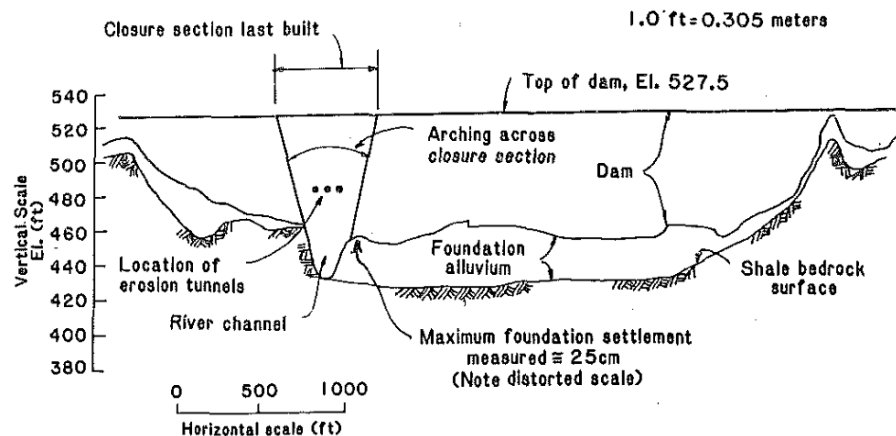
Im Jänner des Jahres 1949 wurde der Stauspiegel durch ein Unwetter des erste Mal auf ein Maximum von 18 Metern gehoben. Bei geöffnetem Grundablass und sinkendem Wasserspiegel wurden zwei Tage später Sickerwasserausstritte von etwa 150 [l/s] entdeckt, die in den folgenden Tagen bis auf 500 [l/s] anwuchsen und Material mit sich führten [53].



**Abb. 5: Wister Dam; (a) Draufsicht, (b) Querschnitt**

Quelle: [53]

Als der Stauspiegel auf rund 14 Meter abgesenkt war, entdeckte man mehrere Erosionsröhren von bis zu 60 Zentimetern Durchmesser. Tracerversuche zeigten, dass sich das Wasser bei einem Gradienten von ca. 1:50 und in ungefähr 13 Minuten etwa 225 Meter durch den Damm bewegte. Es zeigte sich, dass sich der Wasserstrom teilweise parallel zum Damm und dem ursprünglichem Bachbett bewegte, genau durch den Teil des Dammes, der als letzter Bauabschnitt des Dammes fertiggestellt wurde (siehe Abb. 5, Abb. 6) [53].



**Abb. 6: Wister Dam; Längenschnitt mit Erosionsröhren**

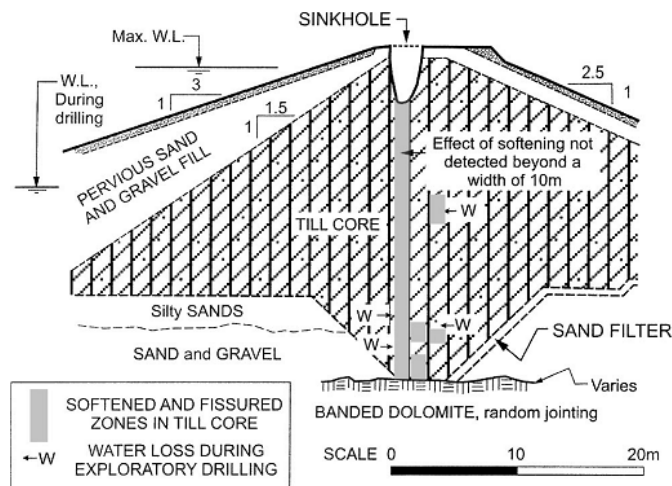
Quelle: [53]

Der Schaden wurde untersucht und man war sich einig, dass die Sickerung durch einen setzungsbedingten Riss ausgelöst wurde, auch wenn die maximale Setzung im Dammaufstandsbereich maximal 25 Zentimeter betrug. Zu diesem Zeitpunkt konnte man es sich nicht vorstellen, dass diese fast horizontale Erosionsröhre bei nur 4 Meter Überstauhöhe durch etwas anderes initiiert hätte werden können [53].

Später konnte nachgewiesen werden, dass der Wister Damm aus stark erodierbarem, dispersiven Material (siehe Kapitel 3.1.7) gebaut worden war. *Sherard* führt das Versagen auf Gewölbebildung in der Schlusssektion des Dammes zurück, die hydraulisches Aufreißen schon bei nur 4 Meter Überstauhöhe zugelassen hat (siehe Kapitel 5.7.1.1.2). Wäre der Damm aus nicht-dispersivem Material errichtet worden, hätte die Strömungskraft im Riss eventuell nicht ausgereicht, um Material auszutragen und der Riss hätte sich durch Schwellvorgänge vielleicht sogar selber geschlossen [53].

### 2.3 Conestogo Dam

Dieser Damm ist 30 Meter hoch und befindet sich in Süd-Ontario in Kanada. Ausgeführt als Homogendamm aus wenig plastischem Möränenmaterial, steht er auf ca. 5 Metern von weitgestuftem Sand und sandigem Kies aus Flussablagerungen, welche wieder auf dolomitischem Kalkstein liegen [35].

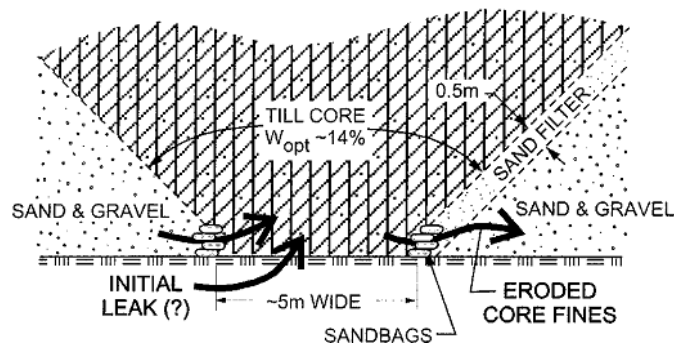


**Abb. 7: Conestogo Damm**

Quelle: [35]

Während der ersten Jahre nach der Inbetriebnahme musste ein Bereich an der Dammkrone immer wieder neu verfüllt werden, da er wiederholt nachsackte. Es konnten keine nennenswerten Sickerwasserverluste festgestellt werden, als sich jedoch ein Setzungstrichter mit einem Durchmesser von ca. 1 Meter und einer Tiefe von ca. 1,5 Metern ausbildete, wurden Bohrungen abgetäuft und eine weiche Bereich entdeckt, der sich bis zur Aufstandsfläche durchzog [35].

Für die Ausbildung der Setzungstrichter und der Aufweichung des Dammmaterials in gewissen Bereichen wurden Probleme bei der Errichtung des Dammes verantwortlich gemacht. So hatte man im Dammaufstandsbereich Probleme mit starkem Wasserandrang. Während man das Wasser mit perforierten Rohren abpumpte, sicherte man die Böschungen des Grabens an den unteren Stellen mit Sandsäcken. Durch Spalte zwischen diesen Sandsäcken konnte nun das Wasser Feinteile des Kernes in den unterwasserseitigen, grobkörnigen Aufstandsbereich austragen [35].



**Abb. 8: Detail des Grabens in der Dammaufstandsfläche**

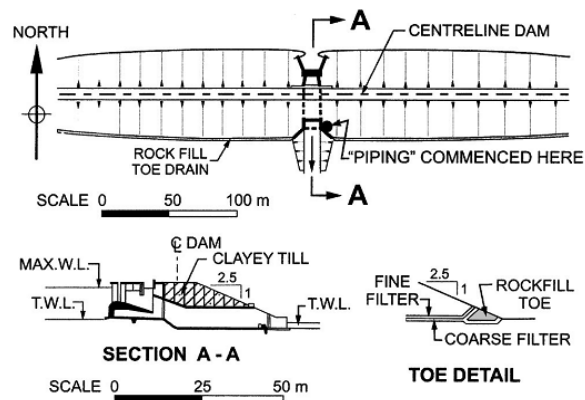
Quelle: [35]

Der Schaden an diesem Damm wird also auf die fragwürdige Konstruktion dieser in Abb. 8 dargestellten Zone zurückgeführt. Nicht nur, dass die Filterzone unzureichend weit an den Felsuntergrund herangeführt wurde, auch wurde versäumt am Aufstandsbereich und den Böschungen des Grabens Spritzbeton aufzutragen [35].

Der fehlerhafte Bereich und der anliegende Felsbereich wurde verpresst. Seitdem zeigte dieser Damm seit Jahrzehnten keine weiteren Anzeichen von Innerer Erosion mehr [35].

## 2.4 Kelso Dam

Der Kelso Damm ist ein 15 Meter hoher, 800 Meter langer homogener Erddamm. Er befindet sich in Süd-Ontario in Kanada und wurde 1960 aus Moränenmaterial, einem weit gestuften Material geringer Plastizität, auf Boden gleichen Charakters erbaut. An der luftseitigen Dammseite wurde eine für Homogendämme typische Dammfußdrainage eingebaut. Ungefähr in der Mitte des Dammbauwerkes befindet sich ein Betondurchlass [35].



**Abb. 9: Kelso Dam mit Dammfußdetail und Schnitt durch Durchlass**

Quelle: [35]

Im Frühjahr nach der Fertigstellung wurde das Staubecken bis zur Hälfte gefüllt und dort für ca. zwei Jahre gehalten. Auf der Ostseite des Auslasses wurde im Bereich des Dammfußes Sickerwasser entdeckt, dies jedoch in geringer Menge [35].

Nach 2 Jahren Einstau wurde das Becken am Ende des Sommers für Revisionsarbeiten am Durchlass fast komplett geleert und blieb über Winter leer. Als das Becken nach dem Winter wieder gefüllt wurde, traten sofort relativ große Sickerwassermengen an der orografisch linken Seite des Durchlasses auf. In kurzer Zeit bildete sich an der luftseitigen Böschung eine Erosionsröhre von etwa einem Meter Durchmesser [35].

Eine Untersuchung zeigte, dass sich tatsächlich eine Erosionsröhre entlang des Durchlasses gebildet hatte, die sich zur Wasserseite des Dammes auf einen kleineren Durchmesser verjüngte. Man fand heraus, dass das Material auf der östlichen Seite des Durchlasses im Winter gefroren war. Der Winter war außergewöhnlich kalt gewesen, mit vorrangigem Wind aus Nordwest. Der Durchlass wirkte als Windkanal, wobei eben die Ostseite besonders den kalten Winden ausgesetzt war. So bildeten sich Eislinen, was bei Wiederauffüllen des Staubeckens zur Erosionsröhrenbildung führte [35].

Der betroffene Teil des Dammes orografisch links des Durchlasses wurde abgetragen und vom Durchlassbauwerk aus 6 Meter entlang der Dammachse eine Spundwandichtung eingebaut. Weiters wurde neues, ausgesuchtes Material für den wiederaufgebauten Dammkörper verwendet und unterwasserseitig ein Filter entlang der neu errichteten Dichtungsmauer an der Dammgründungsfläche bis zum Dammfuß eingebracht. Seitdem funktioniert der Damms seit Jahrzehnten ohne weitere Vorkommnisse [35].



### 3. MATERIALIEN

Der Dammbau ist im Allgemeinen dadurch gekennzeichnet, dass jedes Bauwerk individuell an die örtlichen Gründungsverhältnisse, topographischen Gegebenheiten, dem Talquerschnitt und den naturbedingten geotechnischen Eigenschaften der anstehenden Fels- und Lockergesteine angepasst werden muss [56].

Somit wird jedoch nicht nur die äußere Erscheinung des Dammes durch die Gegebenheiten vor Ort vorgegeben, sondern auch die Wahl der Art des Dammes und die verwendeten Materialien, die in der Umgebung aufgeschlossen werden müssen. Generell hat sich laut *Kutzner* [31] international bewährt, 200% der rechnerisch benötigten Mengen im Feld zu identifizieren, um alle Unwägbarkeiten im frühen Planungsstadium abzudecken [31].

In den verschiedenen Zonen des Dammes mit ihren verschiedenen Funktionen können alle natürlichen Fels- und Lockergesteine verwendet werden, die die Anforderungen bezüglich anorganischer Bestandteile, Wasserlöslichkeit, der Konsistenz und ihrem Gefüge erfüllen [56].

Verwendung im Damm	Erdstoff/Gestein	Beispiele	Wichtige Kennwerte und günstiger Bereich
Dichtung	Kohäsive, plastische Erdstoffe	Auelehm Residualböden Laterit Moränematerial Hangschutt Tertiärer Mergel	Wassergehalt etwa $w_{opt}$ minus 10 bis $w_{opt}$ plus 10% $I_p = 10$ bis 50% Kohäsion > 20 kPa $k < 10^{-7}$ m/s
	Gering plastische Erdstoffe	Residualer Schluff Alluvialer Schluff Stark verwitterter Fels Reißfels Hangschutt	$I_p = 0$ bis 5% Kohäsion nahe Null Reibungswinkel $\geq 28^\circ$ $k < 10^{-6}$ m/s
Stützkörper	Nicht kohäsive Erdstoffe	Flußalluvionen Hangschutt Schwach verwitterter Fels Reißfels Moränematerial	Reibungswinkel $\geq 35^\circ$ Kohäsion = 0 oder Reibungswinkel $\geq 33^\circ$ und Kohäsion = 20 kPa
	Gesteine	Sprengfels aller Tiefen-, Sediment- und metamorphen Gesteine	Druckfestigkeit > 70 MPa
Filter	Nicht kohäsive Erdstoffe	Flußalluvionen Sauberer Sand und Kies aus anderen Lagerstätten	Qualität wie Betonzuschläge
	Gebrochener Fels	Alle Gesteinsarten	Qualität wie Betonzuschläge
Wellenschutz	Gesteine	Sprengfels aller Tiefen-, Sediment- und metamorphen Gesteine	Druckfestigkeit > 100 MPa

**Tab. 1 : Typische Erdstoffe und Gesteine im Dammbau**

Quelle: [31]

Wichtige Eigenschaften, die für die Verwendbarkeit und die Art der Verwendung entscheidend sind [31], [57], [56]:

- Körnungskurve
- Verarbeitbarkeit
- Plastizität
- Wassergehalt
- Durchlässigkeit
- Verformbarkeit
- Scherfestigkeit
- Verwitterungsgrad
- Mineralische Zusammensetzung

Diese und andere Eigenschaften müssen je nach Stadium des Projektes im Felde oder im Labor untersucht werden. Wenn auch im Kapitel 3.1 auf einige der Parameter eingegangen wird, wird an dieser Stelle auf die einschlägige Fachliteratur wie z.B. *Striegler* [56] oder *Kutzner* [31] verwiesen.

Im Anhang A sind Versuchsanordnungen zur Bestimmung der Eigenschaften von Erd- und Steinschüttstoffen angegeben, während im Anhang B und Anhang C ein Bewertungsversuch der Fels- und Lockergesteine als Dammbaustoffe dargestellt ist.

### 3.1 Klassifizierung und Einteilung von Lockergesteinen

Aufgrund der erdgeschichtlichen Entstehung der Lockergesteine und den daraus resultierenden chemischen und bodenmechanischen Unterschieden ist eine umfassende Einteilung und Klassifizierung schwierig [56].

Die derzeit aktuelle Norm im Bereich Geotechnik, der *EUROCODE 7* [40], schreibt für die Ansprache von Boden und Felsarten vor, dass das Material „geprüft, bestimmt und nach einer anerkannten Nomenklatur beschrieben“ werden muss. Weiters soll die Klassifizierung von Böden „nach einem anerkannten geotechnischen Bezeichnungs- und Klassifizierungssystem für Böden erfolgen“. Dabei wird auf nationale Normen verwiesen, da eine Europäische Norm in diesem Bereich noch nicht existiert [41].

Der *EUROCODE 7* [40] bietet als Ergänzung zur augenscheinlichen Einteilung eine Reihe von Versuchen zur Klassifizierung, Identifizierung und Quantifizierung von Lockergesteinen (siehe auch *EN 1997-2*):

- Kornverteilung
- Wichte
- Porenanteil
- Wassergehalt

- Kornform
- Kornrauhigkeit
- Lagerungsdichte
- Zustandsgrenzen
- Schwellvermögen
- Kalkgehalt
- Gehalt an organischen Bestandteilen

In Österreich gilt die *ÖNORM B4400* zur Bodenklassifikation. Diese gilt seit 1978, ein Ersatz ist mit der neuen *ÖNORM B4400-1 Geotechnik: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden* in Arbeit. Bis dahin verweist die noch gültige Norm in Bezug auf Benennung und Beschreibung von Bodenarten auf die *DIN 4022-Teil 1* und auf die Einteilung in Abhängigkeit ihrer Gewinnbarkeit auf die *ÖNORM B2205* [39].

- *DIN 4022 für Baugrundaufschlüsse*  
Die Einordnung erfolgt vorerst mit manuellen oder visuellen Methoden nach Korngrößenbereich (Blöcke, Steine, Kieskorn, Sandkorn, Schluffkorn, Tonkorn). Zusammengesetzte Böden werden per Substantiv für den Hauptanteil und Adjektiven für den oder die Nebenanteile benannt. Im Falle werden je nach prozentualen Masseanteilen den Adjektiven noch „schwach“ oder „stark“ vorangesetzt. Falls das Verhalten des Bodens aufgrund des vorhandenen Feinkornanteils durch diesen geprägt ist, wird auch die Plastizitätszahl  $I_p$  (siehe Abschnitt 3.1.2) zu dessen Beschreibung herangezogen.
- *ÖNORM B2205* [38]  
In Abhängigkeit von der Lösbarkeit der Boden- und Felsarten wird in 7 Klassen eingeteilt. Die Spanne reicht von Klasse 1: Oberboden bis Klasse 7: Schwer lösbarer Fels.

In der Deutschen Normung wird bei der Klassifizierung und Einteilung von Bodenarten unterschieden in [26]:

- *DIN 4022 für Baugrundaufschlüsse*  
Die Einordnung erfolgt vorerst mit manuellen oder visuellen Methoden nach Korngrößenbereich (Blöcke, Steine, Kieskorn, Sandkorn, Schluffkorn, Tonkorn). Zusammengesetzte Böden werden per Substantiv für den Hauptanteil und Adjektiven für den oder die Nebenanteile benannt. Im Falle werden je nach prozentualen Masseanteilen den Adjektiven noch „schwach“ oder „stark“ vorangesetzt. Falls das Verhalten des Bodens aufgrund des vorhandenen Feinkornanteils durch diesen geprägt ist, wird auch die Plastizitätszahl  $I_p$  (siehe Abschnitt 3.1.2) zu dessen Beschreibung herangezogen.

- *DIN 18196 falls der Boden als Baustoff verwendet werden soll*  
Bei dieser Regelung werden Bodengruppen mit ähnlichem bzw. annähernd gleichen stofflichen Aufbau und bodenphysikalischen Eigenschaften definiert. Die Einordnung erfolgt unabhängig vom Wassergehalt und der Dichte des Bodens. Als Grundlage für die Klassifikation dient für grob- und gemischtkörnige Böden die Korngrößenverteilung (siehe 3.1.1) und bei einkörnigen Böden die Plastizitätszahl (siehe 3.1.2).

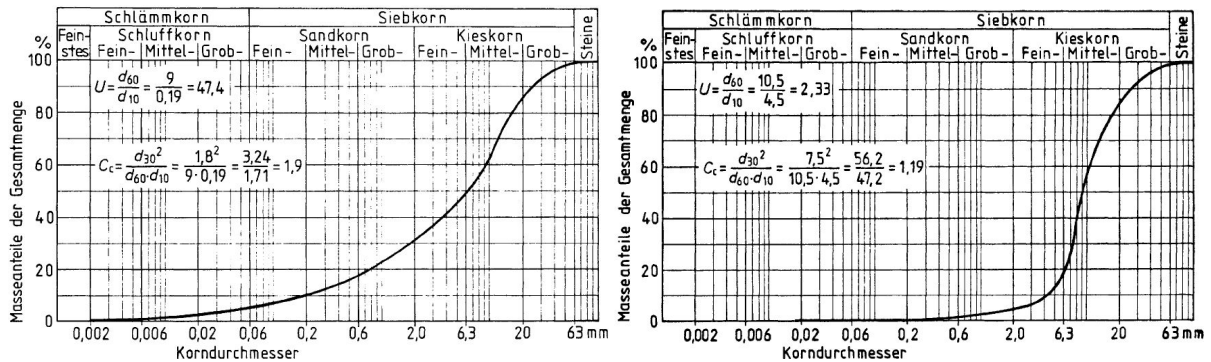
In Anhang C ist von *Striegler* [56] der Versuch unternommen worden, in Anlehnung an die Gruppeneinteilung der *DIN 18196*, die Bodenarten als Dammbaustoff zu bewerten.

- *VOB Teil C (DIN 18300) für Ausschreibung von Bauleistungen und für Abrechnungen*  
Es wird, abhängig von der Bearbeitbarkeit der Boden- und Felsarten, in 7 Klassen eingeteilt. Bearbeitbarkeit beinhaltet in diesem Zusammenhang: Lösen, Laden, Fördern, Einbauen und Verdichten. Die Spanne reicht von Klasse 1: Oberboden bis Klasse 7: Schwer lösbarer Fels.
- *DIN 1054*  
Die Einteilung erfolgt je nach prozentuellen Anteilen in Nichtbindige Böden, Bindige Böden, Organische und Organogene Böden und Geschüttete Böden [10].

Diese Aufzählung soll nur als Beispiel für die Vielfältigkeit der Einteilungsmöglichkeiten stehen und wird deshalb nicht genauer ausgeführt. Nachfolgend werden jedoch einige wichtige Parameter erläutert, die in der Klassifizierung von Böden in der Bodenmechanik generell und somit auch im Dammbau großen Stellenwert besitzen.

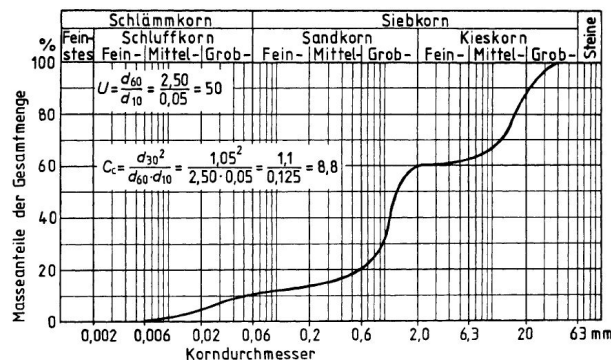
### **3.1.1 Korngrößenverteilung**

Die Korngrößenverteilung setzt sich aus den Massenanteilen der vorhandenen Körnungsgruppen einer Bodenart zusammen und bezieht sich dabei auf den Feststoff.



**Abb. 10: Beispiele für weitgestufte und enggestufte Korngrößenverteilungen**

Quelle: [39]



**Abb. 11: Beispiel für eine intermittierend gestufte Korngrößenverteilung**

Quelle: [39]

Um die vorhandenen Korngrößenverteilungen zu beschreiben werden im Allgemeinen folgende zwei Parameter herangezogen [39]:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} ; \quad C_C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

- $U$  Ungleichförmigkeitszahl
- $C_C$  Krümmungszahl
- $d_{10}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang
- $d_{30}$  Korngröße bei 30% Siebdurchgang
- $d_{60}$  Korngröße bei 60% Siebdurchgang

Die Ungleichförmigkeitszahl  $U$  beschreibt die Steilheit der Körnungslinie zwischen  $d_{10}$  und  $d_{60}$  wobei die Krümmungszahl  $C_C$  den Verlauf in diesem Bereich kennzeichnet [39].

Die wirksame Korngröße errechnet sich nach [6], [65] und [37]:

$$d_w = \frac{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i}}{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i} / d_i}$$

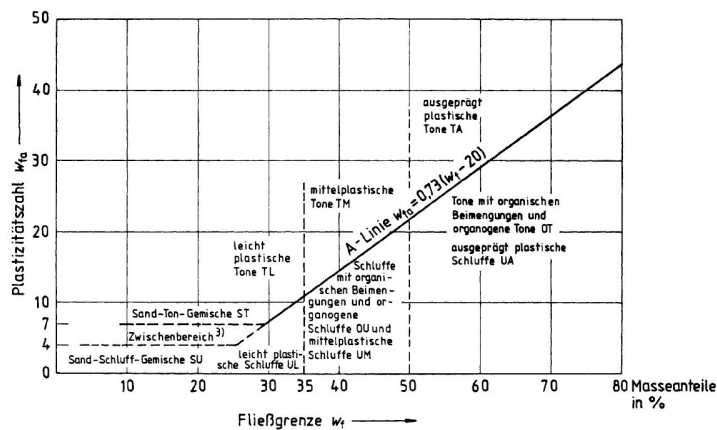
$i$  Index der Kornklasse in den frei gewählten Grenzen  $d_o$  und  $d_u$

$\Delta p_{m,i}$  Massenprozent der Kornklasse  $i$

$1/d_i$  harmonisches Mittel aus oberer und unterer Grenze der jeweiligen Kornklasse  $i$   
 $d_i = (d_o + d_u) / 2$

### 3.1.2 Plastizität/Bindigkeit

Kohäsive Böden werden vor allem mit dem Plastizitätsdiagramm nach *Casagrande* beurteilt.



**Abb. 12: Plastizitätsdiagramm nach Casagrande \***

Quelle: [39]

\* (Achtung: Bezeichnung Plastizitätszahl  $w_p$  entspricht  $I_p$  siehe unten)

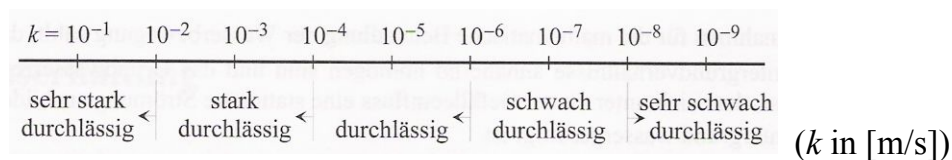
Die Konsistenzzahl lässt sich folgendermaßen errechnen [47], [26]:

$$I_C = \frac{W_L - W_N}{W_L - W_P} = \frac{W_L - W_N}{I_P}$$

$I_C$	Konsistenzzahl
$I_P$	Plastizitätszahl
$W_L$	Fließgrenze
$W_P$	Ausrollgrenze
$W_N$	Natürlicher Wassergehalt

### 3.1.3 Durchlässigkeit

*Terzaghi* und *Peck* schreiben in [59] „Ein Material wird als durchlässig bezeichnet, wenn es zusammenhängende Poren enthält.“. Durch die verschiedenen Porenkanalgrößen ist eine laminare und turbulente Strömung möglich. Bei kleinen Porenkanälen wird die kritische Geschwindigkeit nur bei sehr hohem hydraulischen Gefälle erreicht und somit verläuft die Wasserbewegung in feinkörnigen Böden stets laminar [56].



**Abb. 13: Durchlässigkeitsbereiche und zugehörige Bezeichnungen nach DIN 18130-1**

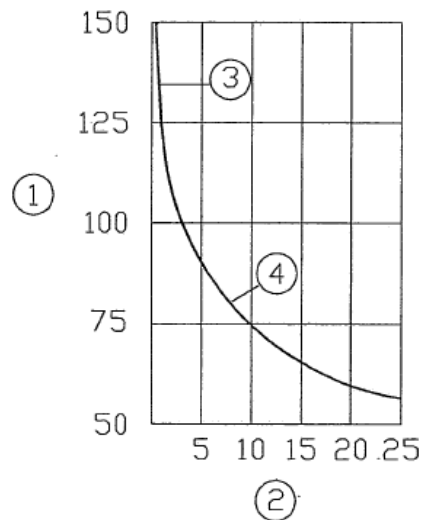
Quelle: [36]

Die Durchlässigkeit wird als  $k_f$  - Wert nach *Darcy* über den Direkten Durchlässigkeitsversuch bzw. den Druckdurchlässigkeitsversuch ermittelt und ist laut *Kutzner* [31] ein entscheidender Wert für die Eignung eines Materials als Dichtungselement. Sie ist bei nichtbindigen Erdstoffen von der Größe und Form der Porenräume abhängig und kann aus der Kornverteilung genügend genau ermittelt werden [56].

Für gestufte Sande und Kiessande [31]:

$$k_f = C * (d_{10})^2$$

$k_f$	Durchlässigkeit [cm/s]
$C$	Faktor in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl [1/(cm*s)]
$d_{10}$	Korngröße bei 10% Siebdurchgang [cm]



**Abb. 14: Faktor C in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl U von Sand und Kiessand**

Quelle: [31]

- 1 Faktor C
- 2 Ungleichförmigkeitszahl U
- 3 (nach Hazen 1892) für  $U \leq 5$
- 4 (nach Beyer 1964) für  $U > 5$

Striegler gibt in [56] folgende Gleichungen für die Ermittlung der Durchlässigkeit an:

<i>Terzaghi</i>	$k_f = 200 \cdot d_w^2 \cdot e^2$	(für gleichförmige Sande [27])
<i>Allen/Hazen</i>	$k_f = 116 \cdot d_w^2$	(für locker gelagerten, reinen Filtersand [27])

- $k_f$  Durchlässigkeit [cm/s]  
 $d_w$  wirksamer Korndurchmesser [cm] (siehe Kapitel 3.1.1)  
 $e$  Porenzahl [-]

*Kézdi* fügt in [27] diesen zwei Gleichungen noch eine Formel von *Jáky* an, die die Größenordnung des  $k_f$ - Wertes in jedem Erdstoff annähert:

*Jáky*  $k_f = 100 \cdot d_m^2$

- $k_f$  Durchlässigkeit [cm/s]  
 $d_m$  maßgebender Korndurchmesser [cm] (Vorform des wirksamen Korndurchmessers  $d_w$  [27])

*Muckenthaler* erwähnt in [37] zwei weitere Möglichkeiten den Durchlässigkeitsbeiwert von nichtbindigen Böden abzuschätzen, wobei *Wittmann* laut



*Muckenthaler* eine Abschätzung nach *Beyer* empfiehlt:

$$\text{Wittmann} \quad k_f = \left( \frac{1}{\{180 \div 270\}} \right) * \frac{n^3 * \gamma_w}{(1-n)^2 * \eta} * d_w^2$$

$k_f$	Durchlässigkeit [m/s]
$d_w$	wirksamer Korndurchmesser [m] (siehe Kapitel 3.1.1)
$\eta$	dynamische Zähigkeit der Flüssigkeit [Ns/m <sup>2</sup> ] (siehe Anhang D)
$\gamma_w$	Wichte des Wassers [N/m <sup>2</sup> ]
$n$	Porenanteil [-]

$$\text{Beyer} \quad k_f = \left[ \frac{268}{U + 3,4} + 55 \right] * \frac{d_{10}^2}{100}$$

$k_f$	Durchlässigkeit [m/s]
$d_{10}$	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang [cm]
$n$	Porenanteil [-]
$U$	Ungleichförmigkeitszahl [-]

(Anm.: Für die grafische Ermittlung nach *Wittmann* und *Beyer* siehe Anhang D.)

*Sherard et. al.* [50] konnten aus Versuchen an typischen Filtermaterialien der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D \approx 70\%$  (siehe Kapitel 3.1.4) folgende Beziehung für Sande und Kiese mit  $d_{15} = 0,1$  bis 10mm ermitteln:

$$\text{Sherard et.al.} \quad k_f = X * d_{15}^2 \quad (X=0,2 \text{ bis } 0,6; 0,35=\text{Durchschnitt})$$

$k_f$	Durchlässigkeit [cm/s]
$d_{15}$	Korndurchmesser bei 15% Siebdurchgang [mm]

### 3.1.4 Verdichtung

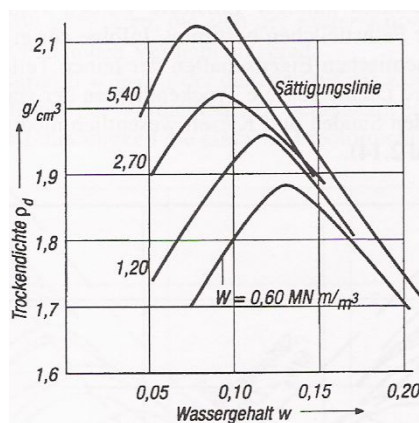
*Terzaghi* und *Peck* schreiben in [59], dass beim Einbau des Materials dieses, im Vergleich zum ursprünglichen Zustand an der Entnahmestelle, ein höheres Porenvolumen und eine höhere Zusammendrückbarkeit besitzt und somit Innerer Erosion durch Wasserströmung weniger Widerstand entgegensetzen kann. Daraus ergibt sich die Forderung nach Verdichtung von Dammbaumaterialien. Weiters führen sie aus, dass kein einzelnes Verdichtungsverfahren für alle Bodenarten gleich geeignet ist und die Verdichtbarkeit eines bestimmten Bodens zu einem großen Teil vom Wassergehalt abhängt. In diesem Zusammenhang nennen *Strobl* und *Zunic* in [57] noch die Kornverteilung als weiteren maßgeblichen Einfluss auf die Verdichtbarkeit

eines Bodens. So sollen bereits geringe Änderungen im Schluff und Sandbereich deutliche Veränderungen des Bezugswertes aus dem Proctorversuch mit sich bringen.

Die Verdichtung wird also als Vorgang verstanden, bei dem der Hohlraumgehalt der Erdstoffe verringert wird, womit eine Vergrößerung der Scherfestigkeit und Trockenrohdichte, sowie eine Verminderung der Durchlässigkeit, der Zusammendrückbarkeit, der Wasseraufnahme- und Quellfähigkeit erreicht wird [56].

Ein Maßstab, an der die Verdichtung eines Bodens gemessen wird, ist die sogenannte Proctordichte. Wie vorher erwähnt, ist die Verdichtbarkeit eines Bodens stark durch den Wassergehalt im Einbauzustand gekennzeichnet [59], [56]. Weiters ist diese natürlich von der Verdichtungsarbeit abhängig, wobei mit zunehmender Verdichtungsarbeit die Dichte zunimmt [56].

Um also die erreichte Verdichtung eines Bodens zu bewerten, wird diese in Relation zu einem Bezugswert gesetzt, der als 100%  $\rho_{Pr}$  (einfache Proctordichte) bezeichnet wird. Um diese zu erhalten wird ein Material bei konstanter Verdichtungsarbeit bei verschiedenen Wassergehalten eingebaut. Der optimale Wassergehalt  $w_{Pr}$  oder *mod*  $w_{Pr}$  ist der Wassergehalt, mit dem die optimale Verdichtung (100%  $\rho_{Pr}$ ) erreicht wird. Die Verdichtungsarbeit ist für die einfache Proctordichte mit  $W=0,6 \text{ MNm/m}^3$  und für die modifizierte Proctordichte mit  $W=2,7 \text{ MNm/m}^3$  festgelegt [56].



**Abb. 15: Beispiel für Proctorkurven**

Quelle: [56]

Auswertung Proctor-Versuch [56]:

$$W = \frac{Z * m * g * h}{A * a}$$

$W$	Verdichtungsarbeit [N*cm/cm <sup>3</sup> ]
$Z$	Zahl der Schläge [-]
$m$	Fallmasse [kg]
$g$	Erdbeschleunigung [cm/s <sup>2</sup> ]
$h$	Fallhöhe [cm]
$A$	Grundfläche des Versuchszylinders [cm <sup>2</sup> ]
$a$	Dicke der zu verdichtenden Schicht [cm]

$$\rho = \frac{m}{V} \quad ; \quad \rho_d = \frac{1 + \rho}{w}$$

$\rho$	Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_d$	Trockenrohddichte [g/cm <sup>3</sup> ]
$w$	Wassergehalt ( $=m_w/m_d$ )
$m$	Masse der verdichteten Probe [g]
$V$	Volumen des Versuchszylinders [cm <sup>3</sup> ]

Englischsprachige Autoren führen oft die bezogene Lagerungsdichte an, welche folgendermaßen ermittelt werden kann [26]:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\max \rho_d * (\rho_d - \min \rho_d)}{\rho_d * (\max \rho_d - \min \rho_d)}$$

$\max \rho_d$	Trockenrohddichte bei dichtester Lagerung nach <i>DIN 18126</i>
$\min \rho_d$	Trockenrohddichte bei lockerster Lagerung nach <i>DIN 18126</i>

Zur Bewertung der Verdichtung wird die erreichte Trockendichte zur Proctordichte in Verhältnis gesetzt:

$$D_{Pr} = \frac{\rho_d}{\rho_{Pr}} * 100 \quad [\%]$$

$\rho_{Pr}$	Proctordichte [g/cm <sup>3</sup> ]
$D_{Pr}$	Verdichtungsgrad [%]

Laut *Strobl* und *Zunic* in [57] wird im Staudambau eine Verdichtung des Kernmaterials von  $D_{Pr}=98\%$  verlangt, *Striegler* gibt in [56] die Forderung von  $D_{Pr}=95-100\%$  in Abhängigkeit von der Bindigkeit an.

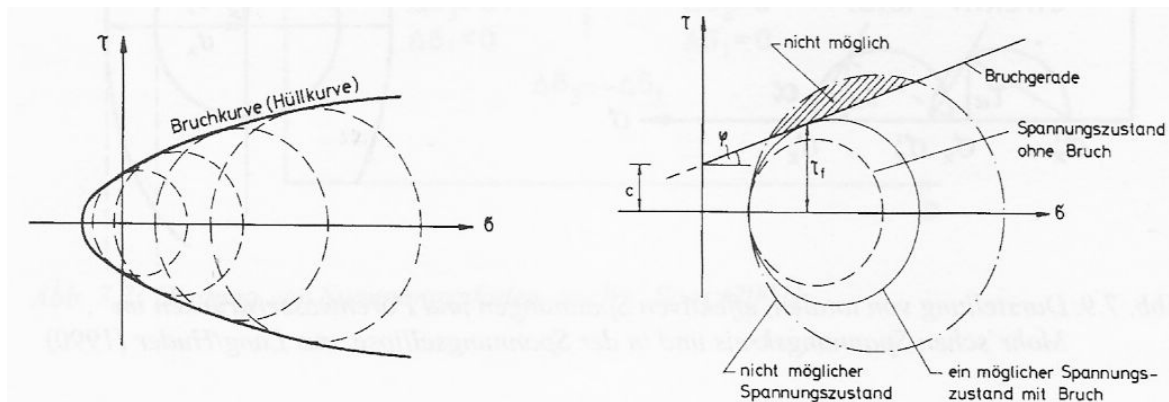
### 3.1.5 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit ist in Bezug auf die Standsicherheit der Böschungen von Dämmen ein sehr wichtiger Faktor. Falls der Wert der Scherspannung in einem Bodenkörper die Scherfestigkeit übersteigt, bricht der Körper.

Die allgemein gültige Definition der Scherfestigkeit  $\tau_f$  lautet [56], [59], [26]:

$$\tau_f = c + \sigma * \tan \varphi \quad [\text{N/cm}^2]$$

$c$  Kohäsion  $[\text{N/cm}^2]$   
 $\tan \varphi$  Reibungsbeiwert  $[\text{°}]$   
 $\sigma$  Normalspannung  $[\text{N/cm}^2]$



**Abb. 16: Spannungszustände im Bruchzustand (links), Bruchbedingung mit Spannungskreisen (rechts)**

Quelle: [26]

### 3.1.6 Verformbarkeit

Der Kenntnis der Verformbarkeit der verwendeten Baustoffe kommt im Staudambau eine sehr wichtige Rolle zu, da Voraussagen bezüglich der zu erwartenden Setzungen, Rissbildungen und Bewegungen des Dammkörpers von entscheidender Wichtigkeit für die Gesamtsicherheit des Bauwerkes sind (siehe Abb. 83) [56].

Zur Ermittlung der vertikalen Verformbarkeit wird der Ödometerversuch herangezogen (Drucksetzung mit verhinderter Seitendehnung) [56]:

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon}$$

---

$E$	Elastizitätsmodul
$\Delta\sigma$	Spannungsintervall
$\Delta\varepsilon$	Intervall der linearen Verformung

Da im Dammbau dreiaxiale Spannungszustände vorherrschen, kommt dem Triaxialversuch eine entscheidende Bedeutung zu um Spannungs-Verformungszustände zu untersuchen, einaxiale Berechnungen sollen nur als Notbehelf herangezogen werden [31].

### 3.1.7 Mineralogische Zusammensetzung

Wichtig für die Verwendung eines Erdstoffes als Dammbaustoff ist das Wissen über das Vorhandensein von problematischen Mineralien, löslichen und organischen Bestandteilen. Beimengungen wie z.B.: Montmorillonit, Kalk und Gips können wegen ihrer Quellfähigkeit oder Löslichkeit zu unkontrollierbaren Verdichtungszuständen und nachträglichen Verformungen führen [31].

Eine wichtige Eigenschaft, die sich aus der mineralogischen Zusammensetzung ergibt und einen Einfluss auf die Erodierbarkeit eines Bodens hat, ist die Dispersivität. Diese Eigenschaft beschreibt die Neigung von Erdpartikeln, sich ohne Durchströmung des Bodens voneinander zu lösen und in Suspension zu gehen. Dies ist weiters auch von der chemischen Zusammensetzung des Porenwassers abhängig [21], [11].

Es existieren eine Reihe an Methoden zur Bestimmung der Dispersivität eines Bodens, dazu wird auf *ICOLD* [21] oder *Fell et. al.* [11] verwiesen. Eine der gängigsten Methoden ist der „Pine-Hole-Test“, der auch von *Kutzner* [31] in diesem Zusammenhang genannt wird. Dieser Test soll an dieser Stelle kurz behandelt werden, da an späterer Stelle noch darauf verwiesen wird.

Der „Pine-Hole-Test“ wurde entwickelt um die Erodierbarkeit von feinkörnigen Böden zu untersuchen. Hierbei wird eine mit einem 1mm großen Loch versehene zylindrische Bodenprobe (25mm lang und 35mm im Durchmesser) mit destilliertem Wasser unterschiedlicher Druckhöhe (50, 180 und 380 mm) durchströmt. Die Abflussrate und die Trübung des Abflusses wird gemessen [21].

Classification		Head at termination of test (mm)	Test time of head (min)	Visibility of colour of flow at end of test	Final flow through specimen (ml/s)	Ratio of final/initial hole diameter after test to nearest 0.5
D1	Highly dispersive	50	10	Very distinct	> 1.5	≥ 2
D2	Dispersive	50	10	Distinct to slight	> 0.9	2.0
PD1	Potentially dispersive (intermediate)	50	10	Slightly but easily visible	< 0.9	1.5
PD2	Potentially dispersive (intermediate)	175 to 350	5	Slight	> 2.5	2.0
ND2	Non-dispersive	1000	5	Clear or barely visible	> 3.5	2.0
ND1	Completely erosion resistant	1000	5	Crystal clear	< 5.0	1.0

**Abb. 17: Klassifikation der Dispersivität nach dem „Pine-Hole-Test“**

Quelle: [12]

Die Einteilung erfolgt in Kategorien D1 bis ND1 (siehe Abb. 17). Zu den Kategorien wird *Sherard* in *Fell* et al. [11] genannt, der herausfand, dass Böden die in Kategorie D1 und D2 eingeteilt wurden oft Probleme mit *piping*, also Innerer Erosion sowie Äußerer Erosion hatten. Böden der Kategorie ND2 und ND1 hatten dies nicht.

### 3.1.8 Verarbeitbarkeit

Darunter sind Versuche zu verstehen, mit denen Erkenntnisse über die besten Bearbeitungsmethoden für die verwendeten Materialien gewonnen werden sollen. Zu diesem Zwecke werden Schüttversuche durchgeführt, bei denen Parameter wie z.B. Einbauwassergehalt, Verdichtungsgeräte bzw. Verdichtungsübergänge und Schüttdicken variiert werden. Versickerungsversuche, Kornverteilungen vor und nach der Versuchsdurchführung geben dann beispielsweise Auskunft darüber, mit welchen Methoden man die gewünschten Effekte erzielt [31].

### 3.2 Kernmaterial

Die Dichtungszone eines Dammes kann, wenn sie als Erdkerndichtung ausgeführt wird, als zentraler Dichtungskern oder als geneigte Innendichtung ausgeführt werden [56].

Speziell werden Anforderungen an den dichten Kern gestellt, diese lauten ihrer Wichtigkeit nach gereiht [45]:

- Geringe Durchlässigkeit
- Erosionssicherheit

- Verformbarkeit
- Alterungsbeständigkeit
- Witterungsbeständigkeit
- Beständigkeit gegen chemische und biologische Angriffe

*Striegler* stellt eine Anforderungstabelle für natürliche Erddichtungsstoffe zur Verfügung [56]:

Bodenmechanische Eigenschaften	Grenzwerte
Kornverteilung	Kornverteilungskurve soll stetig verlaufen Kornanteil < 0,002 mm $\phi$ 10 ... 40 % Kornanteil < 0,06 mm $\phi$ 50 % Größtkorn max $d = 6 \dots 80$ mm $\phi$ $d_{\max} \approx 0,1 t$ ( $t$ = Dicke des Dichtungselementes)
Wasserkennzahlen	$w_a > 0,15$ ; $I_p \geq 0,10$ ; $w_f \geq 0,75$
Beimengungen	organische Bestandteile < 3 % (in Abhängigkeit von der Verteilung des Erdstoffes) Kalkgehalt < 6 %
Scherfestigkeit	möglichst groß
Verformbarkeit	möglichst groß
Wasserdurchlässigkeit	$k_f \leq 1 \cdot 10^{-9}$ [m/s]
Filterstabilität	abhängig von $U = d_{60}$ und hydraulischem Gefälle, Suffosionsgef. $d_{10}$ (1t. Tafel 4.7)
Eigenfestigkeit $c_0$	Tonanteil 10 ... 15 % (< 0,002 mm $\phi$ )
Einbaufähigkeit	$w_e > w_{opt}$ (einige Prozente)
Verdichtungsfähigkeit	95 ... 100 % $\rho_{pr}$ , abhängig von Bindigkeit (Tafel 2.16)

**Tab. 2 : Bodenmechanische Anforderungen an natürliche Erdkerndichtungen**

Quelle: [56]

Diesen Anforderungen werden in aller Regel bindige oder gemischtkörnige Erdstoffe, z.B. alle Lehm- und Tonarten gerecht [56].

*Striegler* gibt in [56] (siehe oben) als Anforderungsgrenze für Dichtmaterial mit  $k_f \leq 1 \cdot 10^{-9}$  [m/s] an, wobei sich dies nach einer mündlichen Bemerkung von Prof. *Tschernutter* zu [45] auf den Laborwert bezieht und man mit einem Baustellenversuchswert von  $k_f \leq 1 \cdot 10^{-8}$  [m/s] im ausreichend „dichten“ Bereich ist; dies wird auch in [57] bestätigt.

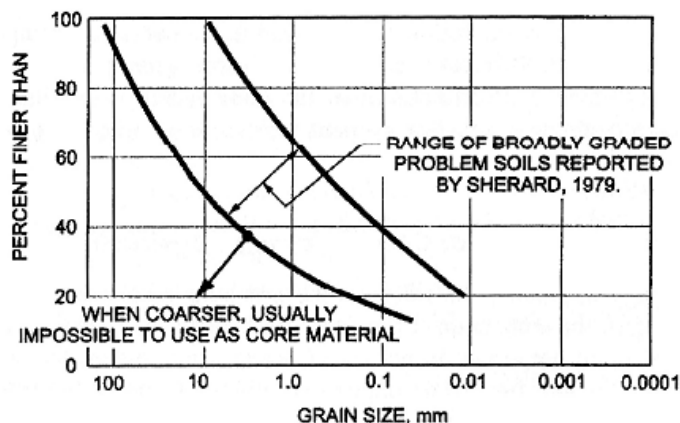
Experimentell ermittelte Durchlässigkeitswerte an entnommenen Bodenproben, die immer als „gestört“ einzustufen sind, liefern im Allgemeinen Werte, die bis zu einer Zehnerpotenz kleiner sind als die Durchlässigkeitswerte, die am gleichen Material im natürlichen, ungestörten Zustand anzutreffen wären [37].

Moränenmaterial wird aufgrund seiner Eigenschaften oft als Dichtungsmaterial in

Dämmen verwendet. *Mattsson u.a.* [34] erwähnen in diesem Zusammenhang, dass Dämme mit Kernmaterial eiszeitlichen Ursprungs, also Moränenmaterial, im Allgemeinen öfters von *piping* betroffen waren als Dämme mit Kernen anderen Ursprungs, jedoch führten diese Vorfälle dann seltener zu Versagen. Die Anfälligkeit dieses weitgestuften, gröberen Materials wird auf interne Instabilität zurückgeführt. Das bedeutet, dass feine Kornfraktionen nicht von den groben zurückgehalten werden können, sich das Material sozusagen nicht selbst filtert [34].

Jedoch lässt diese These außer Acht, dass viele Moränen dieser Art, mit Ausnahme einer Ausfallkörnung, sehr stabil in puncto Durchsickerung sind, aber problematisch bei der Materialgewinnung und dem Einbau, da sie zum Entmischen neigen [35].

Die nachfolgende Abb. 18 soll also im Kontext verstanden werden, dass die Einteilung in brauchbar oder unbrauchbar auch von praktischen Problemen wie den Eigenschaften der Materialien bei Entnahme und Einbau abhängt.

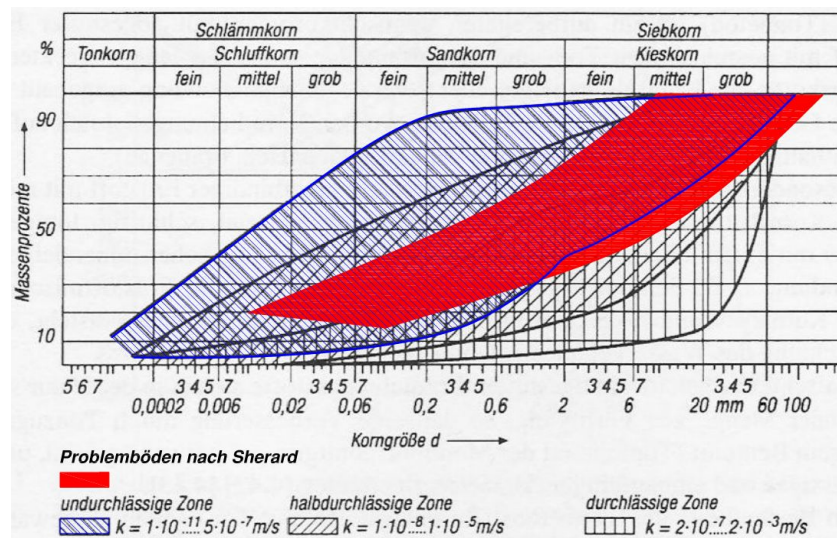


**Abb. 18: Problemböden nach Sherard**

Quelle: [34]

Führt man die Grenzkornverteilungskurven von Dammbaustoffen aus [56] und die Grenzen von Problemböden nach *Sherard* aus [34] zusammen, erhält man folgende Abbildung:





**Abb. 19: Grenzverteilungskurven von Dammbaustoffen (aus [56]) erweitert um Problemböden nach Sherard)**

Quelle: [56]

Man erkennt, dass der Bereich der undurchlässigen Zone nach *Striegler* [56], das heißt, der Böden, die als Kernmaterial verwendet werden, sich nach *Sherard* schon teilweise in einem problematischen Bereich befindet, teilweise sogar darunter.

### 3.3 Filtermaterial

Filterschichten haben die Funktion, an Übergangszonen von feinen zu gröberen Schichten das Eindringen dieser Feinteile in die angrenzende Zone zu verhindern, diese also zurückzuhalten.

Weiters haben sie oft gleichzeitig die Funktion von Übergangszonen, die Differentialsetzungen aufnehmen sollen und von Drainageschichten, die zur Wasserableitung herangezogen werden [31] [34] [11].

Zur Untersuchung der Eignung als Filterstoffe empfiehlt *Kutzner* folgende Versuche [31]:

- Ermittlung der mineralogischen Zusammensetzung
- Ermittlung der Korndichte
- Punktlastversuche an grobem Kies und Gesteinsstücken (Druckfestigkeit sollte nicht unter 70 MPa nicht unterschreiten)
- Ermittlung des Wasseraufnahmevermögens
- Abriebversuch (Los Angeles Abrasion Test nach USBR 1966)
- Ermittlung des Slake-Durability Index (ISRM 1979)

- Bestimmung der Kornform von Kies und natürlichen Ablagerungen. (Gedrungene d.h. kugelige oder würfelige Form ist zu bevorzugen, flächige oder stängelige Form einer Fraktion kann die Entmischung fördern)
- Ermittlung des Anteils schädlicher und löslicher Bestandteile

Die Funktion des Filters als Rückhaltsschicht eines sogenannten Basismaterials erfordert, dass Verformungen aus differentiellen Setzungen keine Risse hinterlassen, die *piping* begünstigen. Daraus resultiert eine Forderung bezüglich ihrer Kohäsionslosigkeit bzw. eine Beschränkung des Kleinstkorns [31] [35].

Die Eigenschaft eines Materials, sich beim Einbau (Schütten) zu entmischen, führt zur Forderung, dass Filtermaterialien möglichst enggestuft sein sollten, das Größtkorn eines Filters ist somit auch begrenzt [35].

*Kutzner* schreibt in [31], dass „Filterstoffe in den seltensten Fällen in der benötigten Kornverteilung zur Verfügung stehen“, somit müssen passende Kornverteilungen hergestellt werden. Dabei ist darauf zu achten, dass Filtermaterialien aus gebrochenem Festgestein zu Kornzertrümmerung bei Verdichtung oder durch den Baustellenverkehr neigen. Dies kann im Falle zu einer Verschiebung der Körnungslinie in den feineren Bereich und dem Verlust des Verformungsvermögens führen, d.h. Risse würden sich nicht schließen. Um dies zu vermeiden sind natürliche Sande und Kiese vorzuziehen, die durch ihre Entstehungsgeschichte weniger stark anfällig auf Kornzertrümmerung sind [35].

Näheres zu Anforderungen an Filtermaterialien in Kapitel 7.1.

### 3.4 Stützkörpermaterial

Das Stützkörpermaterial ist essentiell für die Standsicherheit des Dammes, auch in Hinblick darauf, dass unterschiedliches Setzungsverhalten von Kernmaterial und Stützkörpermaterial zu unzulässigen Verformungen des Kerns führen kann. Da das Verformungsverhalten von der Kornform, der Kornverteilung und der Festigkeit der Einzelkörner abhängt, ist es wichtig, die richtigen Materialien zu wählen [28].

Prinzipiell kann laut *Kutzner* [31] als Stützkörpermaterial Steinschüttmaterial, das aus Steinbrüchen gewonnen wird und ein weit gestuftes Gemisch fester Gesteinsstücke in Kies- und Steingröße ist, verwendet werden. *Kjærnsli* et al. [28] präzisieren und nennen Granite, Grünsteine, Gabbros und Gneise als Stützkörpermaterialien hoher Qualität. Schiefer und Phyllite erfüllen laut *Kjærnsli* et al. [28] meist nicht die Anforderungen, vor allem an der bewetterten Oberfläche des Dammes. Sie raten strikt von der Verwendung verwitterter Gesteine ab und geben eine Gesteinsfestigkeit von 30 MPa oder mehr als wünschenswerte Festigkeit für Stützkörpermaterial an.

Als sehr gut verwendbares Material wird von *Kutzner* [31] vorgeschlagen:

- Max. 10 Gewichtsprozent  $< 5$  mm
- Max. 30 Gewichtsprozent  $< 20$  mm
- Größtkorn 600 – 1000 mm, je nach Gesteinsfestigkeit und Tendenz zu Kantenabbruch

Eine Steingröße von 1000 mm erscheint zunächst zu hoch, dies wird von *Kjærnsli et al.* in [28] insofern bestätigt, als sie für Wellenschutz und luftseitigen Dammfußbereich eine gebräuchliche Korngröße von  $1 \text{ m}^3$  angeben.

Der Stützkörper dient schon dem Namen nach der Stützung des Dichtkernes und muss daher vor allem die äußere Standsicherheit gewährleisten. Klarerweise wirkt sich ein hoher Reibungswinkel  $\varphi$  positiv auf die Dammneigung aus und sollte im Allgemeinen mehr als  $35^\circ$  betragen. Die Durchlässigkeit eines Steinschüttmaterials, wie oben genannt, bewegt sich im Bereich von ca.  $10^{-2}$  m/s (bis  $10^{-3}$  m/s nach [60]), ist somit frei drainierend und auch wenn dieser gesättigt ist unproblematisch bei Erdbeben [31].

In Anhang B und Anhang C werden von *Striegler* [56] Fest- und Lockergesteine im Bezug auf Verwendbarkeit im Dammbau beschrieben. Für Festgestein sieht er die Brauchbarkeit als Dammbaustoff prinzipiell auch für Konglomerate, Grauwacke, Sandstein, Tonschiefer, Schieferton, Kalkstein, Dolomit, Mergelstein und Kieselschiefer, im Gegensatz zu *Kjærnsli et al.* [28], gegeben. Für Lockergesteine und Gemischtkörnige Böden nennt *Striegler* [56] vor allem Kiese (weniger als 5%  $d \leq 0,06\text{mm}$ , mehr als 40%  $d > 2\text{mm}$ ) als sehr gut geeignet für Stützkörpermaterial und Kies-Schluff Gemische (5 bis 40%  $d \leq 0,06\text{mm}$ , mehr als 40%  $d > 2\text{mm}$ ) als bedingt tauglich.

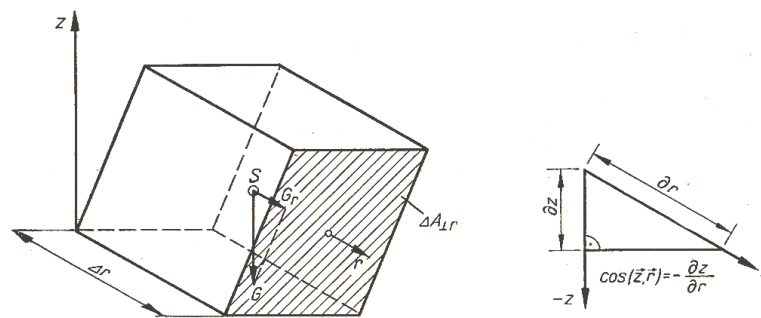
Da derartige Materialien aufgrund der Korngrößen meist bei Untersuchungen, die über das Einzelkorn hinausgehen, nicht mit herkömmlichen Methoden untersucht werden können, wurden Verfahren entwickelt, diese durch versuchsmäßig geeignete Korngemische zu simulieren, auf die hier nicht weiter eingegangen wird.

## 4. THEORIE DER DURCHSICKERUNG

### 4.1 Kraftgleichgewichtssatz der Strömung

Zur mathematischen Beschreibung von Strömungsvorgängen werden die sogenannten Bewegungsgesetze des strömenden Mediums herangezogen. Diese sind einerseits die Energiebilanzgleichung (hier Sonderfall Kraftgleichgewichtsgesetz) und andererseits das Massenerhaltungsgesetz [6].

Diese Bewegungsgesetze werden am Feldteilchen mit gleichbleibenden Abmessungen hergeleitet (siehe Abb. 20) [6].



**Abb. 20: Volumenelement des räumlichen Strömungsfeldes**

Quelle: [6]

Von grundlegender Bedeutung für die Aufstellung des Kraftgleichgewichtsgesetzes ist natürlich die Kenntnis der wirkenden Kräfte in Art und Wirkungsweise.

Die wichtigsten wirkenden Kraftarten sind [6]:

- Druckkräfte (Flächenkraft)
- Schwerkkräfte (Volumenkraft)
- Trägheitskräfte (Volumenkraft)
- Reibungskräfte (Flächenkraft)
- Kapillarkräfte (Linienkraft)

#### 4.1.1 Herleitung des Gesetzes von Darcy

Das gesamte nachfolgende Kapitel ist aus *Busch/Luckner* [6] entnommen.

Die Trägheitskraft ist der lokalen und der konvektiven Beschleunigung proportional. Ohne näher darauf einzugehen, ist dazu zu bemerken, dass die Beschleunigung im

Allgemeinen die Ableitung der Geschwindigkeit nach der Zeit ist und daher wird hier darauf hingewiesen, dass in diesem Falle mit der realen Geschwindigkeit im Porenkanal und nicht der Filtergeschwindigkeit gearbeitet werden muss. Bei der Filterströmung sind diese Beschleunigungen jedoch so klein, dass sie vernachlässigt werden können.

Die Reibungskraft setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Der laminaren Reibungskraft (abhängig von der Geschwindigkeit des Wassers in den Porenkanälen) und einem Teil, der vom Quadrat der Geschwindigkeit im Porenkanal abhängt und nur vorhanden ist wenn Turbulenz auftritt. Aufgrund des komplizierten räumlichen Aufbaus des Porenraumes bei der Filterströmung kann die eigentlich als Flächenkraft wirkende Reibungskraft nur als Mittelwert der Reibungskraft und volumensbezogen berücksichtigt werden.

Es wird ein Proportionalitätsfaktor  $C$  eingeführt, der die Zähigkeit der Flüssigkeit und die Form des Porenkanals berücksichtigt.

Die Kapillarkraft wirkt als Linienkraft aufgrund unterschiedlicher Oberflächenspannungen an den Kontaktstellen zwischen Flüssigkeit und Wand der Porenkanäle. Sie wird auch vereinfacht nur als fiktive Flächenkraft berücksichtigt.

Wird nun davon ausgegangen, dass die Filterströmung hauptsächlich von der Druckkraft, der Schwerkraft, der Kapillarkraft und der laminaren Reibungskraft (von der Filtergeschwindigkeit abhängig) beeinflusst wird und man die Trägheitskraft, die Haftkraft, die turbulente Reibungskraft und andere wirkende Kräfte vernachlässigt, erhält man folgende Beziehung für eine beliebige Richtung  $r$  (siehe Abb. 20):

$$\left[ p * \Delta A_{\perp r} - \left( p + \frac{\partial p}{\partial r} * \Delta r \right) * \Delta A_{\perp r} \right] + \left[ \gamma * \Delta r * \Delta A_{\perp r} * \cos(\vec{g}, \vec{r}) \right] + \left[ - p_k * \Delta A_{\perp r} + \left( p_k + \frac{\partial(p_k)}{\partial r} * \Delta r \right) * \Delta A_{\perp r} \right] - [C * \eta * v_r * \Delta r * \Delta A_{\perp r}] = 0$$

dies entspricht:

$$\text{Druckkraft} + \text{Schwerkraft} + \text{Kapillarkraft} + \text{laminare Reibungskraft} = 0$$

- $p$  Porenwasserdruck
- $p_k$  kapillare Saugspannung
- $C$  Proportionalitätskonstante
- $A_{\perp r}$  Fläche normal auf Richtung  $r$
- $v_r$  Filtergeschwindigkeit in Richtung  $r$

$\gamma$	Wichte der Flüssigkeit
$r$	beliebige Richtung
$\eta$	dynamische Zähigkeit der Flüssigkeit ( $= \rho * \nu_v$ )
$\rho$	Dichte der Flüssigkeit
$\nu_v$	kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit

Anmerkung: Im Folgenden wird die Filtergeschwindigkeit nicht mehr mit dem Index „ $r$ “ für die Richtung gekennzeichnet.

Mit

$$\cos(\vec{g}, \vec{r}) = -\frac{\partial z}{\partial r} \quad (\text{siehe Abb. 20})$$

ergibt sich nach dem Kürzen und Auflösen nach  $v$  in Vektorschreibweise:

$$v = -\left( \frac{1}{\gamma} * \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\partial z}{\partial r} - \frac{1}{\gamma} * \frac{\partial p_k}{\partial r} \right) * \frac{\gamma}{C * \eta},$$

wobei

$$C = \frac{1}{K} = \frac{g}{\nu_v * k}.$$

An dieser Stelle sei angemerkt, dass der Wert  $K$  [cm<sup>2</sup>] *physikalischer Durchlässigkeitsbeiwert* genannt wird und für jedes durchlässige Material mit einem gewissen Porenvolumen und gleicher Form und Größe der Poren eine Konstante und unabhängig von den Eigenschaften des strömenden Mediums ist [59].

*Terzaghi* und *Peck* [59] schreiben:

„Es muss betont werden, dass die Durchlässigkeitseigenschaften eines porösen Materials durch  $K$  [cm<sup>2</sup>] wiedergegeben werden und nicht durch  $k$  [cm/sek]. Der Wert  $K$  ist unabhängig von den Eigenschaften der Flüssigkeit, während  $k$  nicht nur von den Eigenschaften des durchlässigen Stoffes, sondern auch von denjenigen der Flüssigkeit abhängt.“

Damit ergibt sich:

$$v = -\left( \frac{1}{\gamma} * \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\partial z}{\partial r} - \frac{1}{\gamma} * \frac{\partial p_k}{\partial r} \right) * k$$

Falls man annimmt, dass die Temperatur konstant ist und damit die Wichte  $\gamma = \text{const.}$  wird, dann geht die vorige Gleichung über in:

$$v = -\left(\frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial \psi}{\partial s} * \frac{\partial s}{\partial r}\right) * k$$

$s$       Sättigung  
 $\psi$       =  $p_k/\gamma$

Bei gesättigter Filterströmung wird  $\partial s/\partial r$  gleich Null und die Gleichung ergibt sich zum Gesetz von *Darcy*:

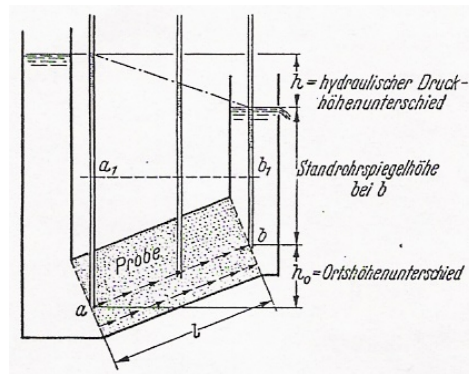
$$v = -k * \frac{\partial h}{\partial r} = -k * \text{grad}(h) = -k * i$$

$i$       hydraulischer Gradient

Für die genaue Herleitung und Zusatzinformation wird auf das Buch „Geohydraulik“ [6] von *Busch* und *Luckner* verwiesen. Diese vereinfachte Herleitung soll jedoch die getroffenen Vereinfachungen verdeutlichen, die auch die Grenzen des *Darcy'schen* Gesetzes bilden. Dazu siehe Kapitel 4.4.2.

## 4.2 Hydraulischer Gradient

Der hydraulische Gradient soll anhand der folgenden Abb. 21 erklärt werden. Es wird ein System betrachtet, bei dem die Punkte  $a$  und  $b$  die Endpunkte der Stromlinie sind, an diesen Punkten soll jeweils ein Standrohr angeordnet sein, welches die Druckhöhe im jeweiligen Punkt zeigt.  $h_o$  kennzeichnet den Ortshöhenunterschied, also den vertikalen Abstand von  $a$  und  $b$  [59].



**Abb. 21: Hydraulischer Druckhöhenunterschied und Standrohrspiegelhöhe bei linearer Strömung des Wassers durch eine Bodenprobe**

Quelle: [59]

Solange in den beiden Standrohren das Wasser auf gleicher Höhe steht, befindet sich das System im Ruhezustand, s.h. es findet keine Durchströmung der Probe statt. Wenn die Standrohrspiegelhöhen sich um den hydraulischen Druckhöhenunterschied  $h$  unterscheiden, tritt ein Strömen ein, wobei dieser Druckhöhenunterschied nur dann gleich dem Unterschied der Standrohrspiegelhöhen ist, wenn der Ortshöhenunterschied  $h_0$  Null ist [59].

Betrachtet man in Abb. 21 die Punkte  $a_1$  und  $b_1$ , welche sich auf gleicher Höhe befinden, so erkennt man, dass der hydrostatische Druck in  $a_1$  um den Betrag  $\gamma_w * h$  höher ist als in  $b_1$ . Diese Differenz, also der hydrostatische Überdruck, ist der Druck, der das Wasser durch die Probe drückt [59].

Das Druckgefälle zwischen  $a$  und  $b$  ergibt sich zu [59]:

$$i_p = \gamma_w * \frac{h}{l} = \frac{u}{l}$$

- $u$  hydrostatischer Überdruck [ $\text{g/cm}^2$ ]
- $\gamma_w$  Raumbgewicht des Wassers [ $\text{g/cm}^3$ ]
- $i_p$  Druckgefälle zwischen  $a$  und  $b$  [ $\text{g/cm}^3$ ]

Der Quotient

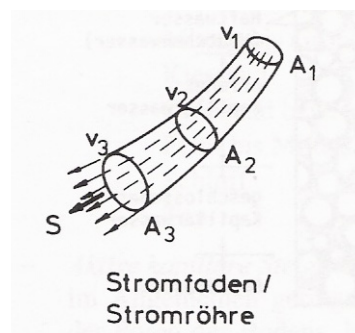
$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma_w} * \frac{u}{l} = \frac{h}{l}$$



ist eine dimensionslose Zahl und wird als *hydraulisches Gefälle* bezeichnet [59].

### 4.3 Kontinuitätsgleichung

Strömt zu einem Zeitpunkt ein bestimmtes Volumen eines inkompressiblen Strömungsmediums in den Querschnitt einer Strömungsröhre ein, so muss zum selben Zeitpunkt an einem folgenden Punkt der Strömungsröhre das gleiche Volumen wieder austreten. Wie in Abb. 22 zu sehen ist, wird die Geschwindigkeit in den beiden betrachteten Punkten variieren, falls die betrachteten Querschnitte sich unterscheiden [26].



**Abb. 22: Stromröhre und Stromfäden**

Quelle: [26]

$$Q = v_i * A_i = const.$$

$$Q = v_1 * A_1 = v_3 * A_3$$

- $Q$  Wassermenge pro Querschnitt [ $m^3/s$ ]  
 $v_i$  Filtergeschwindigkeit in Querschnitt  $i$  [ $m/s$ ]  
 $A_i$  Querschnittsfläche in Querschnitt  $i$  [ $m^2$ ]

### 4.4 Widerstandsgesetze der Porenströmung

Eines der gängigsten Gesetze der Wasserströmung im Boden ist das *Darcy'sche* Gesetz. Es findet in sehr vielen Bereichen der Geotechnik und des Grundbaus Anwendung, jedoch gilt dieses nur für den laminaren Strömungsbereich. Die folgenden Kapitel sollen die Anwendungsgrenzen des *Darcy'schen* Gesetzes aufzeigen und Berechnungsansätze für Strömungsbereiche liefern, die von diesem Gesetz nicht abgedeckt sind.

#### 4.4.1 Das Darcy'sche Gesetz

Das *Darcy'sche Gesetz* gilt für laminare und eindimensionale Wasserbewegung in Erdstoffen und lautet [36], [59], [56], [37], [26], [27]:

$$v = k_f * i = k_f * \frac{h}{l}$$

$v$	Filtergeschwindigkeit [m/s]
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
$h$	Druckhöhe [m]
$l$	Länge der Probe [m]

*Terzaghi* und *Peck* schreiben in [59]: „Die Filtergeschwindigkeit  $v$  ist als diejenige Wassermenge definiert, die in der Zeiteinheit durch die Flächeneinheit eines senkrecht zu den Stromlinien liegenden Schnittes strömt.“ Die tatsächliche mittlere Geschwindigkeit, mit der das Wasser durch die Porenkanäle strömt ergibt sich zu [59]:

$$v_s = \frac{v}{n}$$

$v_s$	mittlere Sickergeschwindigkeit [m/s]
$n$	Volumenporosität [-]

Für den allgemeinen räumlichen Fall gilt [26]:

$$\{v\} = [k] * \{i\}$$

mit

$$\{v\} = \begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix}; \{k\} = \begin{Bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{Bmatrix}; \{i\} = \begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \\ i_z \end{Bmatrix}$$

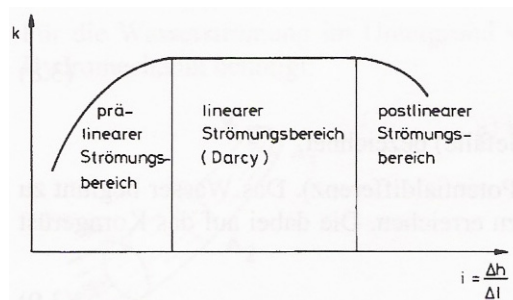
Bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten in  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Richtung folgt [26]:

$$v_x = -k_x * \frac{\partial h}{\partial x}; v_y = -k_y * \frac{\partial h}{\partial y}; v_z = -k_z * \frac{\partial h}{\partial z}$$

#### 4.4.2 Grenzen des Darcy'schen Gesetzes

Für die Gültigkeit des *Darcy'schen* Gesetzes gibt es eine Ober- sowie eine

Untergrenze.



**Abb. 23: Grenzen des Darcy'schen Gesetzes**

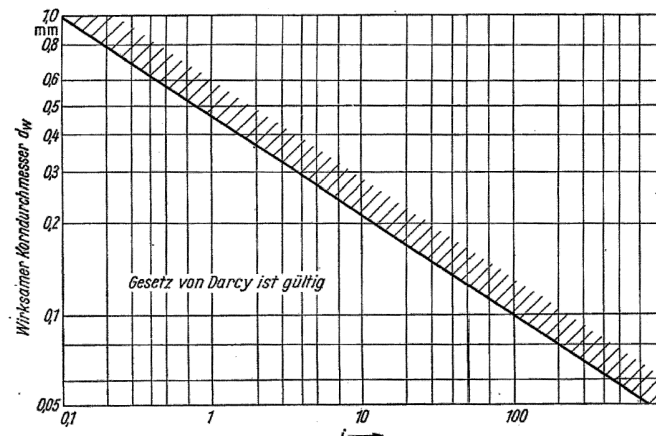
Quelle: [26]

In bindigen Erdstoffen macht das an der Oberfläche der Körner adsorbierte Wasser den größten Anteil aus und dieses macht eine Wasserbewegung nicht mit. Dadurch wird der Gültigkeit des linearen Zusammenhanges nach *Darcy* eine Untergrenze gesetzt [27].

Auf der anderen Seite gilt das *Darcy'sche* Gesetz nicht mehr, wo die getroffenen Annahmen bei der Herleitung (siehe Kapitel 4.1.1) nicht mehr zutreffen. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn die Geschwindigkeit in den Porenkanälen anwächst und die Trägheitskräfte dadurch wirksam werden und Turbulenz eintritt [6].

Weitere Annahmen, die die Grenzen der Gültigkeit des *Darcy'schen* Gesetzes definieren, sind [26]:

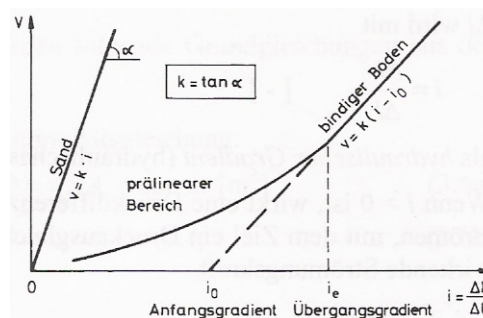
- *Sättigungsgrad des Bodens*  
In Kapitel 4.1.1 wurde bei der Ableitung zur Vereinfachung eine vollständige Wassersättigung unterstellt
- *Viskosität*  
Vorausgesetzt wird eine Newton'sche Flüssigkeit.
- *Inkompressibilität der Flüssigkeit*
- *Einphasiger Fluss*  
Das *Darcy'sche* Gesetz gilt ohne Modifikation nicht für ein Gemisch zweier Flüssigkeiten



**Abb. 24: Gültigkeitsbereich des Darcy'schen Gesetzes nach Ohde**

Quelle: [27]

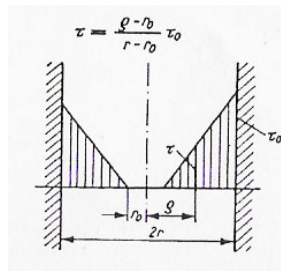
#### 4.4.3 Der prälineare Strömungsbereich



**Abb. 25: Prälinearer Bereich**

Quelle: [26]

Wie bereits erwähnt, spielt im prälinearen Bereich das an den Bodenteilchen adsorbierte Wasser eine große Rolle. Durch Gravitation und elektrische Anziehungskraft wird eine Bewegung der adsorbierten Wasserhülle nur eintreten, wenn eine gewisse Scherspannung überschritten wird (siehe Abb. 26). Die molekularen Kräfte und die Schwere sind im Gleichgewicht, genau wenn  $r_0$  Null ist. Aus dieser Tatsache lässt sich ableiten, dass ein kritischer hydraulischer Gradient existiert, bis zu dem keine Bewegung des Wassers stattfindet [27].



**Abb. 26: Verteilung der Schubspannungen, die zur Bewegung des Wassers nötig sind**

Quelle: [27]

*Busch* und *Luckner* geben in [6] die Grenze der Gültigkeit des linearen Zusammenhanges mit einem Mindestdurchmesser der Porenkanäle von 3 bis  $8 \cdot 10^{-6}$  m an.

Für bindige Böden kann also das *Darcy'sche* Gesetz erweitert werden (siehe Abb. 25) [26], [27]:

$$v = k_f * (i - i_0)$$

$i_0$  Anfangsgradient siehe nachstehende Tabelle

Bodenart	Übergangsgradient <i>Gabener</i>	Anfangsgradient <i>Gabener</i>	Anfangsgradient <i>Kézdi</i>
Tonböden	$5 \leq i_e \leq 12$	$0,4 \leq i_0 \leq 3,7$	$12 \leq i_0 \leq 18$
Schluffe	$2 \leq i_e \leq 9$	$0,3 \leq i_0 \leq 1,7$	$0,2 \leq i_0 \leq 0,5$
Grobschluffe	$0 \leq i_e \leq 3$	$0,0 \leq i_0 \leq 0,5$	-

**Tab. 3 : Übergangs und Anfangsgradienten nach *Gabener* und *Kézdi***

Quelle: [26], [27]

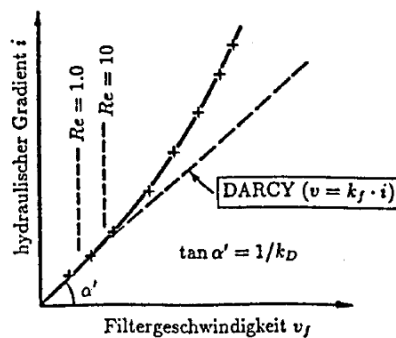
#### 4.4.4 Der postlineare Strömungsbereich

Um die Durchströmung im postlinearen Strömungsbereich zu beschreiben, gibt es mehrere Ansätze. Nachfolgend werden zwei davon näher erläutert.

##### 4.4.4.1 Nichtlineares Widerstandsgesetz nach *Forchheimer* und *Kovacs*

Das gesamte nachfolgende Kapitel ist aus *Muckenthaler* [37] entnommen.

Nimmt die Filtergeschwindigkeit zu, stellt sich eine Abweichung des linearen Zusammenhangs des hydraulischen Gradienten von der Filtergeschwindigkeit ein. Dabei verlieren die für die Herleitung des *Darcy'schen* Gesetzes (siehe Kapitel 4.1.1) getroffenen Annahmen ihre Rechtfertigung. So kann zum Beispiel der Teil der hydraulischen Reibungskraft, der vom Quadrat der Geschwindigkeit abhängt, nicht mehr vernachlässigt werden.



**Abb. 27: Abweichung der Beziehung  $v_f = f(i)$  vom linearen Verhalten nach Bear**

Quelle: [37]

Es existieren mehrere Ansätze für nichtlineare Fließgesetze, wobei vor allem ein Ansatz, das sogenannte *Forchheimer* – Gesetz, zur Lösung herangezogen wird:

$$i = a * v + b * v^2$$

$v$  Filtergeschwindigkeit

$a, b$  Parameter, die von der Reynolds - Zahl der Porenströmung abhängen und nur in gewissen Bereichen konstant sind

*Wittmann* leitet für die nach *Forchheimer* experimentell zu bestimmenden Parameter  $a$  und  $b$  analytische Beziehungen her und erhält:

$$i = \frac{1}{k_f} * v + \frac{\bar{\lambda}_v * \sqrt{n^3 * \gamma_w}}{n^2 * T^2 * 2 * g * \sqrt{\{180 \div 270\} * k_f * (1-n)^2 * \eta}} * v^2$$

$v$  Filtergeschwindigkeit [m/s]

$k_f$  Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

$\gamma_w$  Raumbgewicht des Wassers [N/m<sup>3</sup>]

$\bar{\lambda}_v$	Mittlerer Verlustbeiwert (von <i>Wittmann</i> empirisch ermittelt und an Versuchen bestätigt; für den verwendeten Kies $\bar{\lambda}_v=2,24 \div 4,48$ ) [-]
$\eta$	dynamische Zähigkeit der Flüssigkeit ( $= \rho * \nu_v$ ) [Ns/m <sup>2</sup> ]
$\rho$	Dichte der Flüssigkeit [kg/m <sup>3</sup> ]
$\nu_v$	kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit [m <sup>2</sup> /s]
$T$	Turtuosität ( $= 2/\pi=0,636$ ); beschreibt das Verhältnis der in Realität vorhandenen Länge der Strömungsröhre zur theoretischen geraden Strömungsröhre [-]
$n$	Volumenporosität [-]
$g$	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]

Dieser Ansatz ist für den Übergangsbereich zwischen laminarer und turbulenter Strömung nur bedingt gültig. Der Übergang beginnt im Bereich von  $Re_T=1 \div 10$ .

$$Re_T = \sqrt{k_f * \frac{\{180 \div 270\} * (1-n^2) * \eta}{n^3 * \gamma_w} * \frac{2}{3 * (1-n) * T} * \nu}$$

Zur Verifikation dieses nichtlinearen Widerstandsgesetzes nennt *Muckenthaler* weiters den Ansatz nach *Kovacs*. Dieser teilt den Strömungsvorgang mittels der Reynolds – Zahl  $Re_p$  in vier Bereiche ein:

- **I:**  $Re_p \leq 10$ ; laminare Strömung ohne Beeinflussung durch Trägheitskräfte
- **II:**  $10 \leq Re_p \leq 100$ ; erste Übergangszone, in der Reibungskräfte und Trägheitskräfte eine Rolle spielen
- **III:**  $100 \leq Re_p \leq 1000$ ; zweite Übergangszone, in der Reibungskräfte und Trägheitskräfte eine Rolle spielen
- **IV:**  $Re_p > 1000$ ; turbulente Strömung, hauptsächlich Trägheitskräfte für den Strömungsvorgang maßgebend.

$$Re_p = \left( \frac{4}{1-n} * \sqrt{\frac{5 * k_f * \nu_v * (1-n)^2}{g * n^3}} \right) * \frac{\nu}{\nu_v}$$

Damit gelten die von *Kovacs* aus Versuchen mit Kugelschüttungen ( $0,37 \leq n \leq 0,42$ ) abgeleiteten Näherungslösungen für die oben definierten jeweiligen Bereiche:

$$i = \begin{cases} I: \frac{1}{k_f} * v \\ II: \frac{0,8}{k_f} * v + \frac{0,08}{g * (1-n)} * \sqrt{\frac{5 * g * (1-n)^2}{k_f * v_v * n^3}} * v^2 \\ III: \frac{2}{k_f} * v + \frac{0,032}{g * (1-n)} * \sqrt{\frac{5 * g * (1-n)^2}{k_f * v_v * n^3}} * v^2 \\ IV: \frac{1}{25 * (1-n) * g} * \sqrt{\frac{5 * g * (1-n)^2}{k_f * v_v * n^3}} * v^2 \end{cases}$$

Mit dieser Zusammenstellung ist es möglich, ausgehend von der Durchlässigkeit  $k_f$  im linearen Bereich und der Porosität, das Durchströmungsverhalten in allen Bereichen (I-IV) zu berechnen.

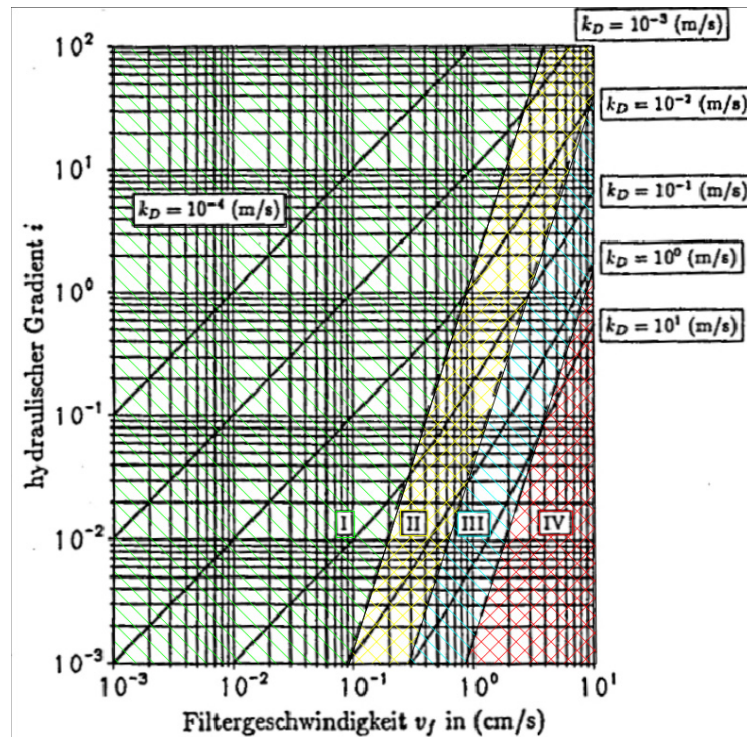


Abb. 28: Abhängigkeit des hydraulischen Gradienten von der Filtergeschwindigkeit und dem Durchlässigkeitsbeiwert bei T=10°C und n=0,35

Quelle: [37]

#### 4.4.4.2 Martins

Martins [33] bietet eine alternative, einfache Methode, die Durchströmung in den



Bereichen zu berechnen, in denen das *Darcy'sche* Gesetz nicht mehr gilt. Er weist jedoch darauf hin, dass diese Methode nur zur Abschätzung dient.

Er ersetzt die *Reynolds* – Zahl durch die dimensionsbehaftete Zahl  $X$  [mm]:

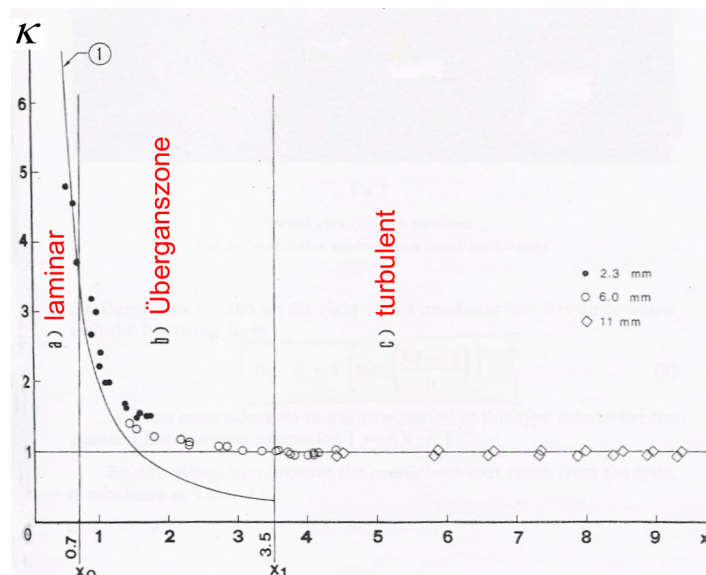
$$X = e * d_w * i^{1/3}$$

$e$  Porenzahl [-]

$d_w$  wirksamer Korndurchmesser [mm]

$i$  hydraulischer Gradient, der aus den zwei Fixpunkten geschätzt wird

Damit wird in Abb. 29 ermittelt, in welchem Strömungsbereich man sich befindet.



**Abb. 29: Modifiziertes *Moody*-Diagramm nach *Martins***

Quelle: [33]

Für den turbulenten Bereich soll wie folgt verfahren werden:

$$v_s = 0,56 * \sqrt{2 * g * e * d_w * i}$$

...für quasi rechteckige Bodenteilchen (Bruchstein)

$$v_s = 0,75 * \sqrt{2 * g * e * d_w * i}$$

...für runde Bodenteilchen (alluviale Kiese)

$v_s$  mittlere Sickergeschwindigkeit [cm/s]  
 $g$  Erdbeschleunigung [cm/s<sup>2</sup>]  
 $d_w$  wirksamer Korndurchmesser [cm]

Die Sickerwassermenge kann dann über die Kontinuitätsgleichung abgeschätzt werden:

$$Q = v * A = v_s * n * A$$

$n$  Volumenporosität [-]  
 $v$  Filtergeschwindigkeit [cm/s]  
 $Q$  Durchflussmenge [cm<sup>3</sup>/s]  
 $A$  betrachtete Durchflussfläche [cm<sup>2</sup>/s]

Für den Übergangsbereich soll wie folgt verfahren werden:

Man ermittle sich den Faktor  $\kappa$  aus nachfolgender Tabelle.

X	0,70	0,71	0,72	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,81
$\kappa$	3,41	3,34	3,27	3,21	3,15	3,09	3,03	2,98	2,93	2,88	2,79
X	0,83	0,85	0,87	0,89	0,91	0,93	0,95	0,97	1,00	1,03	1,06
$\kappa$	2,71	2,63	2,56	2,50	2,44	2,38	2,32	2,27	2,20	2,14	2,08
X	1,09	1,12	1,15	1,19	1,23	1,27	1,32	1,37	1,43	1,49	1,56
$\kappa$	2,03	1,98	1,93	1,88	1,83	1,78	1,73	1,68	1,63	1,58	1,53
X	1,65	1,74	1,84	1,96	2,10	2,27	2,45	2,67	2,93	3,18	3,50
$\kappa$	1,48	1,43	1,38	1,33	1,28	1,23	1,18	1,13	1,08	1,04	1,00

**Tab. 4 : Faktor  $\kappa$  in Abhängigkeit von X**

Quelle: [33]

Damit lässt sich aus folgenden Gleichungen  $v_s$  ermitteln:

$$\kappa = \frac{v_{s,turbulent}}{v_s} ; v_{s,turbulent} = 5,9 * \sqrt{e * d_w * i}$$

$v_{s,turbulent}$  Sickergeschwindigkeit im Falle turbulenter Strömung [cm/s]  
 $d_w$  Wirksamer Korndurchmesser [mm]  
 $e$  Porenzahl [-]

Über die Kontinuitätsgleichung (siehe oben) lässt sich wieder die Durchflussmenge ermitteln.

## 4.5 Strömungsmodellierung

Es existieren eine große Anzahl FE - Programme, mit denen die Strömungsmodellierung exakt und mehr oder weniger einfach bewerkstelligt werden kann. So zahlreich wie die Anzahl der Programme, so unterschiedlich ist auch die Handhabung. Da die Erläuterung eines Programmes hier nicht sinnvoll erscheint, werden stattdessen bewährte einfache Methoden beschrieben, die eine Abschätzung per Hand zulassen und mit denen eine Plausibilitätskontrolle durchgeführt werden kann.

Es wird im Folgenden die stationäre Durchströmung von Dämmen behandelt. Für eine Abschätzung eindimensionaler, instationärer Durchsickerung von homogenen Dämmen wird zum Beispiel auf *Haselsteiner* [19] verwiesen.

### 4.5.1 Die Sickerlinie

Die Sickerlinie stellt sich in einem Dammkörper in Abhängigkeit der geotechnischen Gegebenheiten und des Ober- und Unterwasserspiegels ein. Eine umfassende Behandlung dieses Themas liefert *Davidenkoff* in [9].

#### 4.5.1.1 Homogene Dämme auf undurchlässigem Untergrund

Es werden für die drei Bereiche I, II und III die Durchflussgleichungen aufgestellt (Theorie von *Pavlovsky-Dachler*) [15], [20]:

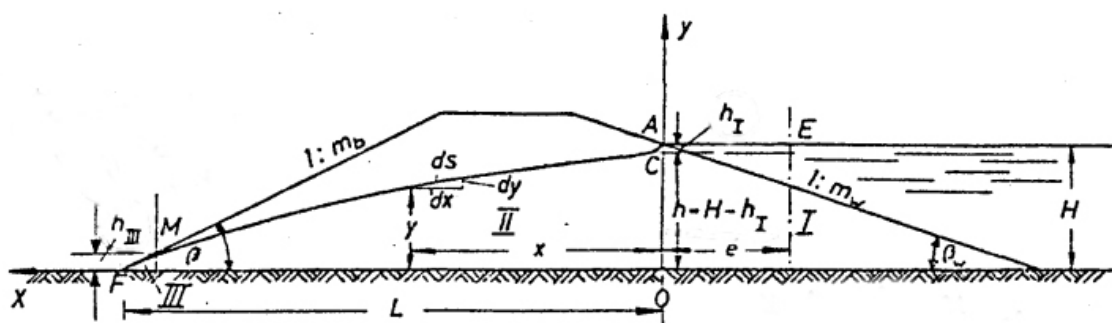


Abb. 30: Erdamm aus homogenem Boden

Quelle: [9]

$$\text{Teil I: } q = k * h_I * \left( 1,12 + \frac{1,93}{m_w} \right)$$

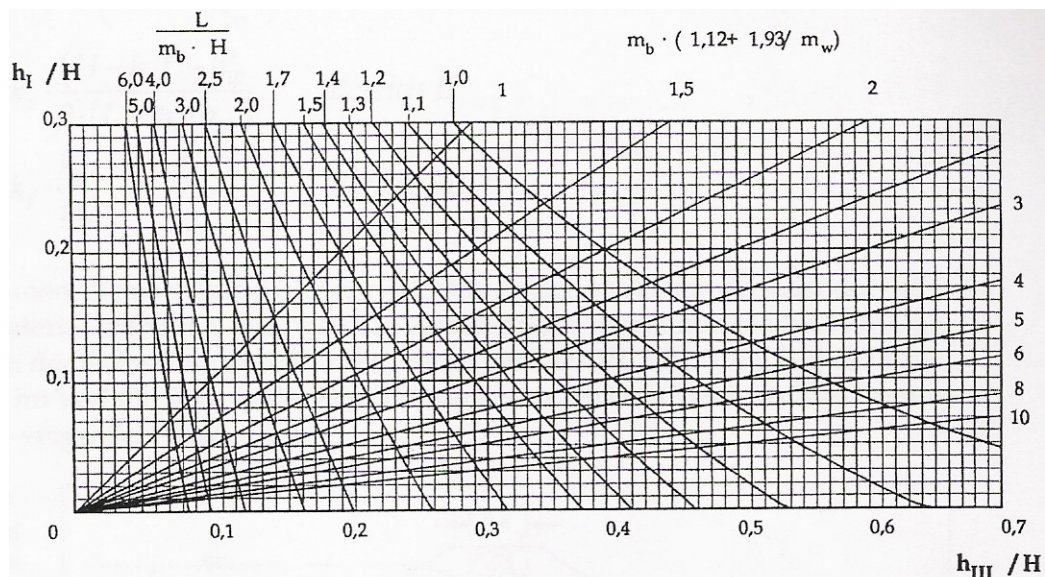
$$\text{Teil II: } q = k * \left( \frac{(H - h_I)^2 - h_{III}^2}{2 * (L - m_b * h_{III})} \right)$$

$$\text{Teil III: } q = k * \frac{h_{III}}{m_b} (= k * f_D * H) \text{ mit } f_D = k * \frac{h_{III}}{H} * \frac{1}{m_b} \dots \text{Formbeiwert}$$

Diesen 3 Gleichungen stehen 3 Unbekannte gegenüber ( $q$ ,  $h_I$ ,  $h_{III}$ ), somit ist das Gleichungssystem lösbar. Die Gleichung der Sickerlinie lautet:

$$y^2 = (H - h_I)^2 - \frac{2 * h_{III}}{m_b} * x \quad \left( = h^2 - \frac{2 * h_{III}}{m_b} * x \right)$$

Diese Gleichung ist gültig für den Bereich zwischen Punkt  $C$  und  $M$  (siehe Abb. 30). Die für die Auswertung der Gleichung erforderlichen Höhen  $h_I$  und  $h_{III}$  lassen sich aus Abb. 31 ermitteln, wobei laut *Heinemann* und *Feldhaus* [20] aus Versuchsergebnissen bekannt ist, dass die errechnete Austrittshöhe nach *Pavlovsky-Dachler* höher liegt als in Realität.



**Abb. 31: Diagramm zur Berechnung der Sickerlinie nach *Pavlovsky-Dachler***

Quelle: [20]

Alternativ zu den Gleichungen von *Pavlovsky-Dachler* können auch die von

Heinemann und Feldhaus in [20] genannten Gleichungen von Zejtlin und Bleichmann verwendet werden:

$$h_a = h_{III} = H * \left( c * \frac{H}{L} + 0,02 \right)$$

$h_a$  Austrittshöhe

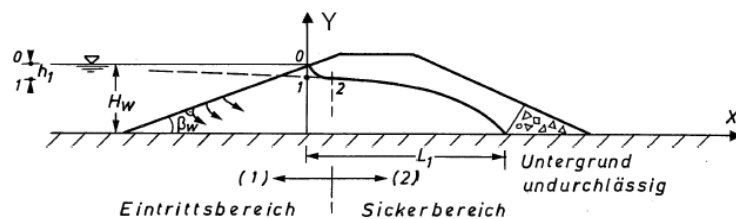
Dabei hängt  $c$  von der wasserseitigen Böschungsneigung  $1:m_w$  ab und kann laut Heinemann und Feldhaus [20] mit hinreichender Genauigkeit aus folgender Beziehung ermittelt werden:

$$c = 0,46 * m_w - 0,115$$

Die Durchsickerung je Meter Dammlänge nach Zejtlin und Bleichmann aus [20]:

$$q = k * H * \left( 0,435 * \frac{H + h_a}{L} \right)$$

Wird am Dammfuß ein Drainageprisma angeordnet und die Sickerlinie bis dorthin abgesenkt, ergibt sich die Gleichung der Sickerparabel zu [15], [61]:



**Abb. 32: Damm mit Dammfußdrainage**

Quelle: [61]

$$y = (H_w - h_1) * \sqrt{1 - \frac{x}{L_1}}$$

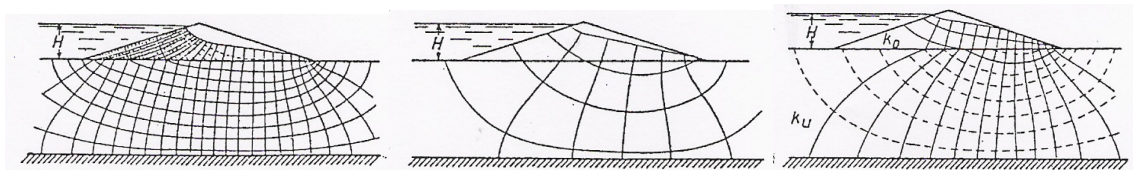
Die Lösungsgleichung für  $h_1$  lautet [61]:

$$\left( \frac{h_1}{H_w} \right) = \frac{C_1}{2} - \sqrt{\frac{C_1^2}{4} - 1} \quad \text{mit} \quad C_1 = 2 + (1,12 + 1,93 * \tan \beta_w) * \frac{2 * L_1}{H_w}$$

### 4.5.1.2 Homogene Dämme auf durchlässigem Untergrund

Die Lage der Sickerlinie kann wie in Kapitel 4.5.1.1 für undurchlässigen Untergrund ermittelt werden [15], [20].

Für die überschlägige Ermittlung der Sickerwassermenge soll ein Stromliniennetz verwendet werden, siehe dazu Kapitel 4.5.2.2 und Kapitel 4.5.2.3.



**Abb. 33: Stromliniennetze beispielhaft; Links  $k_D=0,1k_U$ , Mitte  $k_D=k_U$ , Rechts  $k_D=10k_U$**

Quelle: [15]

*Fuchsberger* gibt in [15] als gute Näherung für die Sickerwassermenge pro Meter folgende Formel an und merkt an, dass die reale Sickerwassermenge um bis zu 20% größer sein kann:

$$\sum q = f_D * k_D * H + f_U * k_U * H = H * (f_D * k_D + f_U * k_U)$$

$f_D$	Formbeiwert (siehe 4.5.1.1)
$f_U$	Formbeiwert (siehe Anhang E)
$H$	Druckhöhenunterschied (siehe Abb. 30)
$k_D$	Durchlässigkeitsbeiwert Dammmaterial
$k_U$	Durchlässigkeitsbeiwert Untergrund

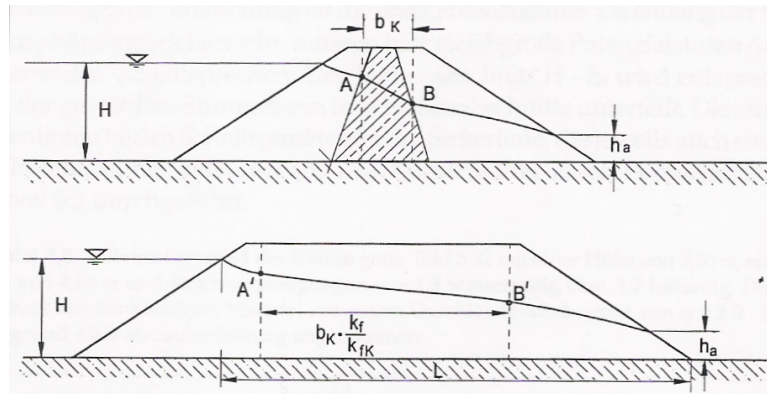
### 4.5.1.3 Dämme mit Dichtungselementen

Sind Dichtungselemente im Dammquerschnitt vorhanden, dann wird für die Berechnung der Sickerweg im Verhältnis der Durchlässigkeitsbeiwerte vergrößert angesetzt.

So gilt für einen Damm mit Innendichtung [20]:

$$b_k = \frac{k_f}{k_{fK}}$$

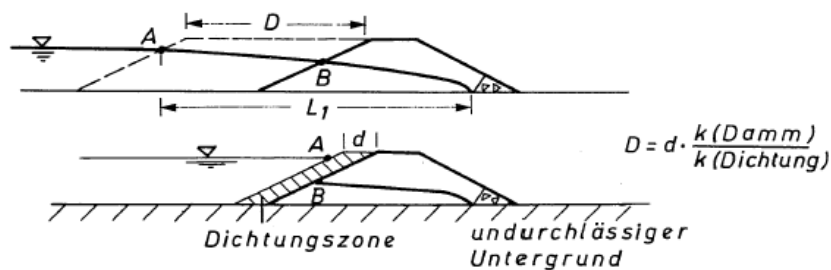
- $b_k$  maßgebliche Kernbreite
- $k_f$  Durchlässigkeit des Dammes
- $k_{fK}$  Durchlässigkeit des Kernes



**Abb. 34: Ersatzsystem für einen Damm mit Kerndichtung**

Quelle: [20]

Bei einem Damm mit Außendichtung wird die horizontale Breite des Dichtmaterials für die Ermittlung der Ersatzbreite herangezogen [61]:



**Abb. 35: Ersatzsystem für einen Damm mit Außendichtung**

Quelle: [61]

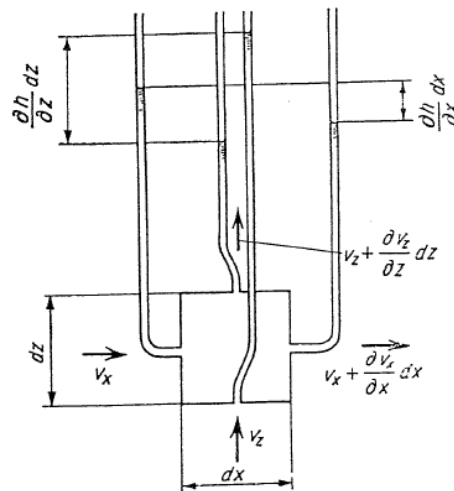
#### 4.5.2 Die Potentiallinienströmung

Mittels Potentialliniennetz wird versucht die Strömung grafisch zu beschreiben und damit die Durchströmung zu ermitteln. In den nachfolgenden Kapiteln soll ein kurzer theoretischer Überblick gegeben, sowie Bemerkungen zur Anwendung gemacht werden.

#### 4.5.2.1 Die Grundgleichung der Grundwasserströmung

Das gesamte nachfolgende Kapitel ist aus *Kézdi* [27] entnommen.

Unter Vernachlässigung der kapillaren Spannungen und ausgehend von der Gültigkeit des *Darcy'schen* Gesetzes wird dem Boden ein Elementarprisma mit den Kantenlängen  $dx$ ,  $dy$  und  $dz$  entnommen und die darin stattfindende Wasserströmung betrachtet. Dabei wird weiters vorausgesetzt, dass die durchströmende Flüssigkeit inkompressibel ist.



**Abb. 36: Elementarprisma mit hydrostatischen Drücken**

Quelle: [27]

Vereinfachend wird ein zweidimensionaler Strömungsfall angenommen, das heißt in diesem Fall ist der hydraulische Gradient in  $y$ -Richtung gleich Null. Für die  $x$ - und  $z$ -Richtung gelten folgende Zusammenhänge:

$$i_x = -\frac{\partial h}{\partial x}; \quad i_z = -\frac{\partial h}{\partial z}$$

Für die Wassermenge, die in einer Zeiteinheit in das beobachtete Elementarprisma einströmt, ergibt sich:

$$v_x * dz * dy + v_z * dx * dy$$

Im Gegensatz dazu strömt folgende Wassermenge in derselben Zeiteinheit aus:



$$v_x * dz * dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} * dx * dz * dy + v_z * dx * dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} * dz * dx * dy$$

Wenn nun unter der Annahme der Inkompressibilität das einströmende Volumen dem Ausströmenden gleich ist, folgt aus den beiden obigen Gleichungen:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} * dx * dz * dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} * dz * dx * dy = 0$$

Daraus wiederum folgt:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

Mit dem *Darcy'schen* Gesetz in  $x$ - und  $z$ - Richtung

$$v_x = -k * \frac{\partial h}{\partial x}; \quad v_z = -k * \frac{\partial h}{\partial z}$$

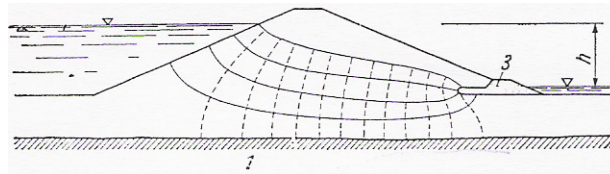
wird daraus die *Laplacesche* Strömungsgleichung:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

*Kézdi* beschreibt in [27] diese Gleichung mit Worten: „Bei gleichbleibendem Rauminhalt muss eine Veränderung des Gradienten in der Richtung  $z$  durch eine Veränderung mit entgegengesetztem Vorzeichen in der Richtung  $x$  begleitet werden.“  
Führt man das Potential der Strömung ( $\Phi = k * h$ ) ein, dann erhält man:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = \nabla \Phi = 0$$

Diese Differentialgleichung ist die Grundgleichung der Potentialtheorie und ihre Lösungen können mit Kurvenscharen dargestellt werden. Diese schneiden sich unter einem rechten Winkel, wobei die eine Schar die Bahnen der Wasserteilchen zeigen und Stromlinien genannt werden und die anderen Linien gleichen Potentials sind und Äquipotentiallinien heißen.



**Abb. 37: Stromlinien und Äquipotentiallinien an einem Homogendamm mit Dammfußdrainage**

Quelle: [27]

#### 4.5.2.2 Das Stromliniennetz

Eine einfache Art und Weise die durchsickernde Wassermenge abzuschätzen, ist das graphische Näherungsverfahren. Als erstes müssen die Randbedingungen festgelegt werden. Die obere Berandung und damit die oberste Stromlinie stellt die Sickerlinie dar (siehe Kapitel 4.5.1). Die untere Berandung kann zum Beispiel eine dichte Schicht unter der Dammaufstandsfläche darstellen [58].

Weiters ist zu beachten, dass die Durchlässigkeiten in verschiedenen Richtungen meist unterschiedlich sind und man den Querschnitt vor der Konstruktion dementsprechend verzerren muss. Hierbei ist auch die Verzerrung infolge von Dichtelelementen zu nennen (siehe Kapitel 4.5.1.3).

Bei Strömung parallel zu Schichtebenen gilt [58]:

$$k_I = \frac{1}{h} * (k_1 * h_1 + k_2 * h_2 + \dots + k_n * h_n)$$

Bei Strömung normal zu Schichtebenen gilt [58]:

$$k_{II} = \frac{h}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}}$$

$h$  Gesamtdicke der Schichten (=  $h_1 + h_2 + \dots + h_n$ )

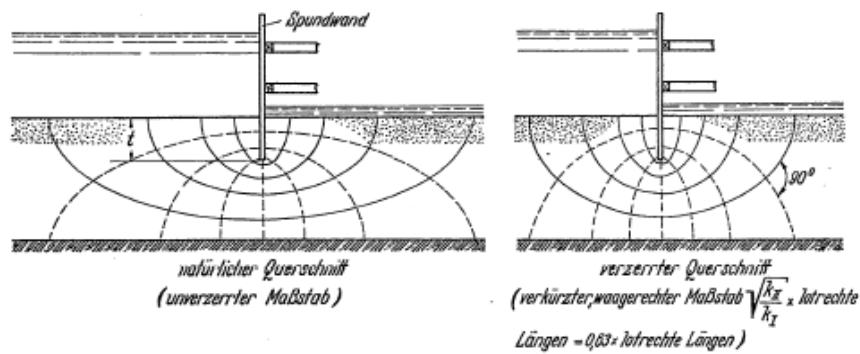
$k_1, k_2, \dots, k_n$  Durchlässigkeiten der einzelnen Schichten

Die vereinfachte Lösung zur Berechnung von Sickerströmungen durch geschichtete Böden basiert auf der Annahme, dass die Werte von  $k_I$  und  $k_{II}$  innerhalb einer ganzen Schicht konstant aber nicht gleich groß sind. Diese Queranisotropie bewirkt lediglich eine Querverzerrung des Stromliniennetzes und diese kann für die graphische Ermittlung des Strömungsnetzes „entzerrt“ werden. Dabei werden die Dimensionen der durchströmten Zone in der Richtung parallel zu den Schichtebenen um den Faktor

$F_k$  reduziert. Danach kann das Stromliniennetz so konstruiert werden, als ob die durchströmte Bodenzone isotrop wäre [58].

$$F_k = \sqrt{\frac{k_{II}}{k_I}}$$

Die untenstehende Abbildung zeigt diesen Verzerrungsvorgang beispielhaft für die Unterströmung einer Spundwand.

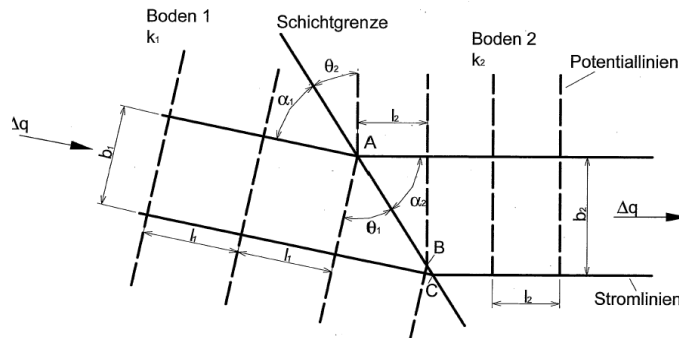


**Abb. 38: Verzerrter Querschnitt beispielhaft**

Quelle: [58]

Kempfert/Raithel [26] nennen für den Fall einer Baugrundsichtung folgende Vorgangsweise. Ist ein Schichtübergang vorhanden, so ist eine Modifikation bezüglich der Strom und Potentiallinien erforderlich. An der Schichtgrenze gilt:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2} = \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2}$$

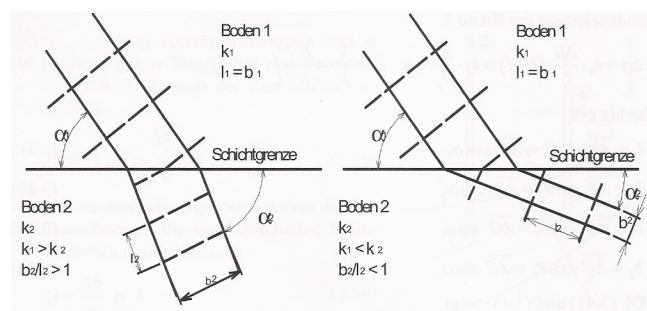


**Abb. 39: Schichtgrenzenübergang**

Quelle: [26]

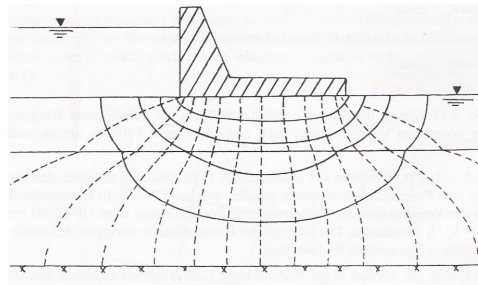
Es sind folgende 2 Fälle zu unterscheiden [26]:

- $k_1 > k_2$ : Für Bodenschicht 1 gilt  $l_1 = b_1$ , also die Einhaltung der quadratischen Felder. Für Bodenschicht 2 gilt  $k_1/k_2 = l_2 = b_2$ , damit verringert sich der Abstand der Potentiallinien im Vergleich zu Bodenschicht 1.
- $k_1 < k_2$ : Für Bodenschicht 1 gilt  $l_1 = b_1$ , also die Einhaltung der quadratischen Felder. Für Bodenschicht 2 gilt  $k_1/k_2 = l_2 = b_2$ , damit verringert sich der Abstand der Strömungslinien im Vergleich zu Bodenschicht 1.



**Abb. 40: Schichtgrenzenübergang zweier Böden mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten**

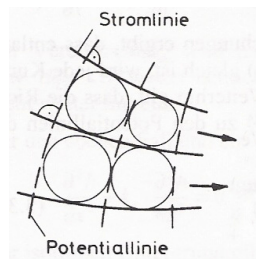
Quelle: [26]



**Abb. 41: Beispiel für ein Strömungsnetz bei geschichtetem Untergrund**

Quelle: [26]

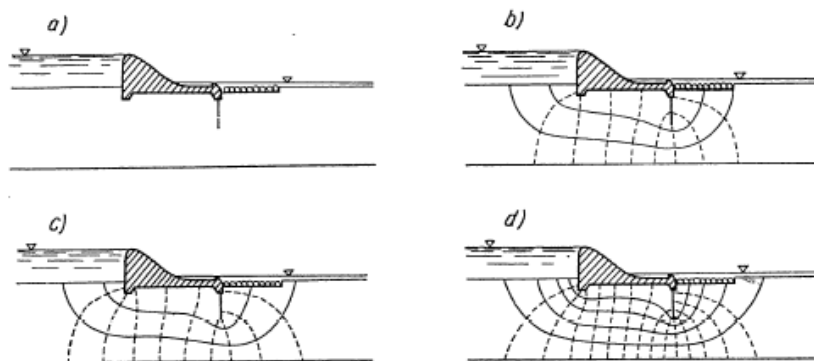
Besteht keine maßgebliche Schichtung oder wurde der zu untersuchende Querschnitt nach der oben beschriebenen Methode in seinen Dimensionen entsprechend angepasst, dann kann bei der Konstruktion des Stromliniennetzes folgendermaßen vorgegangen werden:



**Abb. 42: Konstruktionsvorschrift für Strom- und Potentiallinien**

Quelle: [26]

Als Erstes werden einige Stromlinien eingezeichnet, die den Randbedingungen entsprechen (z.B. Sickerlinie und untere Dichtgrenze). Danach werden die Potentiallinien senkrecht auf die Stromlinien eingezeichnet und dies möglichst so, dass die entstehenden Felder Quadrate bilden. Im Folgenden wird das Netz weiter verfeinert, wobei immer auf die quadratische Form der Felder geachtet werden muss [27].



**Abb. 43: Beispielhafte stufenweise Ermittlung des Strömungsnetzes**

Quelle: [27]

Zur Forderung quadratischer Felder sei bemerkt, dass diese nötig sind um zu gewährleisten, dass die Potentialstufen konstant sind.

Die Kontinuitätsgleichung muss pro Feldbreite  $a$  für jeden Querschnitt der Stromröhre gelten:

$$v * a = const.$$

Mit dem Gesetz von *Darcy* und  $\Delta h$  als Potentialstufe pro Quadratlänge  $a$  folgt:

$$k * i * a = k * \frac{\Delta h}{a} * a = const. \rightarrow \Delta h = \frac{a}{a} * \frac{const.}{k}$$

Übrig bleibt:

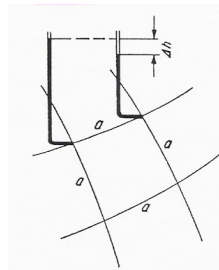
$$\Delta h = \frac{const.}{k}$$

Daraus lässt sich erkennen, dass für ein quadratisches Netz der Potentialabbau zwischen den Potentiallinien konstant ist [30].

#### 4.5.2.3 Sickerwassermenge

Aus dem Strömungsnetz ergibt sich folgende Situation: Das gesamte Druckgefälle  $h$  wird über  $f$  Potentialstufen abgebaut, wodurch sich folgende Beziehung für das Potentialgefälle pro Potentialstufe bzw. Quadrat ergibt [58], [27]:

$$\Delta h = \frac{h}{f}$$



**Abb. 44: Druckgefälle zwischen zwei Äquipotentiallinien**

Quelle: [27]

Längs der einzelnen Stromröhren tritt weder Wasser ein noch aus, da die Wasserteilchen sich auf den Stromlinien bewegen. Veränderlich ist jedoch die Weite der Stromröhre und damit, da die Kontinuitätsgleichung gelten muss, auch die Geschwindigkeit [58].

Das hydraulische Gefälle beträgt [58], [27]:

$$i = \frac{\Delta h}{a} = \frac{h}{f * a}$$

$a$      Seitenlänge eines Quadrates  
 $\Delta h$     Potentialstufe pro Quadrat

Damit ergibt sich die durchströmende Wassermenge für einen Kanal der Breite  $a$  mit dem Gesetz von *Darcy* [58], [27]:

$$\Delta Q = k * \frac{h}{f * a} * a = k * \frac{h}{f}$$

Da  $m$  Stromröhren existieren, ergibt sich ein Durchfluss pro Breitereinheit des Querschnitts von [58], [27]:

$$Q = k * h * \frac{m}{f}$$

Falls, wie vorher beschrieben, mit anisotropen Schichten gerechnet wird und ein verzerrtes Stromliniennetz vorliegt, kann die anfallende Sickerwassermenge folgendermaßen ermittelt werden [58]:

$$Q = k * h * \frac{m}{f} * \sqrt{k_I * k_{II}}$$

## 5. THEORIE DER INNEREN EROSION

### 5.1 Klassifizierung der hydrodynamischen Bodendeformation nach *Ziems*

Der oft verwendete Begriff „Innere Erosion“ versteht sich eigentlich als Teilbereich des Überbegriffes „hydrodynamische Bodendeformation“, welcher sich dann einteilen lässt in Erosion, Suffosion und Kolmation.

Erosion	Suffosion	Kolmation
äußere Erosion	innere Suffosion	
innere Erosion	äußere Suffosion	
Kontakterosion	Kontaktsuffosion	
Fugenerosion		

**Tab. 5 : Klassifizierung nach *Ziems***

Quelle: [42]

Damit eine hydrodynamische Bodendeformation einsetzen kann, müssen vor allem zwei Kriterien erfüllt sein. Erstens müssen die Porenkanäle für die potentiell bewegten Bodenpartikel genügend groß sein (geometrisches Kriterium) und zweitens muss, falls eine Bewegung der Teilchen gemäß dem ersten Kriteriums möglich ist, die Krafteinwirkung der Durchströmung so groß werden, dass diese die Widerstandskraft der Bodenteilchen überschreitet (hydraulisches Kriterium) [42].

Eine allgemeine Zusammenstellung der die Erosion und Suffosion beeinflussenden Parameter ist in folgender Tabelle gegeben.

<b>Geometrie der Körner</b>	Korndurchmesser Kornform
<b>Geometrie der Poren</b>	Porendurchmesser Porenform
<b>Mechanische Eigenschaft des Erdstoffes</b>	Korngrößenverteilung Porendurchmesserverteilung Lagerungsdichte Schlupffaktor (Schlupfmaß zwischen Korn und Porendurchmesser) Reibungsfaktor zwischen Körnern Oberflächenrauigkeit Adhäsion Kohäsion
<b>Eigenschaften der Sickerwasserströmung</b>	Richtung gegenüber der Schwerkraft Strömungsgeschwindigkeit hydraulischer Gradient

**Tab. 6 : Die Erosion und Suffosion beeinflussende Parameter**

Quelle: [37]



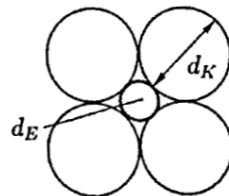
## 5.2 Geometrie der Porenkanäle

In der Natur sind die Kombinationsmöglichkeiten der Körner nach Größe, Form und Lagerung unendlich groß. Daher wird bei der Beschreibung der Geometrie der Porenkanäle auf Modellvorstellungen zurückgegriffen, wobei für nichtbindige Erdstoffe Kugelmodelle die größte Rolle spielen [6].

Da es praktisch unmöglich ist, die Geometrie der Porenkanäle und deren Verzweigungen vollständig zu erfassen, beschränkt man sich auf die Charakterisierung des Porenkanals über den minimalen Porendurchmesser  $d_{p,min}$ , den mittleren Porendurchmesser  $d_p$  und die Porengrößenverteilung [37]. Für die Ermittlung der Porengrößenverteilung verweisen Autoren wie *Muckenthaler* [37] und *Busch/Luckner* [6] auf experimentelle Methoden sowie auf Arbeiten von *Silveira* (1965,1975), *Ziems* (1968), *Wittmann* (1980) und *Witt* (1986).

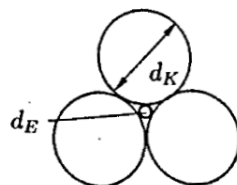
### 5.2.1 Minimaler Porendurchmesser

Unterschieden werden Einkugelpackungen und Zufallspackungen. Für die Porenengstlendurchmesser der Einkugelpackungen folgt aus einfachen geometrischen Betrachtungen [37]:



**Abb. 45:** Lockerste Lagerung mit  $d_E=0,4142*d_K$  und Porosität  $n=0,4767$

Quelle: [37]



**Abb. 46:** Dichteste Lagerung mit  $d_E=0,1547*d_K$  und Porosität  $n=0,2595$

Quelle: [37]

Da sich jedoch natürliche Erdstoffe kaum damit beschrieben werden können, haben die Einkugelpackungen theoretische Bedeutung [37].

Um die in der Realität vorzufindenden Packungen zu beschreiben, wurden andere Methoden entwickelt, bei denen die Anordnung der Körner dem Zufall überlassen bleibt. Solche Packungen werden als heterodisperse Schüttungen bezeichnet und für sie gelten nach *Pečenkin* für den minimalen Durchmesser des Porenkanals [6]:

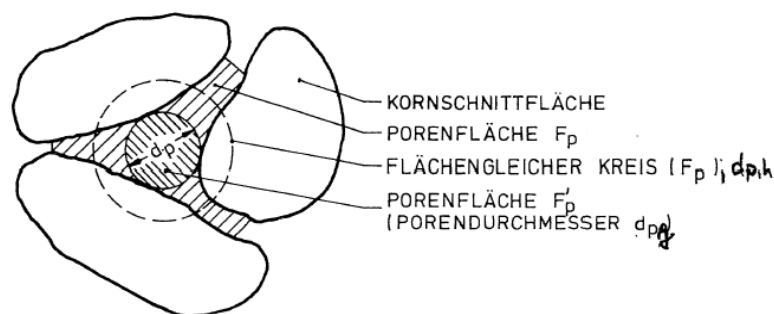
$$d_{p,\min} = 0,44 * e * d_w = \frac{0,44 * n}{1 - n} * d_w$$

$d_w$  wirksamer Korndurchmesser (siehe Kapitel 3.1.1)

Diese Gleichung soll für Erdstoffe mit  $d_{\min} > 0,1\text{mm}$  und  $U < 20$  gelten und weist den Nachteil auf, dass die Häufigkeit des Auftretens von  $d_{\min}$  nicht erfasst ist [6].

### 5.2.2 Mittlerer Porendurchmesser

Zur Ermittlung des mittleren hydraulischen Porendurchmessers  $d_{p,h}$  wird die Theorie der Äquivalenz von Poren- und Rohrströmung herangezogen, d.h. die Bestimmung erfolgt mittels des linearen Widerstandsgesetz der Porenströmung (Gesetz von *Darcy*). Eine Ausnahme bei den folgenden Bestimmungsgleichungen stellt *Wittmann* dar, der den mittleren geometrischen Porendurchmesser  $d_{p,g}$  auf Basis einer heterodispersen Kugelschüttung ermittelt [37].



**Abb. 47: Schematische Darstellung zum „Mittleren Porendurchmesser“  $d_{p,h}$  und  $d_{p,g}$  (adaptiert)**

Quelle: [65]

*Istomina:* 
$$d_{p,h} = \frac{4 * T_w}{h_K * \gamma_w} \equiv \text{Kapillardurchmesser} \quad (\text{aus [37], [65]})$$

$d_{p,h}$	Mittlerer hydraulischer Porendurchmesser [cm]
$T_W$	Oberflächenspannung des Wassers [N/cm <sup>2</sup> ]
$h_K$	Kapillare Steighöhe [cm]
$\gamma_w$	Wichte des Wassers [N/cm <sup>3</sup> ]

$$\text{Istomina: } d_{p,h} = \sqrt{\frac{96 * \nu_v * k}{g * n * [1 - 0,114 * (1 - n) / n]}} \quad (\text{aus [37]})$$

$$\text{Patrasev: } d_{p,h} = 0,026 * (1 + 0,15 * U) * \sqrt{\frac{k}{n}} \quad (\text{aus [37]})$$

$d_{p,h}$	Mittlerer hydraulischer Porendurchmesser [m]
$U$	Ungleichförmigkeitszahl [-]
$k$	Durchlässigkeitsbeiwert nach <i>Darcy</i> [m/s]
$g$	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]
$n$	Porosität [-]
$\nu_v$	kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit [m <sup>2</sup> /s]

Die beiden obendstehenden Gleichungen nach *Istomina* und *Patrasev* liefern laut *Wittmann* [65] qualitativ und quantitativ ähnliche Ergebnisse wie die Formel nach *Pavčić* (siehe unten).

$$\text{Pavčić: } d_{p,h} = 0,455 * \sqrt[3]{U} * e * d_{17} \quad (\text{aus [37], [6]})$$

$$\text{Pavčić: } d_{p,h} = (1 + 0,05 * U) * 0,455 * \sqrt[3]{U} * e * d_{17} \quad (\text{aus [6]})$$

(für geschüttete Erdstoffe bei Berücksichtigung der Entmischungsgefahr)

$d_{p,h}$	Mittlerer hydraulischer Porendurchmesser [m]
$U$	Ungleichförmigkeitsgrad [-]
$e$	Porenzahl [-]
$d_{17}$	„bezeichnende Korngröße“ bei 17% Siebdurchgang [m]

$$\text{Ziems: } d_{p,h} = \sqrt{\frac{32 * \nu_v * T_Z * k}{g * n}} \quad (\text{aus [37], [6]})$$

$d_{p,h}$	Mittlerer hydraulischer Porendurchmesser [m]
$\nu_v$	kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit [m <sup>2</sup> /s]
$T_Z$	Tortuosität, $T_Z \approx 2,0$ [-]
$k$	Durchlässigkeitsbeiwert nach <i>Darcy</i> [m/s]
$g$	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]

$n$  Porosität [-]

$$\text{Wittmann: } d_{p,g} = \sqrt{\frac{2}{3} * \alpha * e * \frac{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i}}{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i} / d_i^2}} \quad (\text{aus [65]})$$

$d_{p,h}$  Mittlerer geometrischer Porendurchmesser [m]

$\alpha$  Abminderungsfaktor (definiert Verhältnis zwischen mittlerem Porendurchmesser (Durchgangsgröße) und mittlerer Porenfläche) [-]

$\Delta p_{m,i}$  Massenprozent der jeweiligen Kornklasse  $i$  [-]

$1/d_i$  harmonisches Mittel aus oberer und unterer Grenze der jeweiligen Kornklasse  $i$   
 $d_i = (d_o + d_u) / 2$

$e$  Porenzahl [-]

Die Gleichung nach *Wittmann* [65] bleibt von theoretischem Wert, da der Abminderungsfaktor  $\alpha$  für jedes Material aus Versuchen ermittelt werden muss.

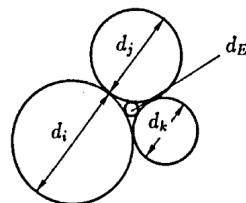
### 5.2.3 Porenstellenverteilung kugelliger Erdstoffe

Das nachfolgende Kapitel 5.2.3 basiert auf *Muckenthaler* [37].

Auf der Basis von Forschungen *Silveiras* wird im Folgenden die rechnerische Ermittlung der Porenstellenverteilung für dichte und lockere Lagerung kurz beschrieben. Die tatsächliche Ermittlung erfolgt mit Programmen aufgrund dieser mathematischen Lösung.

#### 5.2.3.1 Dichteste Lagerung

Der minimale Porendurchmesser  $d_E$  definiert sich laut *Muckenthaler* [37] nach *Silveira* als „Durchmesser des Inkreises ( $d_E = 2 * r_E$ ) in der Mittelpunktsebene dreier verschieden großer sich berührender Kugeln“.



**Abb. 48: Porenstelle für dichteste Lagerung**

Quelle: [37]

Demnach ist der Engstellendurchmesser eine Funktion der drei Kugeldurchmesser  $d_{i,j,k}$ :

$$d_E = f(d_i, d_j, d_k)$$

Die Auftretswahrscheinlichkeit  $p_E$  eines Engstellendurchmessers  $d_E$ :

$$p_E = \frac{3!}{t_i! * t_j! * t_k!} * \Delta p_{m,i}^{t_i} * \Delta p_{m,j}^{t_j} * \Delta p_{m,k}^{t_k}$$

$\Delta p_{m,i,j,k}$

Massefraktile der Korndurchmesser  $d_{i,j,k}$

$t_{i,j,k}$

Anzahl des Auftretens von  $d_{i,j,k}$  in einer Dreiergruppe ( $t_i+t_j+t_k=3$ )

Die Anzahl der möglichen Wertepaare  $d_E, p_E$  bei  $n$  verschiedenen Kugeldurchmessern:

$$Z_{d_E} = \frac{n * (n+1) * (n+2)}{3!}$$

Wenn aufgrund der Anregung von *Ziems* die Anzahlsummenlinie und nicht die Massensummenlinie zur Berechnung der Auftretswahrscheinlichkeit eines Engstellendurchmessers verwendet werden soll, müssen die Massefraktile  $\Delta p_{m,i}$  klassenweise in die Anzahlfraktile  $\Delta p_{z,i}$  umgerechnet werden:

$$\Delta p_{z,i} = \frac{\Delta p_{m,i} / d_i^3}{\sum_{i=1}^m (\Delta p_{m,i} / d_i^3)}$$

Daraus folgt die Auftretswahrscheinlichkeit  $p_E$  eines Engstellendurchmessers  $d_E$ :

$$p_E = \frac{3!}{t_i! * t_j! * t_k!} * \Delta p_{z,i}^{t_i} * \Delta p_{z,j}^{t_j} * \Delta p_{z,k}^{t_k}$$

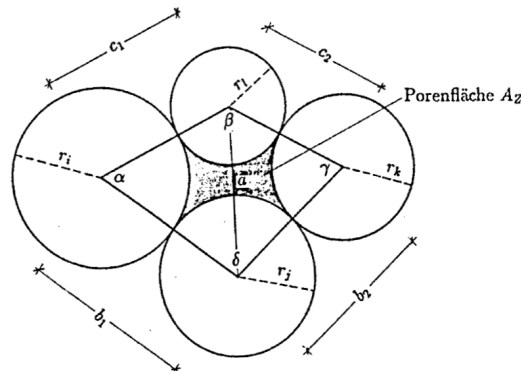
Die Lösung für den Innkreisradius  $r_E$ :

$$\frac{1}{r_E} = \frac{1}{r_i} + \frac{1}{r_j} + \frac{1}{r_k} + \sqrt{\frac{1}{r_i * r_j} + \frac{1}{r_j * r_k} + \frac{1}{r_i * r_k}}$$

Da die dichteste Lagerung in der Regel immer zu kleine Porenengstellen liefert, ist sie zur Beurteilung der realen Porenengstellenverteilung nur bedingt brauchbar.

### 5.2.3.2 Lockere Lagerung

Muckenthaler [37] bezieht sich auf *Silveira* und definiert für die lockere Lagerung „den der maximalen Porenfläche (Zwickelfläche) in der Mittelpunktsebene vier verschieden großer, sich berührender Kugeln äquivalenten Porendurchmesser“.



**Abb. 49: Porenengstelle für lockere Lagerung**

Quelle: [37]

Die Porenfläche  $A_Z$  lässt sich aus einfachen geometrischen Überlegungen ermitteln und erreicht ein Maximum bei:

$$\frac{dA_Z(\alpha)}{d\alpha} = 0$$

Als Porenengstellendurchmesser  $d_E$  ist nach *Silveira* der Durchmesser eines der Porenfläche  $A_{Z,max}$  flächengleichen Kreises.

Die Auftretswahrscheinlichkeit  $p_E$  eines Engstellendurchmessers  $d_E$  ergibt sich analog zu vorher:

$$p_E = \frac{3!}{t_i! * t_j! * t_k!} * \Delta p_{z,i}^{t_i} * \Delta p_{z,j}^{t_j} * \Delta p_{z,k}^{t_k}$$

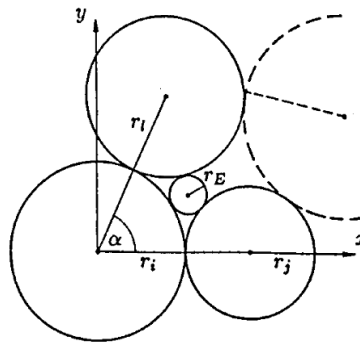
$\Delta p_{z,i,j,k,l}$  Anzahlfraktile der Korndurchmesser  $d_{i,j,k,l}$

$t_{i,j,k,l}$  Anzahl des Auftretens von  $d_{i,j,k,l}$  in einer Vierergruppe ( $t_i + t_j + t_k + t_l = 4$ )

Gleich wie bei der dichtesten Lagerung ist auch diese Porenengstellenverteilung nur bedingt brauchbar, da sie nur die oberste theoretische Grenze aufzeigt.

### 5.2.3.3 Tatsächlicher Porenengstellendurchmesser (aus [37])

Da die in den Kapiteln 5.2.3.1 und 5.2.3.2 beschriebenen Methoden mit lockerer und dichtester Lagerung nur Grenzwerte der Porenengstellenverteilung liefern, wurde folgendes Verfahren zur Ermittlung des tatsächlichen Porenengstellendurchmessers entwickelt. Es ist jedoch leicht ersichtlich, dass auch diese Überlegung für die Anwendung in der Praxis eher theoretischen Wert hat [37].



**Abb. 50: Inkreis für drei Kreise, die sich in 2 Punkten berühren**

Quelle: [37]

Es wird gedanklich, zunächst bei gleichbleibendem Winkel  $\alpha$ , jeweils ein Kreis eliminiert und der Inkreis ermittelt, der die restlichen Kreise in je einem Punkt schneidet. Daraus erhält man also vier Inkreise, wobei der größte der möglichen Inkreise, der den eliminierten Kreis nicht schneidet, der gesuchte Porenengstellendurchmesser ist [37].

Die Formel für den Inkreisradius lautet [37]:

$$a * r_E^2 + b * r_E + c = 0$$

Die Faktoren  $a$ ,  $b$ ,  $c$  sind abhängig von den Kugeldurchmessern und  $\alpha$ . Für ihre Ermittlung wird auf *Muckenthaler* [37] verwiesen [37].

Wird auch der Winkel  $\alpha$  zwischen  $\alpha_{min}$  und  $\alpha_{max}$  variiert, so kann der maximale Porendurchmesser  $d_{E,max}$  aus folgender Forderung ermittelt werden [37]:

$$\frac{dd_{E,max}(\alpha)}{d\alpha} = 0$$

Die Porenengstellenverteilung lässt sich nun aus den Porenengstellen  $p_{E,max}$  und den

zugehörigen Auftretenswahrscheinlichkeiten  $p_E$  konstruieren [37].

#### 5.2.4 Durchgangsfaktor

Ein Bodenteilchen, dessen Durchmesser  $d$  dem relativen Minimum des Porenkanaldurchmessers  $d_{p,min}$  entspricht (siehe Kapitel 5.2.1), kann diesen Durchmesser im Allgemeinen nicht passieren. Dies wird erst möglich, wenn gilt [6]:

$$d \leq F * d_{p,min}$$

Der Faktor  $F$  wird als Durchgangsfaktor bezeichnet und hängt laut *Busch/Luckner* [6] „von der Wahl der Gleichung für  $d_{p,min}$  bzw.  $d_{p,g/h}$  (siehe Kapitel 5.2.2) [...], dem Brückenbildungsfaktor (Brückenbildung feiner Teilchen über den Engstellen der Porenkanäle), der Größe der transportierten Teilchen (von Kohäsionskräften zwischen den transportierten Teilchen, Adhäsionskräften zwischen den transportierten Teilchen, Adhäsionskräften zwischen den transportierten Teilchen und den Teilchen, die den Porenkanal bilden), der Dicke der gebundenen Wasserhüllen, den Abweichungen der kleinen Teilchen von der Kugelgestalt u.a. Einflussfaktoren ab.“

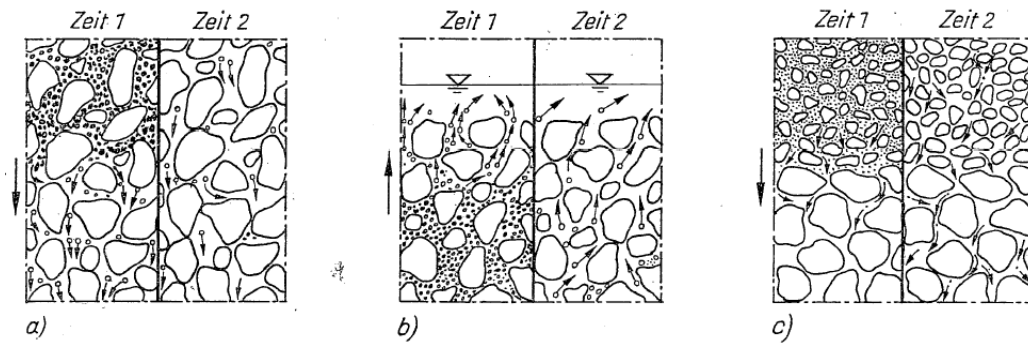
### 5.3 Suffosion

In ungleichförmigen Böden bilden die gröberen Fraktionen eine Art Skelett das von den feineren Fraktionen ausgefüllt wird. Werden nun Teile des feinen Materials durch Strömung umgelagert und transportiert, so nennt man diesen Vorgang Suffosion. Dabei wird das Erdstoffskelett nicht verändert, sondern die Porosität  $n$  sowie die Durchlässigkeit  $k$  vergrößert (laut *Muckenthaler* [37] bis zu mehreren Zehnerpotenzen) und die Dichte verringert [37], [6], [56].

Weiters verändert die Suffosion laut *Muckenthaler* [37] unter Umständen auch die Scherfestigkeitsparameter, also den Winkel der inneren Reibung und die Kohäsion. Erdstoffe mit einem relativ hohem Ungleichförmigkeitsgrad und besonders solche mit einer Ausfallkörnung sind besonders anfällig auf Suffosionserscheinungen [6], [37], [4].

Wie schon in Abschnitt 5.1 erwähnt, teilt *Ziems* die Suffosion in innere, äußere und Kontaktsuffosion ein.





**Abb. 51: Einteilung der Suffosion; a) innere Suffosion, b) äußere Suffosion, c) Kontaktsuffosion Typ 1/1**

Quelle: [6]

Die innere Suffosion (siehe Abb. 51-a)) findet in relativ kurzen Zeiträumen statt, da die Transportwege begrenzt sind, falls der Vorgang nicht durch Kontaktsuffosion oder äußere Suffosion eingeleitet bzw. aufrecht erhalten wird [6], [37], [56].

Die äußere Suffosion (siehe Abb. 51-b)) ist unabhängig von der Wasserbewegung im Boden selbst, sie findet an der freien Oberfläche statt und verursacht bzw. begünstigt innere Suffosion [6].

Bei der Kontaktsuffosion (siehe Abb. 51-c)) werden die Feinteile eines Bodens an der Kontaktfläche zu einem größeren Boden in dessen Poren ausgetragen, wo der Vorgang entweder als innere Suffosion oder weniger oft als Kolmation (siehe Kapitel 5.5) seine Fortsetzung findet [6], [37].

Je nach Strömungsrichtung und Lage des feineren Erdstoffes zum größeren wird die Kontaktsuffosion in 6 Grundtypen unterteilt:

	<i>fein.</i> <i>gröb.</i>	<i>gröb.</i> <i>gröb.</i>	<i>fein.</i> <i>gröb.</i>
	Typ 1/1		Typ 1/3
		Typ 2/2	Typ 2/3
	Typ 3/1	Typ 3/2	Typ 3/3

**Abb. 52: Grundtypen der Kontaktsuffosion und –erosion**

Quelle: [6]

Bei den Typen 1/... wird die Suffosion durch das Gewicht der Teilchen gefördert, wohingegen sie bei den Typen 2/... durch diese behindert und bei den Typen 3/... durch die Reibungskomponente des Gewichts behindert wird. In der Praxis bedeutend sind vor allem die Typen 1/1, 2/2 und 3/3 [6].

### 5.3.1 Das geometrische Suffosionskriterium

Für geometrische Suffosionskriterien gibt es mehrere Ansätze, von denen hier einige erläutert werden sollen.

#### 5.3.1.1 Geometrisches Suffosionskriterium nach Arbeitsblatt: Suffosion nichtbindiger Erdstoffe (VEB Projektierung Wasserwirtschaft Halle, AB 4.04. Bl.2, 1968)

Das gesamte nachfolgende Kapitel wurde größtenteils *Busch/Luckner* [6] entnommen.

Aus den in Kapitel 5.2 angestellten Überlegungen lässt sich ein geometrisches Suffosionskriterium folgendermaßen formulieren:

$$\eta_{S,G} = \frac{d_{\min}}{F * d_p}$$

$\eta_{S,G}$  Geometrische Suffosionssicherheit

$d_{\min}$  =  $d_{0\%}$  (für weniger bedeutende Nachweise auch bis  $d_{3\%}$ ) [m]

$d_p$  Mittlerer Porendurchmesser nach Kapitel 5.2.2 (hier nach *Pavčić*  
 $d_{p,h} = 0,455 * \sqrt[6]{U * e * d_{17}}$ ) [m]

$F$  Durchgangsfaktor [-]

Der Durchgangsfaktor wird, in Hinblick auf seine vielen Abhängigkeiten und Unsicherheiten (siehe Kapitel 5.2.4), mit  $F \approx 0,6$  angenommen. Damit ergibt sich der Durchmesser des größten suffosionsgefährdeten Korns zu:

$$d_s = 0,6 * d_p \text{ [m]}$$

Aufgrund dieser beiden Gleichungen wird darauf hingewiesen, dass Erdstoffe mit folgenden Eigenschaften suffosionssicher sind:

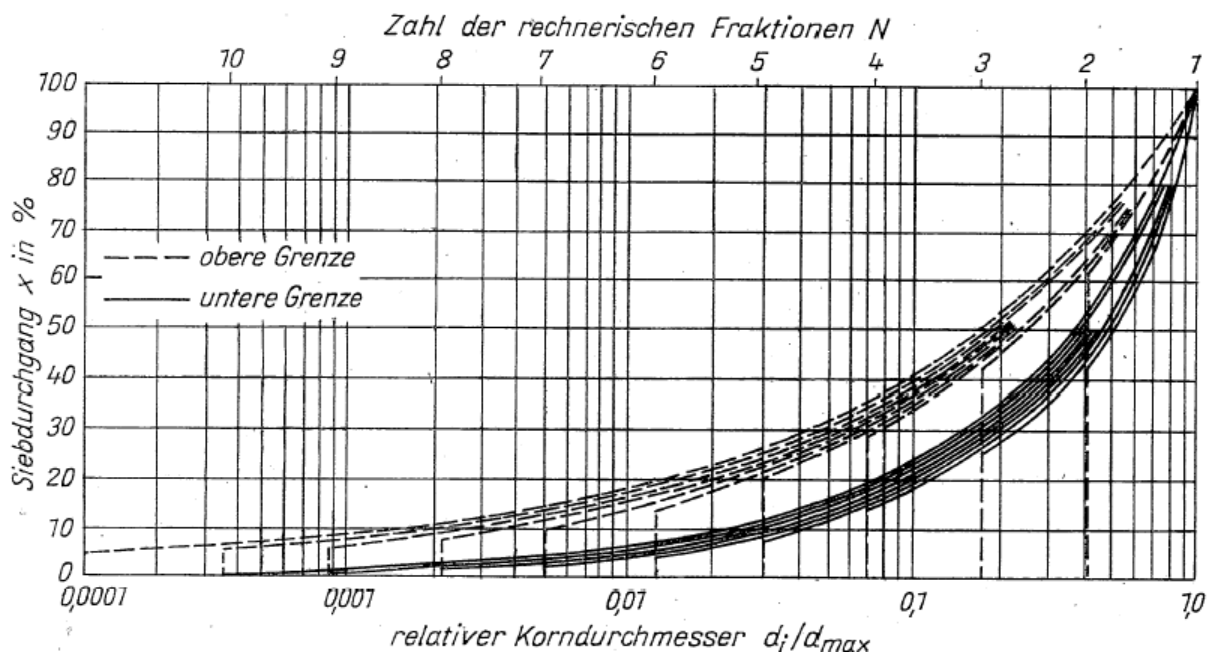
- Erdstoffe mit  $U \approx 1,0$  bzw.
- Erdstoffe mit  $U < 10$  bei gerader Kornverteilungslinie in halblogarithmischer Darstellung unabhängig von  $I_D$  ( $I_D = (e_{\max} - e_n) / (e_{\max} - e_{\min})$ )
- Erdstoffe mit  $U > 10$  für  $I_D < 0,6$

- Erdstoffe mit  $U < 8$  bei stetiger Körnungslinie und unabhängig von  $I_D$  (stetig bedeutet in diesem Zusammenhang laut *Muckenthaler* [37], dass die Kornverteilungslinie keine scharfen Krümmungen, Knicke oder plötzliche Anstiegsänderungen aufweisen darf.)

$U$  Ungleichförmigkeitszahl

$I_D$  Bezogenen Lagerungsdichte

Entsprechend der nachfolgenden Abbildung sind alle ungleichförmigen Erdstoffe mit  $I_D = 0,3$  bis  $0,6$  mit stetig gekrümmten Kornverteilungslinien suffosionssicher, wenn sie innerhalb der dargestellten Grenzlinien liegen.



**Abb. 53: Grenzverteilungslinien für suffosionssichere nichtbindige Böden nach Lubočekov**

Quelle: [6]

Falls ein Material mit Ausfallkörnungen oder starken Krümmungen und Knicken nicht diesen Grenzen entspricht, dann gilt die Formel für den mittleren Porendurchmesser nicht mehr und die Vorgehensweise ändert sich. Es wird dann das größte suffosionsgefährdete Korn sowie der prozentuale Anteil des gefährdeten Materials grafisch ermittelt.

Nachfolgend wird die Vorgehensweise beschrieben (beispielhaft wird diese dann im Anhang F, Anhang G anhand zweier Kornverteilungslinien erläutert).

Der mittlere Porendurchmesser ist gegeben durch:

$$d_p = 0,16 * d_{sk}$$

Für das größte suffosionsgefährdete Korn ergibt sich damit:

$$d_s = F * d_p = 0,6 * 0,16 * \eta_{dS} * d_{sk} = 0,1 * \eta_{dS} * d_{sk}$$

$d_{sk}$  maßgebendes Skelettkorn [m]

$\eta_{dS}$  Sicherheit der dem Wert  $d_S$  zugrunde liegt

Der Wert  $d_{sk}$  wird grafisch folgendermaßen ermittelt:

- Die bezogene Kornverteilungslinie ( $d_i/d_{max}$ ) wird in Abb. 53 eingetragen. Falls diese eine ungünstige Form aufweist, kann 40% (bis zu 60%) der groben Fraktionen entfernt werden, da diese keinen Einfluss auf die Suffosionseigenschaften haben. Die dadurch entstehende neue Kornverteilungslinie wird wiederum in Abb. 53 eingezeichnet.
- Bei bezogenen Kornverteilungskurven, die einen absteigenden Anstieg im Bereich der feineren Fraktionen aufweisen, wird durch den extremen konvexen Punkt eine Vergleichskurve gelegt, die die Form der Grenzkurven aufweisen muss und innerhalb der Grenzen liegen muss.  
Weist eine bezogene Kornverteilungskurve im feineren Bereich einen zunehmenden Anstieg auf, dann wird die Vergleichskurve dort angesetzt, wo sie die 60% Siebdurchgangslinie schneidet.
- Das maßgebende Skelettkorn wird graphisch ermittelt, d.h. ausgelesen aus der Lage der bezogenen Kornverteilungskurve zu der Vergleichskurve. Dabei gilt:

$$\eta_{dSk} = 1 \text{ für } \frac{\Delta x}{\Delta x + x} = \frac{1}{2}$$

und

$$\eta_{dSk} = 1,5 \text{ für } \frac{\Delta x}{\Delta x + x} = \frac{1}{3}$$

$\eta_{dSk}$  Sicherheit der dem grafisch ermittelten Wert  $d_{sk}$  zugrunde liegt

- Zur Ermittlung des gefährdeten Gewichtsprozentsatzes  $x$  des Erdstoffes, wird  $d_S$  bestimmt, mit  $\eta_{dS}=1$  bis 2 und mit  $d_{sk}$  aus der grafischen Ermittlung mit  $\eta_{dSk}=1$  bzw. 1,5 (siehe oben). Damit wird  $d_S$  [m]:

$$d_S = 0,1 * (1 \div 2) * d_{sk}$$

Der zugehörige Wert des suffosionsgefährdeten Gewichts  $x$  lässt sich aus der

unkorrigierten bezogenen Kornverteilungslinie ermitteln.

*Busch* und *Luckner* merken an, dass  $x$ -Werte unter 1% unbedenklich sind, wenn  $d_s < 0,06\text{mm}$  und  $U < 15$ .

Die Kontaktsuffosion ist eine Sonderform der äußeren Erosion. Diese kann eintreten, wenn der Porenkanaldurchmesser  $d_p^{II}$  des Erdstoffes *II* (Filter) größer ist, als das maßgebende suffosionsgefährdete Korn  $d_s^I$  des Erdstoffes *I* (Basis). Aus Versuchen hat sich folgendes Kriterium als brauchbar erwiesen [6]:

$$\eta_{S,G} = \frac{d_{\min}^I + d_s^I}{2 * 0,6 * d_p^{II}} \geq 1,5$$

$\eta_{S,G}$	Geometrische Suffosionssicherheit
$d_{\min}^I$	kleinster suffosionsgefährdeter Korndurchmesser des Erdstoffes <i>I</i> [m]
$d_s^I$	maßgebendes suffosionsgefährdetes Korn des Erdstoffes <i>I</i> [m]
$d_p^{II}$	Porenkanaldurchmesser des Erdstoffes <i>II</i> [m] (siehe Kapitel 5.2.2)

### 5.3.1.2 Geometrisches Suffosionskriterium für Materialien mit Ausfallkörnung nach *Sherard*

In diesem Kriterium wird der grobe Teil des Materials formal als Filter des feinen Materials verwendet. Dazu wird die Kornverteilungslinie getrennt und die einzelnen Fraktionen auf gegenseitige Filterwirksamkeit untersucht.

Die Kornverteilungslinie wird an der Stelle der Ausfallkörnung geteilt und der Nachweis folgendermaßen geführt, wobei die Suffosionssicherheit gegeben ist, wenn die Ungleichung erfüllt ist [11]:

$$\frac{D_{15grob}}{D_{85fein}} < 5$$

$D_{15grob} \equiv D_{15C}$	Korngröße bei 15% Siebdurchgang der groben Teilkörnung
$D_{85fein} \equiv D_{85F}$	Korngröße bei 85% Siebdurchgang der feinen Teilkörnung

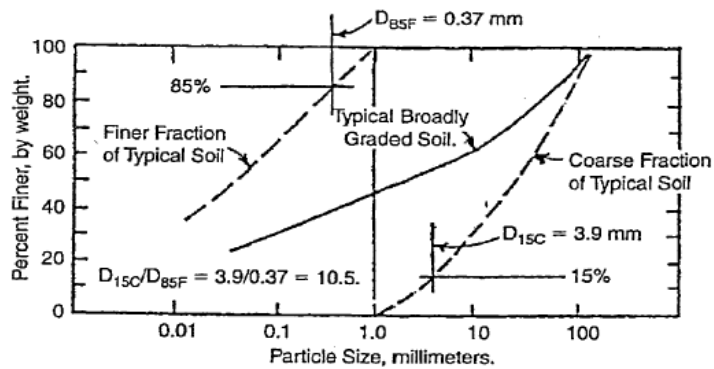


Abb. 54: Spalten der Kornverteilungslinie nach Sherard

Quelle: [11]

### 5.3.1.3 Geometrisches Suffosionskriterium nach BAW-MAK in Deutschland

Wie bei obiger Methode nach Sherard wird die vorhandene Körnungslinie getrennt, allerdings an einem beliebigen Korndurchmesser  $d_F$ . Hierauf werden die Körnungslinien des nun in Basisstoff und Filterstoff getrennten Materials ermittelt. Um die mechanische Filterstabilität dieser beiden Stoffe nachzuweisen, wird das zulässige Abstandsverhältnis  $A_{50}$  nach Čištin/Ziems überprüft und darf nicht überschritten werden [3].

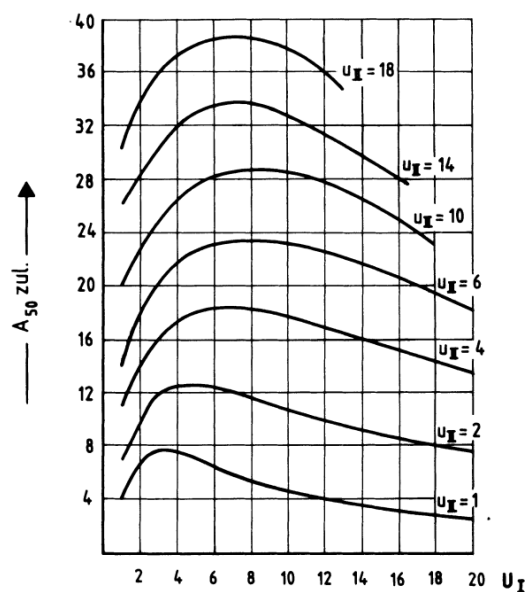


Abb. 55: Diagramm von Čištin/Ziems

Quelle: [3]

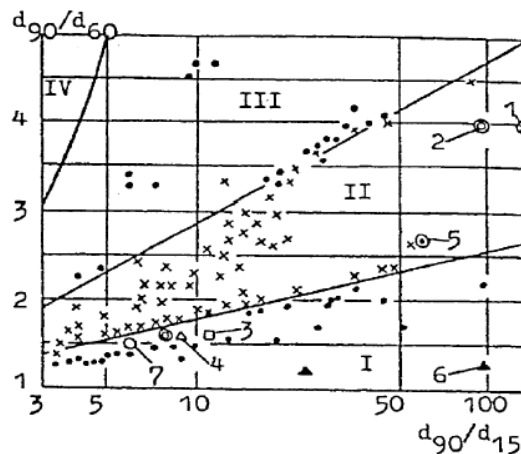
- $A_{50}$  Verhältnis der mittleren Korndurchmesser  $D_{50}$  der Deckschicht und  $d_{50}$  des zu schützenden Bodens ( $A_{50} = D_{50}/d_{50}$ )  
 $U_I$  Ungleichförmigkeitszahl des Bodens/Basis  
 $U_{II}$  Ungleichförmigkeitszahl der Deckschicht/Filter

Dieses Vorgehen wird mit weiteren Trenndurchmessern wiederholt, wobei *Perzmaier* und *Haselsteiner* in [42] als Regelbereich für den Trenndurchmesser 10% - 20% des Siebdurchganges nennen.

Die Suffosionssicherheit eines Bodens ist nach *BAW-MAK* [3] dann gewährleistet, wenn das zulässige Abstandsverhältnis und somit auch die geometrische Filterstabilität nach *Cistin/Ziems* für mehrere beliebige Trenndurchmesser eingehalten wird.

#### 5.3.1.4 Geometrisches Suffosionskriterium für Materialien mit gleichmäßiger Kornverteilung und höherem Feinteilanteil nach *Burkenkova*

Das Suffosionskriterium nach *Burkenkova* arbeitet mit den Korndurchmessern  $d_{90}$ ,  $d_{60}$ ,  $d_{15}$  des zu untersuchenden Erdstoffes. Eingeteilt in 4 Bereiche (I bis IV) ist in nachfolgender Abbildung der Bereich II als suffosionssicher angegeben.



**Abb. 56: Kriterium nach *Burkenkova***

Quelle: [11]

- I* Suffosionsgefährdeter Bereich  
*II* Suffosionssicherer Bereich  
*III* Suffosionsgefährdeter Bereich  
*IV* Bereich künstlicher Böden (Kornverteilungen)  
 $d_{90}$  Korngröße bei 90% Siebdurchgang  
 $d_{60}$  Korngröße bei 60% Siebdurchgang

$d_{15}$  Korngröße bei 15% Siebdurchgang

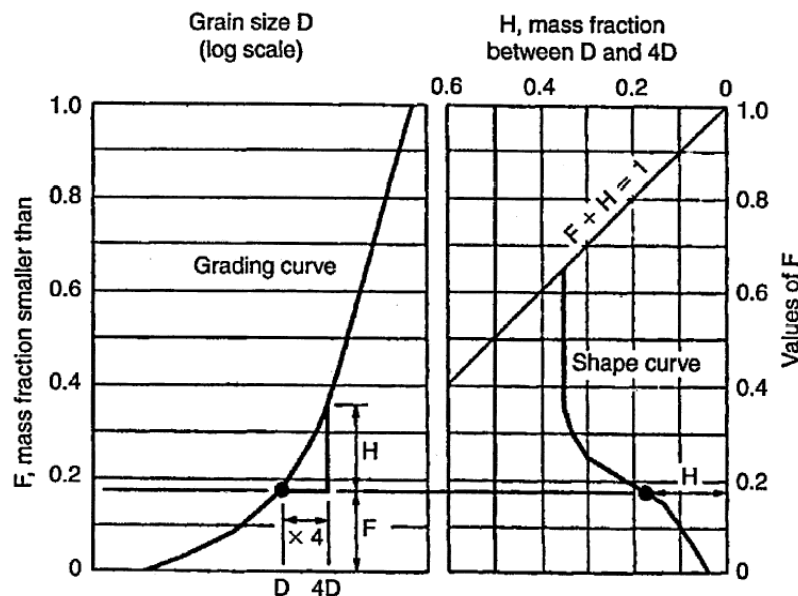
### 5.3.1.5 Geometrisches Suffosionskriterium nach *Kenney/Lau*

Aufgrund von Versuchen definieren *Kenney/Lau* eine Grenze zwischen suffosionssicherem und suffosionsgefährdetem Material. Ermittelt wird ein Verhältnis  $H/F$  aus der Kornverteilungskurve, dass als sicher einzustufen ist, wenn dieses der Forderung  $H/F > 1$  genügt. Somit ist die Grenze:

$$H = F$$

$H$  Masseprozent zwischen zwei Korndurchmessern  $D$  und  $4 \cdot D$

$F$  Masseprozent  $< D$



**Abb. 57:** Ermittlung des  $H/F$  – Verhältnisses aus der Kornverteilungskurve

Quelle: [11]

Die Kornverteilung wird in Bereiche  $D$  bis  $4 \cdot D$ , wie in obiger Abbildung links ersichtlich, aufgeteilt und die zugehörigen Masseprozent  $F$  und  $H$ , wie in oberiger Abbildung rechts ersichtlich, in ein  $H$ - $F$  Diagramm eingetragen. Ist die gesamte Körnungslinie abgearbeitet, lässt sich diese mit der Grenzgeraden ( $H=F$ ) vergleichen und eine Aussage über suffosionssicherheit ist möglich. Zur Veranschaulichung sind in nachstehender Abbildung Beispiele für Auswertungen stabiler und instabiler Körnungskurven gegeben. Wie bereits erwähnt, ist der Bereich, der der Forderung  $H/F > 1$  genügt, laut *Kenney/Lau* suffosionssicher.



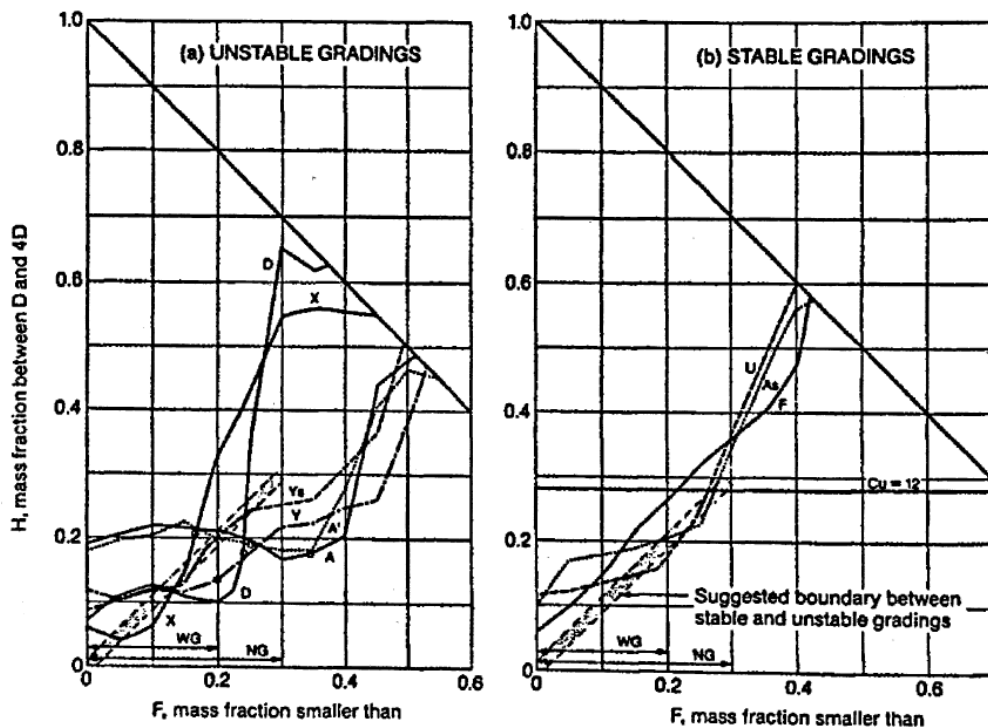


Abb. 58: Beispiele für suffusionsgefährdete und suffusions sichere Materialien

Quelle: [11]

### 5.3.2 Das hydraulische Suffusionskriterium

Wenn nun das geometrische Kriterium nicht eingehalten werden kann, d.h. die geometrische Suffusionssicherheit mit  $\eta_{S,G} < 1,5$  gegeben ist, dann ist der Erdstoff nach *Busch* und *Luckner* [6] suffusionsgefährdet. Da das geometrische Kriterium jedoch nur ein notwendiges Kriterium zum Einsetzen Suffosion ist, wird sich diese erst einstellen, wenn die hinreichende Bedingung erfüllt ist. Diese ergibt sich aus der Kraftwirkung der Wasserbewegung in Form des kritischen hydraulischen Gradienten.

Der Nachweis der hydraulischen Suffusionssicherheit ergibt sich zu:

$$\eta_{S,H} = \frac{i_{S,krit}}{i_{vorh}}$$

*Busch/Luckner* [6] geben die erforderliche Sicherheit mit  $\eta_{S,H} \geq 2,0$  an, dies wird durch die *Bundesanstalt für Wasserbau (Deutschland) im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* (2005), für die Lastfälle 1 bis 4 gemäß DIN 1055

(LF 4 ist Sonderlastfall, siehe *BAW-MSD*) übernommen [4].

*Istomina* gibt das zulässige hydraulische Gefälle für äußere Suffosion in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl an, siehe dazu Kapitel 5.3.2.2.

### 5.3.2.1 Hydraulisches Suffosionskriterium für Erdstoffe mit stetiger Korngrößenverteilung nach *Busch/Luckner*

*Busch/Luckner* [6] geben für Erdstoffe mit stetiger Kornverteilungslinie, d.h. laut *Muckenthaler* [37] ohne scharfe Krümmungen, Knicke und plötzlichen Anstiegsänderungen, ein kritisches hydraulisches Gefälle an, das in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl, der Durchlässigkeit nach *Darcy*, dem größten suffosionsgefährdeten Korn, der Porosität und dem Winkel zwischen der Vertikalen und der Strömungsrichtung folgendermaßen ermittelt wird:

$$i_{krit} = 0,6 * \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) * [0,82 - 1,8 * n + 0,0062 * (U - 5)] * \sin(30^\circ + \alpha / 8) * \sqrt{\frac{n * g * d_s^2}{\nu_v * k}}$$

Mit der Strömungsrichtung bezogen auf die Vertikale:

$$\alpha = \begin{cases} \downarrow: \alpha = 0^\circ \\ \rightarrow: \alpha = 90^\circ \\ \uparrow: \alpha = 180^\circ \end{cases}$$

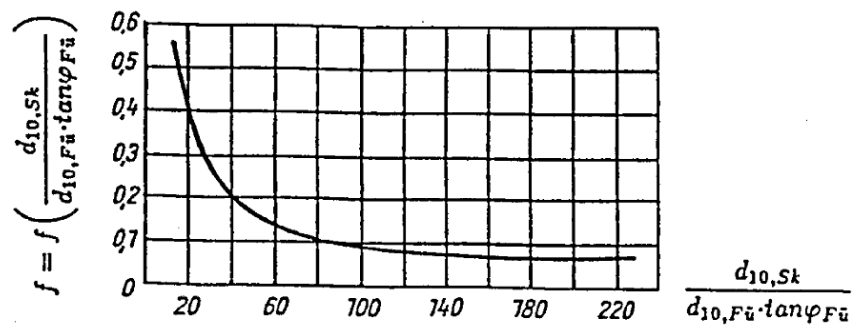
$n$	Porosität [-]
$k$	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
$U$	Ungleichförmigkeitszahl [-]
$\gamma_s$	Trockenwichte des Erdstoffes [N/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	Wichte des Wassers [N/m <sup>3</sup> ]
$\nu_v$	kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit [m <sup>2</sup> /s]
$d_s$	größtes suffosionsgefährdetes Korn (siehe Kapitel 5.3.1.1)

### 5.3.2.2 Hydraulisches Suffosionskriterium für Erdstoffe mit unstetiger Korngrößenverteilung nach *Istomina*

Das Suffosionskriterium nach *Istomina* für ungleichförmige Erdstoffe begründet sich auf Versuche mit aufwärts gerichteter Strömung, in denen dieser die Erdstoffprobe als Korngerüst mit Füllung betrachtete und den Einfluss der Korndurchmesser des Erdstoffskeletts und der Skelettfüllung untersuchte. Um den Nachweis zu führen, werden Körner  $d \geq 1\text{mm}$  dem Skelett zugeordnet, die kleineren der Füllung. Darauf

werden die beiden daraus resultierenden Kornverteilungslinien konstruiert und die Werte  $n_{Fü}$ ,  $k_{Fü}$ ,  $d_{10,Sk}$ ,  $d_{10,Fü}$  ermittelt [37].

Durch diese willkürliche Festlegung der Grenze zwischen Skelettkorn und Füllkorn wird dieses Kriterium laut *Busch/Luckner* [6] nur zu einer groben Näherung.



**Abb. 59:** Grafische Darstellung der Funktion  $f=f\{d_{10,Sk}/(d_{10,Fü} \cdot \tan \varphi_{Fü})\}$  nach *Istomina*

Quelle: [37]

Das Kriterium lautet für aufwärtsgerichtete Strömung [6], [37]:

$$i_{krit} = \frac{n * k_{Fü}}{n_{Fü} * k} + f \left( \frac{d_{10,Sk}}{d_{10,Fü} * \tan \varphi_{Fü}} \right)$$

$n$  Porosität [-]

$k$  Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

$n_{Fü}$  Porosität der Skelettfüllung [-]

$k_{Fü}$  Durchlässigkeitsbeiwert der Skelettfüllung [m/s]

$d_{10,Sk}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang des Erdstoffskeletts [m]

$d_{10,Fü}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang der Skelettfüllung [m]

$\varphi_{Fü}$  Wert der von der Skelettfüllung abhängig ist ( $\varphi_{Fü}=0,6$  bei Feinsand,  $\varphi_{Fü}=0,7$  bei Mittelsand,  $\varphi_{Fü}=0,54$  bei Mehlsand) [-]

Nach *Busch/Luckner* [6] kann der Wert für  $k_{Fü}$  aus den konstruierten Kornverteilungslinien ermittelt werden (siehe Kapitel 3.1.3 oder [6]), der Wert  $n_{Fü}$  kann aus Anhang H abgeschätzt werden.

*Istomina* erhält weiters aus Versuchen mit vorwiegend aufsteigendem Wasserstrom die in Abb. 60 eingetragenen Versuchspunkte und leitet daraus den zulässigen hydraulischen Gradienten  $i_{zul}$  für äußere Suffosion in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl ab [37].

$$i_{zul} = \begin{cases} 0,3 \div 0,4 & \text{für } U < 10 \\ 0,2 & \text{für } 10 \leq U \leq 20 \\ 0,1 & \text{für } 20 < U \end{cases}$$

Diese Werte werden bei *Striegler* [56] generell als Suffosionskriterium angegeben, ohne dabei auf die Strömungsrichtung, auf der diese Werte begründet sind weiter einzugehen.

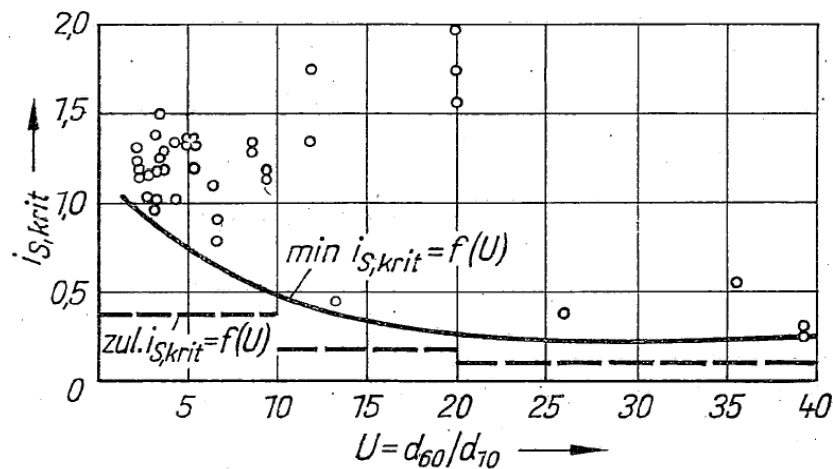


Abb. 60: Kritischer hydraulischer Gradient für äußere Suffosion mit eingetragenen Versuchspunkten nach *Istomina*

Quelle: [6]

### 5.3.2.3 Hydraulisches Suffosionskriterium nach *Wittmann*

*Wittmann* gibt für den linearen Strömungsbereich und aufwärts gerichtete Strömung folgende Bestimmungsgleichung für den kritischen Gradienten an [37]:

$$i_{krit} = \frac{12 * \nu_v}{d * (2,7 - 2,3 * FF)} * \left[ \sqrt{1 + (0,21 * D^s)^3 * (2,7 - 2,3 * FF)} - 1 \right] * \frac{n * T}{k}$$

$FF$  Formfaktor für Kugelformen ( $= c / \sqrt{a * b}$ ) mit a, b, c Halbachsen eines Ellipsoids, *Wittman* setzt  $FF=0,7$

$k$  Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

$\nu_v$  kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit [m<sup>2</sup>/s]

$T$  Turtuosität ( $= 2/\pi=0,636$ ) [-]

$n$  Porosität [-]

$d$	Durch Siebung ermittelter Korndurchmesser/Größe des transportierten Partikels [m]
$D^s$	Sedimentologischer Durchmesser [m] ( $D^s = d * \sqrt[3]{\rho' * g / v_v^2}$ ) mit der Dichte $\rho' = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$
$\rho_s$	Korndichte [ $\text{kg/m}^3$ ]
$\rho_w$	Dichte des Wassers [ $\text{kg/m}^3$ ]
$g$	Erdbeschleunigung [ $\text{m/s}^2$ ]

Da dieser kritische hydraulische Gradient voraussetzungsgemäß nur für den laminaren Bereich gilt, wird die Grenze der Gültigkeit über die Reynoldszahl für die Durchströmung poröser Medien  $Re_T$  definiert [37].

$$i_{\text{grenz}} \leq \frac{Re_{T,\text{grenz}} * v_v^2 * \{540 \div 810\}}{\left( \frac{\{180 \div 270\} * (1-n)^2 * \eta}{n^3 * \gamma_w} \right)^{3/2} * e^3 * g * \pi} * \frac{1}{\sqrt{k^3}}$$

$Re_{T,\text{grenz}}$	Reynoldszahl an der Grenze zum Postlinearen Bereich (Übergangsbereich zwischen $1 < Re_T < 10$ ) [-]
$\eta$	dynamische Zähigkeit der Flüssigkeit ( $= \rho * v_v$ ) [ $\text{Ns/m}^2$ ]
$\rho$	Dichte des Wassers [ $\text{kg/m}^3$ ]

Die Formel ist laut *Wittmann* ohne größere Fehler bis  $Re_T=10$  anwendbar. Für den postlinearen Bereich gibt *Wittmann* einen aus dem nichtlinearen Widerstandsgesetz der Porenströmung folgenden Ansatz (siehe auch Kapitel 4.4.4.1) [37]:

$$i_{\text{krit}} = n * T * a * v_s + n^2 * T^2 * b * v_s^2$$

$a, b$	Konstanten [-]
$v_s$	Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]

Die Partikelsinkgeschwindigkeit  $v_s$  und die Konstanten  $a$  sowie  $b$  werden folgendermaßen ermittelt [37]:

$$a = \frac{1}{k} = \{180 \div 270\} * \frac{(1-n)^2 * \eta}{n^3 * \gamma_w * d_w^2}, \quad b = \frac{\bar{\lambda}_v}{n^2 * T^2 * 2 * g * d_w}$$

$d_w$	wirksamer Korndurchmesser ( $\equiv d$ ) [m]
$\bar{\lambda}_v$	mittlerer Verlustbeiwert (von <i>Wittmann</i> empirisch ermittelt und an Versuchen bestätigt; für den verwendeten Kies $\bar{\lambda}_v = 2,24 \div 4,48$ ) [-]

Die Partikelsinkgeschwindigkeit  $v_s$  wird für den zu auf Bewegung zu untersuchenden Korndurchmesser  $d < 0,06\text{mm}$  [65]:

$$v_s = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) * d^2}{18 * \eta}$$

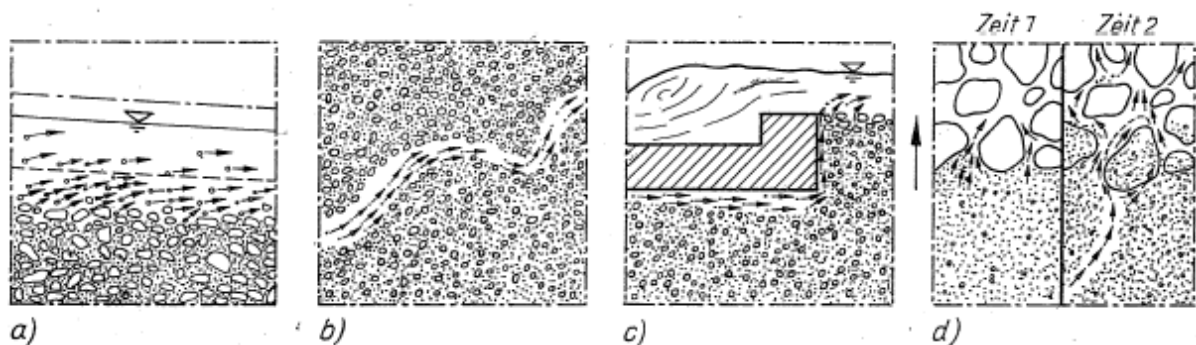
- $d$  Durch Siebung ermittelter Korndurchmesser/Größe des transportierten Partikels [m]  
 $\eta$  dynamische Zähigkeit der Flüssigkeit ( $= \rho * \nu$ ) [Ns/m<sup>2</sup>]  
 $\gamma_s$  Reinwichte/Stoffwichte [N/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_w$  Wichte des Wassers [N/m<sup>3</sup>]

Die Partikelsinkgeschwindigkeit  $v_s$  wird für den zu auf Bewegung zu untersuchenden Korndurchmesser  $d > 0,06\text{mm}$  [65]:

$$v_s = \frac{12 * \nu_v}{d * (2,7 - 2,3 * FF)} * \left[ \sqrt{1 + (0,21 * D^s)^3 * (2,7 - 2,3 * FF)} - 1 \right]$$

## 5.4 Erosion

Unter dem Begriff „Erosion“ wird die Bewegung bzw. Umlagerung fast aller Fraktionen eines Erdstoffes verstanden. Wie in Kapitel 5.1 erwähnt wird dabei zwischen äußerer, innerer, Fugen- und Kontakterosion unterschieden [6].



**Abb. 61: Einteilung der Erosion bei nichtbindigen Erdstoffen: a) äußere Erosion, b) innere Erosion, c) Fugenerosion, d) Kontakterosion mit rückschreitender innerer Erosion**

Quelle: [6]

Die äußere Erosion (siehe Abb. 61 a)) findet an der Grenze von Erdstoff zu einem Oberflächengewässer statt, ist abhängig von der Schleppspannung des fließenden Wassers und ist Teilbereich der Oberflächenhydraulik. Somit wird es hier nicht weiter

behandelt [6].

Innere Erosion (siehe Abb. 61 b)) oder *piping*, tritt in röhrenförmigen Hohlräumen des Erdstoffes auf. Diese Hohlräume können durch pflanzliche oder tierische Einwirkungen oder durch Auswaschung und Erweiterung eines bevorzugten Porenkanals bzw. rückschreitende Erosionsvorgänge entstanden sein. Beim Phänomen der inneren Erosion handelt es sich nicht um ein Grundwasserströmungsproblem, sondern um die Schleppkraftproblematik in Rohren. Es sei darauf hingewiesen, dass ein Nachweis mit Hilfe physikalischer Verfahren nicht geführt werden kann. Jedoch kann versucht werden, die Voraussetzungen für innere Erosion so gut wie möglich zu verhindern, z.B. durch Verhinderung von Kontakterosion (siehe Abb. 61 d)) und kontrolliertem Wasseraustritt in Entlastungsanlagen [6].

Fugenerosion (siehe Abb. 61 c)) folgt weitgehend den Gesetzmäßigkeiten der inneren Erosion, sie wirkt jedoch in Fugen zwischen Massivbauwerken und Erdstoff [6].

Kontakterosion (siehe Abb. 61 d)) tritt an der Grenzfläche von feinen Materialien zu größeren Materialien auf, wenn die feinen Teilchen in die Poren des groben eindringen können. Eingeteilt werden kann die Kontakterosion nach *Ziems*, wie bereits in Abb. 52 gezeigt. *Striegler* [56] schreibt dazu: „Liegt flächenhafte Kontakterosion vor, treten im feineren Erdstoff Setzungen auf. Auch der gröbere Erdstoff kann in seiner Struktur durch die Kontakterosion verändert werden, wobei die bodenmechanischen Eigenschaften beeinflusst werden (Verringerung der Porosität, Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und Sickerwasserdurchfluss, Erhöhung der Dichte, des Ungleichförmigkeitsgrades und des Sickerwassergefälles).“

#### **5.4.1 Geometrische Kontakterosionskriterien**

Zu diesem Kapitel sei erwähnt, dass die in Kapitel 7.4 behandelten Filterkriterien geometrische Filterkriterien darstellen. Da diese Kriterien die Grundlage der Bemessung im Dammbau bilden, werden sie separat behandelt.

Es wird somit auf Kapitel 7.4 verwiesen.

#### **5.4.2 Hydraulische Kontakterosionskriterien**

Hydraulische Kontakterosionskriterien müssen in Bezug auf Lage der Strömungsrichtung zur Vertikalen, also Richtung der Erdbeschleunigung, spezifiziert werden. Diese Einteilung erfolgt analog zur Abb. 52 aus Kapitel 5.3. Im folgenden wird der Index *I* immer für den Basiserdstoff verwendet, der Index *II* für den Filter.

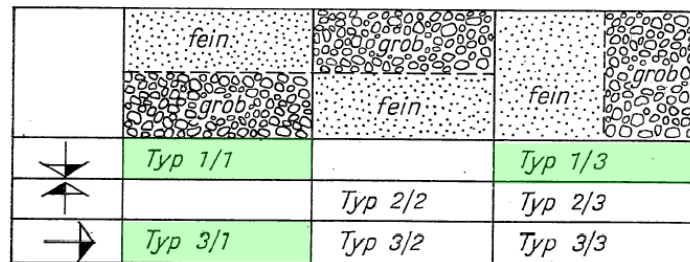
Der Nachweis der hydraulischen Kontakterosionssicherheit lautet:

$$\eta_{KE,H} = \frac{i_{I,krit}}{i_{I,vorh}}$$

$\eta_{KE,H}$  Sicherheit gegenüber hydraulischer Kontakterosion  
 $i_{I,vorh}$  hydraulischer Gradient im Basiserdstoff  $I$

#### 5.4.2.1 Typ 1/1 (Typ 1/3, Typ 3/1)

Laut *Busch/Luckner* wird für den Typ 1/1  $i_{KE,krit} \approx 0$  gefordert. Das bedeutet Kontakterosionsicherheit ist nur gegeben, wenn das geometrische Kontakterosionskriterium gegeben ist. Selbiges soll auch für Typ 1/3 und Typ 3/1 gelten [6].



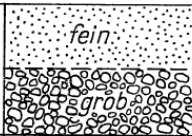
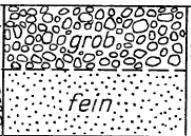
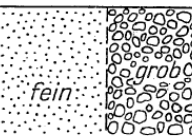


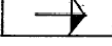
**Abb. 62: Grundtypen der Kontakterosion**

Quelle: [6]

#### 5.4.2.2 Typ 2/2

Dieser Typ der Kontakterosion kann dann eintreten, wenn die Strömungskraft größer wird als das Gewicht des unter Auftrieb stehenden Wassers. Dabei ist zu beachten, dass, in Abhängigkeit der Porosität der beiden Erdstoffe, an deren Grenze eine Stromröhrenkonzentration der Sickerwasserströmung stattfindet. Dies bedeutet, dass der Gradient  $i_{krit}$  an dieser Stelle größer sein kann als der mittlere hydraulische Gradient im Basiserdstoff. Diesem Umstand wird mit einem Faktor Rechnung getragen, der sich aus dem Verhältnis der Porositäten ermitteln lässt und für den für nichtbindige Erdstoffe zu  $\chi = 0,7$  bis  $0,8$  vorgeschlagen wird [37].



			
	Typ 1/1		Typ 1/3
		Typ 2/2	Typ 2/3
	Typ 3/1	Typ 3/2	Typ 3/3

**Abb. 63: Grundtypen der Kontaktterrosion**

Quelle: [6]

Damit ergibt sich für den kritischen hydraulischen Gradienten [6], [37]:

$$i_{I,krit} = \{0,7 \div 0,8\} * \frac{(1-n) * (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}$$

Dieses Kriterium wurde aus der Gleichung *Terzaghis* [59] für den hydraulischen Grundbruch entwickelt und mit dem Faktor  $\chi$  nach *Ziems* behaftet.

#### 5.4.2.2.1. Kriterium von *Izbaš*

$$i_{I,krit} = \frac{0,26 * d_{60,I}^2}{1,05 * d_{10,I}^2} * \left( 1 + 1000 * \frac{d_{60,I}^2}{d_{60,II}^2} \right)$$

$D_{10,I}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

$d_{60,I}$  Korngröße bei 60% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

$d_{60,II}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang des Filtererdstoffes

Zu diesem Kriterium merkt *Muckenthaler* in [37] an, dass *Ziems* in Versuchen niedrigere hydraulische Gradienten erhielt und dieser deshalb davon ausgeht, dass dieses Kriterium den physikalischen Sachverhalt nicht richtig erfasst.

#### 5.4.2.2.2. Kriterium von *Davidenkoff*

*Davidenkoff* setzt für die Ungleichförmigkeit  $U \approx 1$  (gleichförmige Erdstoffe) voraus und gibt das folgende Kriterium an [37]:

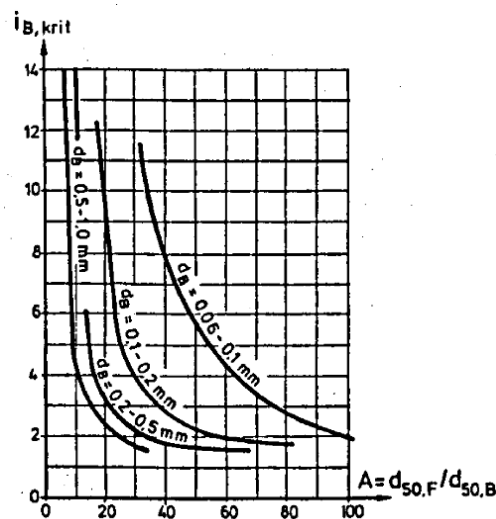
$$i_{I,krit} = 0,26 + \left( \frac{260}{\left( \frac{d_{60,II}}{d_{60,I}} \right)^2} \right)$$

$d_{60,I}$  Korngröße bei 60% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

$d_{60,II}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang des Filtererdstoffes

### 5.4.2.2.3. Kriterium von Zweck/Davidenkoff

*Zweck/Davidenkoff* geben ein empirisch ermitteltes Kriterium in Abhängigkeit des Abstandsverhältnisses  $A_{50}$  ( $d_{50,I} \equiv d_{50,B}$ ,  $d_{50,II} \equiv d_{50,F}$ ) und dem absoluten Korndurchmesser  $d_I \equiv d_B$  des Basiserdstoffes *I* an [37].



**Abb. 64: Kriterium nach Zweck/Davidenkoff**

Quelle: [37]

$d_{50,B}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

$d_{50,F}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Filtererdstoffes

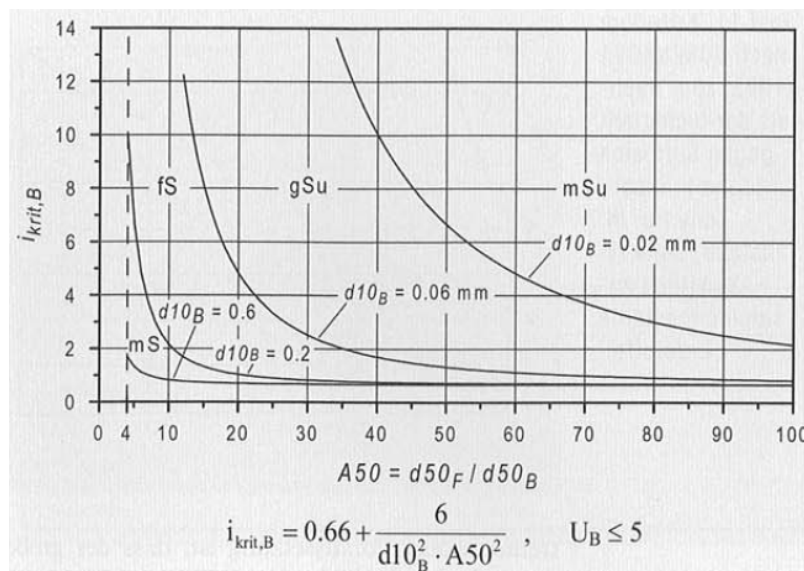
Zu diesem Kriterium bemerkt *Muckenthaler* in [37], dass *Ziems* dieses Bemessungsdiagramm für die Bemessung des Bruchgefälles  $i_{I,Bruch}$  hält. Da das Verhältnis des kritischen Gefälles zum Bruchgefälle ungefähr 1,5 bis 2 beträgt, schlägt *Zweck* daher für praktische Bemessung mit diesem Diagramm vor, eine Sicherheit von  $\eta=3$  einzuhalten.

#### 5.4.2.2.4. Kriterium von *Ziems*

*Ziems* gibt für Ungleichförmigkeitszahlen  $U_I \leq 5$ , beliebiges  $U_{II}$ , kugelige Kornform, locker gelagerte, gleichförmige Erdstoffe, pulsationsfreie Strömung, rein statische Beanspruchung und gleichmäßige Anströmung eine Beziehung für das kritische Gefälle an [6]. Diese Beziehung lautet [37]:

$$i_{I,krit} = 0,66 + \frac{6}{d_{10,I}^2 \cdot A_{50}^2}, \quad \text{mit } d_{10,I} \text{ in [mm]}$$

Für nachfolgende Abbildung gilt:  $d_{10,I} \equiv d_{10,B}$



**Abb. 65: Kritischer hydraulischer Gradient nach *Ziems***

Quelle: [46]

$d_{10,B}$  Korngröße bei 10% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

$d_{50,B}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

$d_{50,F}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Filtererdstoffes

#### 5.4.2.2.5. Kriterium von *Wittmann*

*Wittmann* stellt in Versuchen fest, dass der gemessene kritische hydraulische Gradient durchwegs kleiner ist als derjenige, der mit dem hydraulischen Grundbruchnachweis nach *Terzaghi* [59] ermittelt wird. Er teilt die angreifenden Kräfte in zwei Komponenten ein, den der am Grobskelett und den der am eingelagerten Sand angreift. Dies geschieht im Verhältnis der gewichteten Mittel der Kugeloberflächen der beiden Teilmaterialien zueinander. Die Gleichung dieses Verhältnisses lässt sich

aus den Massenprozenten und den zugehörigen Durchmessern der Kornverteilungslinie ermitteln und lautet [65]:

$$\frac{O_{II}}{O_I} = \frac{(1 - n_{II}) * \sum_{i=1}^m \frac{\Delta p_{m,i}}{d_{II,i}}}{n_{II} * (1 - n_I) * \sum_{i=1}^m \frac{\Delta p_{m,i}}{d_{I,i}}}$$

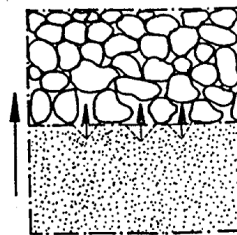
- $O_I$  Oberfläche des Basiserdstoffes (Feinteile)  
 $O_{II}$  Oberfläche des Filtererdstoffes (Grobskelett)  
 $n_I$  Porosität des Basiserdstoffes [-]  
 $n_{II}$  Porosität des Filtererdstoffes [-]  
 $\Delta p_{m,i}$  Massenprozent der Fraktion  $i$  [-]  
 $d_I$  Korndurchmesser der Fraktion  $i$  [L] (\*)

Der kritische Gradient ergibt sich so als Abwandlung der *Terzaghi*'schen Gleichung zu:

$$i_{krit} = \frac{(1 - n_I) * (\gamma_s - \gamma_w) * (1 + O_{II} / O_I)}{\gamma_w}$$

- $\gamma_s$  Wichte des wassergesättigten Materials [ML<sup>-2</sup>T<sup>-2</sup>] (\*)

*Wittmann* [65] benennt dieses Phänomen des Öffnens eines Porenkanals einen „hydraulischen Durchbruch“. Nachfolgende Abbildung soll diesen Begriff veranschaulichen:



**Abb. 66: Hydraulischer Durchbruch**

Quelle: [37]

(\* Wittmann verwendet als Einheitsangabe in seinen Formeln lediglich die Dimension. Dabei bedeuten: [L]...Länge, [M]...Masse, [T]...Zeit)

### 5.4.2.3 Typ 3/3 (Typ 2/3)

Das nachfolgende Kriterium wurde 1968 von *Zweck/Davidenkoff* für horizontale Durchströmung von vertikalen Schichtgrenzen (Typ 3/3) entwickelt und kann laut *Busch/Luckner* näherungsweise auch für Durchströmung Typ 2/3 verwendet werden [6].

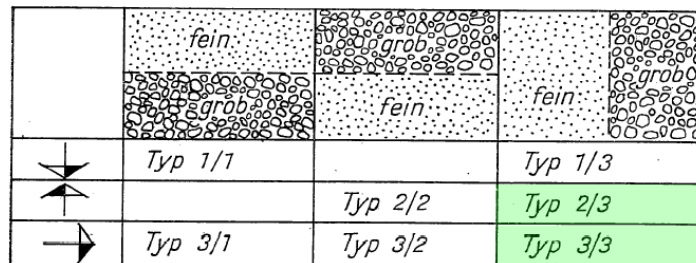


Abb. 67: Grundtypen der Kontakterosion

Quelle: [6]

### 5.4.2.3.1. Kriterium von *Zweck/Davidenkoff*

*Zeck/Davidenkoff* unterscheiden hier zwischen dem kritischen Gefälle, bei dem die Bewegung der Erdstoffteilchen beginnt und dem Bruchgefälle, bei dem Versagen der Erdstoffkombination. *Busch/Luckner* erwähnen in [6] als zusätzliche Nebenbedingungen zu  $U_I=U_{II}<2$ : „[...] keine Druckpulsation, keine Erschütterungen, keine bevorzugten Strömungswege und Einhaltung stationärer Strömungsverhältnisse.“

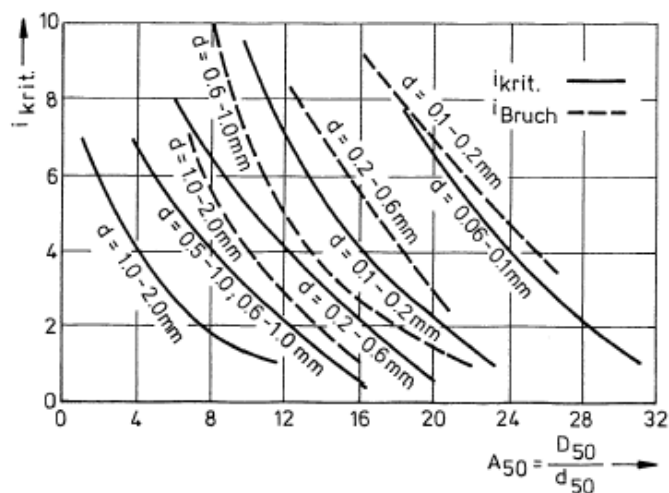


Abb. 68: Kritischer hydraulischer Gradient  $i_{krit}$  und Bruchgradient  $i_{Bruch}$  von *Zweck/Davidenkoff* für  $U_I=U_{II}<2$

Quelle: [65]

$d_{50}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

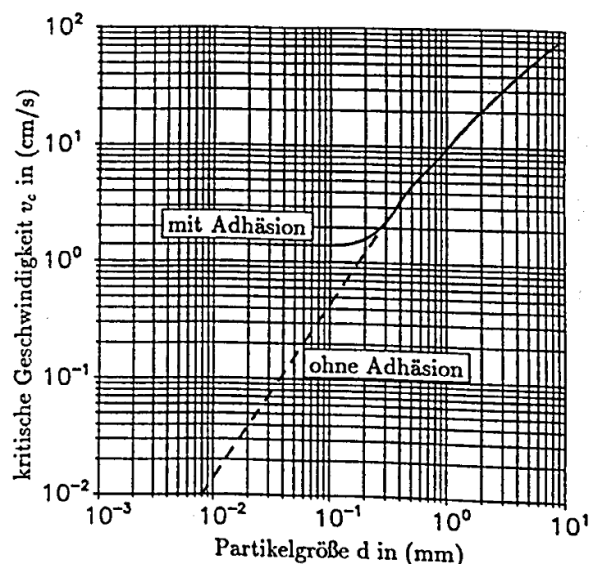
$D_{50}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Filtererdstoffes

Aus diesem Diagramm lässt sich für feste Werte von  $A_{50}$  ein hydraulischer Gradient  $i_{krit}$  ermitteln, bei dem erste Bewegungen von Partikeln mit gewissen Durchmessern  $d$  auftreten. Dies würde praktisch einem hydraulischen „No-Erosion“-Kriterium entsprechen.

Man erkennt weiters, dass für große Werte von  $A_{50}$  die kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  nahezu mit den Bruchgradienten  $i_{Brucht}$  übereinstimmen, während sie sich bei kleineren Werten von  $A_{50}$  in steigendem Maße unterscheiden.

#### 5.4.2.3.2. Kriterium nach Muckenthaler

*Muckenthaler* empfiehlt einen Ansatz aus mehreren von ihm erweiterten phänomenologischen Ansätzen zur hydrodynamischen Bodendeformation. Dieser beruht auf der kritischen Strömungsgeschwindigkeit für Sedimentbewegung an Gewässersohlen nach *Shields* und *Bonnefille*. Erweitert wurde dieser Ansatz durch das nichtlineare Widerstandsgesetz von *Kovacs* (siehe Kapitel 4.4.4.1). *Muckenthaler* ermittelt so eine kritische Fließgeschwindigkeit, ab der ein Partikel des Durchmessers  $d$  bewegt wird [37].

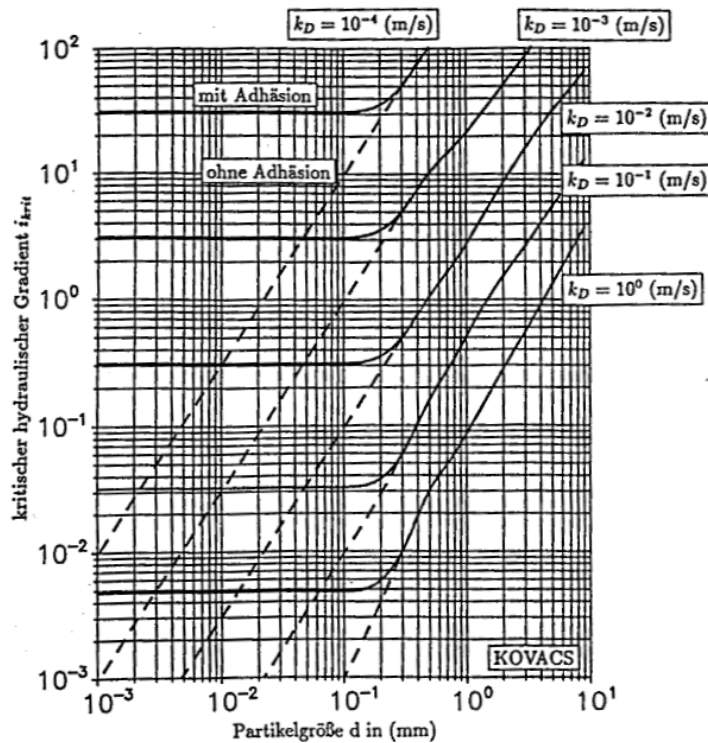


**Abb. 69:** Kritische Fließgeschwindigkeit  $v_c$  in Abhängigkeit von der Partikelgröße  $d$

Quelle: [37]

Wird dieses Diagramm mithilfe des nichtlinearen Widerstandsgesetzes von *Kovacs* in

kritische Gradienten in Abhängigkeit von den Partikeldurchmessern umgerechnet, erhält man [37]:



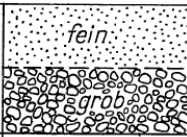
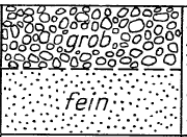
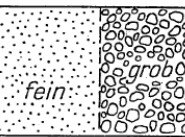


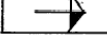
**Abb. 70: Kritischer hydr. Gradient für Partikeltransport bei horizontaler Strömung in Abhängigkeit der Partikelgröße  $d$  und der Durchlässigkeit  $k_D$  des Grobskelettes für  $n=0,35$  und,  $T=2/\pi$**

Quelle: [37]

Einen großen Einfluss auf dieses Kriterium haben natürlich geometrische Effekte. Diese treten ein, wenn der Partikeldurchmesser des Basiserdstoffes den minimalen Porendurchmesser des Filtererdstoffes überschreitet. Weiters ist zu beachten, dass der Durchlässigkeitsbeiwert der bevorzugten Wasserwege im Erdstoff maßgeblich ist, welcher um bis zu einer Zehnerpotenz vom Durchlässigkeitswert des betrachteten Bodengemisches abweichen kann.

Praktisch kann mit diesem Kriterium für Kleinst- und Größtkorn ( $d=d_{0\%}$ , bzw.  $d=d_{100\%}$ ) des Basiserdstoffes und dem  $k_D$ -Wert des Filtermaterials die Ober- und Untergrenze des hydraulischen Gradienten abgeschätzt werden. Es kann auch auf das Suffosionsphänomen angewandt werden, wobei dann der  $k_D$ -Wert des Grobskelettes anzunehmen ist.

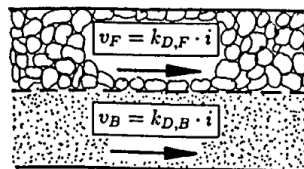
#### 5.4.2.4 Typ 3/2

			
	Typ 1/1		Typ 1/3
		Typ 2/2	Typ 2/3
	Typ 3/1	Typ 3/2	Typ 3/3

**Abb. 71: Grundtypen der Kontaktrosion**

Quelle: [6]

*Busch/Luckner* erwähnen in [6], dass für den Typ 3/2 im Allgemeinen die gleichen Beziehungen wie für Typ 2/2 gelten. *Muckenthaler* hingegen nennt in [37] eine Reihe von Kriterien, die im Folgenden erläutert werden sollen.



**Abb. 72: Schichtenparallele Durchströmung**

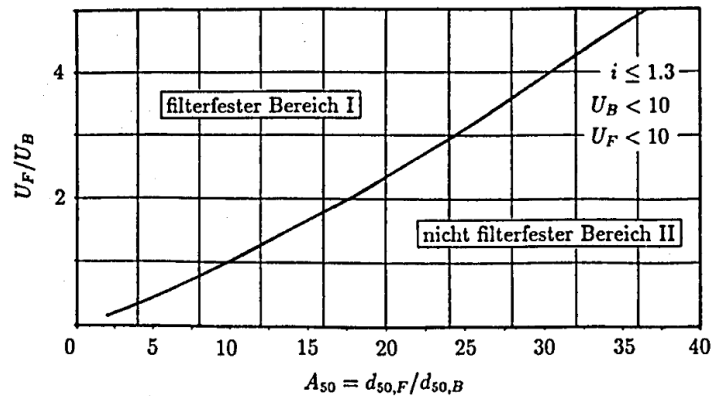
Quelle: [37]

Prinzipiell ist zu dieser Art der Kontaktrosion mit horizontaler, schichtenparalleler Durchströmung anzumerken, dass die Suffosion bereits durch sehr niedrige hydraulische Gradienten ausgelöst wird. Im Gegensatz zu den oben angegebenen kritischen hydraulischen Gradienten beziehen sich die Folgenden auf den Filtererdstoff [37].

#### 5.4.2.4.1. Kriterium von *Istomina*

Das Kriterium von *Istomina* basiert auf der Annahme, dass bei einer Sicherheit von  $\eta_h=1,5$  ein kritischer hydraulischer Gradient im Filtermaterial von  $i_{F,krit}=1,3$  maßgebend ist [37].





**Abb. 73: Dimensionierung des Filters nach Istomina**

Quelle: [37]

- $d_{50,F}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Filtererdstoffes
- $d_{50,B}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Basiserdstoffes
- $U_F$  Ungleichförmigkeitszahl Filtererdstoffes
- $U_B$  Ungleichförmigkeitszahl Basiserdstoffes

*Muckenthaler* schreibt in [37], dass dieses Kriterium nur als grobe Näherung angesehen werden kann, da es allein die Ungleichförmigkeit berücksichtigt und dies die Realität nicht in ausreichendem Maße widerspiegeln kann.

#### 5.4.2.4.2. Kriterium von *Graauw* et al.

*Graauw* et. al. geben für den kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{II,krit}$  im Filtererdstoff eine empirisch ermittelte Formel an [37]:

$$i_{II,krit} = \left[ \frac{0,06}{n_{II}^3 * d_{15,II}^{4/3}} + \frac{n_{II}^{5/3} * d_{15,II}^{1/3}}{1000 * d_{50,I}^{5/3}} \right] * v_{*cr}^2$$

- $v_{*cr}$  kritische Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]
- $n_{II}$  Porosität des Filtererdstoffes [-]
- $d_{15,II}$  Korngröße bei 15% Siebdurchgang des Filtererdstoffes [m]
- $d_{50,I}$  Korngröße bei 50% Siebdurchgang des Basiserdstoffes [m]

Die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit  $v_{*cr}$  [m/s] des Basiserdstoffes wird aus dem *Shields*-Diagramm abgeleitet und ergibt sich zu [37]:

$$v_{*cr} = 1,3 * d_{50,I}^{0,57} + 8,3 * 10^{-8} * d_{50,I}^{-1,2}$$

*Muckenthaler* [37] erwähnt, dass dieses Kriterium „sehr kritisch“ ist und vor allem bei kleinen Abstandsverhältnissen zu kleine Gradienten erhalten werden.

#### 5.4.2.4.3. Kriterium von *Brauns*

*Brauns* entwickelt sein Kontakterosionskriterium aufgrund der Erkenntnis, dass sich bei großem Abstandsverhältnis die Kontakterosion ähnlich der äußeren Erosion abläuft. Er führt dazu den Faktor  $\kappa = n_{II} * d_{15,II} / d_{85,I}$  ein, mit dem er im Zusammenhang mit der von ihm entwickelten kritischen *Froude*-zahl die Gültigkeitsgrenze seines Kriteriums definiert [37].

$$\kappa = n_{II} * \frac{d_{15,II}}{d_{85,I}}$$

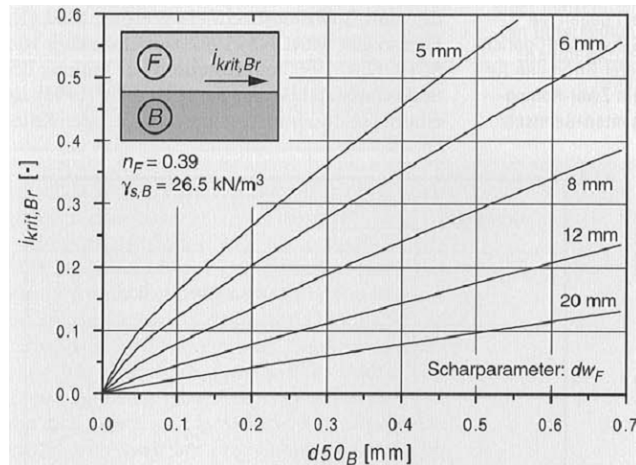
$n_{II}$  Porosität des Filtererdstoffes [-]

$d_{15,II}$  Korngröße bei 15% Siebdurchgang des Filtererdstoffes [m]

$d_{85,I}$  Korngröße bei 85% Siebdurchgang des Basiserdstoffes [m]

Die Gültigkeitsgrenzen sind laut *Muckenthaler* [37] mit  $\kappa < 10$  festgelegt, und geometrische Filterstabilität ist bis  $\kappa \leq 3$  gegeben. Im Bereich  $3 < \kappa < 10$  kommt es zu konkurrierenden hydraulischen und geometrischen Effekten, daher wird dieser als Übergangsbereich bezeichnet. Nach *Saucke* in [46] ist die Erweiterung des Filterstabilen Bereiches im Sinne der „sicheren Seite“ zulässig. Der Filterstabile Bereich kann somit auf  $\kappa < 10$  erweitert werden.

Als Eingangsparameter in untenstehender Abbildung dient der wirksame Korndurchmesser  $d_w$  (siehe Kapitel 3.1.1) und der Korndurchmesser  $d_{50,I} \equiv d_{50,B}$  des Basiserdstoffes.



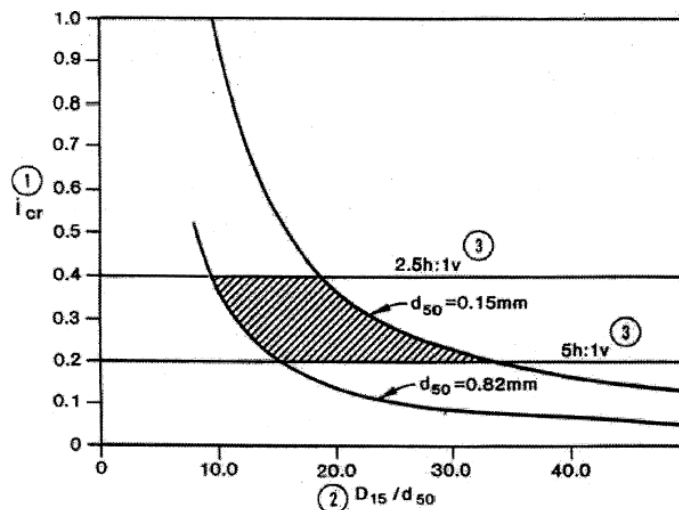
**Abb. 74: Kriterium von Brauns für einkörnige Erdstoffe ( $U=2$ ), für  $n=0,39$  und  $\gamma_{s,B}=26,5\text{kN/m}^3$**

Quelle: [46]

$i_{krit,Br}$  kritischer hydraulischer Gradient (ohne Sicherheit)  
 $n$  Porosität des Filtermaterials  
 $\gamma_{s,B}$  Raumwichte des Basismaterials

#### 5.4.2.4.4. Kriterium von Bakker

Dieses Kriterium wurde in den Niederlanden mit den dort üblichen Sanden entwickelt, da das Kriterium nach *Terzaghi* zu konservativen Filtern lieferte [22].



**Abb. 75: Kritischer hydraulischer Gradient bei schichtparalleler Strömung nach Bakker**

Quelle: [22]

1 kritischer hydraulischer Gradient

- 2 Verhältnisswert  $d_{15,Filter}/d_{50,Basis}$
- 3 Neigung der Grenzfläche Filter/Basis

Fell et al. [11] warnen davor, einen Filter mit dieser Methode zu bemessen, der, falls er versagt und Erosion eintritt, nicht einfach repariert werden kann.

#### 5.4.2.4.5. Kriterium von Bezuijen

Bezuijen entwickelte im Zusammenhang mit der Bemessung des wasserseitigen Deckwerks aus Versuchen in einer Rinne dieses Kriterium. In seinen Versuchen wurde die Neigung der Grenzfläche der zu untersuchenden Materialien variiert und so ein Bemessungsdiagramm erstellt [46].

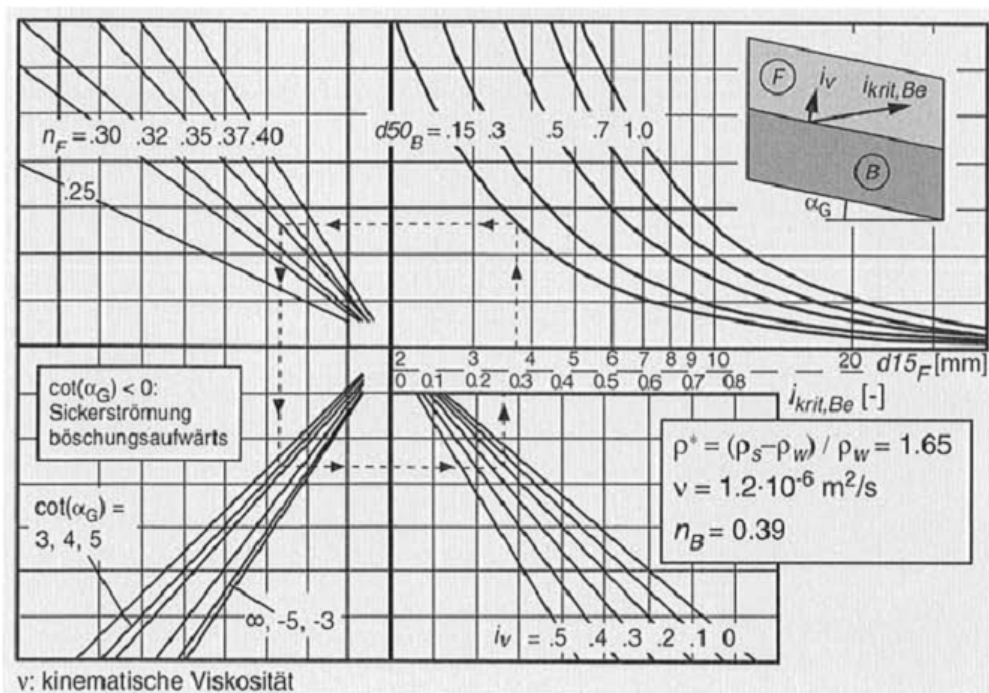


Abb. 76: Kriterium von Bezuijen

Quelle: [46]

$d_{15_F}$  Korngröße bei 15% Siebdurchgang des Filtererdstoffes [mm]

$d_{50_B}$  Korngröße bei 15% Siebdurchgang des Basiserdstoffes [mm]

$n_F$  Porosität des Filtermaterials [-]

$\alpha_G$  Winkel der Grenzfläche gegen die Horizontale [°]

Eingangswerte für das Bemessungsdiagramm sind der Durchmesser  $d_{15_F}$  des Filtermaterials,  $d_{50_B}$  des Basismaterials, die Porosität des Filtermaterials  $n_F$  und die Neigung der Grenzfläche gegen die Horizontale  $\alpha_G$ . Dem Bemessungsdiagramm kann

daraus der kritische Gesamtgradient  $i_{krit,Be}$  abgelesen werden, der jedoch noch keine Sicherheit enthält [46].

## 5.5 Kolmation

Kolmation bedeutet die Anlagerung der durch Strömungskraft transportierten Teilchen des feinen Materials, in den Porenängen des größeren Materials und stellt somit die Umkehrung der Suffosion dar. Dies wird teilweise gezielt zu Abdichtungszwecken angewandt [37].

Bei der Kolmation lagern sich zunächst gröbere Teilchen in den Porenengstellen der Porenkanäle ab und verengen diese zusehens, sodass sich immer feinere Teilchen verklemmen können. Damit einher geht eine Verringerung der Porosität, des Durchlässigkeitsbeiwertes und eine Erhöhung der Lagerungsdichte des Materials, in dem sich die Teilchen anlagern [6].

Die Idee hinter geometrischen Kolmationskriterien ist wieder der Vergleich von Porenkanaldurchmesser des Filternden Materials mit den Durchmessern der transportierten Teilchen. Dabei soll durch das geometrische Kolmationskriterium sichergestellt sein, dass die größten transportierten Teilchen die Porenkanäle passieren können.

Das hydraulische Kriterium soll sicherstellen, dass genug Strömungsdruck vorhanden ist, dass die Bodenteilchen transportiert werden können. Dabei wird ein vorhandenes hydraulisches Gefälle mit einem kritischen hydraulischen Gefälle verglichen [6].

Für eine genauere Behandlung geometrischer und hydraulischer Kolmationskriterien wird auf *Busch/Luckner* [6] verwiesen.

## 5.6 Ermittlung der Erosionsrate von Dammbaumaterialien

*Wan* und *Fell* haben in [63] die Charakteristiken der Erosion mit Hilfe des Erosionsratenindex beschreiben. Damit lassen sich die Rate der Erosion und die kritische Scherspannung beschreiben, bei der Erosion beginnt. Im folgenden Kapitel wird die von *Wan* und *Fell* entwickelte Vorgehensweise in gekürzter Form vorgestellt.

Dazu versuchen *Wan* und *Fell* die Erosion in Rissen zufolge verschiedener Ursachen (siehe Kapitel 5.7) mit Labortests nachzubilden. Der „hole erosion test“ (HET) und der „slot erosion test“ (SET) wurden zu diesem Zweck entwickelt und wurden zum Ermitteln der oben genannten Erosionsrate, der kritischen Scherspannung und den Zusammenhängen zu anderen Bodenkennwerten herangezogen. Bei beiden Versuchsanordnungen werden Bodenproben mit vorgeformten Löchern/Schlitz

durchströmt.

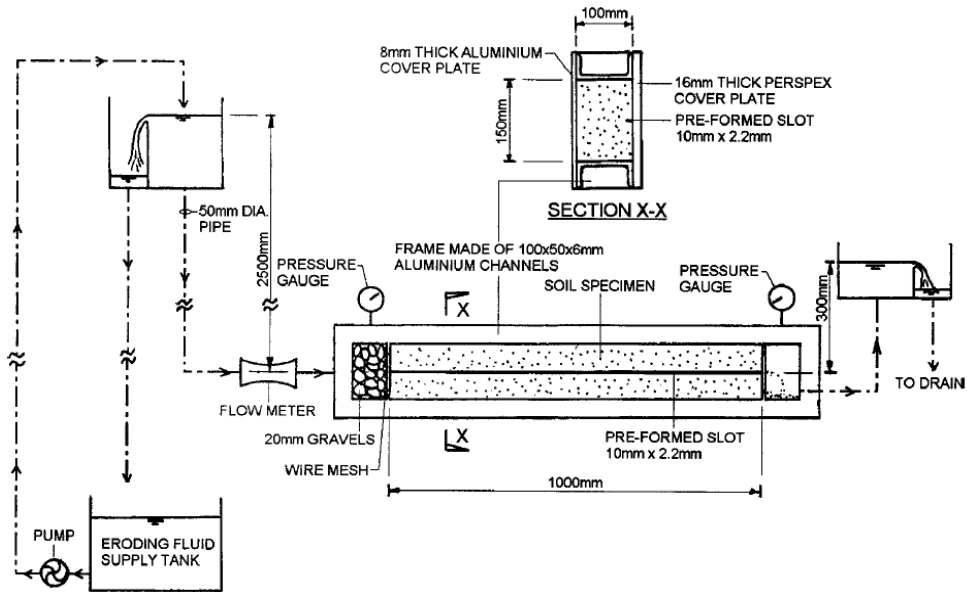


Abb. 77: Schema des SET

Quelle: [63]

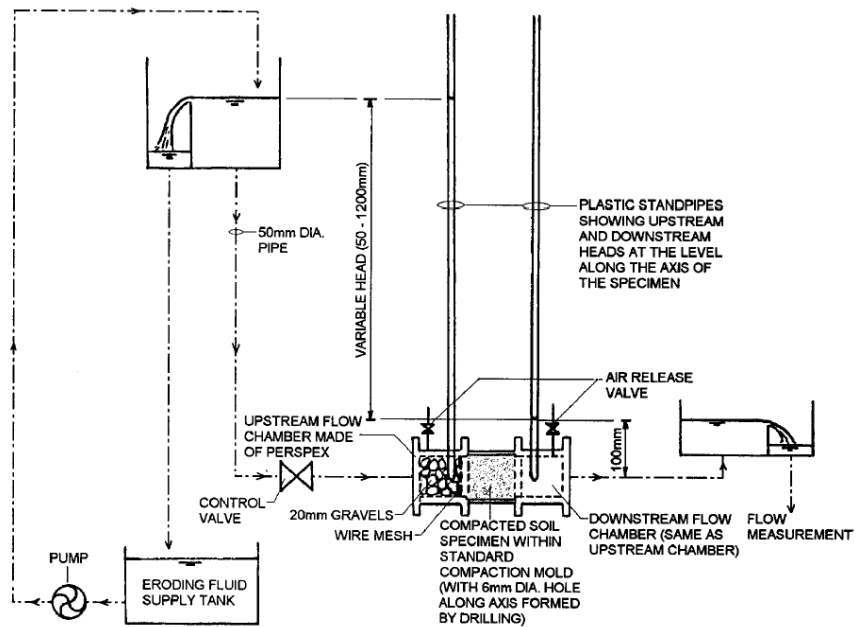


Abb. 78: Schema des HET

Quelle: [63]

Es wurde ein annähernd linearer Zusammenhang der Erosionsrate und der aufgebrachten hydraulischen Scherspannung gefunden:

$$\dot{\varepsilon}_t = C_e * (\tau_t - \tau_c)$$

- $\dot{\varepsilon}_t$  Erosionsrate pro Flächeneinheit des Loches zum Zeitpunkt  $t$  [kg/s/m<sup>2</sup>]  
 $C_e$  Proportionalitätskonstante [s/m]  
 $\tau_t$  hydraulische Schubspannung entlang des Loches/Schlitzes zum Zeitpunkt  $t$  [N/m<sup>2</sup>]  
 $\tau_c$  kritische Schubspannung [N/m<sup>2</sup>]

*Wan* und *Fell* definieren den Erosionsratenindex  $I$  zu:

$$I = -\log(C_e)$$

Dieser Index kann von 0 bis 6 (siehe Abb. 79) variieren, wobei ein kleiner  $I$  – Wert einen schnell erodierbaren Boden kennzeichnet. Für den „hole erosion test“ (HET) wird der Index  $I_{HET}$  und für den „slot erosion test“ (SET)  $I_{SET}$  genannt.

Group number	Erosion rate index	Description
1	<2	Extremely rapid
2	2–3	Very rapid
3	3–4	Moderately rapid
4	4–5	Moderately slow
5	5–6	Very slow
6	>6	Extremely slow

**Abb. 79: Qualitative Beschreibung des Erosionsratenindex**

Quelle: [63]

Wird bei den Versuchen die Wasserdruckhöhe variiert, kann die Schubspannung  $\tau_0$  ermittelt werden, bei der das erste Mal Erosion auftritt. Sie wird von *Wan* und *Fell* „initial shear stress“ genannt und wird von *Perzmaier* und *Haselsteiner* mit „kritische Schubspannung bei Erosionsbeginn“ übersetzt.

Führt man die Versuche an Proben durch, die mit optimalem Wassergehalt und bei 95% der Proctordichte eingebaut wurden, dann werden die Werte Repräsentativer Erosionsratenindex  $\tilde{I}$  und Repräsentative Kritische Schubspannung bei Erosionsbeginn  $\tilde{\tau}_0$  genannt.

*Wan* und *Fell* empfehlen aufgrund guter Übereinstimmung der Ergebnisse der zwei verschiedenen Versuchsaufbauten, den preislichen Unterschieden und der benötigten Materialmenge den „hole erosion test“ (HET).

Der Erosionsratenindex ist stark abhängig vom Verdichtungsgrad und dem Wassergehalt. In den meisten der von *Wan* und *Fell* durchgeführten Versuchen erreichten diejenigen Bodenproben, die zu einer hohen Trockendichte und auf der „nassen Seite“ des optimalen Wassergehaltes eingebaut wurden, einen höheren Erosionsratenindex, also einen stärkeren Widerstand gegen Erosion.

Obwohl eine gute Korrelation zwischen Erosionsratenindex und den Bodenparametern generell nicht erkennbar war, geben *Wan* und *Fell* eine Formel zur Abschätzung des  $\hat{I}_{HET}$  an:

Für grobkörnige Böden:

$$\hat{I}_{HET} = 6,62 - 0,016 * \rho_d - 0,10 * \rho_d / \rho_{d,max} - 0,044 * w - 0,074 * \Delta w_r + 0,11 * S + 0,061 * M_{d<0,005}$$

$\rho_d$	Trockendichte des Bodens [Mg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_d / \rho_{d,max}$	Maß der Verdichtung [%]
$w$	Wassergehalt [%]
$\Delta w_r$	Wasseranteil [%], ( $\Delta w_r = (w - w_{opt}) / w_{opt} * 100\%$ )
$w_{opt}$	optimaler Wassergehalt [%]
$S$	Sättigungsgrad [%]
$M_{d<0,005}$	Masseanteil der Korndurchmesser $d < 0,005$ mm [%]

$$\begin{aligned} \hat{I}_{HET} = & -10,20 + 9,57 * \rho_d - 0,042 * \rho_d / \rho_{d,max} + 0,10 * w + 0,0097 * \Delta w_r \\ & - 0,0056 * M_{d<0,075} + 0,042 * M_{d<0,005} - 0,090 * w_L + 0,11 * I_p + 0,44 * PHT \end{aligned}$$

$M_{d<0,075}$	Masseanteil der Korndurchmesser $d < 0,075$ mm [%]
$w_L$	Fließgrenze [%]
$I_p$	Plastizitätszahl [%]
$PHT$	Klassifikation aus „Pine-Hole-test“ (siehe Kapitel 3.1.7) in Zahlen ausgedrückt (1 für D1, 2 für D2, 3 für PD1, ..., 6 für ND1)

Beide Formeln stellen keinen Ersatz für die Ausführung von Versuchen dar und werden von den Autoren nicht für dispersive Böden empfohlen, wenn das Wasser im Reservoir destilliertem Wasser ähnelt und den Dispersionsprozess nicht behindert.



### 5.7 Systemansatz nach *Foster/Fell*

Der Systemansatz nach *Foster/Fell* wurde entwickelt, um die Prozesse der hydrodynamischen Bodendeformation besser zu verstehen und einordnen zu können und somit die Versagenswahrscheinlichkeit bestehender Dämme unter Verwendung prozessbasierter Ereignisbäume vergleichen zu können [42].

Der Vorgang der Inneren Erosion versteht sich also als Aneinanderreihung mehrerer Teilprozesse [11], [13], [42]:

- Erosionsbeginn
- Erosionsentwicklung
- Erosionsfortschritt
- Versagen

Damit Innere Erosion und *piping* stattfinden können, müssen nach *Fell* et al. in [11] im Allgemeinen vier Bedingungen erfüllt sein:

- Es muss ein Sickerwasserweg und eine Wasserquelle vorhanden sein
- In diesem Sickerweg muss erodierbares Material vorhanden sein, das durch die vorherrschende Strömung transportiert wird
- Es muss eine ungeschützte Austrittsstelle vorhanden sein (offen, ungefiltert), durch die das erodierte Material austreten kann
- Damit die Erosionsröhre nicht kollabiert, muss der Erdstoff bzw. das Material direkt über der Röhre ausreichend standfest sein.

Eine wichtige Zusammenstellung der Teilphasen mit den zugehörigen Kriterien bieten *Perzlmair* und *Haselsteiner* in [42]. Eine genauere Betrachtung der einzelnen Phasen folgt im Anschluss.

FRAGEN	PHASEN	KRITERIEN
Können Bodenpartikel in Bewegung geraten?	<b>Erosionsbeginn durch:</b> - rückschreitende Erosion (Oberfläche/Schichtgrenze) - lokale Leckage (im Dichtungselement/an Bauwerken) - Suffosion (Eigenstabilität der Böden)	Überwachung Suffosionskriterien
Kommt der Transport von Bodenpartikeln zum Erliegen oder schreitet er fort?	<b>Erosionsentwicklung:</b> - keine Erosion - etwas Erosion - ausgeprägte Erosion - fortschreitende Erosion - keine Filter	Filterwirksamkeit geometrische Kriterien hydraulische Kriterien
Welche Folgen hat ein progressiver Austrag von Bodenpartikeln?	<b>Erosionsfortschritt:</b> - Erosionsröhrenstabilität - Erosionsröhrenvergrößerung - Setzungen/Setzungstrichter - Durchströmungsbehinderung (Stützkörper)	Standfestigkeit (Feinanteil/Bauwerke) Erodierbarkeit/Erosionsrate Gegenmaßnahmen Überwachung
Welche Mechanismen führen wie schnell zum Versagen?	<b>Versagen:</b> - Vergrößerung der Erosionsröhre - Kronensetzung mit Überströmung - Böschungsbruch mit Überströmung	Dauer Abflussdrosselung Notmaßnahmen

**Tab. 7 : Fragen, Phasen und Kriterien im Systemansatz nach Foster/Fell**

Quelle: [42]

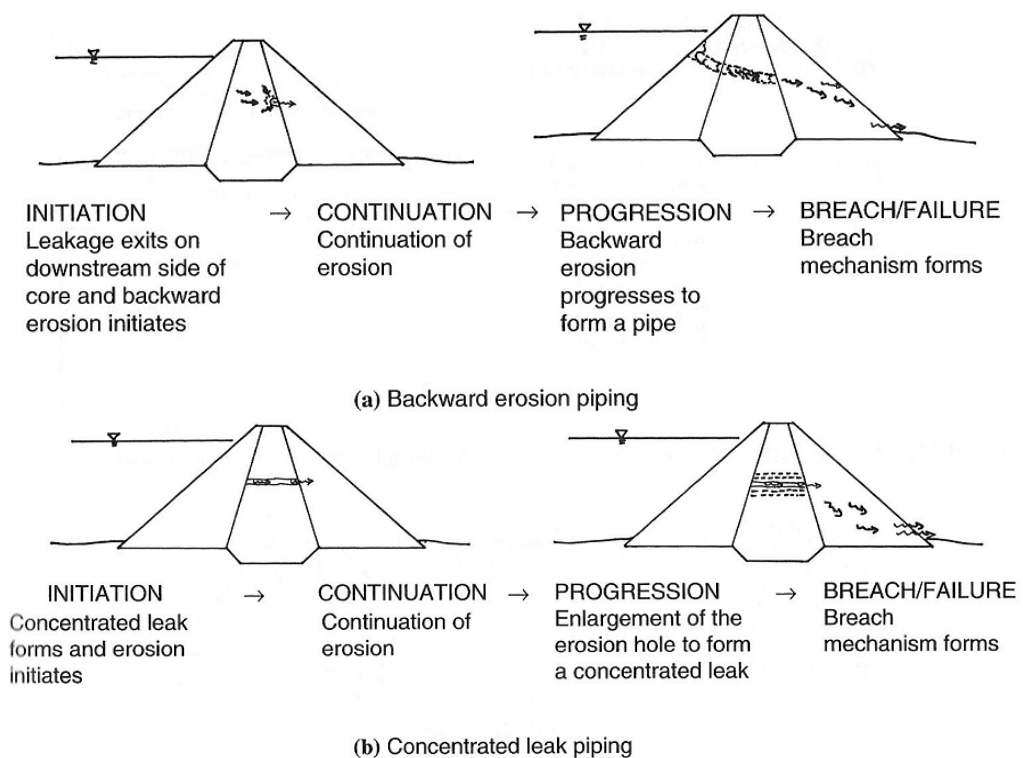
Bemerkung:

Für eine umfassende Zusammenstellung beeinflussender Faktoren und die Abarbeitung der verschiedenen Versagenstypen, wie in Kapitel 5.7.1 bis 5.7.3 beschrieben, in Ereignisbäumen wird auf das umfassende Dammbau-Standardwerk von *Fell, MacGregor, Stapledon* und *Bell* [11] verwiesen. Ein Auszug daraus ist für die verschiedenen Versagensvarianten in Anhang I, Anhang J und Anhang K gegeben.

### 5.7.1 Erosionsröhre im Dammkörper

*Perzлмаier* und *Haselsteiner* [42] zitieren *Foster* und schreiben: „Bei Staudämmen tritt hydrodynamische Bodendeformation im Dammkörper [...] doppelt so häufig auf als im Untergrund und zwanzigmal häufiger als vom Damm in den Untergrund. Rund zwei Drittel der ausgewerteten Versagensereignisse treten in den ersten fünf Betriebsjahren auf.“

Die Erosion wird eingeleitet durch rückschreitende Erosion von einem Austrittspunkt des Sickerwassers aus, einem Riss, der von der Wasserseite bis zur Austrittsstelle reicht und an dessen Wandungen die Erosion einsetzen kann, oder durch Suffosion [11].



**Abb. 80: Systemansatz für *piping* im Bereich der Dammkörpers nach Foster**

Quelle: [34]

Eine Zusammenstellung der typischen Erosionsraten und Möglichkeiten und Schwierigkeiten bei der Entdeckung dieser Versagensvariante ist in Anhang I gegeben.

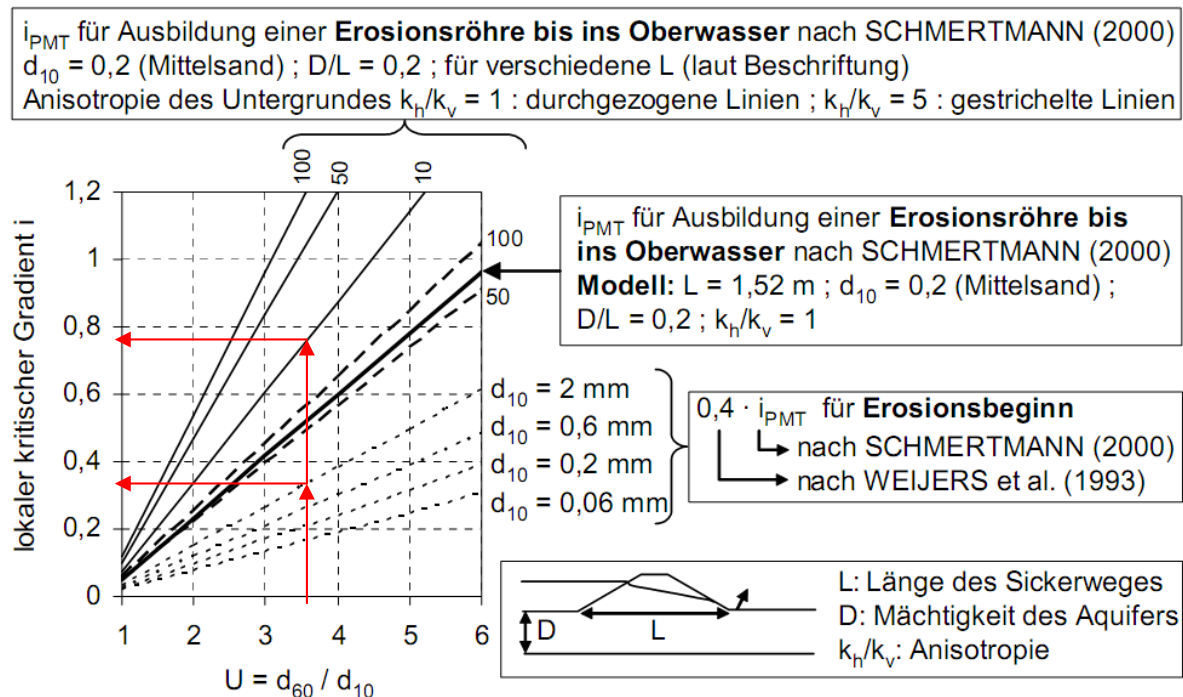
### 5.7.1.1 Erosionsbeginn

Wie in der Einleitung zu Kapitel 5.7.1 beschrieben, kann der Erosionsbeginn durch verschiedene Prozesse eingeleitet werden.

#### 5.7.1.1.1. Erosionsbeginn durch rückschreitende Erosion

Rückschreitende Erosion hat ihren Ursprung an der Austrittsstelle des Sickerwassers auf der luftseitigen Dammböschung und hängt vom hydraulischen Gradienten an dieser Stelle ab. Ist hydraulischer Grundbruch ab hydraulischen Gradienten von 1 bis 1,4 zu erwarten, so kann rückschreitende Erosion schon bei deutlich kleineren Gradienten einsetzen, wobei dieser kritische hydraulische Gradient stark von der Ungleichförmigkeit und den Korndurchmessern beeinflusst wird. Die rückschreitende Erosion kann bereits bei 40% des Gradienten beginnen, der erforderlich ist, um die

Erosionsröhre bis ins Oberwasser auszubilden [42].



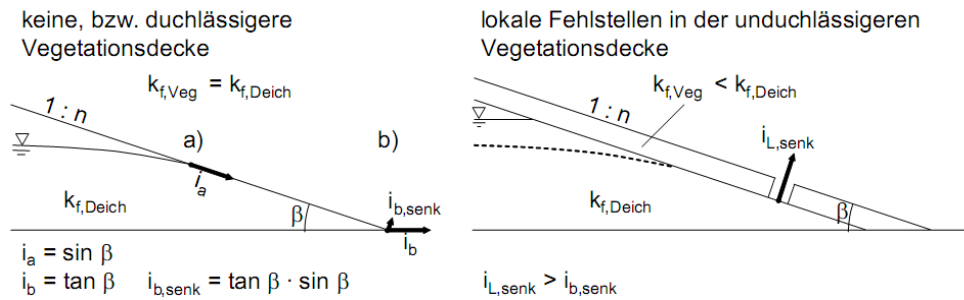
**Abb. 81: Lokale kritische hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion nach Schmertmann**

Quelle: [42]

Aus voranstehender Abbildung lässt sich der hydraulische Gradient  $i_{PMT}$  abschätzen, der zur Ausbildung einer Erosionsröhre bis ins Oberwasser erforderlich ist. Eingangswert dafür ist die Sickerweglänge  $L$ , die in obiger Abbildung einmal für isotrope Verhältnisse ( $k_h/k_v=1$ ) in durchgezogenen Linien und einmal für anisotrope Verhältnisse ( $k_h/k_v=5$ ) in gestrichelten Linien dargestellt ist. Mit der bekannten Ungleichförmigkeitszahl  $U$  ergibt sich ein Schnittpunkt im Diagramm, der den hydraulischen Gradienten  $i_{PMT}$  definiert. Der hydraulische Gradient, der für den Erosionsbeginn nötig ist, ergibt sich in Abhängigkeit des Durchmessers  $d_{10}$  als  $i=0,4 \cdot i_{PMT}$ . (Beispielhaft wurde in das Diagramm die Ermittlung für folgende Werte eingetragen:  $U=3,6$ ,  $L=10$ m,  $d_{10}=2$ mm).

Bei Austritt der Sickerlinie an der Dammböschung muss die lokale Standsicherheit erfüllt sein. Wenn man annimmt, dass das Sickerwasser am obersten Austrittspunkt parallel zur Böschung strömt bzw. tangential zur Böschung austritt und am Böschungsfuß unter der Annahme von dichtem Untergrund horizontal austritt, dann können nach *Davidenkoff* [9] die vorhandenen lokalen hydraulischen Gradienten wie in untenstehender Abbildung links dargestellt ermittelt werden [42].

Ist eine undurchlässigere Vegetationsdecke vorhanden, dann sind bei Fehlstellen größere lokale hydraulische Gradienten möglich. Diese entstehen durch das Ansteigen der Sickerlinie und machen die rückschreitende Erosion wahrscheinlicher [42].



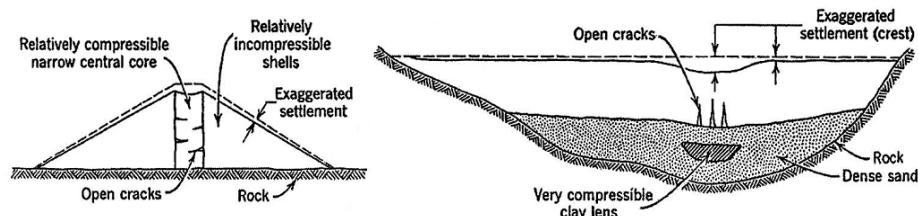
**Abb. 82: Hydraulische Gradienten am Austrittspunkt der Sickerlinie**

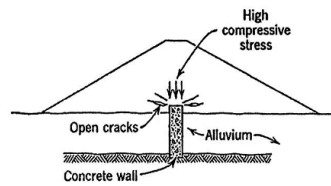
Quelle: [42]

### 5.7.1.1.2. Erosionsbeginn durch konzentrierte Leckagen

Die Ausbildung einer Erosionsröhre kann auch durch konzentrierte Leckagen initiiert werden. Das bedeutet Risse in bindigen Erdstoffen, Fehlstellen in Dichtungselementen oder in Zonen erhöhter Durchlässigkeit [11], [42].

Risse in bindigen Erdstoffen können viele Gründe haben und müssen laut *Sherard et al.* [51] und *Kutzner* [56] nicht zwangsweise auf schlechte Ausführung hinweisen. Setzungsunterschiede (siehe Abb. 83), Austrocknung, Frosteinwirkung, Hydraulic Fracturing oder Kontaktstellen zu Massivbauwerken sind dabei vorrangig zu nennen [11], [42].



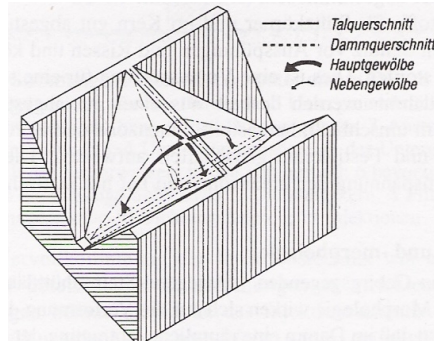


**Abb. 83: Rissbildung zufolge differentiellen Setzungen im Dammkörper**

Quelle: [34]

In den meisten Fällen wirken laut *Kutzner* [56] jedoch gleich mehrere dieser Ursachen zusammen, da zum Beispiel differentielle Setzungen und Gewölbebildung und die daraus resultierende Abnahme der Erddrücke bzw. Rissbildung den Vorgang des hydraulischen Aufreißens begünstigen.

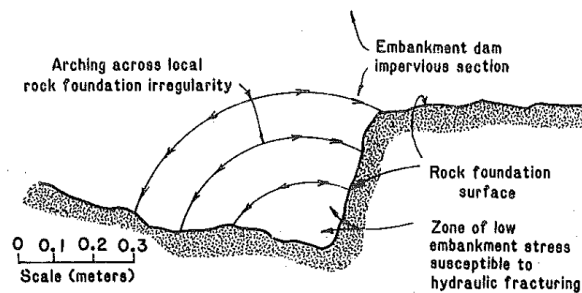
So ist zum Beispiel die Form des Tales, in dem der Damm errichtet wird, ein wichtiger Faktor. Enge, tiefe Täler bewirken eine Gewölbebildung, sodass die Lastabtragung über die Talflanken erfolgt (siehe Abb. 84). Laut *Fell* [11] et al. erhöht so ein enges, tiefes Tal (steiler als 0,25H:1V) die Gefahr von Rissbildung und hydraulisches Aufreißen.



**Abb. 84: Gewölbebildung in engen Tälern**

Quelle: [56]

Auch die Gegebenheiten in der Aufstandsfläche können zu lokalen Gewölbebildungen führen, die Hydraulic Fracturing begünstigen (siehe Abb. 85) [53].



**Abb. 85: Lokale Gewölbebildung in der Dammaufstandsfläche**

Quelle: [53]

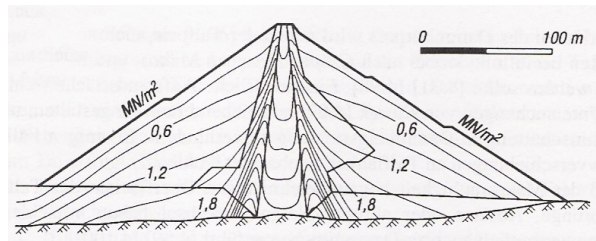
Prinzipiell weist laut *Kutzner* [31] die Ausbildung eines Gewölbes auf schlechte Verdichtung hin. Weiters schreibt er, dass zu trocken eingebautes Material keine ausreichende Zugfestigkeit entwickelt, um eine Art von wasserdruckbedingten Spröbruch zu verhindern. *Fell et al.* präzisieren in [11] und nennen eine Verdichtung unter 95% der Proctordichte, den Wassereinbauegehalt mit mehr als 3% unter dem optimalen Wassereinbauegehalt als rissfördernd.

Aus Erfahrungen von *Sherard* [53] kann außerdem darauf geschlossen werden, dass die Schlusssektion des Dammes, durch die während der Bauzeit das Gewässer fließt, eine weitere kritische Stelle der Gewölbebildung darstellt. *Fell et al.* [11] sehen es als problematisch an, wenn frisches Material an dieser Stelle erst lange Zeit nach dem umgebenden Material eingebaut wird. *Kutzner* schreibt in [31]: „Bei einer Bauweise des Dammes durchgehend vom rechten zum linken Widerlager oder bei zweckmäßig flacher Neigung der Flanken eines zurückgebliebenen Abschnitts ist eine Gewölbebildung so gut wie auszuschließen.“

Differentielle Setzungen können auch Risse im Dammkörper hervorrufen, wenn sich der Dammkörper in gewissen Bereichen mehr setzt wie in anderen. Dies kann zum Beispiel bei setzungsempfindlichere Zonen (siehe Abb. 83), aber auch bei Unregelmäßigkeiten in der Dammaufstandsfläche auftreten [11].

Als weiterer wichtiger Punkt sind die verschiedenen Verformungseigenschaften von Kern- und Stützkörpermaterial zu nennen. Der verformungsfähigere Kern wird vom angrenzenden Stützkörpermaterial in der Bewegung behindert und „hängt“ sich sozusagen in diesem über Gewölbebildung auf (siehe Abb. 86, Abb. 83) [56], [53].

Dies unterstreicht die Wichtigkeit von Übergangszonen, die die verschiedenen Verformungseigenschaften kompensieren sollen. So soll ein kohäsionsloser, nicht übermäßig verdichteter Filter als „Riss Stopper“ wirken. (siehe Kapitel 7.1) [31].



**Abb. 86: Vertikalspannungen im Bauzustand**

Quelle: [56]

Laut *Sherard* [53] können die das hydraulische Aufreißen begünstigenden niedrigen Spannungen im Material auch durch Austrocknung entstehen, dies jedoch speziell in niederen Dämmen und in trockenen Klimazonen. Weiters begünstigt die Dispersivität (siehe Kapitel 3.1.7) des Materials die Erosion in bereits sehr kleinen Rissen, während ein nicht-dispersives Material unter gleichen Bedingungen einen größeren Riss und höhere Geschwindigkeiten braucht um erodiert zu werden.

*Sherard* [53] beschreibt weiters den Vorgang des Hydraulic Fracturing als eine Aneinanderreihung von Teilprozessen:

- *Gewölbebildung und Spannungsumlagerung vor der Dammfüllung*  
Ein Gewölbe im Kernmaterial bildet sich aus (siehe oben) und die vertikalen Spannungen in einigen horizontalen Ebenen reduzieren sich dadurch fast auf Null.
- *Erste Risse durch hydraulisches Aufreißen*  
Wenn der Wasserspiegel im Reservoir nun steigt, steigt der Wasserdruck an der Dichtungsebene und erreicht an den im ersten Punkt beschriebenen Stellen den Wert des übriggebliebenen vertikalen Druckes. Dort kann nun Wasser eindringen und bei weiter steigendem Druck den Spalt vergrößern.
- *Rissaufweitung durch steigenden Wasserdruck*  
Bei weiter steigendem Wasserspiegel im Reservoir steigt der Wasserdruck im nun offenen Riss um  $100 \text{ kN/m}^2$  pro 10 m Wasserspiegelerhöhung an. Dieser Druckanstieg hat nun eine Änderung der Spannungen im Riss zur Folge, welche wiederum eine Aufweitung des Risses zur Folge hat. Wenn nun der Riss aufgeweitet ist, wird der obere Bereich des Risses in den freien Bereich herunterbrechen und den Hohlraum dort mit Teilen des aufgeweichten, weichen Materials verfüllen. Hier kann nun Zweierlei passieren. Entweder das Material wird erodiert und verschließt am Ende des Risses den Filter. In diesem Fall wird der gesamte Druckhöhenverlust in den wenigen Zentimetern des verstopften Filters stattfinden. Die Alternative ist, dass die Strömungsgeschwindigkeit im



Riss nicht genügend groß ist, um Material zu erodieren und den Filter zu verschließen. In diesem Fall wird die Druckhöhe linear über die Erosionshöhe abnehmen.

- *Wasserspiegel im Reservoir sinkt*  
Wenn der Wasserdruck absinkt, so schließen sich auch die Risse wieder, während ein Großteil des Wassers im Kern eingeschlossen bleibt. Dort wird es mit dem losen, heruntergebrochenen Material zusammengedrückt und bildet dort nasse Fugen, wie sie in freigelegten Dammkernen nach solchen Vorfällen gefunden werden.

*Mattsson et al.* [34] geben eine Gleichung nach *Lo* und *Kaniaru* (1990) zur Ermittlung des Druckes an, ab dem hydraulisches Aufreißen zu erwarten ist, bemerken jedoch, dass eine generelle Übereinstimmung dieser Formel mit verschiedenen Versuchsaufbauten nicht erzielt werden konnte. Leider geben *Mattsson et al.* auch keine Einheiten an, die Formel darf also nicht ohne Weiteres angewendet werden.

$$u_f = C * \cos \phi + (1 + \cos \phi) * \sigma_t / 2 + (1 + \sin \phi) * \sigma_H$$

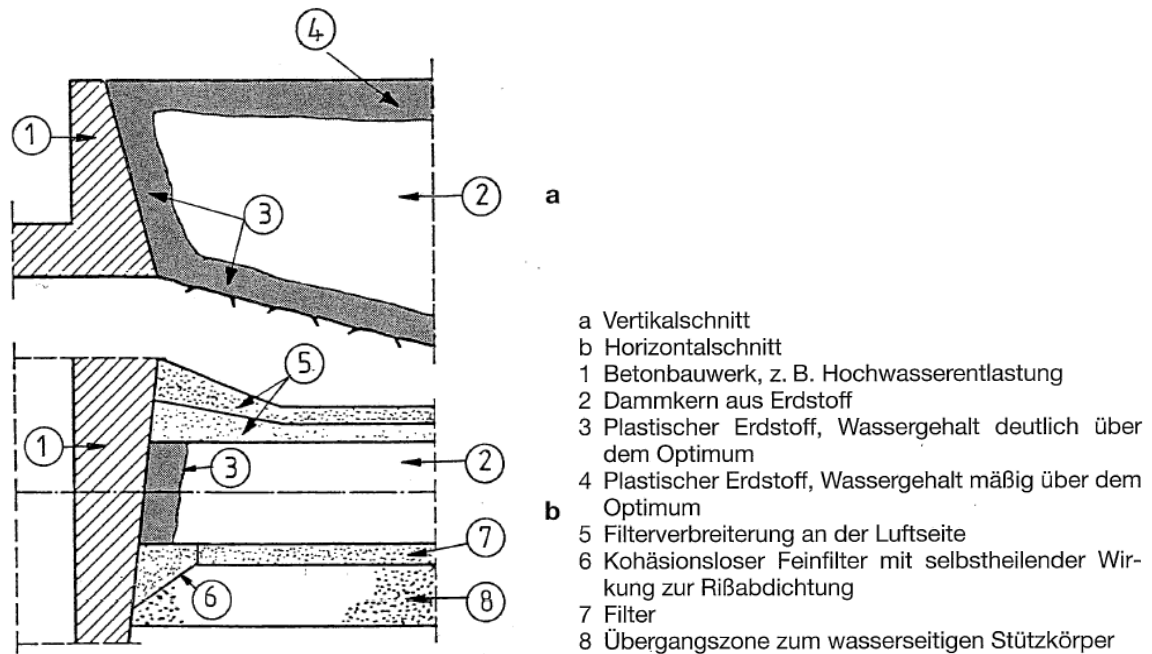
$u_f$	Druck bei dem hydraulisches Aufreißen eintritt
$C$	Kohäsion
$\sigma_t$	Zugfestigkeit des Materials
$\sigma_H$	kleinere der totalen Hauptspannungen
$\phi$	Reibungswinkel des Materials

*Mattsson et al.* [34] schlagen eine Umformulierung der Formel also eine Funktion der effektiven Spannungen anstatt der totalen Spannungen vor.

Laut *Kutzner* [31] und *Fell et al.* [11] ist anzumerken, dass alle undurchlässigen Zonen in Dämmen Risse aufweisen, die in der Bauphase durch Austrocknung, Manövrieren von Baufahrzeugen und unvollständige Verbindung von Schichten entstehen. Diese werden zwar durch das Gewicht des überlagernden Materials geschlossen, bleiben jedoch als Strukturfehler erhalten. Wasser kann dann bei entsprechender Druckhöhe in diese eindringen und den Aufreißprozess starten.

Für Kontaktstellen zu Massivbauwerken scheint es logisch, dass vor allem Bauwerke als kritisch zu betrachten sind, die den Dichtungskern kreuzen. Solche Bauwerke sind grundsätzlich zu vermeiden, da sie mit ihrer Steifigkeit Spannungen anziehen. Falls sie jedoch in der Ausführung unumgänglich sind, müssen gewisse Regeln bei der Konstruktion eingehalten werden. So sollen diese möglichst auf Fels gegründet sein und eine Bogenform aufweisen, die an den Seiten eine Neigung von ca. 1V:0,5H aufweist [31].

Der Anschluss eines seitlichen Bauwerks, wie der Hochwasserentlastung, an den Kern soll mit einem schrägen Anzug erfolgen.



**Abb. 87: Anschluss von seitlichen Bauwerken**

Quelle: [31]

Die Erosion durch den Dammkörper kann auch durch Suffosion eingeleitet werden (siehe Kapitel 5.3). *Perzmaier* und *Haselsteiner* [42] empfehlen für eine Abschätzung suffosionsgefährdeter Kornfraktionen das Kriterium nach *Burkenkova* (siehe Kapitel 5.3.1.4). *Fell* et al. [11] bemerken in diesem Zusammenhang, dass Suffosion ihrer Meinung nach in kohäsiven Böden nicht stattfinden kann, außer eventuell in wenig tonigen Böden ( $d < 0,075\text{mm}$  mit weniger als 10% Massenanteil) und wenig plastischen Böden ( $I_p < 7\%$ ). Gefährdet sind auch schlecht verdichtete Böden, also Böden, die unter 95% der Proctordichte verdichtet wurden.

Unter Bezugnahme auf die von *Wan* und *Fell* [63] entwickelte Methode aus Kapitel 5.6, kann für den jeweiligen Boden die kritische Schubspannung  $\tau_0$  bei Erosionsbeginn ermittelt werden. Wird die hydraulische Schubspannung im Riss  $\tau$  größer als diese, dann setzt Erosion ein. Für einen Riss der Größe kann die durchschnittliche Schubspannung nach [63] folgendermaßen abgeschätzt werden:

$$\tau = \frac{\rho_w * g * W_c * H}{2 * L}$$

$\tau$	hydraulische Schubspannung entlang des Risses [N/m <sup>2</sup> ]
$W_c$	Öffnungsweite des Risses [m]
$H$	Druckhöhe am Wasserseitigen Ende des Risses [m]
$L$	Länge des Risses [m]

Erosion tritt demzufolge ein, wenn  $\tau > \tau_0$  wird. *Wan* und *Fell* [63] bemerken, dass die hydraulische Schubspannung in einem Riss in der Regel ausreicht, um Erosion einzuleiten.

### 5.7.1.2 Erosionsentwicklung

Ob sich Erosion ausbilden wird, hängt maßgeblich vom Aufbau der Zonen des Damms ab. Sind richtig dimensionierte Filter an der Austrittsstelle des Sickerwassers vorhanden, so werden sich diese durch das erodierte Material verlegen und einen Fortschritt der Erosion verhindern (siehe Abb. 97) [42], [11].

Von *Fell* et al. [11] und *Perzmaier* und *Haselsteiner* [42] wird vorgeschlagen, die Basiserdstoff – Filter Kombination und deren Funktion anhand eines Verfahrens zu überprüfen, das von *Foster* und *Fell* entwickelt wurde und in Kapitel 7.5 behandelt wird.

Prinzipiell kann erwähnt werden, dass das Fehlen eines unterwasserseitigen Filters die Wahrscheinlichkeit der Erosionsentwicklung ungemein erhöht. So kann der Einbau z.B. eines Sohl- und Kaminfilters auch in homogenen Dämmen einen enormen Sicherheitszuwachs bringen [31], [11].

### 5.7.1.3 Erosionsfortschritt

Der Erosionsfortschritt wird im Allgemeinen von zwei Faktoren bestimmt. Zum Einen stellt sich die Frage, ob die Erosionsröhre offen bleibt oder kollabiert, zum Anderen, ob sich die Erosionsröhre vergrößert und wenn ja, wie schnell [11].

Ist die Erosionsröhre standfest, so bilden sich keine Setzungstrichter aus, die eine gewisse Reaktionszeit für Gegenmaßnahmen einräumen. Solche standfeste Röhren können vor allem in bindigen Böden und unter Massivbauwerken auftreten [42].

*Fell* et al. [11] schließen aus ihrer Erfahrung, dass auch Böden mit einem Feinkornanteil ( $d < 0,075\text{mm}$ ) größer als 15% standfeste Röhren bilden können, auch wenn die Feinteile kohäsionslos sind. Die Ausweitung einer Erosionsröhre wird nach ihnen vor allem durch schlecht verdichtete Materialien (weniger als 95% der Proctordichte) und uniforme, feine kohäsionslose Sande ( $I_P < 6$ ) oder gut abgestufte

Böden mit einer Plastizitätszahl  $I_p < 6$  begünstigt. Weiters werden von *Fell* et al. [11] dispersive Böden und Böden als erosionsfördernd genannt, die mehr als 3% unter dem optimalen Wassergehalt eingebaut wurden.

Ob und wie schnell sich die Erosionsröhre vergrößert, wurde von *Wan* und *Fell* [63] untersucht und wurde bereits in Kapitel 5.6 behandelt. Mit den in Kapitel 5.6 dargelegten Formelzusammenhängen, lässt sich die Erosionsrate mit der sich ein Riss vergrößert folgendermaßen abschätzen [63], [42]:

$$\dot{\varepsilon}_t = 10^{-I_{HEE}} * (\tau - \tau_0) \text{ [kg/m}^2\text{/s]}$$

- $\dot{\varepsilon}_t$  Erosionsrate pro Oberflächeneinheit des Loches zum Zeitpunkt  $t$  [kg/s/m<sup>2</sup>]  
 $\tau$  hydraulische Schubspannung entlang des Risses [N/m<sup>2</sup>] (siehe Kapitel 5.7.1.1)  
 $\tau_0$  kritische Schubspannung bei Erosionsbeginn [N/m<sup>2</sup>] (siehe Kapitel 5.6)

#### 5.7.1.4 Versagen

Ein durch die in den vorhergehenden Punkten beschriebenen Vorgänge eingeleitetes Versagen des Dammes kann entweder hydraulischer Art oder geostatischer Art sein [42].

Wenn durch Innere Erosion Wasserwegigkeiten und Erosionsröhren entstehen und diese nicht kollabieren, dann kann dies zu großen Leckageabflüssen führen, die Versagensart ist hydraulisch [42].

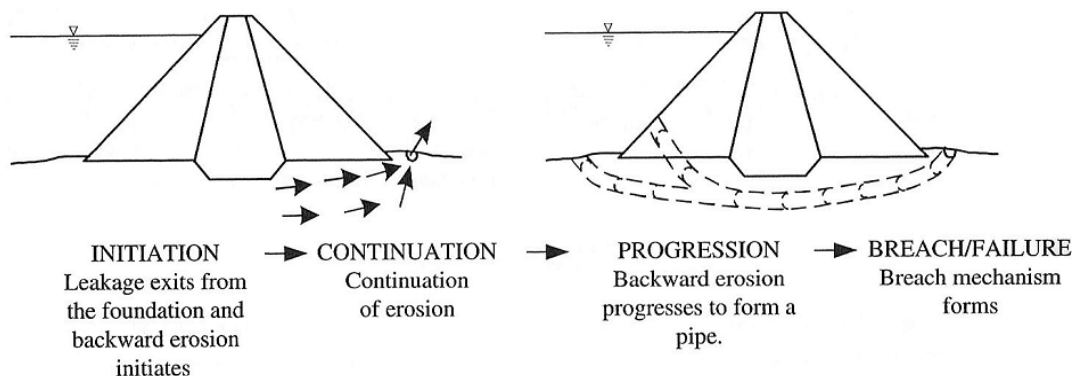
Im Falle, dass große Erosionsröhren kollabieren, können Sackungen und Setzungen zum Überströmen und Breschenbildung führen. Ein Überströmen und die Bildung einer Bresche kann ebenfalls eintreten, wenn Dichtungen versagen und ein Anstieg der Sickerlinie im Stützlörper zu Böschungsbruch führt. Diese Versagensart ist geostatischer Art [42].

Falls der luftseitige Stützkörper aus frei drainierendem Material aufgebaut ist, können größere Abflussmengen abgeführt werden, ohne die Gesamtstabilität des Dammes zu gefährden. Weiters sind solche Stützkörper auch weniger anfällig auf Geländebruch [11].

#### 5.7.2 Erosionsröhre im Dammaufstandsbereich

Prinzipiell kann die Entstehung einer Erosionsröhre im Dammaufstandsbereich durch dieselben Vorgänge initiiert werden, wie jene durch den Dammkörper (siehe Kapitel 5.7.1). Zusätzlich kann sie jedoch auch noch durch einen hydraulischen Grundbruch

im luftseitigen Dammfußbereich initiiert werden.



**Abb. 88: Systemansatz für *piping* im Bereich der Dammaufstandsfläche nach Foster**

Quelle: [34]

Eine Zusammenstellung der typischen Erosionsraten und Möglichkeiten und Schwierigkeiten bei der Entdeckung dieser Versagensvariante ist in Anhang J gegeben.

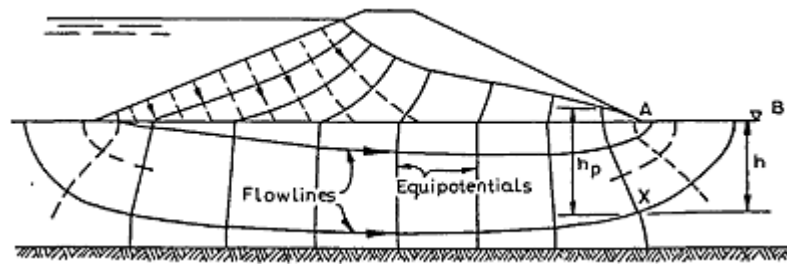
### 5.7.2.1 Erosionsbeginn

Der Erosionsbeginn im Aufstandsbereich kann durch konzentrierte Leckagen eingeleitet werden. Diese finden sich im Dammaufstandsbereich in Zonen erhöhter Durchlässigkeit oder zum Beispiel bei Klüften oder erodierbaren, verwitterten Gesteinsformationen in der Dammaufstandsfläche [11].

Hydraulisches Aufreißen im Gründungsbereich ist zwar um ein Vielfaches unwahrscheinlicher als im Dammkörper, stattfinden kann dieses bei größeren Setzungsunterschieden doch (siehe Abb. 83, oben rechts) [11].

Suffosion und Faktoren, die diese beeinflussen sind im Gründungsbereich des Dammes prinzipiell dieselben wie im Dammkörperbereich (siehe Kapitel 5.7.1.1.2) [11].

Wenn wenig durchlässige Schichten auf durchlässigeren Schichten liegen, wird die Gefahr von hydraulischem Grundbruch im Dammfußbereich größer (siehe Abb. 89) [11].



**Abb. 89: Hydraulischer Grundbruch am luftseitigen Dammfuß**

Quelle: [11]

Dabei wird die effektive Spannung im Boden durch die hohen Porenwasserdrücke gleich Null. Die Sicherheit für den in Abb. 89 abgebildeten Punkt X ergibt sich zu [11]:

$$\eta_{HG,\sigma} = \frac{\sigma_v}{u} = \frac{h * \gamma_{sat}}{h_p * \gamma_w}$$

- $\sigma_v$  Vertikalspannung im beliebigen Punkt X [kN/m<sup>2</sup>]
- $u$  Porenwasserdruck im beliebigen Punkt X [kN/m<sup>2</sup>]
- $h$  Überlagerungshöhe im Punkt X [m]
- $\gamma_{sat}$  Wichte des gesättigten Bodens [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_w$  Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>]
- $h_p$  Druckhöhe im Punkt X [m]

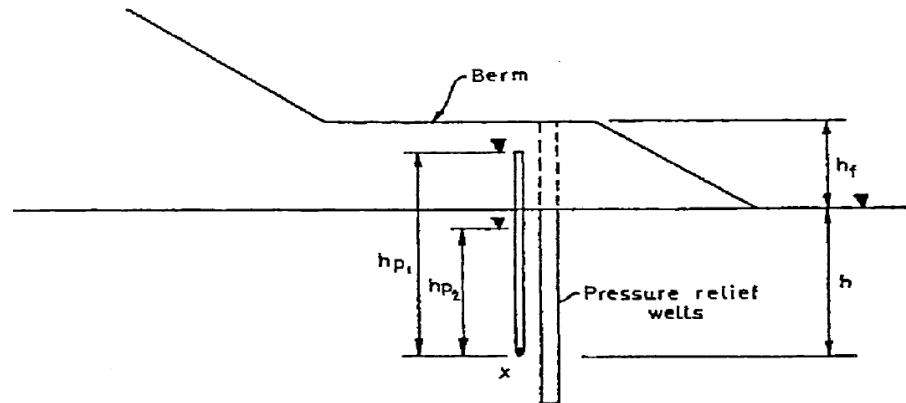
Man kann die Sicherheit aber auch aus dem Stromliniennetz, also den vorhandenen hydraulischen Gradienten und dem kritischen hydraulischen Gradienten ermitteln [11]:

$$\eta_{HG,i} = \frac{i_{krit}}{i_{vorh}} = \frac{1}{i_{vorh}}$$

Die Sicherheit sollte im ersten Fall laut *Fell et al.* [11] mindestens  $\eta_{HG,\sigma} \geq 1,5$  und im zweiten Fall mindestens  $\eta_{HG,i} \geq 3$  jedoch besser  $\eta_{HG,i} \geq 5$  betragen (siehe dazu Bemerkung von *Türke* am Ende dieses Unterkapitels).

Bei der Berechnung sei zu beachten, dass der Porenwasserdruck auf jeden Fall auf der sicheren Seite liegen sollte. Werden zum Beispiel zur Erhöhung der Sicherheit Absenkbrunnen gebaut, so wird sich der Wasserspiegel zwischen zwei Brunnen auf einem Maximum befinden. Diese Höhe sollte dann in den Nachweis der Sicherheit

eingehen. Die Wasserdrücke im Boden sind generell aufgrund von Inhomogenitäten des Bodens schwer abzuschätzen und sollten mit Piezometermessungen überprüft werden [11].



**Abb. 90: Berme am Dammfuß**

Quelle: [11]

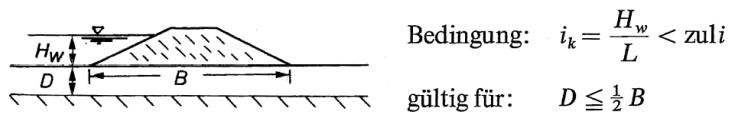
Eine weitere Methode, die Sicherheit zu erhöhen, ist eine Auflast am Dammfuß, in Form einer Berme, aufzubringen (siehe Abb. 90). Diese Berme wird am effektivsten als frei drainierend ausgeführt. Im Falle der Ausbildung einer Dammfußberme und von Absenkbrunnen kann die Sicherheit gemäß den Bezeichnungen in Abb. 90 erhöht werden auf [11]:

$$\eta_{HG,\sigma} = \frac{h * \gamma_{sat} + h_f * \gamma_f}{h_{p2} * \gamma_w}$$

$\gamma_f$	Wichte des Materials der Berme [kN/m <sup>3</sup> ]
$h_f$	Höhe der Berme [m]
$h$	Überlagerungshöhe im Punkt X, ohne Berme [m]
$\gamma_{sat}$	Wichte des gesättigten Bodens [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	Wichte des Wassers [kN/m <sup>3</sup> ]
$h_{p2}$	reduzierte Druckhöhe im Punkt X [m]

*Türke* [61] zitiert zulässige hydraulische Gradienten nach *Chugaev* und schreibt, dass die Stelle, an der sich eine konzentrierte Durchspülung einstellen wird, nicht vorauszusehen ist, da sie „von örtlichen, kaum vorerkundbaren Umständen abhängt.“ Aus diesem Grund ist laut *Türke* kein Sicherheitsgrad definierbar. Es soll aber ein mittleres Kontrollgefälle  $i_k$  abgeschätzt und mit den zulässigen Gradienten verglichen werden, die *Chugaev* aus statistischen Untersuchungen von 175 Talsperren ermittelt hat.

Boden	dichter Ton	schluffiger Ton	Feinsand (min)	Mittelsand	Grobsand Kies
$z_{uli}$	0,40–0,52	0,20–0,26	<u>0,12–0,16</u>	0,15–0,20	0,25–0,33



**Abb. 91: Kritische hydraulische Gradienten nach Chugaev**

Quelle: [61]

$L$  Länge des Sickerweges

### 5.7.2.2 Erosionsentwicklung

Damit Erosionsmaterial ausgetragen werden kann, muss ein ungefilterter Austrittspunkt vorhanden sein. Also sollen alle möglichen Sickerwasseraustritte auch im Dammaufstandsbereich möglichst mit Filtern (Sohlfiler, Dammfußdrainagen, Entspannungsbrunnen) geschützt werden. Natürliche Schichtungen, die durchaus auch filterwirksam sein können, müssen in Bezug auf ihre Fähigkeit dazu jedoch explizit überprüft werden [11].

### 5.7.2.3 Erosionsfortschritt

Wie bei der Bildung einer Erosionsröhre durch den Dammkörper, ist der Erosionsfortschritt abhängig von der Fähigkeit des Materials eine standfeste Erosionsröhre zu bilden. Dies ist abhängig von den in der Dammgründung vorhandenen Böden, deren Schichtung und anderen geologischen Gegebenheiten [11].

Die Erosion begünstigend wirken kohäsive Böden, kohäsive Böden, die erodierbares Material überlagern, mit erodierbarem Material verfüllte Felsklüfte und erodierbare Erdstoffe unter Massivbauwerken [11].

Die die Erosion beeinflussenden Faktoren sind dieselben wie bei der Erosionsröhrenbildung durch den Dammkörper (siehe Kapitel 5.7.1.3), wobei hier natürlich nicht die durch Verdichtung erreichte Dichte, sondern die in-situ Dichte für kohäsionslose Böden und die Konsistenz für kohäsive Böden wichtig ist [11].

### 5.7.2.4 Versagen

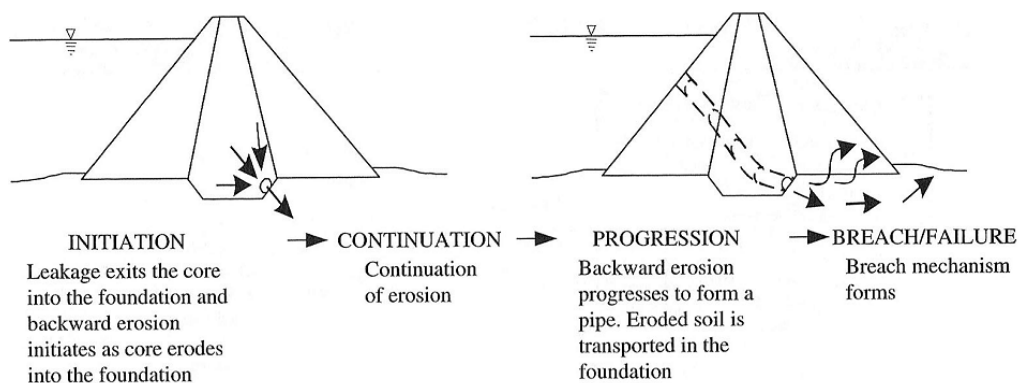


Versagen durch Erosionsröhren im Dammuntergrund passiert hauptsächlich durch Vergrößerung der Röhre und der daraus resultierenden Entleerung des Staubeckens. Nur wenige Fälle von Kronensetzung und folgender Überströmung sind bekannt. Die Erosionsröhre muss über die gesamte Länge standfest sein, wie bereits in der vorigen Phase beschrieben [11].

Da das Wasser auch an den Talflanken austreten kann, ist gerade dort auf den Verlust von Freibord durch Setzungen zu achten. Weiters kann es an der Austrittsstelle des Wassers zu Instabilitäten des Hanges kommen [11].

### 5.7.3 Erosionsröhre vom Dammkörper in den Dammaufstandsbereich

Diese Art der Ausbildung einer Erosionsröhre findet dann statt, wenn Material aus dem Dammkörper über Suffosion oder Risse im Dammaufstandsbereich in diesen erodiert wird [11].



**Abb. 92: Systemansatz für *piping* im Bereich der Dammaufstandsfläche nach Foster**

Quelle: [34]

Eine Zusammenstellung der typischen Erosionsraten, Möglichkeiten und Schwierigkeiten bei der Entdeckung dieser Versagensvariante ist in Anhang J gegeben [11].

#### 5.7.3.1 Erosionsbeginn

Erosion vom Dammkörper in den Dammaufstandsbereich wird beeinflusst vom Vorhandensein und der Form von Klüften oder grobkörnigen Materialien, der Vorbehandlung (Spritzbeton), dem Vorhandensein von Filtern, dem vorhandenen hydraulischen Gradienten und den vorhandenen Spannungen [11].

### 5.7.3.2 Erosionsentwicklung

Ob die Erosion fortschreitet, hängt von der Filterwirksamkeit der Klüfte und groben Materialien ab. Nach *Fell* et al. soll diese wie in Kapitel 7.5 beschrieben bewertet werden [11].

Die Weiten der offenen Klüfte können nach *Fell* et al. [11] mit der Öffnungsweite  $d_{Kluft}=d_{15F}/9$  gleichgesetzt werden. Der Nachweis lautet dann gemäß Tabelle Tab. 18:

$$\frac{d_{15F}}{9} = d_{Kluft} \leq d_{85B}$$

$d_{Kluft}$  Kluftweite

$d_{85B}$  Korngröße bei 85% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

*Fell* et al. schreiben, dass es unwahrscheinlich scheint, dass Erosion fortschreitet, wenn die Kluftöffnung kleiner als  $3 \cdot D_{100B}$  ist ( $D_{100B}$  ist der Größtdurchmesser des Basismaterials). Sie schlagen vor diese beiden Ansätze zu vergleichen und auf Übereinstimmung zu überprüfen [11].

$$d_{Kluft} \leq 3 \cdot D_{100B}$$

### 5.7.3.3 Erosionsfortschritt und Versagen

Die Faktoren, die Erosionsfortschritt und Versagen beeinflussen können, hängen davon ab, ob das Versagen durch den Dammkörper oder die Aufstandsfläche erfolgt. Dazu wird auf die Kapitel 5.7.1.3 und 5.7.2.3 verwiesen [11].

## 5.8 Abschätzung der Entwicklungszeit von Erosionsröhren

Die im Kapitel 5.7 beschriebenen Faktoren werden in diesem Kapitel verbunden um eine grobe quantitative Aussage über die Zeit zu treffen, die für die Ausbildung einer Erosionsröhre benötigt wird. Das folgende Kapitel mitsamt Unterkapiteln wurde *Fell* et al. entnommen [13].

*Fell* et al. [13] entwickelten diese Methode aufgrund der Aufarbeitung vieler Vorfälle. Sie gingen davon aus, dass viele Dammversagen durch Innere Erosion sehr schnell zum Bruch führten und schon eine Vorwarnzeit von 60 Minuten einen signifikanten Unterschied bei der Vermeidung des Verlustes von Menschenleben machte. In den meisten Fällen lagen zwischen der ersten Sichtung von Leckagen und dem Versagen nur 6-12 Stunden.

Der Erosionsprozess wird wie in Kapitel 5.7 in 4 Teilprozesse eingeteilt, wobei zu beachten ist, dass innere Erosion meist erst in Erosionsfortschrittphase entdeckt wird, und so die Phasen Erosionsbeginn und Erosionsentwicklung separat behandelt werden. Jede Einzelphase wird bezüglich der ihr zugeordneten Faktoren behandelt, wobei davon ausgegangen wird, dass die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Prozesses mit der Ablaufgeschwindigkeit dieses Prozesses korreliert.

Da eine genaue Zeitangabe natürlich nicht möglich ist, wurden von *Fell* et al. folgende qualitative Kategorien zur Beschreibung eingeführt:

Qualitative term	Equivalent time
Slow (S)	Weeks or months, even years
Medium (M)	Days or weeks
Rapid (R)	Hours (> 12 h) or days
Very rapid (VR)	< 3 h

**Tab. 8 :** Kategorien zur Beschreibung des zeitlichen Ablaufes von Innerer Erosion, *piping* und Bruch

Quelle: [13]

### 5.8.1 Zeitspanne für Erosionsbeginn und Erosionsentwicklung

Wie bereits erwähnt, ist es schwer, diese zwei Phasen zu trennen, da man erste Anzeichen innerer Erosion meist erst in der Fortschritts-Phase in Form von konzentrierten, oft schlammigen Leckagen entdeckt. Die von *Fell* et al. diesen Phasen zugeordneten Zeiten sind in untenstehender Tabelle angegeben.

Location of internal erosion	Mechanism	Usual time for development	Comment
Embankment	Backward erosion	Slow to rapid/very rapid	The process should be slow in the absence of any concentrated leak, and rapid or very rapid with a concentrated leak. However, the final stage of initiation and continuation where the erosion breaks through to the reservoir is likely to be very rapid or rapid.
	Crack/hydraulic fracture	Rapid or very rapid	The process may develop rapidly once the reservoir level reaches the crack, or reaches the level at which hydraulic fracture is induced.
	High permeability zone	Slow to rapid	The process may develop rapidly once the reservoir level reaches the high permeability zone and/or the critical gradients needed to initiate erosion.
	Suffusion/internal instability	Slow	The process involves a gradual migration of fines within the soil.
Adjacent or into a conduit or wall	High permeability zone, crack, or hydraulic fracture	Rapid or very rapid	The process is likely to develop quickly once the reservoir level reaches the permeable zone adjacent the conduit or wall, or reaches the level at which hydraulic fracture is induced.
	Erosion into open joints or cracks	Slow	Assuming the open joint or crack is not wide.
Foundation	Backward erosion	Slow	The process should be slow in the absence of any concentrated leak. However, the final stage of initiation and continuation where a pipe breaks through to the reservoir is likely to be very rapid or rapid.
	Backward erosion following blowout	Rapid to very rapid	The process is likely to develop quickly once the reservoir level reaches the critical level.
	Backward erosion along a concentrated leak	Slow to rapid	The process may develop quickly once the reservoir level reaches the high permeability zone and/or the critical gradients needed to initiate erosion.
	Suffusion/internal instability	Slow	The process involves a gradual migration of fines within the soil.
Embankment to foundation	Backward erosion initiating at the contact between embankment and foundation, and erosion (scour) at the embankment–foundation contact	Slow to rapid/very rapid	The process is likely to be slow in the absence of any concentrated leak, but rapid to very rapid if a crack or hydraulic fracture forms.

**Tab. 9 : Übliche Zeitspannen für Erosionsbeginn und Erosionsentwicklung**

Quelle: [13]

### 5.8.2 Zeitspanne für Erosionsfortschritt und Erosionsröhrenbildung

Die die Fortschrittsphase der Erosion beeinflussenden Faktoren sind in den folgenden Tabellen zusammengefasst, wobei *Fell* et al. anmerken, dass die Geschwindigkeit dieser Phase hauptsächlich von Tab. 11 beeinflusst wird. Das heißt, wenn in Tab. 11 in den meisten Fällen „more likely“ also „wahrscheinlich“ zutrifft, dann wird die Erosion schnell passieren.

Factor	Influence on Likelihood of Fill or Foundation Materials Supporting the Roof of a Pipe		
	More likely	Neutral	Less likely
(a) Embankment materials			
Fines content (% finer than 0.075 mm)	Fines content > 15%	Fines content < 15% and > 5%	No fines or fines content < 5%
Degree of saturation	Partially saturated (first filling)		Saturated
(b) Foundation materials			
	Piping through soils with cohesive fines Cohesive layer overlying piped material Piping through solution features in rock Piping below rigid structure (e.g., spillway)	Well graded sand and gravel	Homogeneous, cohesionless sands

**Tab. 10: Einflussfaktoren auf die Erosionsentwicklung – Fähigkeit eine standfeste Erosionsröhre zu bilden**

Quelle: [13]

Factor	Influence on Likelihood of Pipe Enlargement		
	More likely	Neutral	Less likely
Embankment and foundation			
Hydraulic gradient across core <sup>b</sup>	High	Average	Low
Soil type	Very uniform, fine cohesionless sand (PI < 6) <sup>c</sup> or well graded cohesionless soil (PI < 6)	Well graded material with clay binder (6 < PI < 15)	Plastic clay (PI > 15)
Clay fraction % (passing 0.002 mm)	Low clay % (e.g. < 5%)		High clay % (e.g. > 50%)
Pinhole dispersion Test <sup>d</sup>	Dispersive soils, pinhole D1, D2	Potentially dispersive soils, pinhole PD1, PD2	Nondispersive soils, pinhole ND1, ND2
Embankment			
Compaction density ratio	Poorly compacted, < 95% standard compaction density ratio <sup>a</sup>	95–98% standard compaction density ratio	Well compacted, ≥ 98% standard compaction density ratio
Compaction water content	Dry of standard optimum water content (approximately 3% or less)	Approximately 1–2% drier than standard optimum water content	Standard optimum or wet of standard optimum water content
Saturation	As-compacted, partially saturated		Saturated after compaction
Foundation			
Relative density or Consistency	Loose Soft	Medium dense Stiff	Dense Very stiff

<sup>a</sup>< 93% Standard, dry of optimum water content, much more likely.

<sup>b</sup>Even dams with very low gradients, e.g., 0.05, can experience piping failure.

<sup>c</sup>PI = Plasticity index.

<sup>d</sup>Using Sherard Pinhole Test.

<sup>e</sup>Based on tests at University of New South Wales.

**Tab. 11: Einflussfaktoren auf die Erosionsentwicklung – Wahrscheinlichkeit der Erosionsröhrenvergrößerung**

Quelle: [13]

Dabei ist zu beachten, dass hier Werte aus dem Pine-Hole-test Eingang finden (siehe dazu Kapitel 3.1.7). Die aus Tab. 11 als Eingangsfaktor für Tab. 14 ermittelte Erosionsrate ergibt sich zu „Rapid“ oder „Very Rapid“, wenn die meisten Faktoren „more likely“ ergeben, zu „Slow“, wenn die meisten Faktoren „less likely“ ergeben und „intermediate“ wenn eine Mischung aus „more likely“ und „less likely“ vorliegt

oder die meisten Faktoren „neutral“ ergeben.

Factor	Influence on Likelihood of Upstream Flow Limitation		
	Unlikely	Neutral	Likely
Filling of cracks by washing in of material from upstream	Homogeneous zoning. Upstream zone of cohesive material		Zone upstream of core capable of crack filling (cohesionless soil)
Restriction of flow by upstream zones or concrete element in dam	Homogeneous zoning. Very high permeability zone upstream of core e.g., coarse grained rockfill	Medium to high permeability zone upstream of core	In zoned dam, medium to low permeability granular zone upstream of core, e.g., fine grained, or dirty rockfill. Central concrete corewall and concrete face rockfill dams

**Tab. 12: Einflussfaktoren auf die Erosionsentwicklung – Limitierung der Abflüsse im oberwasserseitigen Dammkörper**

Quelle: [13]

### 5.8.3 Zeitspanne zum Ausbilden der Versagensform und Bruch

*Fell* et al. schreiben, dass oft eine separate Betrachtung der einzelnen Versagensformen nicht praktikabel ist und dass folgende Tabelle zur Beschreibung der Zeitspanne entwickelt wurde. Es lässt sich daraus entnehmen, dass die Zeitspanne bis zum Bruch in großem Maße von der Fähigkeit des luftseitigen Dammkörpers abhängt, die anfallenden großen Sickerwassermengen schadlos abzuführen. Für Erosionsröhrenbildung, also *piping*, durch die Dammaufstandsfläche empfehlen *Fell* et al. die Kategorisierung von Damm und Dammgründung separat und die Anwendung der kürzeren erhaltenen Zeit.

Material description	Likely breach time
Coarse grained rockfill	Slow–medium
Soil of high plasticity (liquid limit > 50%) and high clay size content including clayey gravels	Medium–rapid
Soil of low plasticity (liquid limit < 35%) and low clay size content, all poorly compacted soils, silty sandy gravels	Rapid–very rapid
Sand, silty sand, silt	Very rapid

**Tab. 13: Einflussfaktoren auf die Zeitspanne bis zum Bruch – Material im luftseitigen Dammkörper und im Dammaufstandsbereich**

Quelle: [13]

### 5.8.4 Zeitspanne von den ersten Anzeichen bis zum Bruch

In diesem Schritt werden die vorangegangenen Tabellen zusammengeführt, um letztlich eine quantitative Aussage über den Zeitraum zu erhalten, der vom ersten

Anzeichen der Inneren Erosion (oft schlammiger, trüber Sickerwasserausfluss auf der luftseitigen Dammböschung) bis zum Bruch führt. Da diese Auswertung von *Fell* et al. vor allem an Fallbeispielen mit Vergrößerung der Erosionsröhre bis zum Auslaufen des Reservoirs geeicht wurde, führt dieses für diese Fälle zu den besten Ergebnissen. Es ist also bei Versagensformen wie Überströmen nach einer Kronensetzung mit Vorsicht anzuwenden, da diese zu einem schnelleren Versagen führen kann, als hier prognostiziert. So soll diese allein mit den Tabellen Tab. 11 und Tab. 12 untersucht werden.

Factors Influencing the Time for Progression and Breach				Approximate likely time—qualitative	Approximate likely time—quantitative
Ability to support a roof <sup>a</sup>	Rate of erosion <sup>b</sup>	Upstream flow limiter <sup>c</sup>	Breach time <sup>d</sup>		
Yes	R or VR	No	VR or R-VR	Very rapid	< 3 h
Yes	R	No	R	Very rapid to rapid	3–12 h
Yes	R-M	No	VR		
Yes	R	No	R-M	Rapid	12–24 h
Yes	R-M, or M	No	R		
Yes	R	Yes	R or VR		
Yes	R	No	M or S	Rapid to medium	1–2 days
Yes	R-M, or M	No	M or M-S		
Yes	R or R-M	Yes	R or R-M		
Yes	M or R-M	No	S	Medium to slow	2–7 days
Yes	R-M or M	Yes	S		
Yes	M	Yes or No	S	Slow	Weeks—even months or years

Notes: VR=Very Rapid; R=Rapid; M=Medium; S=Slow.

<sup>a</sup>Estimated using Table 4.

<sup>b</sup>Estimated using Table 5.

<sup>c</sup>Estimated using Table 6.

<sup>d</sup>Estimated using Table 7.

#### Tab. 14: Abschätzung des Zeitraums vom Erosionsfortschritt bis zum Bruch

Quelle: [13]

#### Bemerkung:

Table 4 entspricht Tab. 9

Table 5 entspricht Tab. 10

Table 6 entspricht Tab. 11

Table 7 entspricht Tab. 12

Aus den Vergleichen mit den untersuchten Versagensfällen sehen *Fell* et al. eine gute Übereinstimmung mit der Versagensvariante einer Erosionsröhre durch den Dammkörper, aber auch für die anderen Varianten liegt diese Methode meist auf der sicheren Seite und zeigte eher langsames Versagen als in den untersuchten Fällen.

*Fell* et al warnen davor, sich zu sehr auf diese Analyse zu stützen, da versteckte Faktoren die tatsächliche Zeitspanne bis zum Bruch sehr stark beeinflussen können. Wie bereits erwähnt empfehlen *Fell* et al. die Untersuchung der Zeiträume für Erosionsröhrenbildung durch den Dammkörper und die Aufstandsfläche und die Entscheidung für den kürzeren der Beiden. Weiters merken sie an, dass schlecht

verdichtete Böden (unter 90% der Proctordichte), egal welcher Art, und Böden eiszeitlichen Ursprungs schnell, erodierbar sind.

Diese Methode hat jedoch ganz klare Grenzen. Sie hängt zum Beispiel stark davon ab, wie die Überwachung durchgeführt wird. Tritt Sickerwasser hoch in den Dammauflagern aus und nicht im Einzugsbereich der Messwehre oder in der Nacht, so ist es unwahrscheinlich, dass die Leckage sofort entdeckt wird, was eine allfällige Vorwarnzeit bei schnellem Versagen unwahrscheinlich macht.

### 5.9 Ertüchtigung von Schüttdämmen durch luftseitige Bermen

Ein in Schweden entwickeltes Konzept, das sich mittlerweile in der Nachweisführung für schwedische Talsperren niedergeschlagen hat ist, dass Stauanlagen mit großem Gefährdungspotential die „größte denkbare Durchsickerung“ ableiten können müssen. Im folgenden Kapitel, welches zur Gänze *Bartsch* et. al [2] entnommen wurde, wird ein Verfahren zur Ertüchtigung von Schüttdämmen durch luftseitige Bermen vorgestellt.

Dazu wird die Bemessungsdurchsickerung ermittelt. Es wird dabei davon ausgegangen, dass das Feinkorn des Kernmaterials bereits ausgespült worden ist. Somit wird die Durchlässigkeit des Kerns und des Filters nicht berücksichtigt und es ergibt sich für den konservativsten Fall eine Durchsickerungsberechnung eines Homogendammes, der die Durchlässigkeitsparameter des Dammkörpers aufweist (siehe dazu auch Kapitel 4.5).

In der schwedischen Richtlinie wird laut *Bartsch* et al. [2] für hohe Steinschüttdämme eine gesamte anfallende Sickerwassermenge von 5m<sup>3</sup>/s, oder pro Laufmeter 0,5 m<sup>3</sup>/s zugelassen. Diese Annahme ist konservativ und soll einen genügend großen Zeitraum zur Selbstheilung gewährleisten.

Alle für eine Berechnung der Durchsickerung erforderlichen Formelwerke sind im Kapitel 4 behandelt worden, die folgenden Formeln werden nur vollständigheitshalber erwähnt, da sie den schwedischen Richtlinien zuzuordnen sind und zum Ansatz der „größte denkbare Durchsickerung“ gehören.

Bei Steinschüttdämmen kann die Sickerwasserströmung auch turbulent sein, in der schwedischen Richtlinie wird folgende Gleichung zur Ermittlung der Durchlässigkeit im turbulenten Bereich verwendet:

$$k_t = \frac{1,7 * d_{10} * g * n^3}{\beta_o * (1 - n)}$$



$k_t$	Durchlässigkeitskoeffizient [ $\text{cm}^2/\text{s}^2$ ]
$\beta_o$	Koeffizient für die Kornform (3,6 für gebrochenes Korn)
$d_{10}$	Korngröße bei 10% Siebdurchgang [ $*$ ]
$n$	Porosität/Porenanteil
$g$	Erdbeschleunigung [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]

(\* *Bartsch* et al. [2] geben ihm ihrem Artikel keine Dimension an, es wird an dieser Stelle also auf Formelwerke des Kapitels 4, für  $k$ -Werte im turbulenten Bereich, verwiesen werden.)

Damit wird die Geschwindigkeit über folgende Beziehung ermittelt, wobei davon ausgegangen wird, dass der Gradient derselbe ist, wie bei laminarer Durchströmung:

$$v^2 = k_t * i$$

Mit der errechneten Geschwindigkeit muss die Reynoldszahl errechnet werden um die Strömungsverhältnisse zu verifizieren. Es wird davon ausgegangen, dass für Reynoldszahlen  $Re > 600$  voll turbulente Strömung und für  $Re < 1$  bis 2 voll laminare Strömung vorliegt. Der Durchfluss ergibt sich zu:

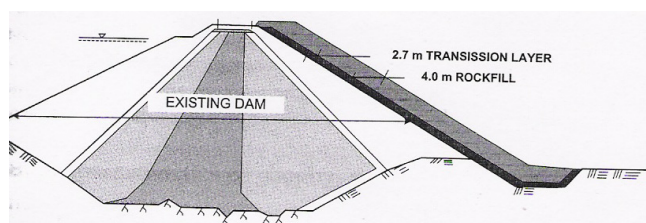
$$q = v * A$$

$A$	Durchflussfläche ( $=b*H$ , wobei $H$ mit $2/3$ der Dammhöhe angenommen wird)
$b$	mittlere zu untersuchende Durchflussbreite

Die stabilisierende Vorschüttung auf der luftseitigen Dammoberfläche soll nach der folgenden Formel bemessen werden, wobei auf die filterfeste Abstufung des Vorschüttmaterials in Bezug auf das Dammkörpermaterials zu achten ist:

$$D_{50} = 0,60 * S_0^{0,43} * q^{0,78}$$

$D_{50}$	Korngröße des Vorschüttmaterials bei 50% Siebdurchgang [m]
$S_0$	luftseitige Böschungsneigung (1*V: $S_0$ *H)
$q$	Sickerwassermenge [ $\text{m}^3/\text{s.m}$ ]

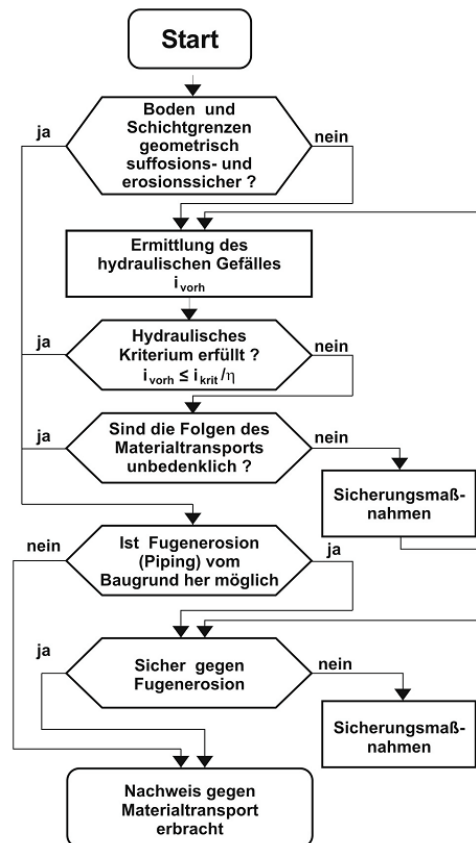


**Abb. 93: Beispiel für eine nachträglich aufgetragene luftseitigen Vorschüttung**

Quelle: [2]

## 6. NACHWEISVERFAHREN

Wie bereits im vorigen Kapitel erwähnt, läuft der Nachweis gegen Materialtransport auf mehreren Ebenen ab. Die Bundeswasseranstalt für Wasserbau in Deutschland schlägt beispielsweise folgende Vorgehensweise vor. Diese wird auch von *Saucke* in [46] empfohlen.



**Abb. 94: Nachweis gegen Materialtransport nach BAW (MSD)**

Quelle: [4]

Sämtliche in Abb. 94 beschriebene Vorgänge können mit denen in Kapiteln 5.3, 5.4 und letztlich 7.4 behandelten Nachweise und Regeln abgehandelt werden.

Zum Nachweis der hydraulischen Sicherheit und der Risssicherheit von Staudämmen wird auch auf *DIN 19700-11; Stauanlagen-Teil 11: Talstperren* verwiesen.

## 7. VERHINDERUNG VON INNERER EROSION

### 7.1 Anforderungen an Filterschichten

Wie in Kapitel 3.3 beschrieben, dienen Filterschichten vor allem 3 Dingen [34], [31], [11]:

- Verhinderung des Austragens von Bodenteilchen des Materials das geschützt werden muss (Basiserdstoff)
- Drainagierung
- Schaffung einer Übergangszone zwischen Kern und Stützkörpermaterial, die Differentialsetzungen aufnehmen kann

Um „Innere Erosion“ verhindern zu können, muss also das Filtermaterial feinkörnig genug sein, die Partikel des Basiserdstoffs aufhalten zu können. Gleichzeitig muss dieses so grobkörnig sein, damit es seine Drainagewirkung erhalten kann [11].

Das ideale Filtermaterial nach *ICOLD* ist [22], [11]:

- a) unproblematisch in Bezug auf Entmischung bei Aufbereitung, Behandlung, Einbau, Verteilung und Verdichtung
- b) erfährt keine Veränderung der Kornverteilung durch Aufbereitung, Behandlung Einbau, Verteilung und Verdichtung oder durch Frost- Tauperioden oder Nass-Trockenperioden
- c) ohne Kohäsion oder scheinbare Kohäsion, ohne Neigung zur Zementierung durch chemische oder biologische Einflüsse, damit der Filter das Verformungsverhalten behält und sich keine Risse bilden können
- d) intern stabil (nicht suffosionsgefährdet, die groben Kornfraktionen im Filter hindern die feinen am Ausspülen unter Durchsickerungsbelastung)
- e) ausreichend durchlässig um Drainagewässer ableiten zu können ohne zu hohen Porenwasserdruck aufzubauen
- f) fähig, Erosion des Basiserdstoffs, die durch eine Leckage initiiert werden könnte, zu kontrollieren bzw. zu stoppen

#### 7.1.1 ad a) Entmischung

Eine Entmischung kann beim Schütten oder Verteilen des Materials stattfinden. Dabei sammeln sich die gröberen Kornfraktionen weiter unten als die feinen. In einer entmischten Zone besteht die Möglichkeit, dass genügend große Porenkanäle entstehen, sodass Feinteile ausgewaschen werden können. Weil die großen Kornfraktionen sehr anfällig auf Entmischung sind, ist es von grundlegender Bedeutung, die maximale Korngröße zu begrenzen [34], [35].

*Foster* und *Fell* [14] stellten fest, dass schlechte Filterfunktion in einem Zusammenhang steht mit der Tendenz zur Entmischung. Sie geben für Sand-Kies-Filter folgende Charakteristiken an, die die Anfälligkeit eines Filterstoffes auf Entmischung begünstigen:

- weitgestuft, max. Korndurchmesser  $d_{max} < 75\text{mm}$
- mangelhafte Einbaupraktiken (Fördern der Entmischung)

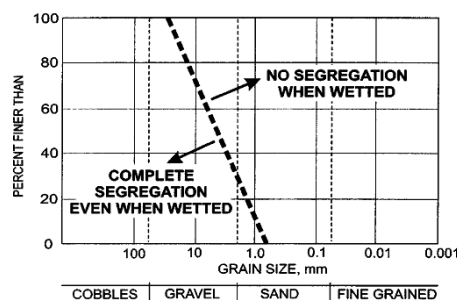
In [11] wird diese Liste präzisiert mit:

- Geringer Sand- und Feinkiesanteil (<40% kleiner als 4,75mm)

*Milligan* [35] empfiehlt als luftseitigen Filter für die meisten Kernmaterialien ein sandreiches Filtermaterial, mit einem Maximalkorn  $d_{max} < 75\text{mm}$ , im Idealfall einen uniformen Sand (und Kies) mit  $d_{max} < 30\text{mm}$  und einer Korngröße bei 15% Siebdurchgang von  $d_{15} < 0,7\text{mm}$  (in manchen Fällen auch  $d_{15} < 0,5\text{mm}$ ). Er bewies anhand von Entmischungsversuchen, dass sich Materialien in annähernd gleichem Maße, relativ zur Abstufung ihrer ursprünglichen Kornverteilung, entmischen und folgert daraus, dass dies ein starkes Argument gegen die Verwendung von weit gestuften Filtermaterialien ist.

Die Abstufung in diesem Falle mit der Ungleichförmigkeitszahl zu charakterisieren wäre jedoch problematisch, da diese eben die maßgebenden Korngrößen für die Entmischung, also alle über  $d_{60}$ , außer acht lassen [35].

*Milligan* [35] stellte in seinen Versuchen weiter fest, dass die Entmischung von sandigen Materialien, wenn sie benetzt wurden, fast gänzlich behindert wurde und dass das Benetzen bei kiesigen Materialien wenig Einfluss hatte (siehe Abb. 95). Er spricht daher zusätzlich zu den oben genannten Vorschlägen für  $d_{max}$  und  $d_{15}$  noch die Empfehlung aus, dass diese sandreichen Filtermaterialien nass in dünnen Lagen eingebracht werden sollen.



**Abb. 95: Einfluß des Befeuchtens auf Entmischung**

Quelle: [35]

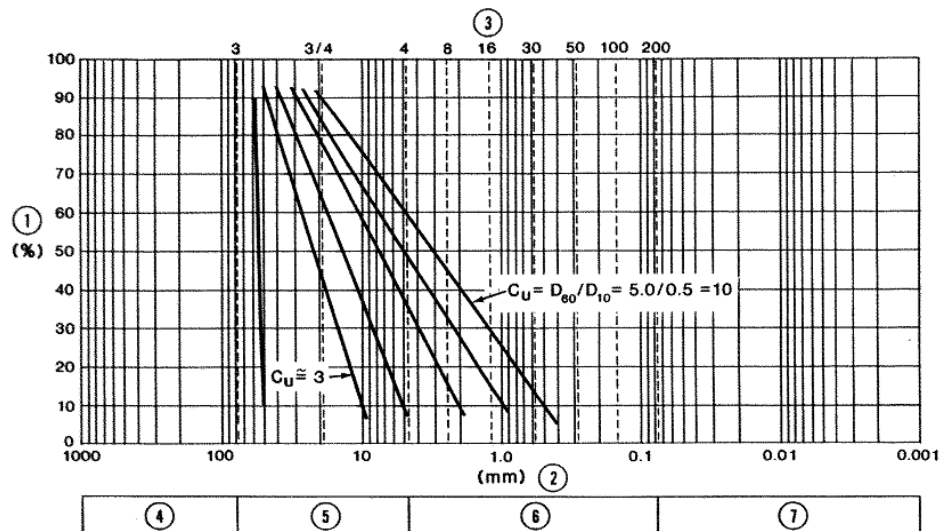
*ICOLD* [22] geben ein Kriterium des US Soil Conservation Service (*USDA SCS*) und des US Bureau of Reclamation (*USBR*) an, welches in Tab. 15 in Tabellenform und in Abb. 96 grafisch drage stellt ist.

Minimum $D_{10}$ mm	Maximum $D_{90}$ mm
< 0.5	20
0.5-1.0	25
1.0-2.0	30
2.0-5.0	40
5.0-10	50
10-50	60

**Tab. 15:** Ober- und Untergrenzen für  $D_{10}$  ( $\equiv d_{10,F}$ ) und  $D_{90}$  ( $\equiv d_{90,F}$ ) nach *USDA SCS* und *USBR*

Quelle: [22]

Man kann in Abb. 96 erkennen, dass ein Filter umso gleichförmiger sein muss, je größer dieser ist.



**Abb. 96:** Grafische Darstellung des Kriteriums nach *USDA SCS* und *USBR*

Quelle: [22]

An diesem Kriterium wurde beim Erscheinen des *ICOLD* Bulletins [22] noch gearbeitet und es kommen zusätzliche Auflagen hinzu:

- Die groben und feinen Seiten des Filterbandes sollen der Forderung  $U \leq 6$  genügen.
- Die Forderung nach einem engen Filterband, sodass bei einem Siebdurchgang

von 60% oder weniger, der Verhältnisswert der Durchmesser von größten Korn zu feinstem Korn 5 nicht überschreitet.

### 7.1.2 ad b) Veränderung der Kornverteilung

Es ist darauf zu achten, dass künstlich hergestellte Kornverteilungen für Filtermaterialien aus gebrochenem Festgestein Nachteile mit sich bringen können. Diese besitzen scharfe Kanten und strukturelle Schwachstellen (Mikrorisse) die unter Belastung zur Kornzertrümmerung führen können. Derartige Belastungen treten beim Aufbereiten, dem Behandeln, dem Einbau, der Verteilung und Verdichtung (auch durch den Baustellenverkehr beim Überfahren), durch Frost- Tauperioden oder durch Feucht- Trockenperioden auf. Natürliche Sande und Kiese sind durch ihre Entstehungsgeschichte runder, sie sind schon das Produkt wiederholter Kornzertrümmerung und Abrieb und haben damit den Großteil ihrer strukturellen Schwachstellen „abgebaut“. Trotzdem soll sich die Verdichtung von Filtern auf ein absolutes Mindestmaß beschränken [35].

*ICOLD* [22] zitiert das *USBR* und schreibt, dass Filter soweit verdichtet sein sollten um Verflüssigung auszuschließen, um die Konsolidation zu begrenzen und genug Festigkeit aufzuweisen. *USBR* zum Beispiel schlägt eine relative Dichte von Minimum 70% vor. Dies deckt sich mit *Kutzner* [31], der schreibt, dass Vertikalfilter auf 70-80% verdichtet werden sollen, nicht jedoch Horizontalfilter, welche keine Übergangsfunktion besitzen und somit möglichst auf Setzungsfreiheit verdichtet werden sollen.

### 7.1.3 ad c) Kohäsion

Das Filtermaterial muss, wie vorher beschrieben, Differentialsetzungen zwischen Dammkörper und Kern aufnehmen können, ohne Risse zu bilden. Das bedeutet in diesem Falle würde die Filterschicht sich zwar verformen und evtl. auflockern, die Schutzwirkung würde jedoch erhalten bleiben [31].

Damit das Filtermaterial verformbar bleibt, eine Öffnung oder ein Riss sozusagen kollabieren kann, wenn das Material nass wird, wird gefordert, dass das Material nicht kohäsiv ist. Um dies sicherzustellen, sollen die Filtermaterialien vor Baubeginn im Labor und später in Feldversuchen auf ihre Fähigkeit zu dieser Anforderung untersucht werden [35].

Eine einfache Methode, die Kohäsionslosigkeit eines Filtermaterials auf der Baustelle zu überprüfen, wird von *Fell et al.* [11] vorgestellt. Dabei wird feuchtes Material in einem zylindrischen Gefäß (z.B. Kübel) verdichtet und wie eine Sandburg in einem größeren Behälter gekippt, also aufgestellt. Wenn bei langsamem Auffüllen des größeren Behälters diese zylindrische Probe durch Zerstörung der kappillaren Kräfte

zwischen den Körnern gemäß ihres natürlichen Böschungswinkels zerfällt, dann kann davon ausgegangen werden, dass sie kohäsionslos ist.

Materialien die durch chemische Vorgänge zum Verstopfen und Verbinden fähig oder löslich sind, sind als Filtermaterialien unbrauchbar [11], [22].

#### 7.1.4 ad d) Interne Stabilität/Suffosionsanfälligkeit

Dieses Thema wurde bereits in Kapitel 5.3 behandelt.

Zusätzlich dazu führt *ICOLD* [22] ein Kriterium nach *Lowe* auf, das den Nachweis gleich wie *Sherard* (siehe Kapitel 5.3.1.2) führt, indem er die Kornverteilungslinie teilt und den Nachweis der Filterwirkung mit den neu entstandenen Kornverteilungslinien erbringt. Es wird dabei empfohlen, dass, falls der Nachweis der Suffosionssicherheit beim Basiserdstoff nicht gegeben ist, der Filterdurchmesser  $d_{15,F}$  nicht auf den Durchmesser  $d_{85,B}$  des gesamten Basiserdstoffes, sondern auf den Durchmesser  $d_{85,B}^*$  abgestimmt werden soll. Als Durchmesser  $d_{85,B}^*$  ist der Durchmesser bei 85% Siebdurchgang des feinen Materials definiert (nach Teilung des Gesamtmaterials in Feinteile und Grobskelett).

#### 7.1.5 ad e) Durchlässigkeit

Um Sickerwasser zuverlässig ableiten zu können, ohne dabei übermäßig Porenwasserdruck aufzubauen, muss der Filter im Allgemeinen das folgende Kriterium erfüllen [11]:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} > 4 \text{ bzw. } 5$$

$d_{15,F}$  Filtermaterial, Korngröße bei 15% Siebdurchgang

$d_{15,B}$  Basismaterial, Korngröße bei 15% Siebdurchgang

Da sich die Durchlässigkeit ungefähr mit dem Quadrat des Durchmessers  $d_{15,F}$  ändert, gewährleistet dieses Kriterium eine im Filter um ca. das 20-fach größere Durchlässigkeit, als im Basiserdstoff [22].

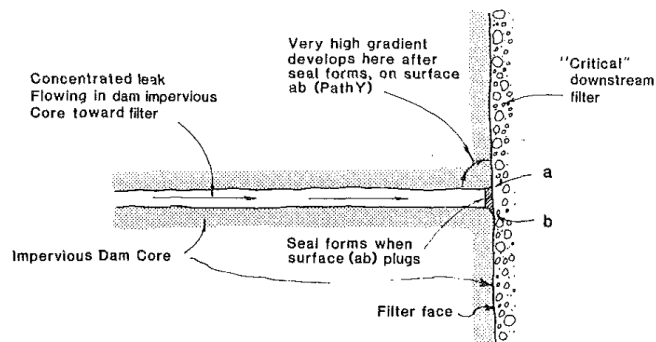
Laut *ICOLD* [22] beschränkt der US Soil Conservation Service den Durchmesser des Filtermaterials noch mit  $d_{15,F} > 0,1 \text{ mm}$ .

### 7.1.6 ad f) Verhinderung von Erosion des Basismaterials durch Leckage

In einem Damm mit mineralischer Innendichtung können Risse im Kern auftreten. Gründe dafür finden sich in (siehe Kapitel 5.7.1.1.2) [50]:

- differentielle Setzungen
- Kontaktflächen an Felsfundierung oder an Kunstbauwerke
- Einbaufehler
- hydraulic fracturing

Falls der Dichtkern einen Riss bzw. eine Leckage erleiden sollte, muss die Filterschicht die ausgespülten Teilchen des Dichtkerns „auffangen“ und eine Aufweitung des Risses verhindern [50].



**Abb. 97: Riss im Dichtkern mit kritischem Filter**

Quelle: [50]

Wenn im Riss Partikel des Dichtkerns zum Filter transportiert werden, dann wird dieser, falls er richtig dimensioniert ist, an der Stelle des Risses verstopfen. Das führt dazu, dass der Wasserdruck im Sickerkanal und an der Austrittsstelle sich dem statischen Wasserdruck der Stauhöhe im Reservoir nähert. Dies wiederum hat zur Folge, dass ein kleiner Teil des Dichtkerns am Rande durch die Durchsickerung höher belastet wird. Im besten Falle wird sich ein Zustand einstellen, bei dem die Wände des Risses aufweichen oder aufschwellen und zusammenbrechen, wobei sich infolge dessen wieder ein Porenwasserdruck einstellen sollte, wie bei normalen Strömungsverhältnissen [50].

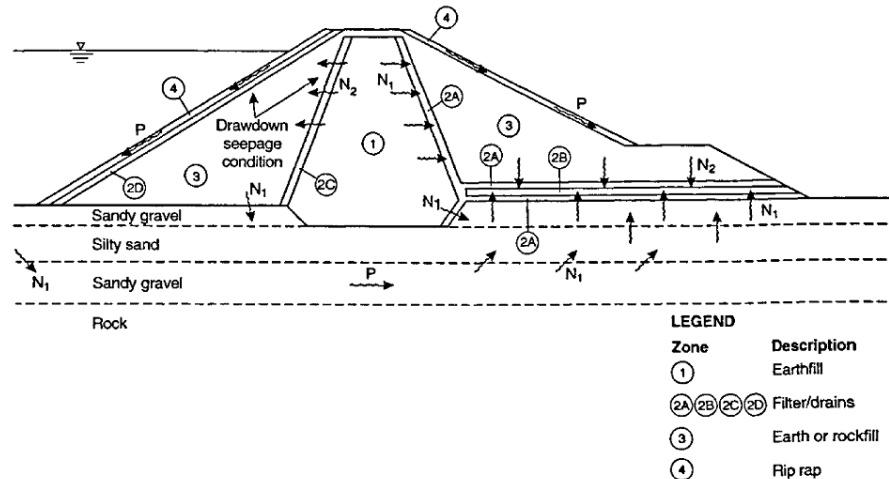
## 7.2 Kritischer Filter

*Fell u.a.* [11] treffen in Abhängigkeit der Durchströmungsrichtung des Filters in Bezug auf das Basismaterial drei Strömungszustände:

$N_1$  Strömung normal zum Basismaterial mit hohem hydraulischen Gefälle



- $N_2$  Strömung normal zum Basismaterial mit niedrigerem hydraulischen Gefälle  
 P Strömung parallel zum Basismaterial



**Abb. 98: Strömungszustände auf Filter**

Quelle: [11]

Wenn ein Filter kritisch für die Kontrolle von Innerer Erosion ist und, falls er versagt, es zu einer erhöhten Wahrscheinlichkeit des (Total-)Versagens durch *piping* kommt, dann nennt man diesen Filter „Kritischer Filter“. Kritische Filter sind nach *Fell u.a.* vor allem beim Strömungszustand  $N_1$  (siehe Abb. 98) zu finden [11].

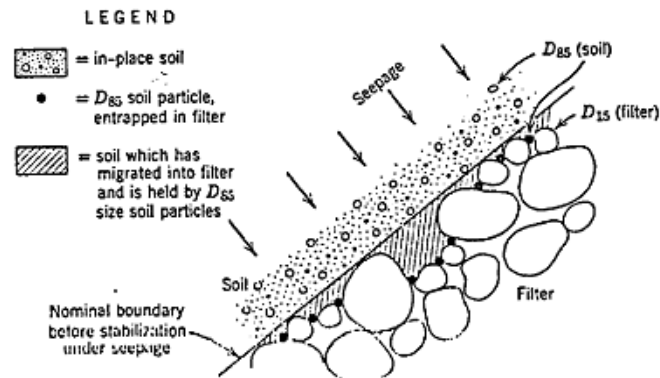
*Kutzner* schränkt in seiner Beschreibung den Kritischen Filter insoweit ein, als das dieser nur der an „die kritische Grenzfläche eines Dichtungselementes angrenzende Feinfilter“ sei, und führt weiter aus: „Die kritische Grenzfläche ist die luftseitige Oberfläche, wo Sickerwasserströmung den Erosionsvorgang einzuleiten versucht.“ [31].

Vergleichend lässt sich erkennen, dass der Begriff „Kritischer Filter“ von *Fell u.a.* strenger gehandhabt wird (siehe Abb. 98) als von *Kutzner*, der Grenzflächen zwischen wasserseitiger Dammaufstandsfläche und Untergrund oder Untergrund und luftseitiger Fußdrainage nicht dieser Kategorie zuordnet.

### 7.3 Filterkonzept

*Fell et al.* [11] schreiben frei übersetzt: „Das Grundkonzept der Filterbemessung ist, eine Kornverteilungslinie des Filters zu schaffen, dessen Poren klein genug sind um Erosion des Basiserdstoffes zu verhindern.“

Um Partikeltransport vom Basiserdstoff in den Filter zu verhindern, wird also bei der Filterbemessung eine repräsentative Porenweite des Filters mit einem repräsentativen Korndurchmesser des Basisstoffes verglichen, um so ein geometrisches Kriterium zu erhalten (siehe Kapitel 5.4).



**Abb. 99: Grenzfläche zwischen Basiserdstoff und Filtermaterial**

Quelle: [44]

*Sherard* et al. zeigen in [50], dass ein konstanter Zusammenhang zwischen der Öffnungsweite der Poren des Filtererdstoffes und dem Durchmesser bei 15% Siebdurchgang besteht ( $O_E = d_{15,F}/9$ ). In den meisten Filterkriterien wird dieser dann mit dem Korndurchmesser  $d_{85,B}$  des Basismaterials verglichen, obwohl auch Filterkriterien existieren, die zum Beispiel  $d_{95,B}$  oder  $d_{50,B}$  verwenden [11].

## 7.4 Filterkriterien

Um eine möglichst gute Vergleichbarkeit zu schaffen, sollen hier so viele Filterkriterien wie möglich genannt werden. Das Kriterium nach *Terzaghi/Peck* steht an erster Stelle, weil es das erste wichtige seiner Art war. Es hat sich unzählige Male bewährt, auch wenn es heutzutage in den Hintergrund getreten ist.

In folgender Liste der Filterkriterien werden aufgrund der verschiedenen Quellen immer wieder andere Bezeichnungen für Korndurchmesser von Filter- und Basismaterial in den Abbildungen verwendet, wobei beispielhaft gilt:

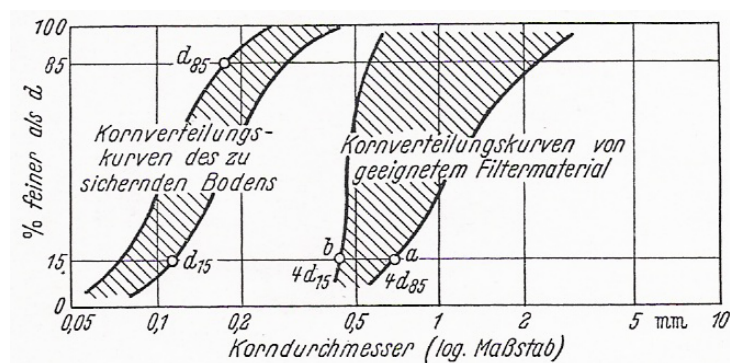
$d_{15,F} \equiv DF15 \equiv D_{15F} \equiv D_{15}$	Filtermaterial, Korngröße bei 15% Siebdurchgang
$d_{15,B} \equiv DB15 \equiv D_{15B} \equiv d_{15}$	Basismaterial, Korngröße bei 15% Siebdurchgang
$d_{85,B} \equiv DB85 \equiv D_{85B} \equiv d_{85}$	Basismaterial, Korngröße bei 85% Siebdurchgang

### 7.4.1 Terzaghi/Peck

Das Filterkriterium von *Terzaghi* und *Peck* ist in der Geotechnik weit verbreitet und findet auch in vielen Publikationen zum Thema Dammbau immer noch Erwähnung. Laut *Sherard et al.* [50], die bei Versuchen an Sanden und Kiesen feststellen konnten, dass das Versagen bei ca.  $d_{15,F} / d_{85,B} = 9$  eintritt, beinhaltet es demnach eine Sicherheit von ca.  $\eta=2$  und befindet sich somit auf der konservativen Seite. Das Kriterium besteht aus 2 Teilen, einer Durchlässigkeitsregel und einem Kontakterosionskriterium.

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} < 4 < \frac{d_{15,F}}{d_{15,B}}$$

Dabei stellt der linke Teil ( $d_{15,F} / d_{85,B} < 4$ ) das Kontakterosionskriterium dar und der rechte Teil ( $4 < d_{15,F} / d_{15,B}$ ) gewährleistet die Durchlässigkeit (siehe Kapitel 7.1.5).

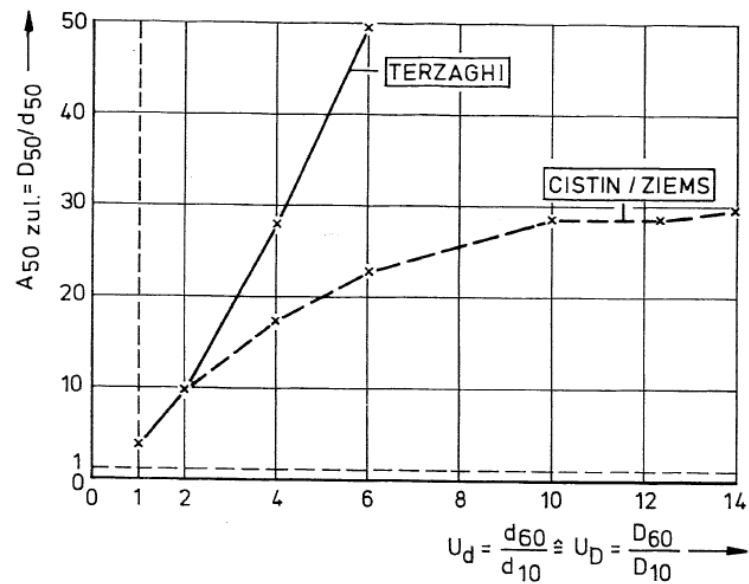


**Abb. 100:** Filterkriterium nach *Terzaghi/Peck*

Quelle: [59]

*Terzaghi* und *Peck* selber geben in [59] keine Einschränkungen bezüglich der Anwendbarkeitsgrenzen an. *Kutzner* [31] liest aus der Abb. 100 Ungleichförmigkeitszahlen von 2 bis 4 heraus und merkt an, dass sich das Kriterium nur auf kohäsionslose Basismaterialien bezieht. In Publikationen von zum Beispiel *Wittmann* [65], *Striegler* [56] und *Muckenthaler* [37] wird die Ungleichförmigkeit des Filter- und Basismaterials für die Anwendung dieses Kriteriums auf  $U_F \approx U_B \leq 2$  beschränkt.

*Wittmann* [65] hat das Kriterium von *Terzaghi/Peck* und *Čišin/Ziems* (siehe Kapitel 7.4.9) verglichen und zeigt die Rechtfertigung der Ungleichförmigkeitsgrenze mit  $U_F \approx U_B \leq 2$  auf. Wie in Abb. 101 zu erkennen ist, würden die Abstandsverhältnisse nach *Terzaghi/Peck* ab  $U_F \approx U_B > 2$  im Vergleich zu *Čišin/Ziems* sehr große Werte annehmen.



**Abb. 101:** Vergleich der Filterkriterien *Terzaghi/Peck* - *Čišin/Ziems*

Quelle: [65]

*Sherard* et al. [50] schreiben, dass Filter die nach diesem Kriterium bemessen wurden, fast immer befriedigende Ergebnisse liefern, schlagen jedoch die Anwendbarkeit aufgrund ihrer Versuche nur auf Filtermaterialien mit  $d_{15,F} > \sim 1,0\text{mm}$  vor, da sich ab einer gewissen Feinkörnigkeit die von ihnen erkundete Versagensgrenze ( $d_{15,F} / d_{85,B} = 9$ ) signifikant ändert.

#### 7.4.2 USBR

In der Literatur existieren mehrere Varianten der Filterbemessung nach *USBR*. *Striegler* [56], *Wittmann* [65] und *Muckenthaler* [37] zitieren eine veraltete Variante von 1955 und später, die sich teilweise auf Beziehungen der Durchmesser  $d_{50,F}/d_{50,B}$  und  $d_{15,F}/d_{15,B}$  beziehen. Wie *Sherard* et al. in [50] feststellen sind Filterregeln, die auf diesen Verhältnissen basieren weder theoretisch noch durch Versuche begründbar. So ist der Durchmesser  $d_{50,F}$  nicht repräsentativ für die Porengröße und der Durchmesser  $d_{15,B}$  hat keinen signifikanten Einfluss auf die Eigenschaften die von einem Filter erwartet werden. Weiters hat der Durchmesser  $d_{50,B}$ , der in diesen Kriterien im Verhältnis  $d_{50,F}/d_{50,B}$  aus Gründen der Entmischungsverhütung oft verteidigt wurde, praktisch keinen Einfluss auf die maximal tolerierbare Entmischung [50].

Eine modifizierte Variante des *USBR* – Kriteriums lässt sich zum Beispiel in *Kutzner* [31] und *Fell* et al. [11] finden:

- I. a)  $\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} = 5 \div 40$  unter der Voraussetzung von I. b)
- b)  $d_F = 0,075 \text{ mm} < 5\%$  und kohäsionslose Feinteile
- II.  $\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 5$
- III. Die Kornverteilungskurven der Materialien sollen parallel verlaufen.
- IV. Größtkorn  $d_{F,max} \leq 75 \text{ mm}$  zur Vorbeugung der Entmischung.
- V. Bei Basismaterialien, die Kies enthalten ( $d > 4,7 \text{ mm}$ ), sollen die Basisparameter  $d_{15,B}$  und  $d_{85,B}$  anhand der umgestuften Kornverteilung ermittelt werden (ohne Kornfraktionen  $> 4,7 \text{ mm}$ ).

Während I.a) ( $d_{15,F} / d_{15,B} > 5$ ) die Durchlässigkeit des Filtererdstoffes gewährleisten soll, stellen II., III., und I.b) das Kontakterosionskriterium dar.

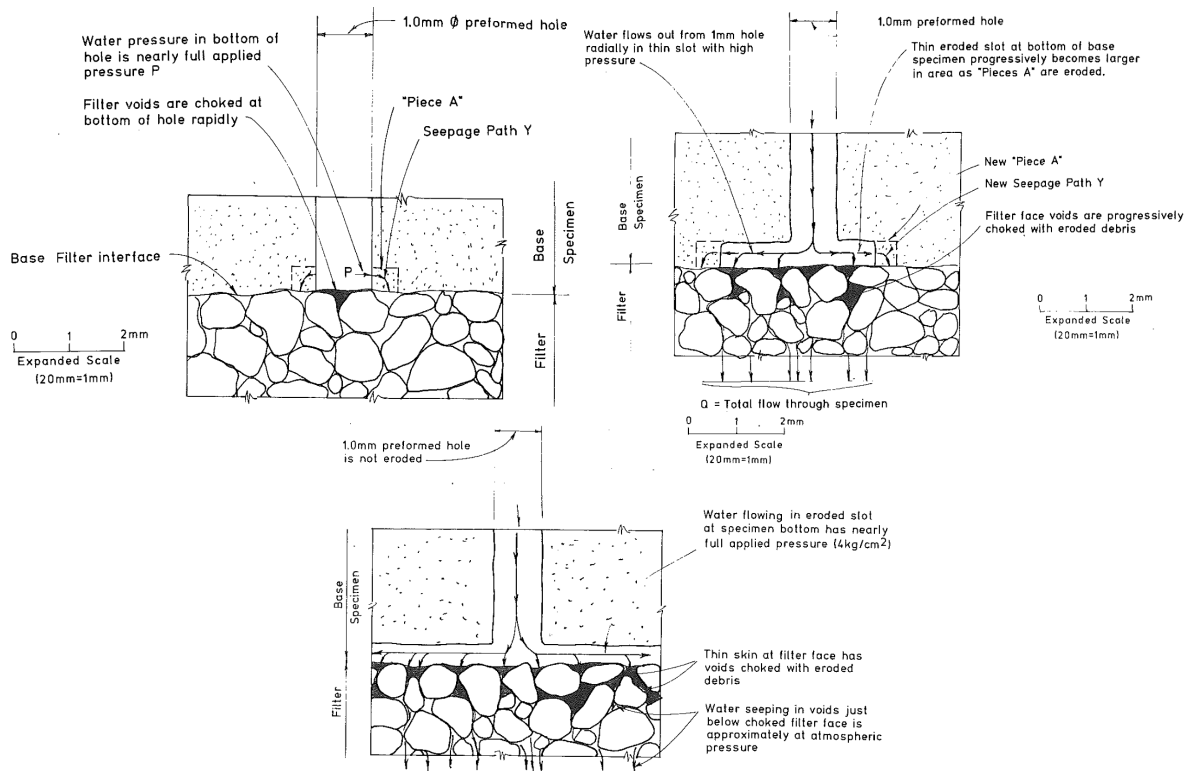
*Fell* et al. [11] beschreiben Probleme bei der Anwendung von Punkt III. und I.b) vor allem in Böden mit hohem Schluff- und Tongehalt. Sie schlagen folgende Vorgehensweise vor:

- Punkt I.b) ist im Zweifelsfall Punkt I.a) vorzuziehen
- Punkt III. wird ignoriert und durch  $d_{60,F} / d_{10,F} \leq 20$  ersetzt.

Laut *Kutzner* [31] ist dieses Kriterium eine klassische Filterregel, die sich in unzähligen Fällen bewährt hat und für tonige Dammdichtungsstoffe konservativ ist. *Fell* et al. [11] würden dieses Kriterium nicht empfehlen, ihnen zufolge ist es auch vom *USBR* nicht mehr in Verwendung.

### 7.4.3 *Sherard/Dunnigan*

*Sherard* et al. [51], [50], [52] haben zwischen 1981 und 1989 umfangreiche Untersuchungen zur Entwicklung von Filterkriterien durchgeführt. Die ersten Veröffentlichungen aus dem Jahr 1984 beschäftigen sich mit Sand- und Kiesfiltern [50] und mit Filtern für Schluffe und Tone [51]. Dabei wurde bis zum Verschließen des Filters eine kleine Menge an Erosion erlaubt. In weiteren Versuchen wurde mit Hilfe des „no erosion filter“ (NEF) – Tests mehrere Kriterien für kritische Filter ermittelt. Diese sollen sicherstellen, dass im Falle eines Risses im Dichtungserdstoff der Filter verlegt wird, ohne dass Material im Riss ausgetragen werden muss. *Sherard* et al. [52] fanden heraus, dass in solchen Fällen der Basiserdstoff an der Grenze Basis-Filtererdstoff schrittweise vom Riss weg in den Filter verfrachtet wird und diesen dort verschließt und abdichtet (siehe Abb. 102). Der NEF-Test unterscheidet sich zu den vorangegangenen Tests also dadurch, dass dabei keine Erosion in der Erosionsröhre in der Probe sichtbar war.



**Abb. 102: Versuchsbeobachtungen von Sherard et al.**

Quelle: [52]

Sherard et al. teilen die für Dichtkerne üblichen Erdstoffe in 4 Gruppen ein [52] (aus [31]):

1. Bodengruppe 1 Feinkörnige Schluffe und Tone mit einem Gewichtsanteil von mehr als 85% unter 0,074mm
2. Bodengruppe 2 Schluffige und tonige Sande sowie sandige Schluffe und Tone mit einem Gewichtsanteil von 40 bis 85% unter 0,074mm
3. Bodengruppe 3 Schluffige und tonige Sande oder Kiessande mit einem Gewichtsanteil von weniger als 15% unter 0,074mm
4. Bodengruppe 4 Erdstoffe zwischen den Gruppen 2 und 4, also mit einem Gewichtsanteil von 10-40% unter 0,074mm

Bodengruppe	Beschreibung Feinteile <0,074mm [%]	Filterkriterium	
		$d_{15,F}$	Filterkriterium kritische Filter (keine Erosion) $d_{15,F,KE}$
1	85-100	$\leq 9 \cdot d_{85,B}^{(1)}$	$= 7 \cdot d_{85,B} - 12 \cdot d_{85,B}$ (durchschnittl. $= 9 \cdot d_{85,B}$ )
2	40-85	$= 0,7\text{mm}$	$= 0,7-1,5\text{mm}$
3	0-15	$\leq 4 \cdot d_{85,B}$	$= 7 \cdot d_{85,B} - 8 \cdot d_{85,B}$ (gerundetes Korn)
4	15-40	$\leq (40-A)/(40-15) \cdot (4 \cdot d_{85,B} - 0,7\text{mm}) + 0,7\text{mm}^{(2) (3)}$	$= 9 \cdot d_{85,B} - 10 \cdot d_{85,B}$ (gekantiges Korn) Werte zwischen Bodengruppe 2 und 3, abhängig vom Feinkornanteil

**Tab. 16: Filterkriterien nach Sherard et al.**

Quelle: [52]

(1) Wenn  $9*d_{85,B}$  kleiner als 0,2mm ist, soll 0,2mm genommen werden [22]; (2) A=Prozentsatz <0,075mm nach der Umstufung [22]; (3) Wenn  $4*d_{85,B}$  kleiner als 0,7mm ist, soll 0,7mm genommen werden [22]

Das Ergebnis ihrer Untersuchungen ist in Tab. 16 dargestellt, wobei für das Filterkriterium ( $d_{15,F}$ ) folgende Bemerkungen zu beachten sind:

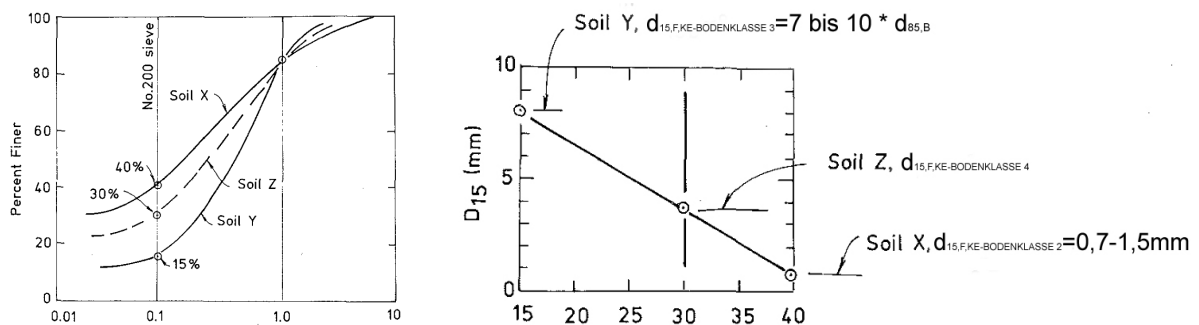
- a) Die Kornverteilungslinie soll, bis auf die Bodengruppe 3, von Durchmessern  $>4,75\text{mm}$  getrennt werden und die Durchmesser  $d_{85}$  aus der neuen Kornverteilungslinie ermittelt werden (Umstufung) [52], [22], [14].
- b) In *ICOLD* [22] wird verlangt, dass die feine und grobe Seite des Filterbandes eine Ungleichförmigkeitszahl  $U \leq 6$ , sowie ein enges Filterband aufweist (bei einem Siebdurchgang von 60% oder weniger soll der Verhältnisswert der Durchmesser von größten Korn zu feinstem Korn 5 nicht überschreiten).
- c) Filtermaterialien sollen einen maximalen Korndurchmesser von  $d_{max}=75\text{mm}$  aufweisen, nicht mehr als 5% an Durchmessern kleiner als 0,075mm haben und eine Plastizitätszahl von Null aufweisen. Die Plastizität soll anhand des Materials mit Durchmesser  $d < 0,425\text{mm}$  ermittelt werden [22].
- d) Der Feinkornanteil soll kohäsionslos sein [11].
- e) Um die Durchlässigkeit zu gewährleisten, sollen die Filter einen Durchmesser  $d_{15,F} > 4*d_{15,B}$  aufweisen, jedoch nicht kleiner als 0,1mm [22].
- f) Keine Böden mit Ausfallkörnung dürfen verwendet werden [22].
- g) *Fell et al.* [11] verlangen im Gegensatz zu *ICOLD* [22] (siehe Punkt c)), für die Bodengruppen 1 und 2 einen maximalen Korndurchmesser des Filters von  $d_{F,max}=50\text{mm}$  und bemerken, dass diese Filtererdstoffe vollständig aus Sand oder kiesigem Sand bestehen sollen (60% Siebdurchgang  $>4,76\text{mm}$ )
- h) *Fell et al.* [11] bemerken im Gegensatz zu *ICOLD* [22] (siehe Punkt f)), dass für die Bodengruppen 1 und 2 die Kriterien unabhängig von der Form der Kornverteilungskurve angewendet werden dürfen. Für Bodengruppen 3 und 4 dürfen diese für eng abgestufte Kornverteilungen angewandt werden. Falls eine Ausfallkörnung vorliegt, wird vorgeschlagen, den Filter auf die feinen Anteile der Ausfallkörnung zu bemessen oder den richtigen Filter mit Hilfe eines NEF-Tests zu bestimmen.

Zur Ermittlung des Filterdurchmessers  $d_{15,F,KE}$  im „keine Erosion-Kriterium“ sei folgende Erklärung gegeben. Der Durchmesser wird, wie der  $d_{15,F}$ , aus einer linearen Interpolation zwischen einem passenden Filter der Bodengruppe 2 und 3, für den selben Basiserdstoff ermittelt. Die Formel (sowie die bei der Ermittlung von  $d_{15,F}$ ) lässt sich leicht und anschaulich aus geometrischen Beziehungen ableiten (siehe Abb. 103, rechts).

$$d_{15,F,KE} = \frac{(40 - A)}{(40 - 15)} * [(7 \div 10) * d_{85,B} - (0,7 \div 1,5)] + (0,7 \div 1,5)$$

A Prozentsatz  $<0,075\text{mm}$  nach der Umstufung (Weglassen der Kornfraktionen  $d>4,75\text{mm}$ )

Handelt es sich zum Beispiel um einen Boden mit 30% Feinkornanteil ( $<0,074\text{mm}$ ), so wird der Durchmesser  $d_{15,F,KE}$  für die Bodengruppen 2 und 3 ermittelt. Da alle auf den Korndurchmesser  $d_{85,B}$  bemessen werden, schneiden sich alle drei Kornverteilungskurven in einem Punkt.



**Abb. 103:** Ermittlung  $d_{15,F,KE}$  (adaptiert)

Quelle: [52]

#### 7.4.4 Fell et al.

Fell et al. haben umfangreiche No Erosion Filter (NEF) –Tests durchgeführt und Ergebnisse von Sherard et al. ausgewertet. Sie entwickelten daraus ein „No Erosion“ – Kriterium, das in Tab. 23 dargestellt ist. Dabei ist zu beachten, dass das Kriterium für die „keine Erosion“-Grenze für das Verfahren zur Bewertung bestehender Dammbauwerke (siehe Kapite 7.5) entwickelt wurde und keine Sicherheiten enthält [11].

Sie empfehlen in ihrem umfassenden Werk über den Dammbau eine Methode zur Bemessung von Filtern mit Durchströmung normal zur Filterebene, die größtenteils auf dem Filterkriterium nach Sherard et al. [52] (siehe Kapitel 7.4.3) aufgebaut worden ist. Es wurden jedoch die Grenzen der Bodeneinteilung geändert und die eventuelle Dispersivität eines Erdstoffes wird berücksichtigt. Sie geben eine schrittweise Vorgehensweise zur Ermittlung eines Filters, die im Folgenden frei übersetzt aus [11] wiedergegeben wird.

*Schritt 1:* Ermitteln der Kornverteilungskurven des Basismaterials, wobei darauf geachtet werden soll, genügend Proben zu verwenden um ein repräsentatives Körnungsband des Basiserdstoffes zu erhalten. Der



größte Durchmesser  $d_{15,F}$  des Filterbandes soll der kleinste aus den Kornverteilungslinien des Basiserdstoffes ermittelbare sein, um filterwirksam zu sein. Der kleinste Durchmesser  $d_{15,F}$  des Filterbandes, der die hydraulische Wirksamkeit des Filters gewährleistet, soll aus dem Mittelwert der Durchmesser  $d_{15,B}$  des Basiserdstoffes ermittelt werden.

*Schritt 2:* Falls das Basismaterial keinen Kies ( $d > 4,75\text{mm}$ ) enthält, dann kann mit *Schritt 4* fortgefahren werden.

*Schritt 3:* Ermitteln der umgestuften Kornverteilungskurven für Böden mit Korndurchmessern größer als  $4,75\text{mm}$ :

- Ermitteln eines Korrekturfaktors  $K = 100 / (\text{Masseprozent } d > 4,75\text{mm})$
- Multiplizieren des Korrekturfaktors  $K$  mit den Masseprozenten der einzelnen Kornfraktionen die kleiner als  $4,75\text{mm}$  sind.
- Ermitteln/Zeichnen der umgestuften Kornverteilungskurven.
- Verwenden der umgestuften Kornverteilung zur Ermittlung des Prozentsatzes der Kornfraktionen kleiner  $0,075\text{mm}$  in *Schritt 4*

*Schritt 4:* Einteilung des Basiserdstoffes in die Bodengruppen aus Tab. 17 über den Masseprozentatz  $d < 0,075\text{mm}$ .

Base soil category	% finer than 0.075 mm (after regrading, where applicable)	Base soil description
1	>85	Fine silts and clays
2A	35–85	Silty and clayey sands; sandy clays; and clay, silt, sand, gravel mixes
4A	15–35	Silty and clayey sands and gravel
3	<15	Sands and gravel

**Tab. 17: Bodengruppen nach Fell et al.**

Quelle: [11]

*Schritt 5:* Um die Filterwirksamkeit zu gewährleisten, soll der maximalzulässige Durchmesser  $d_{15,F}$  des Filterbandes ermittelt werden. Für die Einteilung der Dispersivität nach „pinehole classification“ wird auf Kapitel 3.1.7 verwiesen.

Base soil category	Filtering criteria
1	$\leq 9 \times D_{85B}$ but not less than 0.2 mm (a)
2A	$\leq 0.7$ mm (b)
3	$\leq 4 \times D_{85B}$ of base soil after regrading
4A	$(35 - A/35 - 15) [(4 \times D_{85B}) - 0.7 \text{ mm}] + 0.7 \text{ mm}$ A = % passing 0.075 mm sieve after regrading (If $4 \times D_{85B}$ is less than 0.7 mm, use 0.7 mm)

Note: (a)  $\leq 6D_{85B}$  for dispersive soils. (b)  $\leq 0.5$  mm for dispersive soils.

Dispersive soils are soils with pinhole classification D1 or D2, or Emerson class 1 or 2.

**Tab. 18: Filterkriterium für kritische Filter; maximaler  $d_{15,F}$**

Quelle: [11]

*Schritt 6:* Um die hydraulische Filterwirksamkeit zu gewährleisten, soll der minimal erforderliche Durchmesser  $d_{15,F}$  aus Tab. 19 ermittelt werden. Dieser Durchmesser kann aus der ursprünglichen Kornverteilung (ohne Umstufung) ermittelt werden.

Base soil category	Criteria
All categories	Minimum $D_{15F} \geq 4 \times D_{15B}$ of the base soil before regrading, but not less than 0.1 mm $\leq 2\%$ (or at most 5%) fines passing 0.075 mm sieve in the filter; fines non plastic

**Tab. 19: Hydraulische Filterwirksamkeit; minimaler  $d_{15,F}$**

Quelle: [11]

*Schritt 7:* Die Breite des Filterbandes soll eng gehalten werden, um die Verwendung von Filtern mit Ausfallkörnungen zu vermeiden und doch so breit um die Herstellung zu ermöglichen. Dies wird durch die Forderung gewährleistet, dass die in *Schritt 5* und *Schritt 6* ermittelten maximalen und minimalen Korndurchmesser  $d_{15,F}$  an folgende Anforderungen angepasst werden.

- Die groben und feinen Seiten des Filterbandes sollen der Forderung  $U \leq 6$  genügen.
- Der Verhältniswert der Durchmesser von größtem Korn zu feinstem Korn, bei einem Siebdurchgang von 60% oder weniger, 5 nicht überschreitet.

Design element	Criteria
To prevent gap-graded filters	The width of the designed filter band should be such that the ratio of the maximum diameter to the minimum diameter at any given percent passing value $\leq 60\%$ is $\leq 5$
Filter band limits	Coarse and fine limits of a filter band should each have a coefficient of uniformity of 6 or less

**Tab. 20: Weitere Anforderungen an das Filterband**

Quelle: [11]

*Schritt 8:* Um Entmischungserscheinungen zu minimieren, soll das Maximalkorn im Filtermaterial 75mm nicht überschreiten, falls die Filterschicht nicht mehr als 2 m breit (vertikale Filter) oder 0,5 m dick (horizontale Filter) ist. Für Filterzonen die geringere Abmessungen aufweisen, sollen Maximaldurchmesser 37mm bzw. 50mm nicht überschreiten. Weiters muss das Verhältnis von  $d_{90,F}/d_{10,F}$  ermittelt werden. Unter der Annahme, dass die Kornverteilungslinie in diesem Bereich der Forderung  $U \leq 6$  genügt (siehe Schritt 7), kann  $d_{10,F}$  aus der Beziehung  $d_{10,F} = d_{15,F}/1,2$  errechnet werden. Aus Tab. 21 lässt sich  $d_{90,F}$  ermitteln.

Base soil category	If $D_{10F}$ (mm) is:	Then maximum $D_{90F}$ (mm) is:
All categories	<0.5	20
	0.5–1.0	25
	1.0–2.0	30
	2.0–5.0	40
	5.0–10	50
	>10	60

**Tab. 21: Entmischungskriterium**

Quelle: [11]

Sandfilter mit  $d_{90,F} < 20\text{mm}$  bedürfen im Allgemeinen keiner speziellen Anpassung der Breite des Filterbandes. Für gröbere Filter und Kieszonen, die als Filter und Drainagezonen wirken, soll das Verhältnis  $d_{90,F}/d_{10,F}$  rasch mit steigendem  $d_{10,F}$  absinken.

*Schritt 9:* Verbinden der ermittelten Grenzpunkte der groben und feinen Seite des Filterbandes und Extrapolation der Grenzkurven bis zum 100% Siebdurchgang. Danach müssen noch die restlichen, zu den Grenzkornkurven gehörenden, Masseprozent und Siebgrößen ausgelesen und festgehalten werden.

Für Grenzfälle, wo Filter angedacht werden, die im Grenzbereich der ermittelten zulässigen Filter liegen, empfehlen Fell et al. einen NEF – Test nach *Sherard* et al. (siehe Kapitel 7.4.3). Sie unterstreichen dies vor allem für feinkörnige Materialien, bei denen der Bereich zwischen „keiner Erosion“ und „fortschreitender Erosion“ (siehe 7.5) schmal ist und für dispersive Böden [11].

#### 7.4.5 *Vaughan/Soares*

*Vaughan/Soares* entwickelten aufgrund eines Schadensfalles am Balderhead Damm in England im Jahre 1969 das Filterkonzept des „Perfekten Filters“. Bei diesem Schaden, der durch hydraulisches Aufreißen und Erosion an den Rissrändern entstand, wurden die größeren Bestandteile des Kernmaterials nicht an die Filteroberfläche transportiert um diesen zu verstopfen. Stattdessen lagerten sich diese ab, während die Feinteile zum Filter transportiert wurden, dort jedoch nicht durch diesen aufgehalten wurden. Diese Erkenntnis führte zur Forderung nach einem Filter, der die kleinsten transportierbaren Teilchen aufhalten kann – dem „perfekten Filter“ [21], [31], [11].

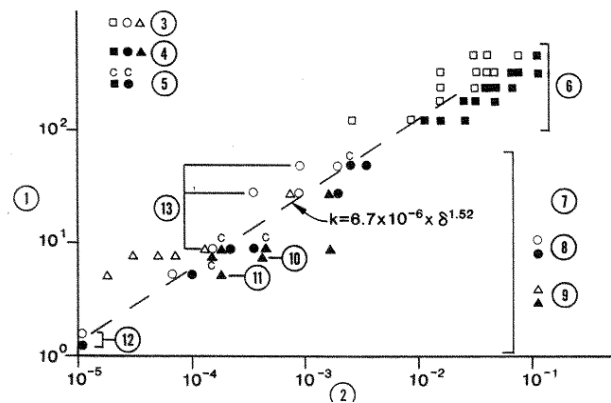
Laut *Kutzner* [31] wäre ein Filter, der dies bewerkstelligen könnte, aufgrund des erforderlichen Feinkornanteils, kohäsiv und damit nicht zulässig. Er schreibt: „Der Schlüssel liegt in der Erkenntnis, dass nicht individuelle Tonpartikel angeschwemmt werden, sondern größere Teilflocken, die durch einen kohäsionslosen Filter zurückgehalten werden können.“

Die Flockenbildung wird vom Chemismus des Wassers und des Erdstoffes bestimmt. Die Flockengröße ist für jeden Erdstoff anders [31].

Aus Versuchen ermittelten *Vaughan* und *Soares* einen Durchlässigkeitsbeiwert, der wirksame von unwirksamen perfekten Filtern trennt [31], [22]:

$$k = 6,7 * 10^{-6} * \delta^{1,52}$$

$k$  Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]  
 $\delta$  Partikel- oder Flockengröße [ $\mu\text{m}$ ]



**Abb. 104:** Versuchsergebnisse von Vaughan/Soares

Quelle: [22]

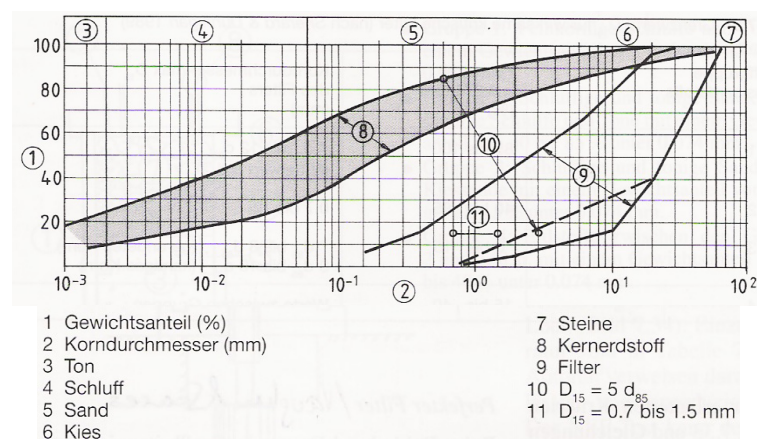
- (1) Partikelgröße  $d_{85}$  bzw.  $\delta$  [ $\mu\text{m}$ ]
- (2) Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- (3) Effektiver Filter
- (4) Nicht-effektiver Filter
- (5) Verstopfen
- (6) Versuche an uniformen Filtermaterialien
- (7) Versuche mit Suspensionen
- (8) Uniformes Filtermaterial
- (9) abgestufter Filter
- (10) ausgeflockte Tone
- (11) ausgeflockte Tone
- (12) Ton
- (13) Quarzpartikel

ICOLD [22] empfehlen zur Ermittlung der Durchlässigkeit Laborversuche oder zur Abschätzung der Durchlässigkeit das Verfahren nach Sherard et al. (siehe Kapitel 3.1.3).

Die Ermittlung der Partikelgröße  $d_{85}$  bzw.  $\delta$  erfolgt aus der Korngrößenverteilung mittels Sedimentationsverfahren, wobei der Lösung kein Dispergierungsmittel beigelegt wird, das die Flockenbildung behindern würde [11].

Dieses Filterkriterium wird im Allgemeinen als zu streng angesehen (Fell et al. [11], Kutzner [31], ICOLD [22], Sherard et al. [51]). Es hat sich bisher nicht durchgesetzt, auch weil die Durchlässigkeit kein praktischer Parameter zur Überwachung im Feld ist [31], [22].

Am Beispiel der Körnungslinien des Balderhead-Dammes, aufgrund dessen dieses Kriterium entwickelt wurde, lässt sich erkennen, dass die Filterbemessung auch den Kriterien nach *Sherard* et al. [52] (siehe Kapitel 7.4.3) nicht genügt hätte. Beim verwendeten Kernmaterial handelte es sich um Bodengruppen 2 und 4 nach *Sherard* et al. [52] (siehe Kapitel 7.4.3). In Abb. 105 werden die Kornverteilungslinien des Kern- und Filtermaterials dargestellt, sowie die Bereiche die durch die Kriterien von *Sherard* et al. abgedeckt würden. Es ist zu bemerken, dass die Bemessungskriterien nach *Sherard* et al. [52] erst einige Zeit nach der Veröffentlichung von *Vaughan* und *Soares* entwickelt wurden [31].



**Abb. 105: Balderhead Damm, Körnungslinien für Kern und Filtermaterial**

Quelle: [31]

#### 7.4.6 Bertram

*Bertram* untersuchte um 1940 gleichförmige Sande mit einer Lagerungsdichte von  $D \approx 50\%$  mit Durchströmversuchen von oben nach unten. Er definiert ein Kriterium für Stufenfilter, die bei Erfüllung als gerade noch erosionsbeständig anzusehen sind [56]:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} \leq 9 \quad \text{für die hydraulische Wirksamkeit}$$

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 6 \quad \text{für die mechanische Filterwirksamkeit}$$

Er benützte für die Versuche Basiserdstoffe mit  $d_{85,B}$  von 0,10mm bis 0,16mm und ermittelte die Versagensgrenze bei  $d_{85,B} = 0,10 * d_{15,B}$  bis  $0,11 * d_{15,B}$ , was mit den Versuchsergebnissen von *Sherard* et al. übereinstimmt [50].

7.4.7 Witt/Brauns

Brauns et al. erkannten eine mangelhafte Aussagekraft von Kriterien, die auf einem festen Verhältnis von  $d_{BASIS}/D_{FILTER}$  basieren, da diese Filter bei konstantem  $d_{BASIS}/D_{FILTER}$  – Verhältnis mit steigendem Feinkornanteil und wachsender Ungleichförmigkeit weniger durchlässig werden. Damit liegen sie zwar immer mehr auf der sicheren Seite, jedoch wird der Filter zunehmend hydraulisch unwirksamer. Sie entwickelten ein wahrscheinlichkeitstheoretisch untermauertes Kriterium, bei dem die Verhältnisse der Durchmesser in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad angegeben werden [31].

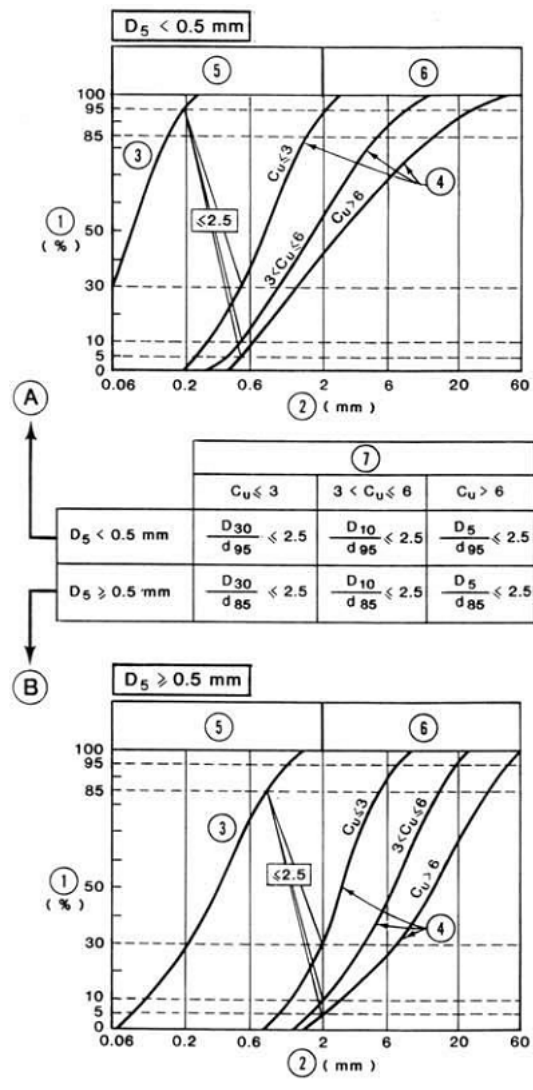


Abb. 106: Kriterium zur Filterbemessung nach Witt et al.

Quelle: [22]

- (A) Für feinkörnige Filter,  $D_5 < 0,5\text{mm}$
- (B) Für gröbere Filter,  $D_5 \geq 0,5\text{mm}$
- (1) Masseprozent
- (2) Korndurchmesser [mm]
- (3) Kornverteilung des Basiserdstoffes
- (4) Kornverteilung der Filter
- (5) Sandkorn
- (6) Kieskorn
- (7) Ungleichförmigkeitszahl des Filtererdstoffes

Dieses Kriterium wird laut *ICOLD* [22] für intern stabile (suffosionssichere) Böden vorgeschlagen, die relativ geringe Ungleichförmigkeiten aufweisen.

Die Blockierung der Porenpfade erfordert einen Eintrag von Basiserdstoffpartikeln in den Filter. Die dazu gehörende Eindringtiefe des Basismaterial in den Filter ergibt sich für Filtererdstoffe mit  $D_5 < 0,5\text{mm}$  zu  $l = 330 * D_5$  und für  $D_5 \geq 0,5\text{mm}$  zu  $l = 52 * D_5$  [46].

Daraus lässt sich die Verlustmasse errechnen [37]:

$$m_B = 0,06 * l \text{ [g/cm}^3\text{]}$$

Der Wert (2,5) für zulässige Verhältnisse von  $D_{30}/d_{95}$ ,  $D_{10}/d_{95}$ ,  $D_5/d_{95}$ ,  $D_{30}/d_{85}$ ,  $D_{10}/d_{85}$  und  $D_5/d_{95}$ , wie er in Abb. 106 in diesem Kriterium zu finden ist, ist an eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-3}$  gebunden. Will man das Zuverlässigkeitsniveau auf  $10^{-5}$  heben, müssen die Werte (2,5) durch (1,2) ersetzt werden [31].

*Fell* et al. merken in [11] zu diesem Kriterium an, dass dieses in Realität einem „No Erosion“-Kriterium gleichkommt und damit zu konservativ ausfällt, da schon viel gröbere Filter wirksam sind, als die ermittelten.

#### 7.4.8 Zweck/Davidenkoff

*Zweck/Davidenkoff* entwickelten für waagrechte Filter gleichförmiger Böden mit nach unten gerichteter Durchströmung ein Kriterium unter Verwendung der mittleren Korndurchmesser des Basis- und Filtererdstoffes [56].

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 9 \text{ für } d_{50} > 1\text{mm}$$



$$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 9 \text{ bis } 19 \text{ für } d_{50}=1\text{mm bis } 0,08\text{mm}$$

Diese Werte beinhalten keine Sicherheiten und so wird für eine Sicherheit von  $\eta=2$  das Kkriterium zu folgender Gleichung, wobei größere Werte für feine Böden und kleinere Werte für grobe Böden gelten [9].

$$5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$$

Es wurde mit hydraulischen Gradienten von  $i=1$  bis 13 gearbeitet, wobei die hohen Gefälle bei kleinen Korngrößen auftraten [56].

*Striegler* merkt in [56] an, dass diese Filterregel die „...Grundlage für sichere und wirtschaftliche Anwendung von Filteranlagen im Wasserbau“ darstellt, während *Sherard* et al. in [50] von der Verwendung von Kriterien mit dem Abstandsverhältnis  $D_{50}/d_{50}$  abraten, da der Filterdurchmesser  $D_{50}$  kein befriedigendes Maß für die Öffnungsweite des Filtermaterials darstellt.

#### 7.4.9 Čiřtin/Ziems

*Busch/Luckner* [6] empfehlen zum Nachweis der Erosionssicherheit das Verfahren nach *Čiřtin/Ziems*, welches eine Sicherheit von  $\eta_{KE,G}=1,5$  beinhaltet. Obwohl diese Kriterium im Staudambau nicht weit verbreitet ist, wird es doch von *Kutzner* in [31] und *Perzлмаier* und *Haselsteiner* in [42] im Zusammenhang mit dem Dammbau genannt und soll hier vollständigshalber erwähnt sein.

*Čiřtin/Ziems* entwickelten ein Kriterium, das mit dem Abstandsverhältniss  $A=d_{50,II}/d_{50,I}$  und den Ungleichförmigkeiten der beiden Erdstoffe arbeitet.

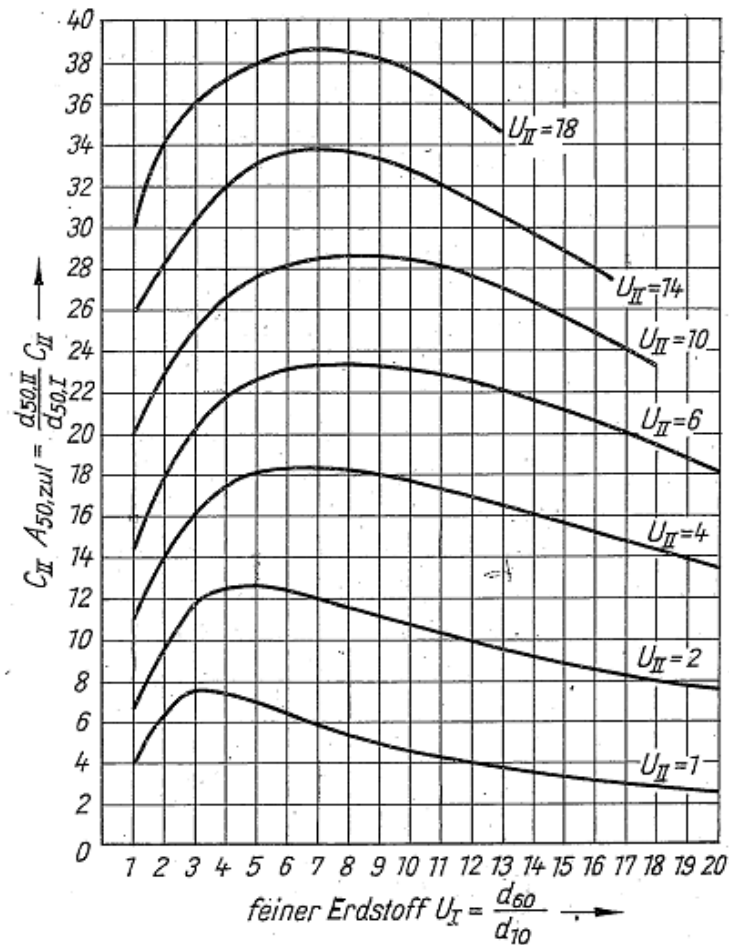


Abb. 107: Kriterium nach Čiřtin/Ziems; I=Basiserdstoff, II=Filtererdstoff

Quelle: [6]

Folgende Nebenbedingungen gelten [6]:

- $i_{I,vorh.} \leq 9$  (vorhandenes kritisches hydraulisches Gefälle)
- $0,1\text{mm} \leq d_f \leq 30,0\text{mm}$
- $4,0\text{mm} \leq d_f \leq 100,0\text{mm}$
- Suffosionssicherer Erdstoffe I und II
- $I_{D,II} = 0$  für  $1 \leq U_I < 2$  und  $U_I > 10$
- $I_{D,II} = 0,5$  für  $2 \leq U_I \leq 10$  und  $U_I > 10$
- $C_{II}$  gemäß Tab. 22, Kornform des Erdstoffes I beliebig

Kornform	Formfaktor C
kugelig abgerundet	1
plattig abgerundet	1,1
nadelförmig abgerundet	1,2
plattig kantig	1,2
nadelförmig scharfkantig (gebrochenes Material)	1,3

**Tab. 22: Kornformfaktor**

Quelle: [6]

*Kutzner* [31] und *Perzmaier/Haselsteiner* [42] erwähnen die zweifelhafte Aussagekraft von Kriterien mit dem Abstandsverhältnis  $d_{50,II}/d_{50,I}$ . Dabei wird auf *Sherard* et al. [50] oder den letzten Absatz des Kapitels 7.4.8 verwiesen.

#### 7.4.10 Kenney/Lau

*Kenney/Lau* führten an der Universität von Toronto Versuche zur Entwicklung eines Filterkriteriums aus. Sie ermittelten einen Engstellendurchmesser  $D_C$  des Filters, der dem Durchmesser des größten durch Sickerung durch den Filter transportierbaren Kornes äquivalent ist. Eine Erkenntnis aus ihren Versuchen war, dass dieser Engstellendurchmesser  $D_C$  stark von der feineren Kornfraktion des Filters abhängt und nicht der Kornverteilungslinie als Ganzes [22], [11].

Das Ergebnis ihrer Untersuchungen:

$$D_C \leq 0,25 * d_{5,F}$$

$$D_C \leq 0,20 * d_{15,F}$$

Die Versuche wurden bei hydraulischen Gradienten von  $i=3$  bis 50 durchgeführt, während die Versuchszelle leicht geschüttelt wurde, um Vibrationen zu simulieren. Sie empfehlen damit für kohäsionslose Basiserdstoffe [11]:

$$d_{5,F} < 4 * d_{50,B}$$

$$d_{15,F} < 5 * d_{50,B}$$

Diese Verhältnisse gelten für Filter mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von  $U \leq 6$ . Der gröbere, aus den oben stehenden Formeln ermittelte Filter soll verwendet werden. Für kohäsive Basiserdstoffe empfehlen sie die sinnvolle Wahl eines Durchmessers, der feinkörnigen Fraktion des Basiserdstoffes, der den Filter nicht passieren darf als  $D_C$

und die Anwendung der zugehörigen Formeln zur Bestimmung der benötigten Filterparameter [11].

Laut Fell et al. [11] bemerken *Kennedy/Lau* selber, dass diese Kriterien strenger sind als jene von *Sherard* et al. [51] (siehe Kapitel 7.4.3) und weniger streng als jene von *Vaughan* und *Soares* (siehe Kapitel 7.4.5).

#### 7.4.11 Lafleur and co-workers

*Lafleur* und Mitarbeiter bestätigten in Versuchen an weit gestuften, nicht kohäsiven eiszeitlichen Moränenmaterialien, dass viele der herkömmlichen Kriterien nicht für weit gestufte Böden angewendet werden dürfen. Die Verbindung der Öffnungsweite des Filters mit den feineren Fraktionen erwies sich für sie als unpraktisch und den  $d_{85,B}$  – Durchmesser der Basis als Grundlage der Bemessung zu verwenden, kann zum starken Austrag von Filtermaterial führen. Die Öffnungsweite  $O_E$  des Filtermaterials muss also mit einem entsprechenden Partikeldurchmesser verglichen werden, bei dem lediglich minimales Eindringen der Basispartikel in den Filter gewährleistet ist. Dazu entwickeln sie den bezeichnenden Durchmesser  $d_{SF}$ , welcher jener charakteristische „selbstfilternde“ Durchmesser des Basismaterials ist, der zu „Brückenbildung“ an den Poren des Filtermaterials fähig ist [22].

Wenn die Rückhalterate  $R_R = O_E/d_{SF} \gg 1$  ist, dann wird fortschreitende Erosion eintreten, wo hingegen bei  $R_R \ll 1$  die Filteroberfläche wahrscheinlich verstopfen wird [11].

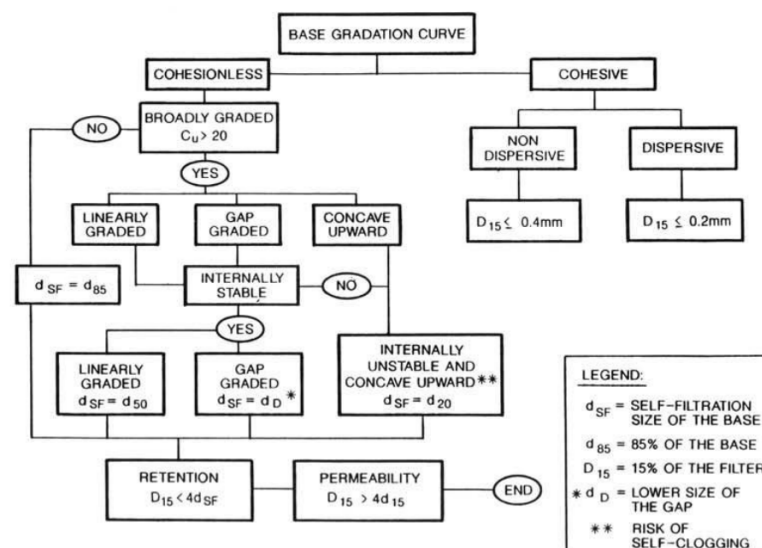


Abb. 108: Ablaufschema des Kriterium von *Lafleur* et al.

Quelle: [22]

*Fell* et al. merken in [11], dass in einer neueren Variante dieses Kriteriums das Rückhalte­kriterium von  $D_{15} < 4 \cdot d_{SF}$  auf  $D_{15} < 5 \cdot d_{SF}$  geändert wurde, womit gröbere Filter zugelassen werden.

Aus dem Vergleich der Bodengruppe 3 nach *Sherard* et al. (siehe Kapitel 7.4.3), für die  $D_{15} \leq 4 \cdot d_{SF}$  gefordert wird und der geänderten Forderung nach *Lafleur*  $D_{15} < 5 \cdot d_{SF}$ , mit der von *Foster/Fell* [14] (siehe Kapitel 7.5) ermittelten Grenze zu ausgeprägter und fortschreitender Erosion  $D_{15} > 9 \cdot d_{85}$  kann erahnt werden, dass beide Kriterien einen gewissen Sicherheitsfaktor beinhalten [11].

#### 7.4.12 *Sichardt*

Die Untersuchungen von *Sichardt* beziehen sich auf kugelförmige Erdstoffteilchen und entstammt Erfahrungen aus Kiesschüttbrunnen. Dabei wird eine Filterwirkung erreicht, sobald die Zwischenräume der Kugeln des Filters kleiner als die Basiserdstoffkugeln sind [56].

$$A = \frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \leq 4,5$$

Der zulässige Wert (4,5) in obenstehender Gleichung ist ein Mittelwert zwischen lockerster Lagerung (2,42) und dichtester Lagerung (6,45) [56].

Aufgrund der totalen Ausserachtlassung der Ungleichförmigkeit und der Kritik von *Sherard* et al. [50] an Kriterien mit dem Abstandsverhältnis  $d_{50,II}/d_{50,I}$  führt dieses Kriterium zu keinerlei Vorteil anderen Kriterien gegenüber.

#### 7.4.13 *US Army Corps of Engineers*

Der *US Army Corps of Engineers* verwendet laut *Striegler* [56] unter Beachtung einer stetigen Kornverteilungslinie und laut *Muckenthaler* [37] der Annahme, dass der Basiserdstoff den Filter teilweise durchdringt folgende Beziehungen [56]:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 5; \quad \frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} \leq 20; \quad \frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \leq 25$$

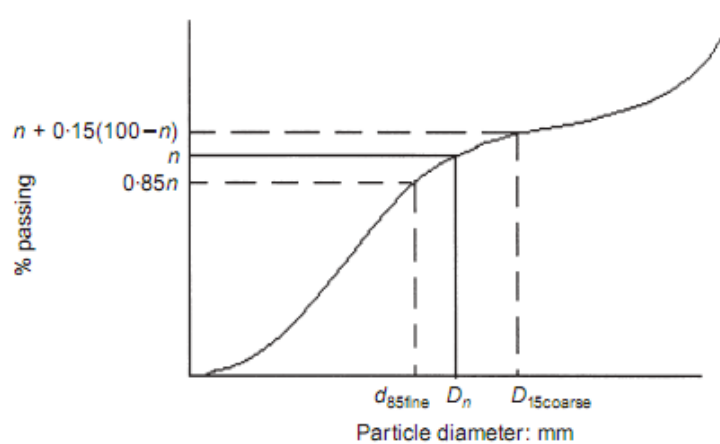
Die Versuche wurden laut *Muckenthaler* [37] an enggestuften Sanden mit verschiedenen Filtern durchgeführt. Eine Anwendungsgrenze wird mit  $i \leq 4$  gegeben [56].

Es wird, wie bei vorigen Kriterien mit der Verwendung von  $d_{50,F}/d_{50,B}$  und  $d_{15,F}/d_{15,B}$  auf die Kritik von *Sherard* et al. [50] hingewiesen, die von der Verwendung solcher Kriterien abraten.

#### 7.4.14 Locke/Indraratna

*Locke/Indraratna* entwickelten eine Modifikation des Kriteriums von *Sherard* et al. (siehe Kapitel 7.4.3), für die Bodengruppen 1 und 2. *Fell* et al. bemerken in [11], dass die Kriterien von *Sherard* et al. in den Bodengruppen 1 und 2 für beliebige Formen der Kornverteilungskurven angewandt werden. Aus Versuchen an Böden dieser Klassen sehen *Locke/Indraratna* eine ungenügende Abdeckung des Kriteriums von *Sherard* et al. in diesen Bereichen. Sie entwickelten ein Verfahren, womit für weitgestufte Basismaterialien im Schema von *Sherard* et al. neue Kriterien geschaffen werden. Sie nannten dieses „reduced PSD method“ (PSD = particle size distribution = Kornverteilung) [32].

Als erstes wird dabei für den Basiserdstoff eine Überprüfung der Suffosionssicherheit durchgeführt, wobei ein Prozentsatz des Siebdurchgangs ermittelt wird, für den der Durchmesser der groben Fraktion  $D_{15,coarse}$  maximal wird und die Bedingung  $D_{15,coarse}/d_{85,fine} \leq 5$  noch erfüllt ist [32].



**Abb. 109: Aufteilung der Kornverteilung**

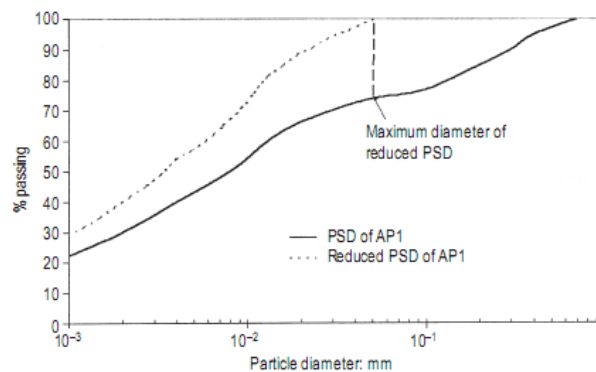
Quelle: [32]

Die Werte für eine Teilung der Kornverteilung am Prozentsatz  $n$  lassen sich wie folgt ermitteln [32]:

$$D_{15, \text{coarse}} = d_{n+0,15*(100-n)}$$

$$d_{85, \text{fine}} = d_{0,85 * n}$$

Ist der Prozentsatz ermittelt, bei dem der Durchmesser  $D_{15, \text{coarse}}$  den größten Wert annimmt und die groben und feinen Teile der Kornverteilung noch suffusions sicher sind, wird die Kornverteilung damit auf Durchmesser kleiner  $D_{15, \text{coarse}}$  reduziert. Die Methode basiert auf dem Grundsatz, dass der Filter auf diese reduzierte Kornverteilung bemessen wird, wobei die Grenzen der Erosionssicherheit noch verschoben werden [32].



**Abb. 110:** Beispiel für eine reduzierte Kornverteilung

Quelle: [32]

Im Gegensatz zu *Sherard et al.* [52] sehen *Locke/Indraratna* einen Einfluss der Plastizität eines Erdstoffes auf den Filtervorgang. Sie gehen davon aus, dass Tonpartikel sich zu Flocken zusammenschließen und so einen größeren Filter zulassen. Die veränderten Kriterien ergeben sich zu [32]:

- *Bodengruppe 1*; (>85% Korndurchmesser  $d < 0,075 \text{ mm}$ , Plastizitätszahl  $I_p > 10$ , und  $d_{98}/d_{85} > 2$ ):

$$\frac{D_{15, \text{FILTER}}}{d_{85, \text{reduziert}}} \leq 12$$

- *Bodengruppe 2*; (40-85% Korndurchmesser  $d < 0,075 \text{ mm}$ ):

$$\frac{D_{15, \text{FILTER}}}{d_{85, \text{reduziert}}} \leq 9 \text{ für } I_p > 10 \text{ (tonige Böden)}$$

$$\frac{D_{15, \text{FILTER}}}{d_{85, \text{reduziert}}} \leq 4 \text{ für } I_p < 10 \text{ (schluffige Böden)}$$

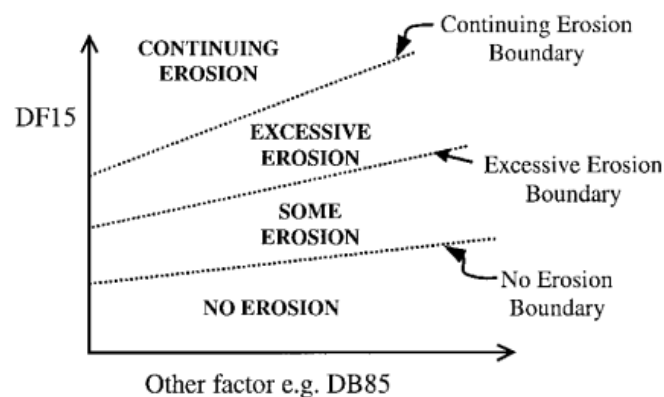
Auf die gleiche suffosionssichere Kornverteilungskurve angewandt, lässt dieses Kriterium zwar größere Filter zu, bei weitgestuften suffosionsunsicheren Böden erhält man mit der Bemessung nach *Locke/Indraratna* jedoch erwartungsgemäß feinere Filter als mit der Methode nach *Sherard et al.* [32].

## 7.5 Bewertung von Filtern in bestehenden Dammbauwerken

*Foster* und *Fell* [14] stellen in ihrer Veröffentlichung aus dem Jahre 2001 eine Methode vor, Filter bestehender Dämme aufgrund der bekannten Kornverteilungslinien von Basis- und Filtermaterial in Kategorien bezüglich ihrer Anfälligkeit auf Innere Erosion einzuteilen. Diese Methode stützt sich auf Laboruntersuchungen und Fallstudien von Dämmen, bei denen innere Erosion auftrat.

Die Einteilung der Kategorien erfolgt nach Abb. 111 folgendermaßen (aus [14], [11], [42]):

- *keine Erosion*: Kein Eindringen von Feinteilen der Basis in den Filter
- *wenig Erosion*: Verschließen des Filters nach etwas Erosion des Basismaterials
- *ausgeprägte Erosion*: Verschließen des Filters erst nach ausgeprägter Erosion des Basismaterials
- *fortschreitende Erosion*: Filterversagen, weil der Filter zu grob ist, die Basiserdstoffpartikel zu filtern



**Abb. 111:** Bereiche des Filterverhaltens nach *Foster/Fell*

Quelle: [14]

Um die Grenze „Continuing Erosion Boundry“ zu ermitteln wurde die



Versuchsanordnung des NEF-Tests (siehe Kapitel 7.4.3) leicht verändert und CEF-Test genannt. Hinzu kamen die Sammlung des Wassers, das aus der Probe strömt, um nach Trocknung das Gewicht des ausgetragenen Materials zu ermitteln und dickere Basisproben, um größeren Materialaustrag zu ermöglichen. Für jeweils ein Basismaterial wurden immer gröbere Filter verwendet, bis der Filter nicht verschlossen wurde. Die Grenze zwischen „excessive erosion“ (ausgeprägte Erosion) und „some erosion“ (wenig Erosion) wurde von *Foster/Fell* durch eine maximale Menge, im CEF-Versuch ausgetragenen Basismaterial festgelegt [14].

Die Einteilung der untersuchten Materialien erfolgt nach *Sherard et al.* (siehe Kapitel 7.4.3), wobei *Foster/Fell* diese gemäß Tab. 17 modifizierten. Aus Tab. 23 ist die „No Erosion Boundary“ nach *Foster/Fell* ermittelbar.

Base soil group	Fines content <sup>a</sup> (%)	Design criteria of Sherard and Dunnigan (1989)	Experimental range of DF15 for no-erosion boundary	Proposed criteria for no-erosion boundary
1	≥85	DF15 ≤ 9DB85	6.4DB85–13.5DB85	DF15 ≤ 9DB85 <sup>b</sup>
2A	35–85	DF15 ≤ 0.7 mm	0.7–1.7 mm	DF15 ≤ 0.7 mm <sup>b</sup>
3	<15	DF15 ≤ 4DB85	6.8DB85–10DB85	DF15 ≤ 7DB85
4A	15–35	DF15 ≤ (40 – pp%75μm) × (4DB85 – 0.7)/25 + 0.7	1.6DF15–2.5DF15 of Sherard and Dunnigan design criteria	DF15 ≤ 1.6DF15d, where DF15d = (35 – pp%75μm)(4DB85 – 0.7)/20 + 0.7

<sup>a</sup>Subdivision for soil Groups 2 and 4 was modified from 40% passing 75 μm, as recommended by Sherard and Dunnigan (1989) to 35% based on the analysis of the filter test data. Fines content is the percent finer than 75 μm after base soil is adjusted to maximum particle size of 4.75 mm.

<sup>b</sup>For highly dispersive soils (pinhole classification D1 or D2 or Emerson Class 1 or 2), it is recommended to use lower DF15 for no-erosion boundary; for soil Group 1 soils, use lower limit of experimental boundary (i.e., DF15 ≤ 6.4 DB85); and for soil Group 2A soils, use DF15 ≤ 0.5 mm.

**Tab. 23: Vorschlag der „No Erosion Boundary“ nach *Foster/Fell***

Quelle: [14]

$pp\%75\mu m$  Prozentsatz <0,075mm nach der Umstufung (Weglassen der Kornfraktionen  $d > 4,75\text{mm}$ )

In Tab. 23 werden neben der von *Foster/Fell* vorgeschlagenen Grenze auch die Kriterien von *Sherard et al.* dargestellt, wobei diese zur Bemessung dienen und somit Sicherheiten beinhalten. Die von *Foster/Fell* vorgeschlagenen Grenzen „Excessive Erosion“ und „Continuing Erosion“ sind in Tab. 24 dargestellt.

Base soil	Proposed criteria for excessive-erosion boundary	Proposed criteria for continuing-erosion boundary
Soils with DB95 < 0.3 mm	DF15 > 9DB95	DF15 > 9DB95
Soils with 0.3 < DB95 < 2 mm	DF15 > 9DB90	DF15 > 9DB95
Soils with DB95 > 2 mm and fines content >35%	Average DF15 > DF15, which gives an erosion loss of 0.25 g/cm <sup>2</sup> in CEF test (0.25 g/cm <sup>2</sup> contour line in Fig. 9); or coarse limit DF15 > DF15, which gives erosion loss of 1.0 g/cm <sup>2</sup> in CEF test (1.0 g/cm <sup>2</sup> contour line in Fig. 9)	DF15 > 9DB95
Soils with DB95 > 2 mm and fines content <15%	DF15 > 9DB85	DF15 > 9DB95
Soils with DB95 > 2 mm and fines content 15–35%	DF15 > 2.5DF15design, where DF15design is given by: DF15design = (35 - pp%75μm)(4DB85 - 0.7)/20 + 0.7	DF15 > 9DB95

Note: Criteria are directly applicable to soils with DB95 up to 4.75 mm. For soils with coarser particles, determine DB85 and DB95 using grading curves adjusted to give maximum size of 4.75 mm.

**Tab. 24:** „Excessive Erosion Boundary“ und „Continuing Erosion Boundary“ nach *Foster/Fell*

Quelle: [14]

In weiterer Folge sollen die Filter des bestehenden Dammes darauf überprüft werden, wie sie im Falle einer konzentrierten Leckage durch den Dichtkern reagieren. Dazu stellen *Foster* und *Fell* 3 Kategorien zur Verfügung [14]:

- *Verschließen ohne Erosion:*  
Die Leckage wird schnell durch Verstopfen des Filters gestoppt, ohne Beschädigung und keinem oder geringem Anstieg des Sicherwasseraustritts.
- *Verschließen mit wenig Erosion:*  
Die Leckage wird durch Verstopfen des Filters gestoppt, mit möglicher Beschädigung und kleinem bis moderatem Anstieg des Sicherwasseraustritts.
- *Teilweises oder kein Verschließen mit Erosion:*  
Langsames oder kein Verschließen des Filters mit möglichen großen Materialaustragungen durch Erosion, starkem Anstieg des Sickerwasseraustritts und der Bildung von Erosionstrichtern und Erosionstunneln durch den Kern.

Aufgrund des Vergleiches des Durchmessers DF15 des eingebauten Filters mit den Grenzen aus Tab. 23 und Tab. 24, kann eine Einteilung in die oben genannten Kategorien erfolgen und somit eine Aussage über Reaktion des Filters auf eine konzentrierte Leckage getroffen werden.

Comparison of DF15 in Dam to Filter Test Erosion Boundaries		Likelihood of Filter Performance in Event of Concentrated Leak		
Average DF15 in dam	Coarsest DF15 in dam	Seals with no erosion $P_{NE}$	Seals with some erosion $P_{SE}$	Partial or no seal with large erosion $P_{LE}$
<NE	<NE	Highly likely	Unlikely	Highly unlikely
<NE	>NE and <EE	Equally likely	Equally likely	Unlikely
>NE	<EE	Unlikely	Equally likely	Equally likely
>NE and <EE	>EE	Unlikely	Unlikely	Likely
>EE	>EE	Highly unlikely	Unlikely	Highly likely

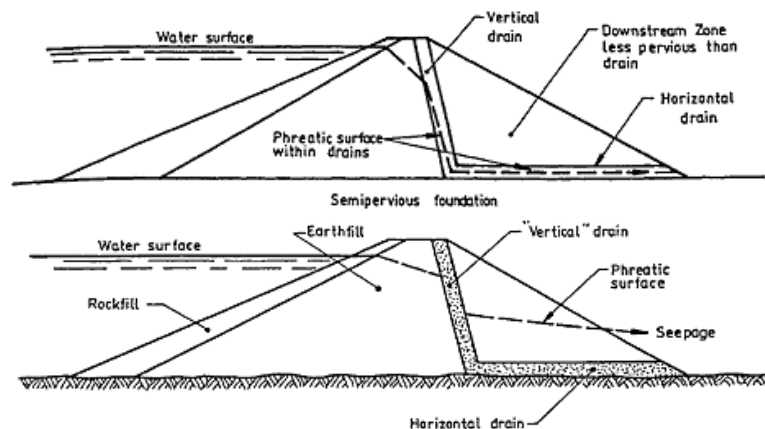
Note: NE = no-erosion boundary; EE = excessive-erosion boundary; and CE = continuing-erosion boundary.  $P_{NE} + P_{SE} + P_{LE} = 1.0$ . For core materials with DB95 < 0.3 mm, EE boundary = CE boundary. In cases where filter gradings are coarser than excessive-erosion boundary, the assessment of likely filter performance may be influenced by how filter gradings compare to continuing-erosion boundary.

**Tab. 25: Verhalten eines Filters im Fall einer konzentrierten Leckage nach Foster/Fell**

Quelle: [14]

### 7.6 Bemessung von Filterzonen

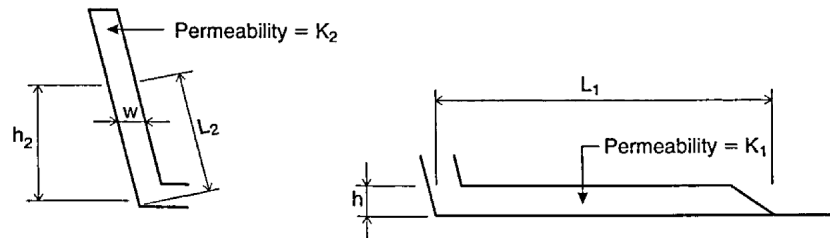
Filterzonen müssen in der Lage sein, die anfallenden Sickerwassermengen abzuführen und möglichst zu verhindern, dass die Sickerlinie in den luftseitigen Dammkörper steigt. Dies kann die Böschungstabilität gefährden und zu rückschreitender Erosion führen [11].



**Abb. 112: Sickerlinien bei richtig und falsch dimensionierten Drainagezonen**

Quelle: [11]

Die Berechnung der Drainagezonen erfolgt nach dem Gesetz von *Darcy*, wobei zu beachten ist, dass in groben Filtern die Sickerströmung turbulent sein kann und somit die Durchflusskapazität abnimmt (siehe Kapitel 4.4.4) [31].



**Abb. 113: Filterbemessung**

Quelle: [11]

Die der Vertikaldrainage zufließende Wassermenge kann entweder mithilfe eines Stromliniennetzes (siehe Kapitel 4.5) oder auf der sicheren Seite mit folgender Gleichung ermittelt werden [31]:

$$q_2 = \frac{k_k * H * H}{L}$$

- $k_k$  Durchlässigkeitsbeiwert des Kernmaterials [m/s]
- $q_2$  Zuströmende Wassermenge [m<sup>3</sup>/m/sec]
- $H$  Dammkernhöhe bis zur Aufstandsfläche [m]
- $L$  Dammkernbreite in der Aufstandsfläche [m]

Feinfilter bleiben unberücksichtigt, die abzuleitende Wassermenge muss in der zu ermittelten Filter- bzw. Drainageschicht allein abgeleitet werden können. Diese Annahme liegt wiederum auf der sicheren Seite [31].

Die Vertikaldrainage ist in der Dimensionierung meistens unproblematisch, die Dimensionen werden eher von baubetrieblichen Bedingungen bestimmt. *Kutzner* gibt in [31] Mindestabmessungen an, die für Vertikal und Schrägfilter 1,5m und für Horizontalfilter 1,0m betragen. Bei diesen Angaben ist der Querschnittsverlust, der sich beim Einbringen ergibt noch nicht berücksichtigt. Bei gegebener Durchlässigkeit lässt sich die erforderliche Vertikalfilterbreite gemäß den Bezeichnungen aus Abb. 113 errechnen [11]:

$$w = \frac{q_2 * L_2}{k_2 * h_2}$$

$q_2$	abzuleitende Sickerwassermenge [ $\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ ]
$L_2$	Druckhöhe in Vertikaldrainage (Vereinfachend auf sicherer Seite $=H$ ) [m]
$w$	Filterbreite [m]
$k_2$	Durchlässigkeit der Vertikaldrainage [m/sec]

In der Dammsohle kommt zur Wassermenge aus der Vertikaldrainage  $q_2$  noch das den Untergrund durchströmende Sickerwasser  $q_{UG}$ . Damit lässt sich die Filterhöhe des Horizontalfilters berechnen, bei der die Sickerlinie nicht über der Drainageebene zu liegen kommt [11]:

$$h = \sqrt{\frac{(q_2 + q_{UG}) + 2 * L_1}{k_1}}$$

$(q_2 + q_{UG})$	Sickerwasseraustritt pro Laufmeter Drainage [ $\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ ]
$L_1$	Länge der Horizontaldrainage [m]
$h$	Filterhöhe [m]
$k_1$	Durchlässigkeit der Horizontaldrainage [m/sec]

Es wird oft ein Sicherheitsgrad in der Höhe von 10 bis 100 eingeplant, der durch Wahl der Durchlässigkeit um ein oder zwei Zehnerpotenzen höher als in Realität berücksichtigt werden kann. Dabei ist jedoch auf die Grenzen des linearen Strömungsgesetzes zu achten [31].

## 7.7 Zusammenfassung

Nachfolgende Tabelle fasst die Randbedingungen und Parameter der behandelten Kriterien zusammen. Die Anwendungsgrenzen sollen nicht als negative Seite des Kriteriums aufgefasst werden, da zu manchen Kriterien die Randbedingungen der Versuche, aus denen sie entstanden sind, nicht angegeben werden. Es ist wichtig zu berücksichtigen, dass gewisse Kriterien auch nur für gewisse Anwendungsbereiche ihre Gültigkeit besitzen, so lassen solche Kriterien zuverlässigere Aussagen in den auf sie eingeschränkten Bereichen zu.

Die angegebenen Anwendungsgrenzen wurden aus der verwendeten Literatur ermittelt, wobei diese für ein Kriterium von mehreren verschiedenen Quellen stammen können und damit nicht notwendigerweise vom Verfasser des Kriteriums selbst stammen müssen. Diese Zusammenstellung soll nur einen Überblick darstellen und ersetzt nicht die ausführliche Beschreibung der Kriterien in den jeweiligen Kapiteln.

Kriterium	Kapitel	Anwendungsbereich $U$	$i$	Eingangsparameter	Ausgabeparameter	Bemerkung
<i>Terzaghi</i>	7.4.1	$U_F \approx U_B \leq 2$	-	$d_{85,B}; d_{15,B}$	$d_{15,F}$	für enggestufte Sande als Basisierstoff, konservativ
<b>USBR (1977)</b>	7.4.2	-	-	$d_{85,B}; d_{15,B}$	$d_{15,F}$	Umstufung der Kornverteilung ( $d_{max} < 4,7\text{mm}$ ), parallele Kornverteilungskurven, konservativ, laut <i>Fell</i> et al. nicht mehr in Verwendung
<i>Sherard et al.</i>	7.4.3	(*)	-	$d_{85,B}; d_{15,B}$	(*)	differenzierte Betrachtung in Bodengruppen (BG), Umstufung der Kornverteilung ( $d_{max} < 4,7\text{mm}$ ), zusätzliche Angabe eines "No Erosion"-Kriteriums, Verbesserungsanmerkung von <i>Fell</i> et al.
<i>Fell et al.</i>	7.4.4	(*)	-	$d_{85,B}; d_{15,B}$	(*)	Weiterentwicklung des Kriteriums von <i>Sherard et al.</i> , Umstufung der Kornverteilung ( $d_{max} < 4,7\text{mm}$ ), Berücksichtigung der Dispersivität, zusätzliche Angabe eines "No Erosion"-Kriteriums, differenziert, Vorgehensweise gut beschrieben
<i>Vaughan/Soares</i>	7.4.5	-	-	Flockengröße $\delta$	$k$	"Perfekter Filter", es wird keine Erosion zugelassen, Durchlässigkeit schlecht kontrollierbar, zu konservativ
<i>Bertram</i>	7.4.6	(*)	-	$d_{85,B}; d_{15,B}$	$d_{15,F}$	gleichförmige Sande, Lagerungsdichte $D \approx 50\%$
<i>Witt/Brauns</i>	7.4.7	$U_B \leq 3$ $3 < U_B \leq 6$ $U_B > 6$	-	$d_{85,B}; d_{95,B}$	$d_{30,F}; d_{10,F}; d_{5,F}$	wahrscheinlichkeitstheoretisch untermauert, Verlustmasse des Dichtkerns errechenbar, laut <i>Fell</i> et al. zu konservativ
<b>Zweck/Davidenkoff</b>	7.4.8	(*)	1 bis 13	$d_{50,B}$	$d_{50,F}$	Laut <i>Sherard et al.</i> unrepräsentative Parameter $d_{50}$
<i>Čištin/Ziems</i>	7.4.9	(*)	$\leq 9$	$U_B, U_F$	$A_{zul} = d_{50,F}/d_{50,B}$	im Dammbau nicht verbreitet, Laut <i>Sherard et al.</i> unrepräsentative Parameter $d_{50}$
<b>Kenney/Lau</b>	7.4.10	$U \leq 6$	3 bis 50	$d_{50,B}$	$d_{15,F}; d_{5,F}$	Berücksichtigung der Dispersivität
<i>Laffleur</i>	7.4.11	$U_B > 20$ $U_B < 20$	-	$d_{SF}$	$d_{15,F}$	
<i>Sirchardt</i>	7.4.12	-	-	$d_{50,B}$	$d_{50,F}$	Versuche an kugelförmigen Erdstoffteilchen
<b>US Army Corps of Engineers</b>	7.4.13	-	$\leq 4$	$d_{85,B}; d_{50,B}; d_{50,B}$	$d_{15,F}; d_{50,F}$	enggestufte Sande mit verschiedenen Filtern Laut <i>Sherard et al.</i> unrepräsentative Parameter $d_{50}$
<i>Locke/Indraratna</i>	7.1.14	(*)	-	$d_{85, \text{reduziert}}$	$d_{15,F}$	Modifikation der Kriterien der Bodenklassen 1 und 2 des Kriteriums nach <i>Sherard et al.</i> und Erweiterung auf ungleichförmige Böden

(\*) Anwendungsgrenzen qualitativ oder differenziert vorhanden, siehe zugehöriges Kapitel  
- nicht bekannt

Tab. 26: Zusammenfassung der Filterkriterien

## 8. ÜBERWACHUNG

Die Erkennung und Reaktion auf hydrodynamische Bodendeformation setzt eine dementsprechende Überwachung und Erkennung voraus. Im Bezug auf den Systemansatz von *Foster/Fell* (siehe Kapitel 5.7) ist die rechtzeitige Erkennung von innerer Erosion grundlegend, um die Wahrscheinlichkeit eines Versagens gering zu halten und um Zeit für Gegenmaßnahmen zu gewinnen [42].

Die Wichtigkeit der Dammüberwachung auf übermäßige Durchsickerung als ersten Indikator von innerer Erosion ergibt sich aus dem Umstand, dass die Zeitspanne bis zum Versagen nach dem Auftreten von Material im Drainagewasser sehr kurz sein kann. In diesem Kapitel werden nur jene Messmethoden behandelt, die direkt auf die Entwicklung Innerer Erosion schließen lassen.

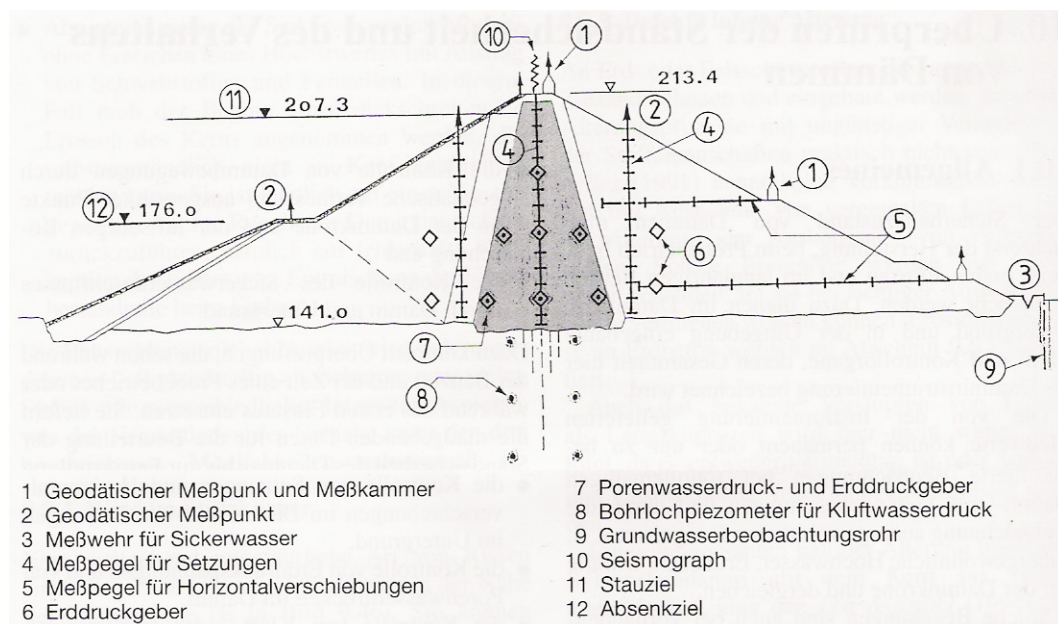
Generell kann gesagt werden, dass die zeitliche Häufigkeit der Überwachung und Kontrolle stark vom Gefährdungspotential eines Dammbauwerkes abhängig gemacht werden muss [11].

Die Planung der Instrumentierung eines Dammes, die Festlegung der Messintervalle und die Auswertung der Ergebnisse soll von erfahrenen Ingenieuren und Geologen erfolgen. Anhaltswerte für Intervalle verschiedener Messungen werden von *Fell* et al. in [11] in Bezug auf *ICOLD* und *ANCOLD* gegeben. Da viele Schäden beim ersten Einstau oder bei Hochwasserereignissen eintreten, ist vor allem zu diesen kritischen Zeitpunkten intensive Überwachung wichtig [11].

Es ist darauf zu achten, dass die gemessenen Sickerwassermengen immer auch vor dem Hintergrund von Niederschlag und Schneeschmelze betrachtet werden [11], [31].

### 8.1 Traditionelle Methoden

Es existieren viele „traditionelle“ Damminstrumentierungen. Unter anderem werden geodätische Messpunkte, Messwehre für Sickerwässer, Messpegel für Setzungen, Meßpegel für Horizontalverschiebungen, Erddruckgeber, Porenwasser- und Erddruckdruckgeber, Bohrlochpiezometer für Kluftwasserdruck, Grundwasserbeobachtungsrohre und Seismographen eingebaut. Eine typische Instrumentierung eines Steinschüttdammes mit Erdkerndichtung ist in zu sehen [31].



**Abb. 114:** Typische Damminstrumentierung

Quelle: [31]

Wie bereits in Kapitel 5.7 gezeigt, können differentielle Setzungen Auslöser für innere Erosion und größere Oberflächensetzungen und Setzungstrichter Anzeiger für kollabierte Erosionsröhren sein. Die Behandlung aller Messmethoden würde hier jedoch zu weit gehen und so beschränkt sich dieses Kapitel auf die Messmethoden, mit denen direkt Sickerwassermengen und Wasserstände gemessen werden können. Es sei jedoch noch einmal darauf hingewiesen, dass nur die Auswertung möglichst aller eingebauten Messinstrumente und die Kenntniss der Zusammenhänge eine genaue Deutung der Ergebnisse zulassen.

### 8.1.1 Visuelle Kontrolle

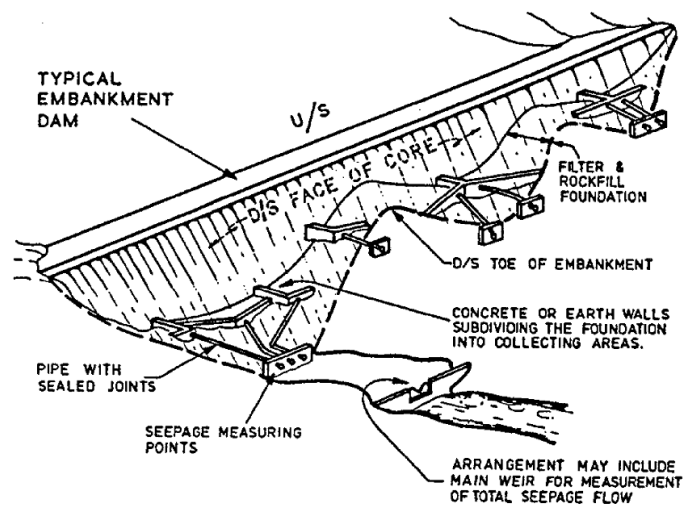
Aus einer Zusammenstellung von *ICOLD* in *Fell et al.* [11], die die Häufigkeiten des Erkennens von Schäden generell in die verschiedenen Messmethoden aufschlüsselt, geht hervor, dass die visuelle Kontrolle weitaus am häufigsten, gefolgt von Sickerwassermessungen zur Erkennung von Schäden beitrug. Auch *Kutzner* bestätigt in [31], dass trotz funktionierender Instrumentierung des Dammes Begehungen unverzichtbar sind.

### 8.1.2 Sickerwassermessung

Einer der besten Indikatoren einer Fehlstelle mit erhöhter Durchsickerung ist die



Sickerwassermessung bzw. die Messung der Änderung der Sickerwassermenge. Die herkömmliche Art, das anfallende Sickerwasser zu sammeln ist in voneinander getrennten Zonen am luftseitigen Fuss des Dichtkerns (siehe Abb. 115) oder am luftseitigen Dammfuss. Auf jeden Fall ist die Einteilung in Zonen angebracht, damit die Sickerwassermengen zugeordnet werden können [11].



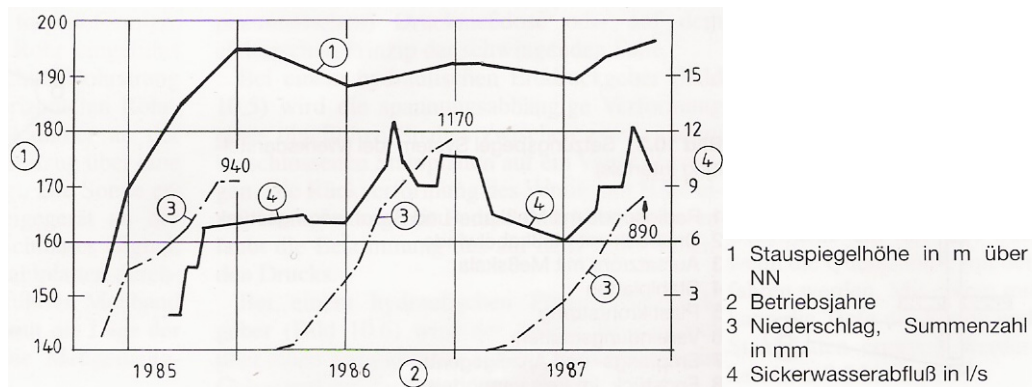
NOTE : —

SEEPAGE MEASUREMENT POINTS ARE INSPECTION POINTS FOR REGULAR VISUAL INSPECTION OF DAMS.

**Abb. 115: Sickerwassersammlung für Steinschütt- und Erddämme**

Quelle: [11]

Wird das Sickerwasser an der luftseitigen Dammböschung gesammelt, kann der Sohlfilter durch Einbau von dichten Erdstoffen in Zonen eingeteilt werden. Dabei ist es dann wichtig, das angefallene Niederschlagswasser möglichst getrennt zu registrieren und zur Bewertung dann die Sickerwasserdiagramme vom Niederschlag zu bereinigen [31].



**Abb. 116: Beispiel Sickerwasserdiagramm**

Quelle: [31]

Gemessen wird die Menge des Sickerwassers mithilfe von Messwehren oder mit einem Gefäß und einer Stoppuhr. Eine automatische Messung kann mithilfe von Messblenden erfolgen [11], [31].

Weiters ist es vor allem in Hinblick auf innere Erosion wichtig die Trübe des gemessenen Wassers festzuhalten. Dies kann visuell oder über Ausfiltern der Schwebstoffe erfolgen [31].

Es existieren Geräte zur automatischen Trübungsmessung die Trübungswerte als Prozent einer Vergleichslösung oder als Prozent der Durchlässigkeit eines Streulichtes ermitteln. Diese Geräte sind sehr empfindlich, verlangen häufige Kontrollen und sollen nur installiert werden, wo es sinnvoll ist [48].

Auch chemische Analysen können Aufschluss über den Ursprung von Leckagen geben. Der Vergleich der Ionenkonzentration vom Sickerwasser und dem Wasser im Reservoir lässt zum Beispiel Rückschlüsse auf Leckagen in den Dichtwänden im Untergrund zu, da dort Zementpartikel ausgetragen werden können. Biologische Analysen lassen eine höhenmäßige Abschätzung des Ursprungs des Sickerwassers in Reservoir zu und die Untersuchung des Alters des Wassers gibt Auskunft, ob es sich um Regenwasser oder Grundwasser handelt [11].

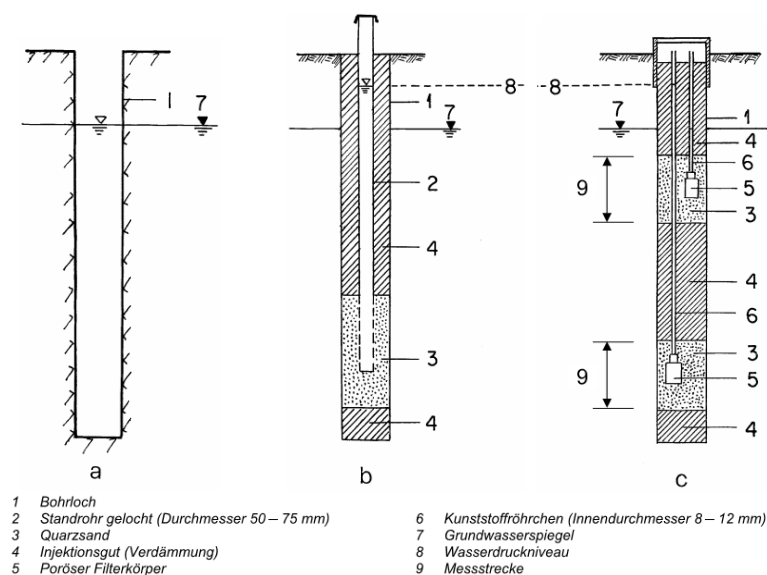
### 8.1.3 Porenwasserdruck

Der herrschende Porenwasserdruck gibt Aufschluss über nicht erwartete Sickerwasserdrücke und mögliche Gefährdung des Dammfußbereiches durch hydraulischen Grundbruch [11].

Pegelmesser und Piezometer können offene oder geschlossene Systeme sein. Während in offenen Systemen die Wasserstände zum Beispiel über Brunnenpfeifen oder Lichtlote ermittelt werden, können in geschlossenen Systemen die Wasserdrücke an Druckmessdosen oder eigenen Abnehmern abgelesen werden.

### 8.1.3.1 Piezometer (offene Systeme)

Offene Bohrungen (siehe Abb. 117, a)) können nur in standfestem Material abgeteuft werden und erlauben lediglich die Messung des Grundwasserstandes. Sie eignen sich eher zur Anwendung im Fels [48].



**Abb. 117:** a) Offene Bohrung, b) Standrohr und c) Casagrande Piezometer

Quelle: [48]

Standrohr Piezometer bzw. Pegel (siehe Abb. 117, b)) werden aus Plastik, Fieberglass oder Stahl hergestellt, sind meist unten oder auf ganzer Länge geschlitzt und werden im Bohrloch mit Kies ummantelt. Falls nötig werden sie mit Vlies vor Eindringen von Feinteilen geschützt. Durch diese Art des Einbaus misst der Pegel den maximalen Wasserdruck des durchstoßenen Bodens und lässt so die Verzerrungen des Strömungsnetzes ausser Acht [11].

Es können jedoch auch je nach Durchmesser des Standrohres bis zu 3 Piezometer für die Wasserdruckmessung in verschiedenen Höhen installiert werden. Werden sie auf diese Art und Weise ausgeführt, dann müssen sie nach oben mit Bentonit oder Zement abgedichtet werden. Solche Geräte sind brauchbar in durchlässigem Material, bzw. weniger durchlässigem Material, wenn die Schwankungen des zu messenden

Wasserdrucks nicht zu groß oder zu rasch erfolgen [48].

Der *Casagrande* Piezometer (siehe Abb. 117, c)) besteht aus einer porösen Spitze, welche im Bohrloch von einem Sandfilter umgeben und nach oben durch einen ca. 1m langen Bentonitpfropfen abgedichtet wird. Im darüberliegenden Bereich soll das Bohrloch mit Zement-Bentonit Suspension verpresst werden, wobei darauf zu achten ist, dass dies bei Bohrlöchern in Kernnähe zu Problemen führen kann und auf hydraulisches Aufreißen zu achten ist. Durch das kleine Messrohr spricht der *Casagrande* Piezometer schnell an, dem Durchmesser ist durch die Größe des Messgerätes (z.B. Lichtlot) jedoch eine Grenze gesetzt ( $> 10\text{mm}$ ) [11].

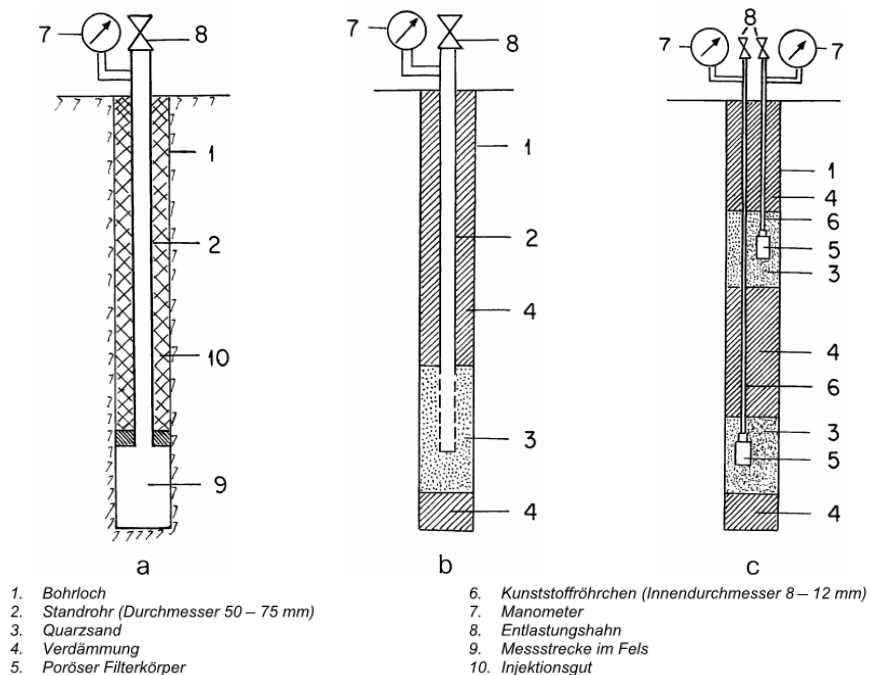
Wie bereits erwähnt zeichnet sich das *Casagrande* Piezometer durch kleine Messrohre aus, die diese Geräte für den Einbau in Erdstoffen geringer Durchlässigkeit brauchbar machen, da zum Ansprechen weniger zufließendes oder abfließendes Wasser nötig ist [48].

Laut *Fell* et al. [11] ist das *Casagrande* Piezometer einfach einzubauen und eine kostengünstige Variante der Porenwasserdruckmessung. Die Nachteile sehen sie in der Beschädigungsanfälligkeit durch äußere Einflüsse, zum Beispiel beim Einbau, der Konsolidation des umgebenden Erdreichs oder von Tieren. Weiters die Anfälligkeit auf Frost, Einbaufehler bei der Abdichtung und dass keine artesischen Wässer gemessen werden können. Laut dem Produktdatenblatt von zum Beispiel *GEOSYSTEMS* [16] kann das *Casagrande* Piezometer jedoch mit einem Bourdon-Manometer ausgestattet werden um artesisches Wasser zu messen. Es handelt sich dabei dann jedoch um ein geschlossenes System.

Ein weiteres Problem von Piezometern mit Filterspitzen ist, dass diese im Laufe der Zeit versintern oder verstopfen können und somit unbrauchbar werden [48].

### 8.1.3.2 Piezometer (geschlossene Systeme)

Die in Kapitel 8.1.3.1 dargestellten Piezometer können auch als geschlossene Systeme ausgeführt werden. Eine Ausführung als solches ist sinnvoll, wenn der zu erwartende Wasserdruck höher ist, als der Bohrlochkopf. Gemessen wird dann manuell am Bohrlochkopf angebrachten Manometern, die Ausführung als automatisierte Systeme mit Fernübertragung ist nicht möglich [48].



**Abb. 118:** a) Einfaches Rohr, b) Standrohr und c) Casagrande Piezometer

Quelle: [48]

Für die dargestellten Varianten von geschlossenen Systemen für Piezometer gelten ähnliche Bemerkungen wie in Kapitel 8.1.3.1 beschrieben. Anzumerken ist, dass beim Typ a) die Messstrecke weniger als 5m betragen sollte und beim Typ b) mehrfache Messrohre nicht üblich sind. Druckschwankungen mit kleinen Ansprechzeiten können gut erfasst werden und so haben sich diese Varianten in der Praxis gut bewährt [48].

### 8.1.3.3 Porenwasserdruckmesszellen

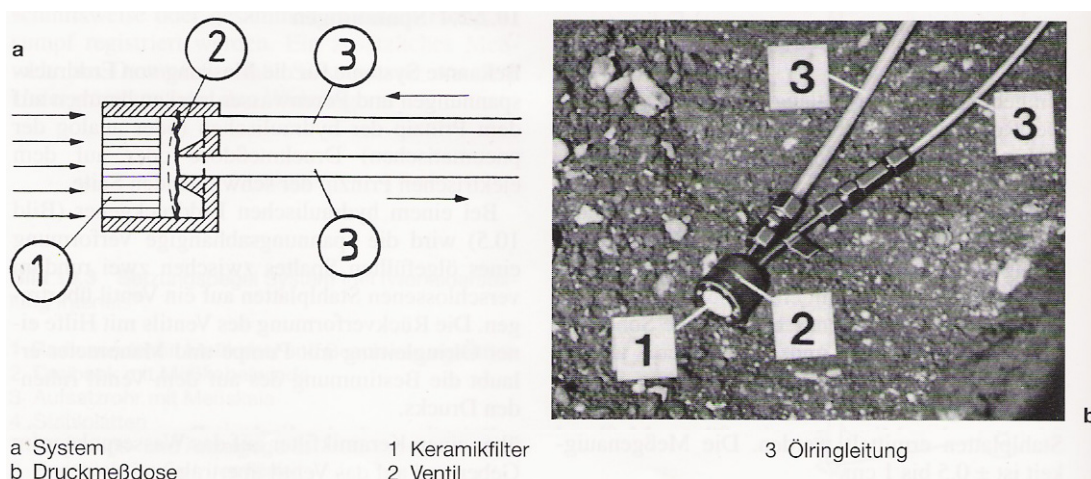
Porenwasserdruckmesszellen dienen ebenfalls zur Porenwasserdruckmessung, sie werden jedoch im Regelfall nicht in Bohrlöchern platziert, sie werden während des Schüttvorganges in der gewünschten Höhe eingebracht und meist mit zentral angeordneten Messstationen verbunden. Es werden hauptsächlich pneumatische Piezometer (Membranventilzellen), elektrische Piezometer (Schwingseitenpiezometer) und hydraulische Piezometer angewendet. Für die Wahl des Piezometerfilterkörpers wird die Abklärung des Wasserchemismus empfohlen [48].

Wichtig für alle Geräte, die über Leitungen mit dem Messabnehmer verbunden sind, ist der sorgfältige Umgang beim Einbau. Die Leitungen werden im Kiesbett verlegt und zur Messzentrale geführt. Erfahrungen haben gezeigt, dass ein gewisser Teil der Messgeräte schon während der Bauzeit ausfallen [31].

Aufgrund der potentiellen Fehlstellen, die die Kabeldurchleitungen bei Installation im Dichtkern darstellen und die zur Initiierung Innerer Erosion führen kann, raten *Fell et al.* [11] vom Einbau im Kern ab. Weiters raten sie vom Ersatz von ausgefallenen Porenwasserdruckmesszellen im Dammkern durch Bohrlöcher ab. Sie ziehen vor, ohne die Information der Geräte auszukommen, anstatt es zu riskieren, den Kern beim Bohrvorgang oder dem Verpressen des Bohrloches zu beschädigen.

### 8.1.3.3.1. Membranventilzellen/Pneumatische Piezometer

Wie in Abb. 119 zu sehen besteht der Porenwasserdruckgeber, bzw. die Membranventilzelle aus einer Druckmessdose und einem Ölkreislauf. Im Ölkreislauf wird eine geringe Menge Öl gepumpt, welches den Druck im System des Zulaufes bis zur Druckmessdose ansteigen lässt. Dieser kann jedoch nur bis zur gesuchten Höhe des Porenwasserdrucks auf der anderen Seite der Membran anwachsen, da diese sich als Überdruckventil verhält, den Kreislauf öffnet und keinen weiteren Anstieg des Druckes zulässt [17].



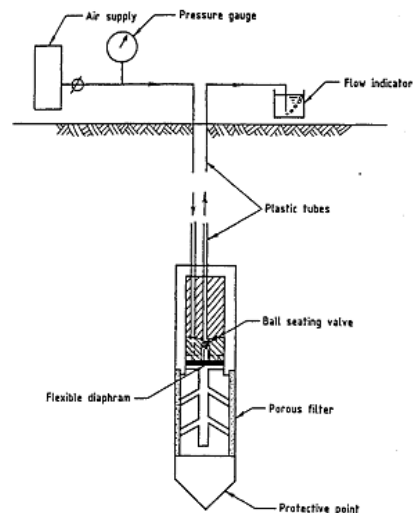
**Abb. 119:** Porenwasserdruckgeber Fa. Glötzl

Quelle: [31]

Fließverluste und Verluste durch die Ölsäulenbelastung gehen in die Nullmessung ein. Für Porenwasserdruckmessungen stehen Geräte für verschiedene Druckbereiche zur Verfügung, bei der Fa. Glötzl zum Beispiel stufenweise für Drücke zwischen -0,6 bar bis 20 bar [17].

Die Funktionsweise des Pneumatischen Piezometers ist ähnlich der des Porenwasserdruckgebers, nur dass der Kreislauf mit Luft oder Gas betrieben wird. Auch wird in der Regel das Überdruckventil ausgelöst und dann der Druck

kontinuierlich soweit abgebaut, bis sich das Ventil schließt. Der dabei gemessene Druck entspricht dem vorherrschenden Porenwasserdruck. Die Ablesung kann mittels Manometern oder automatisch digital zu definierten Zeitpunkten erfolgen [11].



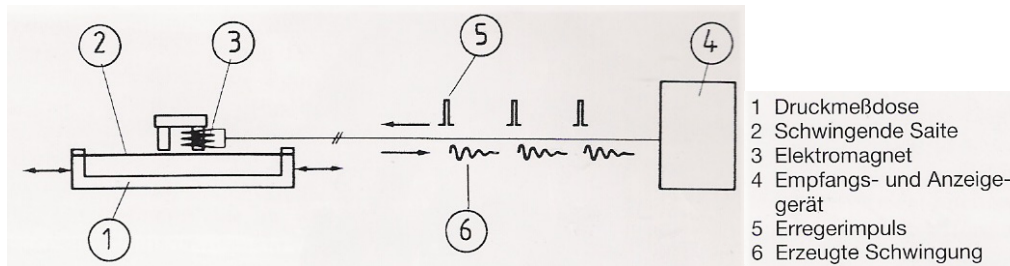
**Abb. 120: Pneumatischer Piezometer**

Quelle: [11]

Pneumatische Piezometer sind einfach einzubauen, einfach auszulesen und kostengünstig und haben sich in den USA über lange Zeiträume bewährt. Sie haben eine Lebensdauer von mehreren Jahren und werden oft in Bohrlöchern bei nachträglichen Installationen verwendet, wo sie einfacher ausgetauscht werden können. Einer der großen Nachteile dieser Piezometer ist, dass sie keine Unterdrücke messen können [11].

#### 8.1.3.3.2. Elektrische Piezometer (Schwingsaitenpiezometer)

Die sogenannten Schwingsaitenpiezometer bestehen wieder aus einer Druckmessdose, die durch eine poröse Filterplatte vom umgebenden Boden getrennt ist, den Verbindungskabeln und einer Messstation. In der Druckmessdose befindet sich eine metallische Membran, die an eine Saite gekoppelt ist. Wenn durch eine Porenwasserdruckänderung die Membran verformt wird, ändert sich die Spannung in der Saite und die Eigenfrequenz ändert sich. Die Saite wird durch einen Elektromagneten angeregt und diese Schwingung wird gemessen [11].



**Abb. 121: System Schwingsaitenpiezometer**

Quelle: [31]

Das Schwingsaitenpiezometer hat sehr kurze Antwortzeiten und muss wie das hydraulische Piezometer frei von Luftbläschen in der Druckmessdose gehalten werden. Vorteile des Systems sind die einfache automatische zentrale Ablesung in fast beliebiger Entfernung (einige Kilometer), die Unempfindlichkeit gegen Frost und die Möglichkeit der Messung von Unterdrücken [11].

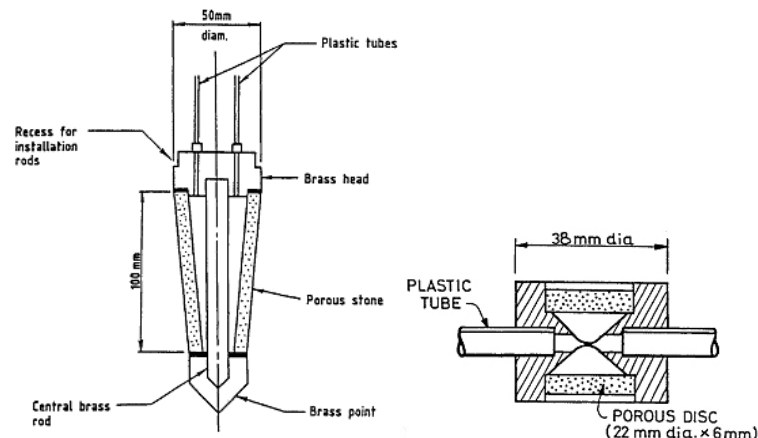
Durch Alterungserscheinungen der Kabel, Oxidation von Kontakten, Defekte am Messgerät, Nullpunktverschiebungen des Messwertebers und Ausfälle durch Überspannung (Blitzschlag) können Verfälschungen des Messergebnisses eintreten [48].

Manche dieser Geräte lassen auch das Messen der Temperatur im Bereich des Gerätes zu und können so Aufschluss über Durchsickerungen geben sowie eine gewisse Kontrolle des gemessenen Wasserdruckes [48].

### 8.1.3.3.3. Hydraulischer Piezometer

Hydraulische Piezometer bestehen aus einem Messkörper mit einer durchlässigen Spitze aus Keramik, Stein, Aluminium oder gesinterte Bronze. Es existieren verschiedene Ausführungen, beispielhaft werden in Abb. 122 2 dargestellt [11].





**Abb. 122:      Hydraulische Piezometer**

Quelle:           [11]

An der porösen Spitze tritt das Wasser ein und ergibt mit der Höhendifferenz zum Ende der Leitungen den am Monometer abgelesenen Porenwasserdruck. Da die Leitungen über die gesamte Betriebsdauer des Gerätes mit Wasser gefüllt sind, müssen sie eventuell vor den Messungen entlüftet werden. Gemessen wird bevorzugt an beiden Enden der Leitungen, da die Messung beider Leitungen mit einem Manometer komplizierter auszuführen und fehleranfälliger ist. Wichtig ist die Auswahl der porösen Spitze. Sie muss bis zu 200kPa Luftdruck widerstehen, damit keine Luft in den Messapparat gelangt, die die Messwerte verfälschen würde. Die Piezometer sollen nicht in sandigen Böden installiert werden, da die Verzögerung des Ansprechens ungünstig ausfällt. Automatisierte Ablesung ist durch elektrische Messabnehmer möglich. Die durchschnittliche Lebensdauer hydraulischer Piezometer beträgt rund 15-30 Jahre [11].

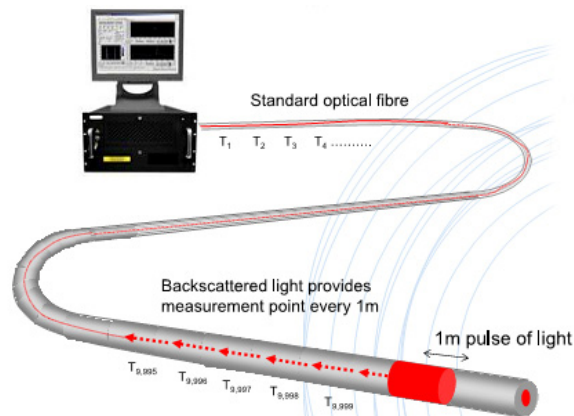
*Fell et al.* [11] würden das hydraulische Piezometer nicht mehr für Dammbauwerke empfehlen. Da es jedoch nicht nur im Dammbau eingesetzt werden kann, befindet es sich noch im Produktumfang einiger Hersteller für Baumesstechnik und kann noch erworben werden. Für genaue Spezifikationen wird auf die Hersteller verwiesen.

## 8.2 Geophysikalische Methoden

Seit einiger Zeit werden Anstrengungen unternommen die Sickervorgänge im Dammkörper genauer zu erfassen, als dies mit herkömmliche Methoden möglich ist. Es scheinen sich gewisse Methoden zu etablieren, von denen nachfolgend die wichtigsten vorgestellt werden sollen.

### 8.2.1 Faseroptische Temperatur und Spannungsmessung

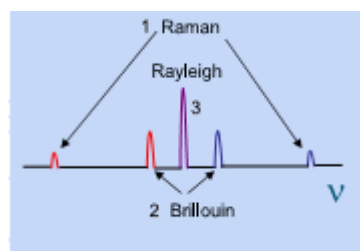
Die Temperaturverteilung in Staudämmen ist ein Indikator für anormale Durchsickerung. Die Durchsickerung eines Damms erzeugt eine jahreszeitlich unterschiedliche Temperaturverteilung im Damm. Die Temperaturschwankungen im Damm lassen dann Rückschlüsse auf übermäßige Durchsickerung zu [24].



**Abb. 123:** Messsystem DTS/DTSS

Quelle: [64]

Die faseroptische Spannungs- und Temperaturmessung basiert auf der Reflexion von Lichtspektralen im Glasfaserkabel. Wenn ein Lichtsignal in ein solches Kabel eingebracht wird, dann wird eine kleine Fraktion zurückreflektiert. Dieses Licht setzt sich aus 3 Komponenten zusammen, die sich durch ihre Wellenlänge unterscheiden: Rayleigh-Licht, Brillouin-Licht und Raman-Licht [23].



**Abb. 124:** Reflektierte Lichtspektrale im Glasfaserkabel

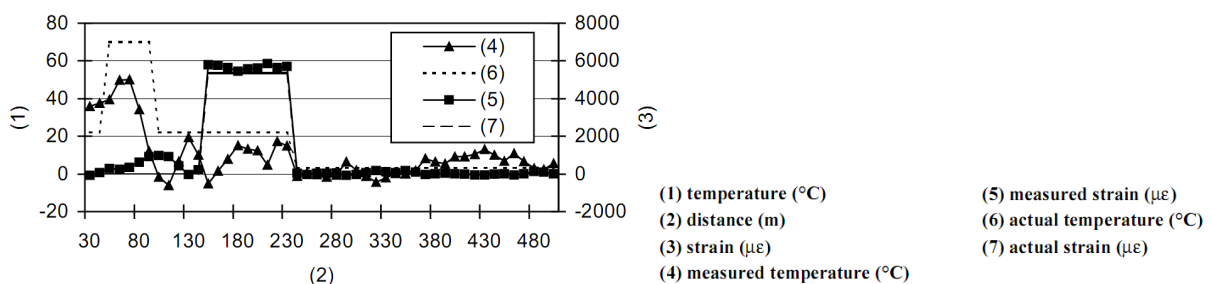
Quelle: [64]

Das Raman-Licht ist abhängig von der Temperatur, an der es entstanden ist und kann somit zur Temperaturmessung herangezogen werden. Die Stärke des Brillouin-Lichts ist ebenso abhängig von der Temperatur, wobei die Frequenzverschiebung dieses

Lichts von der Temperatur und der Spannung abhängig ist [23].

Je nach System erfolgt nur eine Temperaturmessung mit dem DTS (Distributed Temperature Sensor) oder eine Temperatur und Spannungsmessung mit dem DTSS (Distributed Temperature & Strain Sensor).

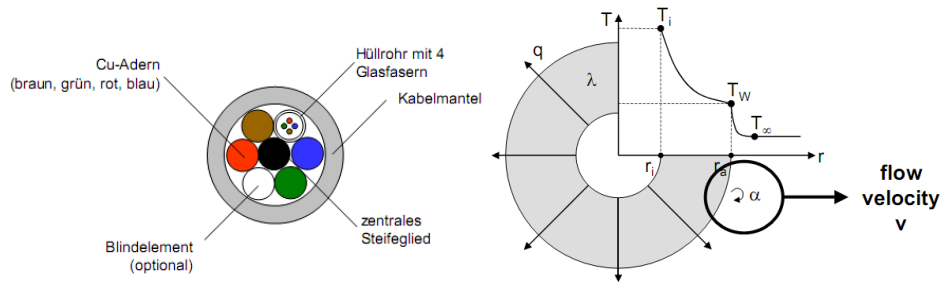
Bei der Temperaturmessung wird ein Lichtimpuls in das Glasfaserkabel „geschickt“ und die zurückreflektierten Wellenlängen des Raman-Lichtes werden aufgezeichnet. Die Analyse ergibt die Temperaturen an allen Punkten des Glasfaserkabels. Werden Temperatur und Spannung gemessen, dann wird das spannungsunabhängige Raman-Signal zur Temperaturmessung verwendet, während das Brillium-Licht für Temperatur- und Spannungsmessung herangezogen wird, da dieses von beidem abhängig ist. Durch die über das Raman-Licht ermittelte Temperatur, können dann die Werte des Brillium-Lichtes korrigiert werden, sodass die Spannungen sichtbar werden. Bei einer üblichen Auflösung von 1m ist eine Temperatureauflösung von +/- 0,25°C, Messzeiten um 60 Sekunden und eine mögliche Messlänge von mehreren Kilometern möglich [23].



**Abb. 125: Beispiel für Ausgabe eines DTSS**

Quelle: [23]

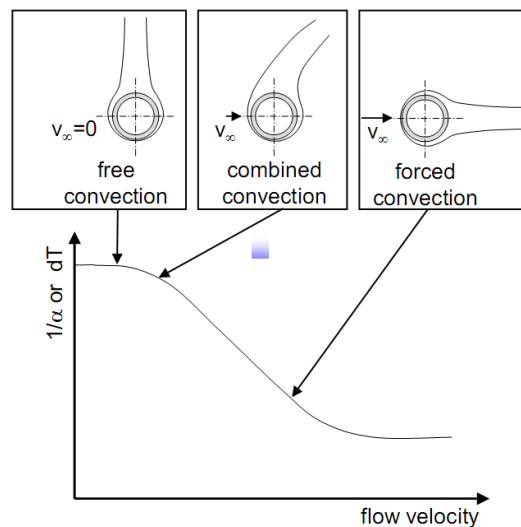
Die oben beschriebene Methode zur Temperaturbestimmung wird Gradientenmethode genannt und es wird ein ausreichender Temperaturgradient zwischen Kabelumgebung und gestautem Wasser benötigt. Eine Weiterentwicklung des DTS Messsystems ist die Aufheizmethode. Dabei wird in einer im Glasfaserkabel integrierten Kupferlitze eine elektrische Spannung angelegt und diese somit aufgeheizt. Wie sich der Temperaturanstieg im Kabel nun ausprägt, ist abhängig von den Wärmetransportmechanismen rund um das Kabel [1].



**Abb. 126: Aufbau eines Kabels und Ersatzsystem der Schnittfläche**

Quelle: [43]

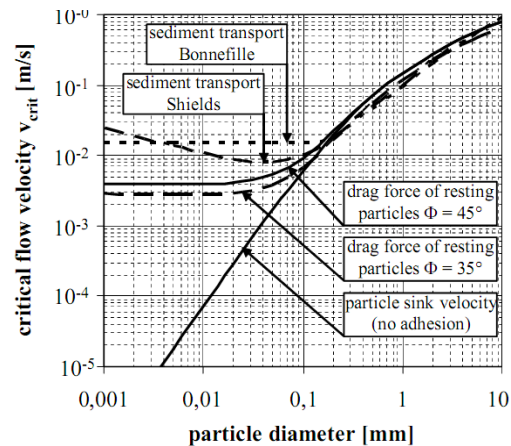
Wird das Kabel nicht umströmt, dann dominiert die Wärmeleitung und man kann über die wassergehaltsabhängige Wärmeleitfähigkeit des Bodens auf den Sättigungsgrad rückschließen. Wird das Kabel umströmt, so wirkt der effektivere konvektive Wärmeübergang, welcher Rückschlüsse auf die Strömungsgeschwindigkeit zulässt [1].



**Abb. 127: Nicht umströmtes, teilweise umströmtes und umströmtes Kabel**

Quelle: [43]

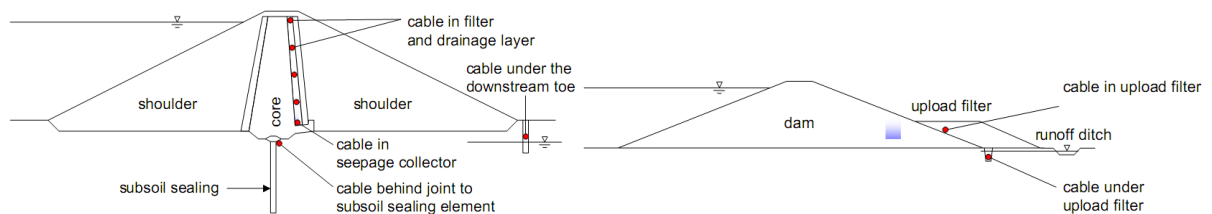
Das Spektrum messbarer Fließgeschwindigkeiten bewegt sich zwischen  $10^{-5}$  m/s und  $10^{-3}$  m/s, befindet sich also in Bereich der Geschwindigkeiten, die für das Einleiten von innerer Erosion und Suffosion notwendig sind (siehe auch Kapitel 0) [43].



**Abb. 128: Ansätze zur kritischen Geschwindigkeit für Partikeltransport**

Quelle: [43]

Das Kabel sollte in einer Schleife verlegt werden, so können beide Enden an die Stromquelle angeschlossen werden. Kann dies nicht erfüllt werden, so muss das einzelne Kabel zwei Leiteradern enthalten, die zu einer internen Schleife verbunden werden. Als künstliche Kabelumgebung sind Vliesstoffe wünschenswert, die im Vergleich zur Verlegung des Kabels in Sand eine maßgebliche Erhöhung der Meßgenauigkeit mit sich bringen [18].



**Abb. 129: Anordnung von Glasfaserkabeln in neuen und bestehenden Dämmen**

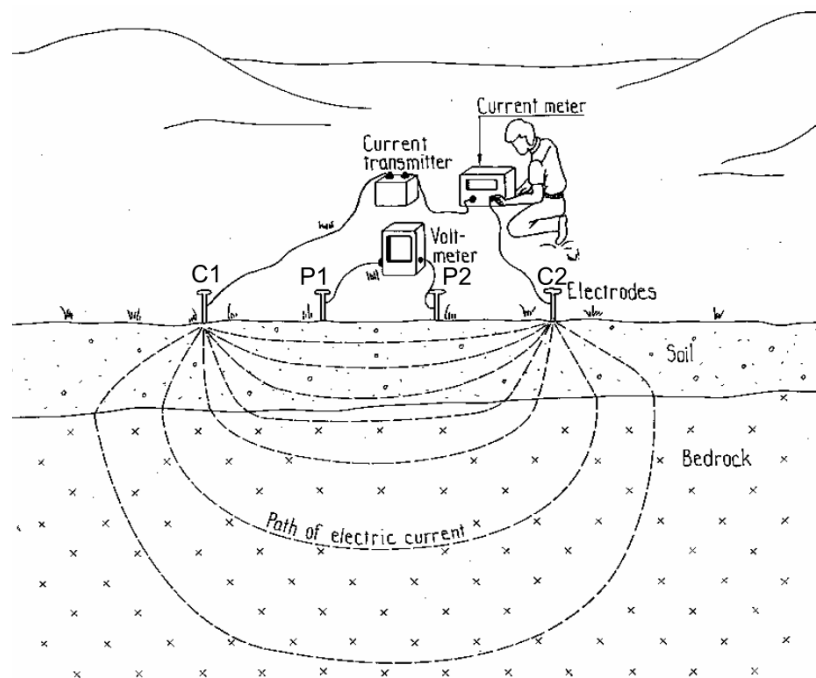
Quelle: [43]

## 8.2.2 Elektrische Widerstandsmessung

*Busch/Luckner* schreiben in [6] „Die elektrischen Messungen beruhen auf der Eigenschaft des Wassers, den spezifischen elektrischen Widerstand der Gesteine in weiten Grenzen zu verändern.“

Der elektrische Widerstand im Boden ist also abhängig von Bodeneigenschaften wie Tongehalt, Porosität und Wassersättigung. Weiters hängt er von

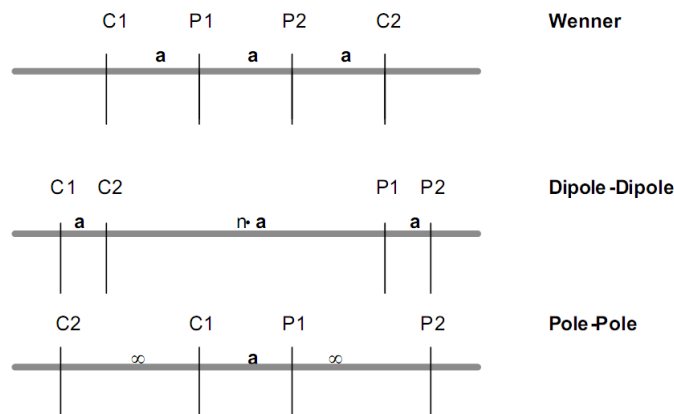
Porenwassereigenschaften wie den gelösten Feststoffen im Porenwasser und der Temperatur des Wassers ab. Da die Temperatur im Damm sowie die gelösten Feststoffe (TDS=Total Dissolved Solids) im Reservoir und im Sickerwasser saisonellen Schwankungen unterliegen, wird sich der elektrische Widerstand auch über den Verlauf des Jahres ändern. In intakten, normal funktionierenden Dämmen sind die oben beschriebenen Materialparameter konstant. In solchen Fällen ist dann die Änderung des Widerstandes eine Funktion der Durchsickerung allein. Wenn jedoch innere Erosion stattfindet, werden auch die Materialparameter beeinflusst, wobei zunehmende Porosität den Widerstand verringert, während das Ausspülen von Feinteilen diese erhöht. Dieses Faktum macht die Interpretation von Daten schwierig. [25].



**Abb. 130: Versuchsanordnung der elektrischen Widerstandsmessung**

Quelle: [8]

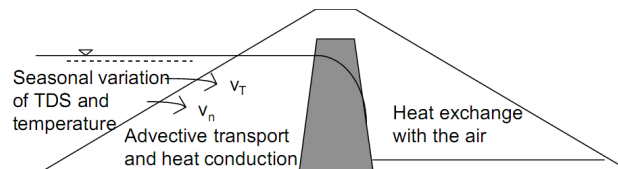
Es gibt verschiedene Anordnungen der Elektroden für elektrische Widerstandsmessungen. Typische angewandte Anordnungen sind in nachfolgender Abbildung angegeben, wobei *C1* und *C2* die Elektroden darstellen und *P1* und *P2* die Potentialgeber [25].



**Abb. 131: Elektrodenanordnungen**

Quelle: [25]

Während sich gelöste Stoffe sich im Dammkörper mit der Porengeschwindigkeit  $v_n$  fortbewegen, während sich die Temperatur mit der thermischen Geschwindigkeit  $v_T$  ausbreitet. Die Änderung des elektrischen Widerstandes ist somit ein Resultat dieser beiden Transportprozesse [25].



**Abb. 132: Transportprozesse im Dammkörper**

Quelle: [25]

Eine einfache, eindimensionale Methode der Sickerwasserevaluation, die den Wärmeverlust und die Wärmezerstreuung außer Acht lässt, ist die Verzögerungsmethode. Dabei wird der elektrische Widerstand im Reservoir mit dem Dammkörper verglichen. Eingang finden dabei die Länge des Sickerweges  $x$  und die Verzögerungszeit  $t$ . Diese vereinfachte Verfahren ist für kleine Leckagen nicht geeignet, wo der Wärmeverlust zu groß wird (Zonen  $< 10\text{m}^2$ ). Wenn also die Annahme getroffen wird, dass die Temperatur an der Grenze der Durchsickerung konstant ist, dann ist diese nur von den gelösten Feststoffen im Sickerwasser abhängig, welche sich mit Porengeschwindigkeit bewegen. Die errechnete Sickerwassermenge ist also eine Funktion der Porosität [25]:

$$q_{TDS} = \frac{n * x}{t}$$

- $x$  Länge des Sickerweges  
 $t$  Verzögerungszeit (Zeit, die eine elektrische Widerstandsänderung des Sickerwassers, das sich entlang des Sickerweges bewegt, von der Stelle  $x=0$  bis  $x$  benötigt)  
 $n$  Porosität

Wenn nun auf der anderen Seite die gelösten Feststoffe im Sickerwasser als konstant angenommen werden, so ist es die Temperaturänderung, die die Änderung des elektrischen Widerstandes verursacht. Die Durchsickerung lässt sich dann folgendermaßen abschätzen [25]:

$$q_T = \frac{C_0 * x}{C_w * t}$$

- $x$  Länge des Sickerweges  
 $t$  Verzögerungszeit (Zeit, die eine Temperaturimpuls benötigt, der sich entlang des Sickerweges bewegt, von der Stelle  $x=0$  bis  $x$ )  
 $C_0$  Volumetrische Wärmekapazität des Bodens [J/m<sup>3</sup>K]  
 $C_w$  Volumetrische Wärmekapazität des Wassers [J/m<sup>3</sup>K]

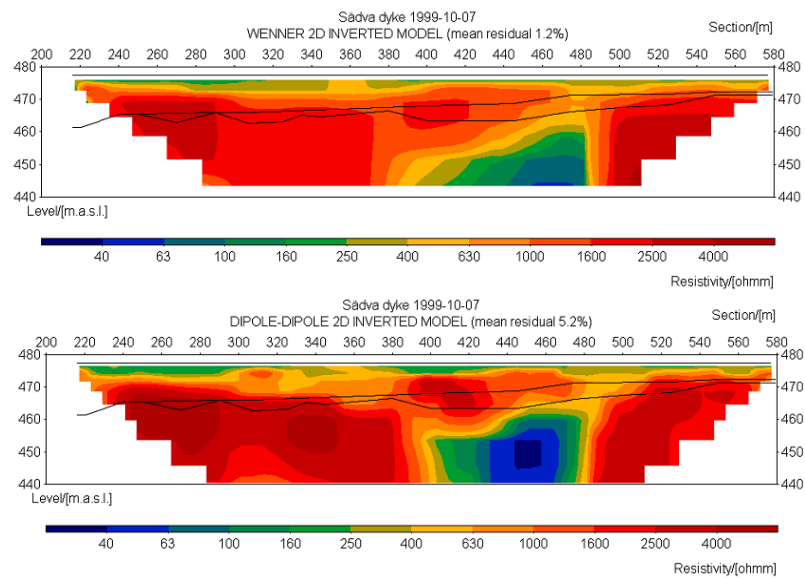
Diese zwei Formeln ergeben Grenzwerte. Werden übliche Werte für  $n$ ,  $C_0$ ,  $C_w$  eingesetzt, so ergeben sich die Grenzen zu [25]:

$$0,2 < \frac{q * t}{x} < 0,6$$

Diese Methode stellt natürlich nur eine grobe Abschätzung dar, in Ermangelung besserer Methoden ist diese brauchbar, die Durchsickerung abzuschätzen [25].

Weiterentwickelt wurde dieses Verfahren insofern, dass die Elektroden nun permanent eingebaut werden können und über Software automatisch ausgewertet werden. Sie werden als Stahlplatten an Kabel angeschlossen und so in gewissen Abständen entlang des Dammbauwerkes eingebaut. Beispielhaft wird die Ausgabe der elektrischen Widerstände für die *Wenner*-Anordnung und die Dipol-Dipol Anordnung in der folgenden Abbildung dargestellt. [23].





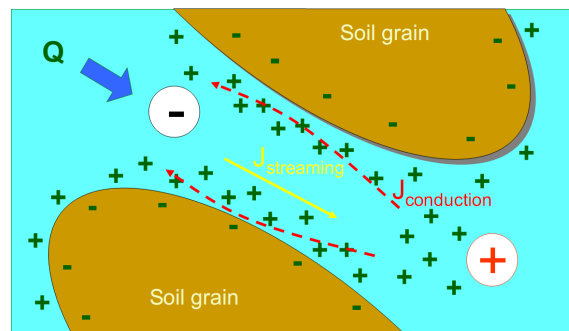
**Abb. 133:** Beispiel einer Ausgabe der elektrischen Widerstände

Quelle: [23]

In Abb. 133 ist die Dammaufstandsfläche und die Dammgründung auf Fels als Linie dargestellt. Die Zone größeren elektrischen Widerstandes zwischen 400-480m wird in diesem Fall als Unterschied in der Felsqualität oder Felsart interpretiert [23].

### 8.2.3 Eigenpotential-Strömungspotential

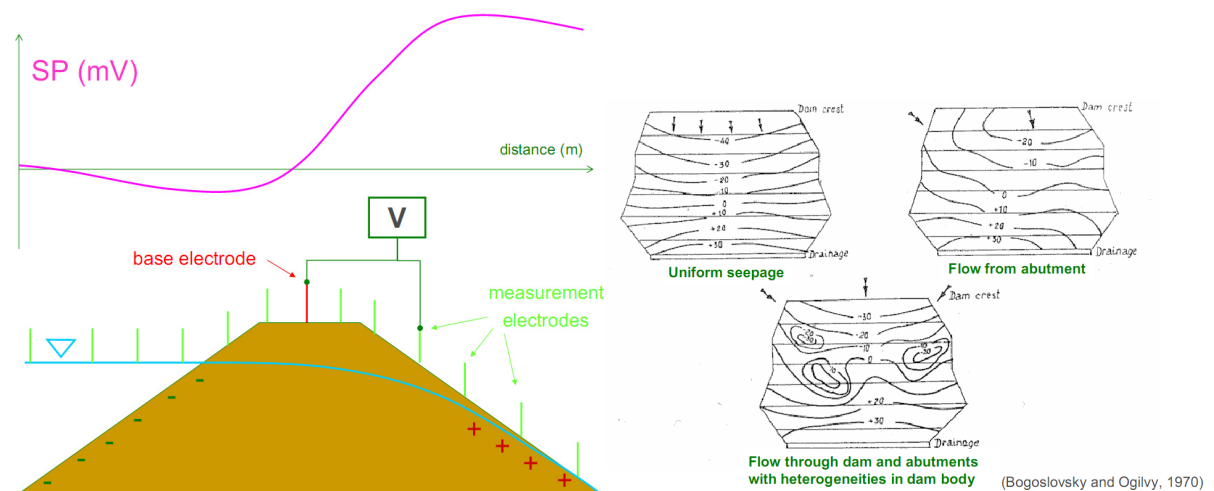
Elektrische Potentiale im Boden können aus verschiedenen Gründen wie Mineralisierungsvorgänge, thermische Aktivität und Strömungsvorgänge entstehen. Metallische Materialien im Dammkörper, wie zum Beispiel Kabel, können auch Gründe für Eigenpotentiale sein, treten hier jedoch mehr als Störfaktor auf [23].



**Abb. 134:** Bildung von Strömungspotentialen

Quelle: [49]

Oberflächen von mineralischen Materialien, die in Verbindung mit einem Elektrolyt stehen, entwickeln eine elektrische Ladung. Um einen Gleichgewichtszustand zu erreichen, wird sich an dieser Oberfläche eine gleichgroße, entgegengesetzte Ladung im Elektrolyt bilden. Bildet sich nun eine Strömung aus, werden Teile dieser Ladungen abgeschert und bewegen sich mit der Strömung durch das poröse Medium. Es baut sich somit ein elektrisches Feld auf, dessen Verteilung nicht nur von der Strömung, sondern auch von Bereichen der Ladungsansammlung und elektrischem Widerstand abhängig ist [23].



**Abb. 135:** Schema der Messanordnung und beispielhafte Eigenpotentiallinien

Quelle: [49]

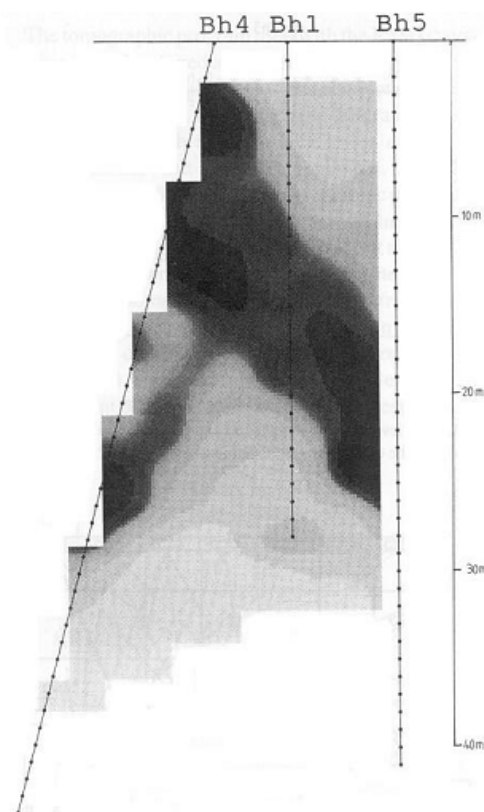
Leider lässt somit eine Potentialanomalie nicht automatisch auf eine erhöhte Durchsickerung schließen. Erhöhtes Eigenpotential kann durch Änderungen der Eigenschaften der Bodenminerale, des Wassers, der Porengeometrie (zum Beispiel durch innere Erosion), durch Änderung des elektrischen Widerstandes und durch eine Erhöhung der Sickerwassermenge erklärt werden. Um somit Eigenpotentiale brauchbar auswerten zu können, sollten diese Daten mit Messergebnissen aus elektrischen Widerstandsmessungen und der Kenntniss des hydraulischen Zustandes unterstützt werden. Ausserdem ist zu erwähnen, dass die gemessenen Eigenpotentiale einer jahreszeitlichen Schwankung unterliegen. Wie bei der elektrischen Widerstandsmessung können auch hier die Elektroden permanent im Boden eingebracht werden [23].

## 8.2.4 Bodenradar

Elektromagnetische Wellen einer gewissen Frequenz werden durch den Boden

geschickt und durchdringen sowohl Fels, Lockermaterial und Wasser. Die Wellengeschwindigkeit wird von der Dielektrizität, der elektrischen Leitfähigkeit und der magnetischen Durchlässigkeit bestimmt. Bodeneigenschaften wie Porosität und Wassergehalt beeinflussen stark die Bodeneigenschaften und diese Inhomogenitäten im Bodenkörper können mit dem Bodenradar erfasst werden [25].

Die Eindringtiefe des Radars ist abhängig von der Frequenz der Radarwellen. Je höher die Wellenlänge und kleiner die Frequenz, desto höher die Eindringtiefe und kleiner die Auflösung. Es kommen im Allgemeinen zwei Varianten des Bodenradars zur Anwendung, die Messung mittels Antennen von der Oberfläche aus und die Messung in Bohrlöchern. Man benötigt jeweils einen Sender und einen Empfänger, die entweder langsam an der Dammoberfläche bewegt werden oder in den Bohrlöchern in verschiedenen Anordnungen variiert werden. Die Auswertung erfolgt computergestützt und ergibt ein tomographisches Bild wie das Folgende [25].



**Abb. 136:** Beispiel einer Messung mittels Bodenradar

Quelle: [25]

Die dunklen Bereiche stellen Abweichungen der Radarwellengeschwindigkeit dar und werden in diesem Fall als Zonen erhöhten Wassergehaltes interpretiert [25].

## 9. ZUSAMMENFASSUNG, ERKENNTNISSE UND EMPFEHLUNGEN

Die vom Autor, in den vorangegangenen Kapiteln gewonnenen Erkenntnisse sollen nun kurz dargelegt werden und die in den vorigen Kapiteln ausführlich behandelten Informationen zur Durchsickerung und inneren Erosion in den einzelnen Phasen des Dammbaus werden zusammengefasst in eine Empfehlung eingehen, die der Autor im Umgang mit Innerer Erosion vorschlägt.

### 9.1 Erkenntnisse

Wie aus Kapitel 2 hervorgeht, sind viele Schadensfälle vermeidbar, wenn aus Fehlern gelernt wird. Dies beginnt bei der Planung und setzt sich natürlich weiter in den Zeitraum des Betriebes fort.

Im Kapitel 3 werden Dammbaumaterialien behandelt. Es erscheint wichtig, darauf zu achten, dass die Eigenschaften des einzubauenden Materiales möglichst zu jedem Zeitpunkt des Einbaus bekannt sind und dass anerkannte Regeln befolgt werden. Zudem ist zu berücksichtigen, dass sich Schütt- und Filtermaterial während des Transports, des Einbaus und bei der Verdichtung verändern können und damit eine Situation entsteht, welche in der Planung nicht erfasst wurde.

Im Kapitel 4 wird die Theorie der Durchsickerung eines Dammes beschrieben. Jeder Damm wird zu einem gewissen Maße durchsickert, eine starke Durchsickerung kann auf Leckagen, örtliche Wasserwege und innere Erosion hinweisen. Aufgabe des Ingenieurs ist es, die Ursachen der Durchsickerung zu erkunden, damit die Strömungsvorgänge beschrieben werden können. Problemzonen und örtliche Wasserwege sind zu beschreiben. In der *Richtlinie zum Nachweis von Staudämmen* der Österreichischen Staubeckenkommission [55] wird auf die Sicherheit gegen Erosion gesondert eingegangen. Unter dem Begriff „Innere Erosion“ werden Rissbildungen, Schwachstellen bei Dichtungsanschlüssen, Inhomogenitäten bei unterschiedlichen Schüttmaterialien und Wühltierbauten angeführt. Unter dem Punkt Kontakterosion werden mögliche Erosionserscheinungen zwischen unterschiedlichen Dammmaterialien, Dichtungsanschlüssen entlang von Einbauten, die den Damm durchdringen, angeführt. Auch Suffosionserscheinungen sind zu beachten. Als Maßnahmen gegen mögliche Erosionserscheinungen werden konstruktive Maßnahmen, die Einhaltung des geometrischen und des hydraulischen Kriteriums angeführt. Der Autor dieses Berichtes empfiehlt, dass in einem ersten Schritt die Berechnung der Filterströmungen, wobei Einflussfaktoren (Durchlässigkeit, Wasserspiegel, Geometrie, etc.) variiert werden, um ein Verständnis für die Strömungsvorgänge und mögliche Randbedingungen zu erhalten.

Wichtig erscheint auch, dass Filterzonen ein ausreichendes Wasserabfuhrvermögen

aufweisen, damit Porenwasserdrücke nahe der Dammoberfläche die Standsicherheit nicht negativ beeinflussen, also die Sickerlinie nicht bis zur Dammoberfläche ansteigt. Dabei sollte die Abminderung der Durchlässigkeit infolge eines nichtlinearen Strömungsverhaltens in der Filterschicht beachtet werden.

Das Kapitel 5 behandelt die Theorie der Inneren Erosion. Es bestehen mittlerweile genaue Ansätze zu Modellierung heterodisperser Kugelschüttungen. Damit können Porenengstellenverteilungen für Böden ermittelt und Filter genau darauf abgestimmt werden. Dem Autor dieses Berichtes erscheinen diese Ansätze für die Praxis schwer umsetzbar, da im Erdbau mit stark heterogenem Aufbau der Schüttungen gerechnet werden muss und eine übermäßige rechnerische Genauigkeit die tatsächliche Situation nicht mit ausreichender Sicherheit beschreibt.

Die Praxis zeigt, dass vielfach das geometrische Kriterium zum Nachweis der Filterstabilität angewendet wird. Die Kenntnis des kritischen hydraulischen Gradienten an den Schichtgrenzen zwischen Dichtungsmaterialien und kritischen Filtern erscheint aber sehr wesentlich. Durch Entmischungerscheinungen beim Einbau eines Filterstoffes wird das geometrische Kriterium örtlich nicht mehr erfüllt. In diesem Fall wird das hydraulische Kriterium maßgebend.

Im Kapitel 5 werden die hydraulischen Kriterien bezüglich Suffosions- und Erosionserscheinungen angeführt, wobei darauf hinzuweisen ist, dass die Strömungsrichtung in Bezug auf die Schichtgrenze zu beachten ist. Bei der Verwendung der angeführten Kriterien ist die Gültigkeit des verwendeten Kriteriums im Zusammenhang mit der Strömungsrichtung zu überprüfen, bzw. wird vorgeschlagen, den Nachweis über mehrere Kriterien zu führen.

Dem Kapitel 5.7 „Systemansatz nach *Foster/Fell*“ sollte besondere Aufmerksamkeit zukommen. Der Systemansatz zur hydrodynamischen Bodendeformation nach *Foster/Fell* soll auch in Kapitel 9.2 „Empfehlungen“ Eingang finden. In diesem Kapitel werden möglichst umfangreiche Informationen zu diesem Ansatz und zu den von *Foster/Fell* dargestellten Phasen und Szenarien zur Verfügung gestellt. Diese Darstellung hilft, das Gefährdungspotential eines Dammes im Hinblick auf Innere Erosion abzuschätzen. Zusammen mit der Abschätzung der Entwicklungszeit von Erosionsröhren (Kapitel 5.8), lässt sich daraus zum Beispiel eine erforderliche Messhäufigkeit ableiten, die durch den Unterausschuss der Staubeckenkommission für Talsperrenüberwachung festzulegen ist und beispielhaft im *Leitfaden für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen* [54] dargestellt ist.

Zusammenfassend wird zum Kapitel 5 „Theorie der Inneren Erosion“ zu den hydraulischen Kriterien bezüglich Erosion und Suffosion festgehalten, dass die in der Literatur angegebenen, zum Teil komplizierten Formeln, bezüglich der angeführten Parameter schwer überprüfbar sind. Es erscheint das geometrische Suffosionskriterium

von *Kenney/Lau* (Kapitel 5.3.1.5) sinnvoll anwendbar. Eine eindeutige Aussage zur Suffosionssicherheit ist mit Hilfe der gegebenen Kornverteilungslinie möglich. Grundlage des Verfahrens ist die gesamte Kornverteilungslinie und nicht einzelne repräsentative Korndurchmesser. Bezüglich des hydraulischen Suffosionskriteriums wird festgestellt, dass Kriterium von *Busch/Luckner* (Kapitel 5.3.2.1) am allgemeinsten anwendbar ist und für Strömung in alle Richtungen gilt. Ein wesentlich einfacheres Suffosionskriterium ist das von *Istomina* (Kapitel 5.3.2.2), welches verbreiteter ist, aber nur für vertikal gerichtete Strömungen entwickelt wurde. Bezüglich des hydraulischen Erosionskriteriums kann festgehalten werden, dass wiederum für jeden Nachweis die Strömungsrichtung in Bezug auf die Trennfläche und der Horizontalen zu beachten ist.

In Kapitel 6 wird ein Ablaufdiagramm nach *BAW (MSD)* [4] zum Nachweis der Erosions- und Suffosionssicherheit vorgeschlagen. Die angeführten Entscheidungskriterien erscheinen sinnvoll.

Im Kapitel 7 werden mineralische Filter und deren Anforderungen behandelt. Filterschichten stellen ein wesentliches Konstruktionsmerkmal im Dammbau dar und gewährleisten vielfach die Böschungsbruchsicherheit von Dämmen und Böschungen. Die Dauerhaftigkeit von Filterschichten und innere Erosionssicherheit eines Dammes ist damit direkt mit der Gesamtstabilität eines Dammbauwerkes verbunden.

Im vorliegenden Bericht werden zahlreiche Filterkriterien vorgestellt. Als realitätsnah und brauchbar erscheinen jene Filterkonzepte, die mit den Durchmessern  $d_{15,Filter}$  als maßgebliche Filteröffnungsweite und  $d_{85,Basis}$  als maßgebendes bewegtes Korn des Basiserdstoffes arbeiten. Als wichtigste Filterkriterien für den Dammbau können die Filterkriterien von *Sherard/Dunnigan* (Kapitel 7.4.3) und die Weiterentwicklung nach *Fell et al.* (Kapitel 7.4.4) genannt werden. Filterbemessung nach „No Erosion“ – Kriterien bzw. dem „Perfekten Filter“ nach *Vaughan/Soares* (Kapitel 7.4.5) erscheinen besonders bei gut gestuftem Basismaterial bzw. Filtermaterial unwirtschaftlich und entspricht nicht der Fähigkeit der Ausbildung natürlicher Filterzonen bei diesen Materialien.

Der Versuch eines Vergleiches verschiedener Filterkriterien gestaltet sich als äußerst schwierig, da die unterschiedlichen Kriterien mit verschiedenen maßgeblichen Durchmessern für das Basis- bzw. Filtermaterial arbeiten und in verschiedene Bereiche der Ungleichförmigkeit differenzieren. Außerdem fehlen oft Angaben über Gültigkeitsgrenzen. Hierüber wären weitere Untersuchungen wünschenswert, die für festgelegte Basiserdstoffe die resultierenden Filter nach den unterschiedlichen Kriterien vergleichbar machen.

Im Kapitel 8 wird die Überwachung von Staudämmen beschrieben. Dem Autor dieser Arbeit erscheint es wichtig, darauf hinzuweisen, dass die modernen Messmethoden

wie Faseroptische Temperatur- und Spannungsmessung nur eine Ergänzung der herkömmlichen Messmethoden sein können. Primär wird auch weiterhin die Pegelmessung in ausgewählten Profilen und die Ermittlung der Trübung gemessener Sickerwässer, bzw. die mengenmäßige Erfassung von Ablagerungen in Messbehältern (Messwehren) Auskunft über Sickerlinien, Porenwasserdrücken und Materialausträgen geben. Dennoch sollten die neuen im Kapitel 8.2 dargestellten Messmethoden verstärkt eingesetzt werden, um ein flächenhaftes Bild der Durchströmung und der Veränderung der Durchlässigkeit zu erhalten.

## 9.2 Empfehlungen

Eine Hauptfrage, die sich diese Arbeit mitunter zu beantworten zum Ziel gesetzt hat, lautet: ***Wie verhindert man Innere Erosion?*** Folgende Kriterien können angegeben werden:

### a) *Vorsorge bei Planung und Bau*

In der *Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen* der Österreichischen Staubeckenkommission [55] wird die Sicherheit gegen Innere Erosion und Suffosion, aufbauend auf realistischen Durchströmungsberechnungen gefordert. Damit ist die Einhaltung von geometrischen und hydraulischen Kriterien notwendig. Siehe dazu auch Kapitel 7, Kapitel 5.3, Kapitel 5.4, Kapitel 4). Zur Filterbemessung wird das Kriterium nach *Sherard/Dunnigan* (Kapitel 7.4.3) in der Weiterentwicklung nach *Fell et al.* (Kapitel 7.4.4) empfohlen, da dieses in seiner ursprünglichen Form seit über 20 Jahren erfolgreich angewandt wird, sehr differenziert auf den Basiserdstoff eingeht und nach *Locke/Indraratna* (Kapitel 7.4.14) auf weitgestufte Basiserdstoffe erweitert werden kann. Die Empfehlung der Anwendung von Dammbaugrundsätzen (wie zum Beispiel in den Kapiteln 3 und 7.1 erarbeitet) und Einbringung von Erfahrungswerten (Kapitel 2 und 5.7), die in dieser Arbeit ausführlich erörtert wurden, erscheint selbstverständlich. Einen weiteren wichtigen Punkt stellt die Instrumentierung der Dammbauwerke dar, wobei durchaus zusätzlich zu herkömmlichen Methoden (Kapitel 8.1) auch moderne Messverfahren (Kapitel 8.2) zur Anwendung kommen sollten. Dabei ist zu beachten, dass die neuen Messmethoden allein Innere Erosion nicht zuverlässig feststellen können und deshalb als Unterstützung zur herkömmlichen Instrumentierung dienen sollen. Die Wahl der Instrumentierung und der Messwiederholungsraten sollten auf ein mögliches Versagen, bzw. auf die Geschwindigkeit des möglichen Eintretens abgestimmt werden ((siehe Punkt *b*) bzw. Kapitel 5.8). Dies ist besonders mit den modernen Messmethoden möglich.

### b) *Schaffung von Entscheidungsgrundlagen*

Die genaue Kenntnis der Dammgeometrie, der eingebauten Schüttmaterialien, des Sickerwassers abhängig von der Stauhöhe und den Niederschlägen ist wesentlichste Grundlage jeder Beurteilung und Entscheidung. Mit Hilfe von Pegelmessungen, aber auch mit Porenwasserdruckgebern kann zusätzlich der Sickerlinienverlauf im Dammkörper wieder in Abhängigkeit von der Stauhöhe dargestellt werden. Diese Messgrößen sind laufend und dauerüberwacht in einer Messzentrale zur Verfügung zu stellen. Eine Überschreitung vorgegebener Grenzwerte muss nachweislich eine beachtete Warnung freisetzen. Parallel zur Überwachung empfiehlt der Autor schon während der Bauphase mögliche Versagensszenarien darzustellen und eine Risikoabschätzung vorzunehmen. Zu den Versagensszenarien sind Zeitspannen anzugeben, von zum Beispiel der Entdeckung eines getrübten Wasseraustrittes oder eines verstärkten Sickerwasseranfalles im Messsystem mit Massentransport, bis zum prognostizierten Versagen (siehe Kapitel 5.7 in Zusammenspiel mit Kapitel 5.8). In der Bauphase können durch genaue Dokumentation und Überprüfung der Ausführung Problemstellen beschrieben, Anpassungen vorgenommen und zusätzliche Messsysteme eingebaut werden.

Für bereits bestehende Dämme wird das in Kapitel 7.5 vorgestellte Verfahren zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Filtern vorgeschlagen, welches eine Risikoeinschätzung bezüglich Erosionsgefährdung zulässt. Ergänzend zur Risikoeinschätzung ist die Ermittlung der kritischen hydraulischen Gradienten (Kapitel 5.3.2 und 5.4.2) an den Schichtgrenzen zu den kritischen Filtern sinnvoll, sollten die geometrischen Filterkriterien nicht erfüllt sein (siehe Kapitel 9.1). Voraussetzung dieser Untersuchungen ist allerdings, dass die Kornverteilungslinien des Basismaterials, der Filterschicht aber auch die Strömungsvorgänge bekannt sind. Auch die Abschätzung von Erosionsraten des Kernmaterials (Kapitel 5.6) kann im Falle vermuteter oder nachgewiesener Erosionen eine wichtige Entscheidungshilfe darstellen.

c) *Rechtzeitiges Erkennen von Gefahren*

Im *Leitfaden für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen* der Österreichischen Staubeckenkommission [54] wird die Überwachung von Stauanlagen geregelt. Wenn sich bei einem Damm herausstellt, dass die Zeitspanne bis zum Versagen sehr klein ist (Kapitel 5.8) oder ein bestehender Damm einen Filterkörper aufweist, der keinen ausreichenden Erosionsschutz bietet (Kapitel 7.5), dann muss sich dies auf die Häufigkeit der Beobachtung und Berichterstattung niederschlagen. Bei der Feststellung erhöhter Sickerwasseraustritte im Messsystem, an der Dammoberfläche oder im Vorland, bzw. bei Trübung örtlicher Sickerwässer oder bei Ablagerungen im Messsystem sind die Überwachungsmaßnahmen zu intensivieren. Gleichzeitig sind die Ursachen bzw. Fehlstellen zu erkunden.



*d) Was ist zu tun, wenn übermäßige Durchsickerung oder Innere Erosion festgestellt wird?*

Eine allgemein gültige Lösung für den Schadensfall Innere Erosion kann nicht angegeben werden. Die übliche Vorgangsweise, zum Beispiel in Österreich ist die, dass die Wasserrechtsbehörde vom Betreiber des Sperrbauwerkes verständigt werden muss, welche die zuständigen Sachverständigen mit dem Problem befasst. Oberstes Gebot jeder Entscheidung ist die Sicherheit der Anlage, eine Entleerung des Speichers ist einzuplanen. Die wesentlichen, von den Sachverständigen zu beantwortenden Fragen sind:

1. Entsteht rückschreitende Erosion?
2. Entwickelt sich die Erosion progressiv?
3. Wie kann weitere Erosion verhindert werden?
4. Beeinflusst die Erosion die Standsicherheit des Dammes?
5. Kann durch die Absenkung des Stauzieles die Erosion gestoppt oder verzögert werden?
6. Kann durch Aufbringen einer luftseitigen Filterschüttung die Erosion gestoppt oder verzögert werden?
7. Kann durch Entlastungsbohrungen die Leistungsfähigkeit eines Filterkörpers erhöht werden?
8. Gefährdet die Öffnung des Grundablasses die Siedlungsbereiche unterhalb der Stauanlage?
9. Welche Auswirkungen zeigt die Flutwellenberechnung für die gegebene Sperrenanlage?

Die vorliegende Arbeit zum Fachgebiet Innere Erosion und Suffosion bietet eine Grundlage zur Beurteilung möglicher Schadensursachen und Beantwortung der oben angeführten Fragen.

**LITERATURVERZEICHNIS**

- [1] AUFLEGER, M., DORNSTÄDTER, J., STROBL, T., CONRAD, M., PERZLMAIER, S., GOLZ, M.: 10 Jahre verteilte Faseroptische Temperaturmessung im Wasserbau, 7<sup>th</sup> ICOLD European Club Dam Symposium, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München – Bericht 115, München 2007
- [2] BARTSCH, M., NILSSON, Å.: Leakage in embankment dams - Funktional analysis and strengthening by adding a downstream berm, 7<sup>th</sup> ICOLD European Club Dam Symposium, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München – Bericht 115, München 2007
- [3] BAW MAK: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 1989
- [4] BAW MSD: Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 2005
- [5] BONELLI, S., BRIVOIS, O.: Piping Erosion: Modelling, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 11-12 September 2006
- [6] BUSCH, K.F, LUCKNER, L.: Geohydraulik für Studium und Praxis, Stuttgart 1974
- [7] CHARLES, J.A.: Internal erosion in European embankment dams, Progress Report of the Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams, ICOLD, 2004
- [8] DAHLIN, T., SJÖDAHL, P., JOHANSSON, S.: Resistivity Measurements for Embankment Dam Investigations, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 13-14 September 2006
- [9] DAVIDENKOFF, R.: Deiche und Erddämme, Düsseldorf 1964
- [10] DIN 1054:2003-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Berlin 2003
- [11] FELL, R., MACGREGOR, P., STAPLEDON, D., BELL, G.: Geotechnical Engineering of Dams, London 2005
- [12] FELL, R., MACGREGOR, P., STAPLEDON, D.: Geotechnical Engineering of Embankment Dams, Rotterdam 1992
- [13] FELL, R., WAN, C. F., CYGANIEWICZ, J., FOSTER, M.: Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, © ASCE, 2003
- [14] FOSTER, M., FELL, R.: Assessing Embankment Dam Filters That Do Not

- Satisfy Design Criteria, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, © ASCE, 2001
- [15] FUCHSBERGER, M.: Dammbau-Vorlesungsskriptum, TU-Graz 1985
- [16] GEOSYSTEMS: <http://www.esands.com/Geosystems>, Produktdatenblatt Casagrande Piezometer-Model 1655-GS-CP01, Victoria (Australien)
- [17] GLÖTZL Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH: Produktdatenblatt Glötzl-Ventilgeber, Rheinstetten 2001
- [18] GOLZ, M., PERZLMAIER, S., AUFLEGER, M., SCHRAMM, V.: Optimierte Glasfaserkabel zur Leckageortung und Filtergeschwindigkeitsmessung, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 11-12 September 2006
- [19] HASELSTEINER, R.: Die Durchströmung von Dämmen und Deichen, 7<sup>th</sup> ICOLD European Club Dam Symposium, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München – Bericht 115, München 2007
- [20] HEINEMANN, E., FELDHAUS, R.: Hydraulik für Bauingenieure, Wiesbaden 2003
- [21] ICOLD: Dispersive Soils in Embankment Dams – Bulletin 77, Paris 1990
- [22] ICOLD: Embankment Dams Granular Filters and Drains – Bulletin 95, Paris 1994
- [23] JOHANSSON, S., DAHLIN, T., FARHHADRIOUSHAN, M., FRIBORG, J.: New and improved monitoring systems for embankment dams, Elforsk rapport 00:14, 2000
- [24] JOHANSSON, S., SJÖDAHL, P.: Experiences from Seepage Monitoring using Distributed Temperature Sensing in Optical Fibre, 7<sup>th</sup> ICOLD European Club Dam Symposium, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München – Bericht 115, München 2007
- [25] JOHANSSON, S.: Seepage Monitoring in Embankment Dams, Doctoral Thesis, Division of Hydraulic Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm 1997
- [26] KEMPFERT, H.G., RAITHEL, M.: Bodenmechanik und Grundbau – Band 1: Bodenmechanik, Berlin 2007
- [27] KÉZDI, A.: Bodenmechanik – Band 1, Berlin 1964
- [28] KJÆRNSLI, B., VALSTAD, T., HÖEG, K.: Rockfill Dams – Design and Construction, Trondheim 1992
- [29] KNUTSSON, S.: Internal Erosion in Tailings Dams, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 11-12 September 2006
- [30] KOLYMBAS, D., Geotechnik – Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau,

Berlin/Heidelberg 2007

- [31] KUTZNER, C.: Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen, Stuttgart 1996
- [32] LOCKE, M., INDRARATNA, B.: Filtration of broadly graded soils: the reduced PSD method, *Géotechnique* 52, No.4, 2002
- [33] MARTINS, R.: Seepage Flow Through Rockfill Dams, Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Congress On Large Dams, Vienna 1991, Vol. 4, page 255-265 (Q.67 R.14)
- [34] MATTSSON H., HELLSTRÖM J.G.I., LUNDSTRÖM T.S., On Internal Erosion in Embankment Dams, Lulea University of Technology, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, Division of Mining and Geotechnical Engineering, Lulea 2008
- [35] MILLIGAN, V.: Some Uncertainties in Embankment Dam Engineering, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, © ASCE, 2003
- [36] MÖLLER, G.: Geotechnik kompakt – Grundbau, Berlin 2006
- [37] MUCKENTHALER, P.: Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, Dissertation Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, Technische Universität München, Bericht Nr. 61, München 1989
- [38] ÖNORM B2205: Erdarbeiten, Werkvertragsnorm, Wien 2000
- [39] ÖNORM B4400: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für Bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen, Wien 1978
- [40] ÖNORM EN 1997-1:2004 (D): Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Wien 2006
- [41] ÖNORM ENV 1997-2:1999: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2: Laborversuche für die Geotechnische Bemessung, Wien 2000
- [42] PERZLMAIER, S., HASELSTEINER, R.: Der Systemansatz zur Beurteilung der Gefahr der Hydrodynamischen Bodendeformation, Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 57 - 74, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- [43] PERZLMAIER, S.: Distributed Flow Velocity Measurement, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 11-12 September 2006
- [44] PREGL, O.: Handbuch der Geotechnik – Band 9: Wasser im Untergrund, Frost im Untergrund, Wien 1994
- [45] PUCHER, M., TSCHERNUTTER P.: Dammbau-Vorlesungsskriptum, TU-Wien 2006
- [46] SAUCKE, U.: Nachweis der Sicherheit gegen innere Erosion für körnige Erdstoffe, *geotechnik* 29, Nr. 1, 2006

- [47] SCHMIDT, H.H.: Grundlagen der Geotechnik, Wiesbaden 2006
- [48] SCHWEIZERISCHES TALSPERRENKOMITEE: Messanlagen zur Talsperrenüberwachung – Konzept, Zuverlässigkeit und Redundanz, Ausgabe 2005
- [49] SHEFFER, M.: The Self-Potential (SP) Method: Field Data Acquisition, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 13-14 September 2006
- [50] SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., TALBOT J.R.: Basic Properties of Sand and Gravel Filters, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, © ASCE, 1984
- [51] SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., TALBOT J.R.: Filters for Sands and Clays, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, © ASCE, 1984
- [52] SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P.: Critical Filters for Impervious Soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, © ASCE, 1989
- [53] SHERARD, J.L.: Hydraulic Fracturing in Embankment Dams, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, © ASCE, 1986
- [54] STAUBECKEMKOMMISSION, Österreichische: Leitfaden für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen, Lebensministerium.at, 2007
- [55] STAUBECKEMKOMMISSION, Österreichische: Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen, Bundesministerium für Land, und Forstwirtschaft, 1996
- [56] STRIEGLER, W.: Dammbau, Berlin 1998
- [57] STROBL, T., ZUNIC, F.: Wasserbau (Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen), Berlin/Heidelberg 2006
- [58] TERZAGHI, K., JELINEK, R.: Theoretische Bodenmechanik, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954
- [59] TERZAGHI, K., PECK R.B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1961
- [60] TSCHERNUTTER, P.: Anmerkungen, Korrekturen im Zuge vorliegender Arbeit
- [61] TÜRKE, H.: Statik im Erdbau, Berlin 1999
- [62] USBR homepage: <http://www.usbr.gov/pn/about/Teton.html>
- [63] WAN, C. F., FELL, R.: Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, © ASCE, 2004
- [64] WATLEY, D., JOHANSSON, S.: Distributed Strain Measurements Using Optical Fibre Technology, Fachtagung - EWG Internal erosion in embankment dams (papers and ppt - presentations) , Stockholm, Sweden, 13-14 September 2006

- [65] WITTMANN, L.: Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Karlsruhe 1980

## **10. ANHANG**

## Anhang A Laboratoriumsversuche zur Bestimmung der Eigenschaften von Erd- und Steinschüttmaterialien ( aus [31])

Nr.	Kennwert	Kohäsive Erdstoffe		Nicht kohäsive Erdstoffe		Steinschüttstoffe		Abzuleitende Kennwerte
		Versuch	Probe	Versuch	Probe	Versuch	Probe	
1	Mineralogische Zusammensetzung	Röntgen- und chemische Analyse	G	Röntgen- und chemische Analyse	G	Polarisationsmikroskopie	D	Ungleichförmigkeitszahl Durchlässigkeit <sup>2</sup> Verflüssigungspotential <sup>2</sup>
2	Lösliche Bestandteile (Kalk, Gips, andere)	div.	G	div.	G	div.	E	
3	Organische Bestandteile	Glühverlust	G	Glühverlust	G	-	-	
4	Korngrößenverteilung	Siebanalyse Schlammanalyse <sup>1</sup>	G G	Siebanalyse	G	Siebanalyse	K	
5	Korndichte	Pyknometer	G	Pyknometer	G	Pyknometer	E	Porenvolumen und Porenziffer - Plastizitätszahl
6	Feucht-/Trockenwichte	Wägung	U	Wägung	G	Wägung	E,K	
7	Wassergehalt	Austrocknen	U	-	-	-	-	
8	Fließgrenze	-	G	-	-	-	-	
9	Ausrollgrenze	-	G	-	-	-	-	
10	Schrumpfgrenze	-	G	-	-	-	-	
11	Durchlässigkeit	Durchströmung	U,G	Durchströmung	G	-	-	k-Wert nach Darcy
12	Wasseraufnahmevermögen	Enslinversuch	G	Sättigung	G	Sättigung	E	
13	Optimaler Wassergehalt, Maximale Trockenwichte	Verdichtungsversuch (Proctor)	G	-	-	-	-	Lagerungsdichte
14	Lagerungsdichte	-	-	Dichteste/ lockerste Lagerung	G	-	-	
15	Druck- und Zeitsetzungsverhalten	Konsolidierungsversuch(Odometer)	U,G	-	-	-	-	Steifeziffer
16	Druckfestigkeit im einaxialen Spannungszustand	Würfel-/Zylinderdruckversuch	U	-	-	Zylinderdruckvers. Punktlastversuch	E	Bruchfestigkeit
17	Scherfestigkeit im einaxialen Spannungszustand	Rahmen-scherversuch	U,G	Rahmen-scherversuch	G	-	-	Reibung, Kohäsion
18	Verformungsverhalten im dreiaxialen Spannungszustand bei statischer Belastung	Statischer Triaxialversuch	U,G	Statischer Triaxialversuch	G	Statischer Triaxialversuch	K	Reibung, Kohäsion, Porenwasserdruck, Verformungsmodul, Seitendruckziffer, dimensionslose Kennwerte für FE-Berechnungen (Bild 4.24)
19	Verformungsverhalten im dreiaxialen Spannungszustand bei dynamischer Belastung	-	-	Zyklischer Triaxialversuch	G	-	-	Porenwasserdruck, Scherverformung (Bild 4.27)
20	Schwingungsverhalten bei dynamischer Belastung	-	-	Resonant Column Test	G	-	-	dynamische Bodenkenwerte
21	Abriebfestigkeit	-	-	Los Angeles Abrasion Test o.ä.	G	Los Angeles Abrasion Test (USBR 1966) o.ä.	K	-
22	Zertrümmerungsfestigkeit, Kantenabbruch	-	-	nicht definiert	G	nicht definiert	K	
23	Beständigkeit gegen Verwitterung	-	-	-	-	Slake-Durability Index (SRM 1979) o.ä.	K	
24	Dispersivität	Zerfallsversuch	G	-	-	-	-	
25	Quellverhalten	Pin-hole-test Schwellversuch	U,G	-	-	-	-	Schwelldruck

U = Ungestörte Probe

G = Gestörte Probe

E = Gesteinsstück

K = Gesteinsgemisch

D = Dünnschliff

<sup>1</sup> nach DIN 18 123: Sedimentation,<sup>2</sup> aus Siebanalyse bei nicht kohäsiven Erdstoffen



Anhang B Bewertung der Felsgesteine als Dammbaustoffe nach *Striegler* [56]

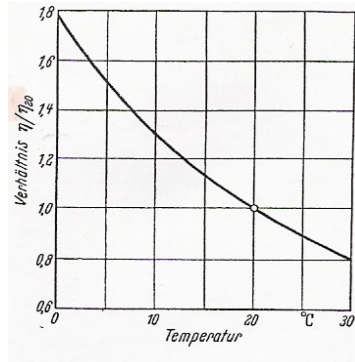
Klasse	Gesteinsgruppe	Wichtige Vertreter	Rohwichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Würfeldruckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Technische Merkmale		Verhalten gegenüber Witterungseinflüssen	Eignung als Dammbaustoffe
					spröde zäh	festigkeit		
Felsgesteine	massige (magmatische) Gesteine	Granit Syenit Diorit Gabbro	26 ... 28 28 ... 30	160 ... 240 170 ... 300	grob gebankt bis unregelmäßig geklüftet zäh	fein- bis grobkörnig, meist kompaktes Kongefüge	witterungsbeständig	bester Dammbaustoff für Stützkörper von Stein- bzw. Steinschüttungen im Wasser- und Verkehrsbau, die Rauhigkeit, die äußere Form und die Stückgröße ermöglichen steile Böschungen. Beim Einbau in hohen Schüttungen Entmischungsfähigkeit und starke Setzungen möglich, bei verdichtetem Einbau sind 1 ... 2 m Schüttlagen für Steinstaumdämme erforderlich; keine Entmischungsfähigkeit, geringe Setzungen, Kornermittlung nur bei schwersten Verdichtungsmaßnahmen teilweise möglich. Verdichtung ist nur mit Mammurüttlern, schwersten Vibrationswalzen oder dem Druckstrahlverfahren möglich; geeignet für Stein- und Schutzschichten gegen Wellenschlag, Eisgang und Erosion bestes Material für Basisschüttungen auf feuchtem Baugrund von Verkehrsdammen, Baustoffe für Böschungspflaster, Rigolen, Reibungsfülle sowie für Kunstbauten  als Dammbaustoff für Steinschüttungen und Verkehrsdamme gut geeignet. Stückgröße und Festigkeit bestimmen Schütthöhe, Verdichtung mit Rüttelgeräten, schweren Vibrationswalzen, Stampfplatten und hydromechanischen Verfahren; geeignet für Druck- und Schutzschichten; bei plattiger Ausbildung sind Scherflächen zu beachten. Der Grad der Verwitterung und die Stückgröße bestimmen die Kornermittlung
		Porphyry Diabas, Melaphyr, Basalt Liparit Trachyt Phonolith	26 ... 28 28 ... 30 24 ... 26	180 ... 300 180 ... 250 170 ... 250	zäh, oft säulig verschieblich oft spröde, oft bankig bis plattig	Grundmasse feinkörnig, dicht oder glasig oft poröses Kongefüge	<i>Ausnahmen:</i> kaolinisierte, angewitterte Glieder z. B. Wasser-säuregranit	
		Gneis Granulit Quarzit Marmor Amphibolit Hornfels	26 ... 30 27 ... 28 26,5 ... 28,5 27 ... 31 26 ... 28	150 ... 280 150 ... 300 80 ... 180 170 ... 300 150	stark geschiefert, plattig bis blättrig	fein- bis grobkörnig schwach geschiefert, oft massig, gebankt bis plattig	witterungsbeständig	
		Grauwackenschiefer Homblendeschiefer Chloritschiefer Phyllit Glimmerschiefer Knotenschiefer	26 ... 27 26 ... 28 26 ... 28	< 100 < 50 < 100	witterungsbeständig	stark geschiefert, plattig bis blättrig	<i>Ausnahmen:</i> kaolinisierte, angewitterte, tektonische, stark beanspruchte Glieder	
		Konglomerat Grauwacke Sandstein	26 ... 26,5 19 ... 26	< 100 150 ... 300 10 ... 100	gebankt bis plattig, feinst bis grobkörnig, Festigkeit abhängig von der Art der Kornbindung und des Bindemitteltyps	gebankt bis plattig, feinst bis grobkörnig, Festigkeit abhängig von der Art der Kornbindung und des Bindemitteltyps	witterungsbeständig: kalkiges, kieseliges Bindemittel	
		Tonschiefer Schieferon	25 ... 26	20 ... 30	feingeschichtet, plattig bis blättrig	feingeschichtet, plattig bis blättrig	witterungsempfindlich: toniges Bindemittel	
		Kalkstein Dolomit Mergelschiefer	17 ... 28,5	20 ... 60	feingeschichtet, bankig bis plattig Festigkeit abhängig vom Tonanteil	feingeschichtet, bankig bis plattig	witterungsempfindlich bei metamorphen Gliedern	
		Kieselschiefer	26 ... 26,5	100 ... 200	plattig bis blättrig, splittrig	plattig bis blättrig, splittrig	witterungsbeständig	
		Salze i. e. S. Anhydrit Gips	19 ... 23	< 50	als Dammbaustoff ungeeignet	als Dammbaustoff ungeeignet	wasserlöslich	
		Braunkohle	< 15	< 30	witterungsempfindlich	witterungsempfindlich	witterungsempfindlich	

# Anhang C Bewertung der Lockergesteine als Dammbaustoffe nach Striegler [56]

Hauptgruppen	Definition und Bezeichnung			Beispiele	Technische Merkmale bzw. Grad der Bindigkeit	Verhalten gegenüber Witterungseinflüssen	Eignung als Dammbaustoffe	
	Korngrößenanteile [Gew.-%]	Gruppen	Kurzzeichen Gruppe symbol					
Grobkörnige Böden (Lockergesteine)	≤ 5	Kies	≤ 0,06 mm > 40	enggestufte Kiese	Fluß- und Strandr kies Terrassenschotter Moränenkies vulkanische Asche und Schlacke Verwitterungsschutt	witterungsbeständig	sehr gut geeignet als Stützkörpermaterial für Erd- und Steinwälle, sehr gute Tragfähigkeit und Festigkeit; Material für Reihungsstübe, Riegeln, Verdichtung mit schweren Verdichtungsmaschinen	
			> 2 mm	weltgestufte Kies-Sand-Gemische			witterungsbeständig	geeignetes Material für Stütz- und Füllkörper bei Staue- und Verkehrsämmen, Konzerntrümmer beachten
	< 40	Sand	< 40	enggestufte Sande	Dünen- und Flugsand Talsand (Berliner Sand) Beckensand, Tertiärsand	witterungsbeständig	für statische Belastung sehr gute Tragfähigkeit, Verlagerungsempfindlichkeit bei dynamischer Beanspruchung in Abhängigkeit von Kornform, Rauhigkeit und Ungleichförmigkeitsgrad, Vibrationsverdichtung; hervorragendes Material für sämtliche Filteranlagen	
			> 40	weltgestufte Sand-Kies-Gemische	Moränensand Terrassensand Strandsand	witterungsempfindlich	insbesondere geeignet für Füllkörper im Staudammbau und für Verkehrsämme. Bei Verdichtung entsteht eine Konzerntrümmerung	
gemischtkörnige Böden (Lockergesteine)	3 bis 40	Kies-Schluff-Gemische	> 40	5 bis 15 Gew.-% < 0,06 mm	Verwitterungskies Verwitterungsgestein Hangschutt lehmgiger Kies Geschiebelehm	witterungsempfindlich, Frostveränderlichkeit, geringe Wasseraufnahmefähigkeit, geringe Quell- und Schrumpfungserscheinung	als Stützkörpermaterial unter Beachtung der Einbaukonsistenz zu verwenden, als Grundstoffe für Tonbeton und Hydraton, trockenmechanische Verdichtung bei optimalem Wassergehalt; als Stützkörper gut geeignet	
			< 40	15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm			neigt zu Erosionsschäden an Böschungen, als Dammbaustoff sofort verdichten, glattes Erdplanum, setzungsempfindlich	
			< 40	Kies-Ton-Gemische	5 bis 15 Gew.-% < 0,06 mm			Tragfähigkeit, Setzungsempfindlichkeit und Rutschsicherheit sind abhängig vom Grad der Bindigkeit und vom Wassergehalt, gut verdichtbar, Druck- und Stoßverdichtung; mit zunehmenden Wassergehalt Abnahme der Scherfestigkeit durch Porenwasserüberdruck, mittlere Zusammendrückbarkeit
			< 40	Sand-Schluff-Gemische	15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm	Flottsand	witterungsempfindlich, mittlere Frostveränderlichkeit, mittlere Wasseraufnahmefähigkeit, mittlere Quell- und Schrumpfungserscheinung	als natürliches Erdichtungsmaterial besonders geeignet für zentrale und geneigte Innendichtungen, normal bis mäßig verdichtbar
			< 40	Sand-Ton-Gemische	15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm	Auelehm, Verwitterungslehm, Sandloß lehmgiger Sand, Schleichsand	mittelmäßig, mittlere Bindigkeit, Zunahme der Haftigkeit, geringe Wasserdurchlässigkeit	
			< 40	Sand-Ton-Gemische	15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm	Geschiebelehm, Geschiebemergel	starkbindig, Zunahme der Bindigkeit und Kohäsion, praktisch undurchlässig	
Feinkörnige Böden (Lockergesteine)	> 40	Schluff	Ip < 4 Gew.-% unter der A-Linie	leicht plastische Schluffe w <sub>L</sub> < 35 %	Loß, Hochflutlehm	witterungsempfindlich, Frostveränderlichkeit, große Wasseraufnahmefähigkeit, starke Quell- und Schrumpfungserscheinungen	als Tonzugabe für Tonbeton und Hydraton besonders verwendbar, schwer bzw. nicht verdichtbar	
			Ip < 7 Gew.-% oberhalb der A-Linie	mittelpastische Schluffe w <sub>L</sub> < 35 bis 50 %	Seeton, Beckenschluff			
			Ip < 7 Gew.-% oberhalb der A-Linie	leicht plastische Tone w <sub>L</sub> < 35 %	Geschiebemergel, Bänderton			
			Ip < 7 Gew.-% oberhalb der A-Linie	mittelpastische Tone w <sub>L</sub> < 35 %	Lößlehm, Beckenton, Keupermergel			
				ausgeprägte plastische Tone w <sub>L</sub> > 50 %	Tarras, Juraton, Septarienton			

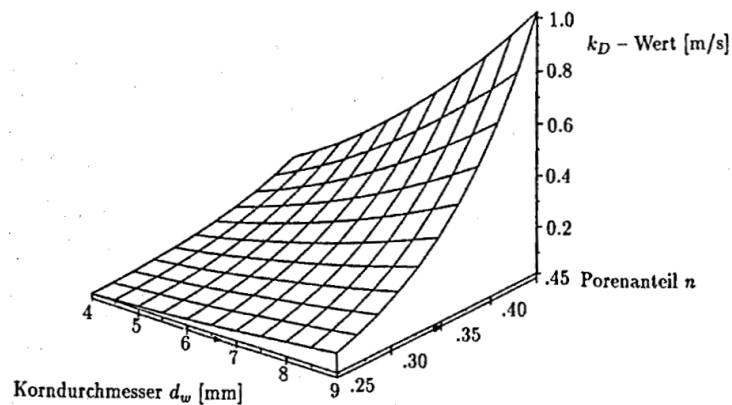
**Anhang D Ermittlung der Durchlässigkeit nach Wittmann und Beyer**

Abhängigkeit der dynamischen Viskosität von der Temperatur (aus [59]):



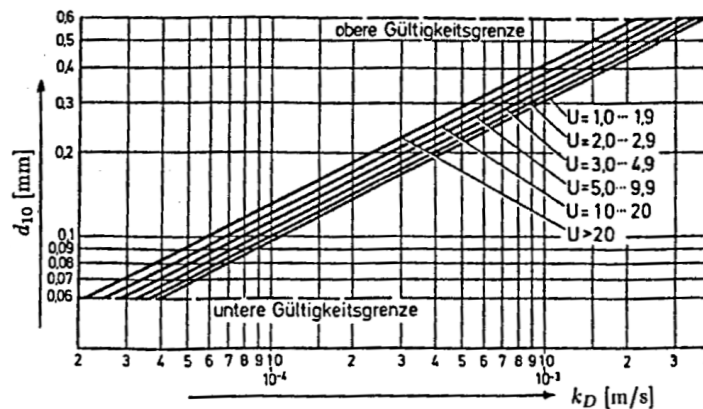
Anmerkung: bei 20°C ist  $\eta_{20} \approx 0,001 \text{ N*s/m}^2$

Durchlässigkeit  $k_f (=k_D)$  in Abhängigkeit von  $d_w$  und  $n$  nach Wittmann (aus [37]):



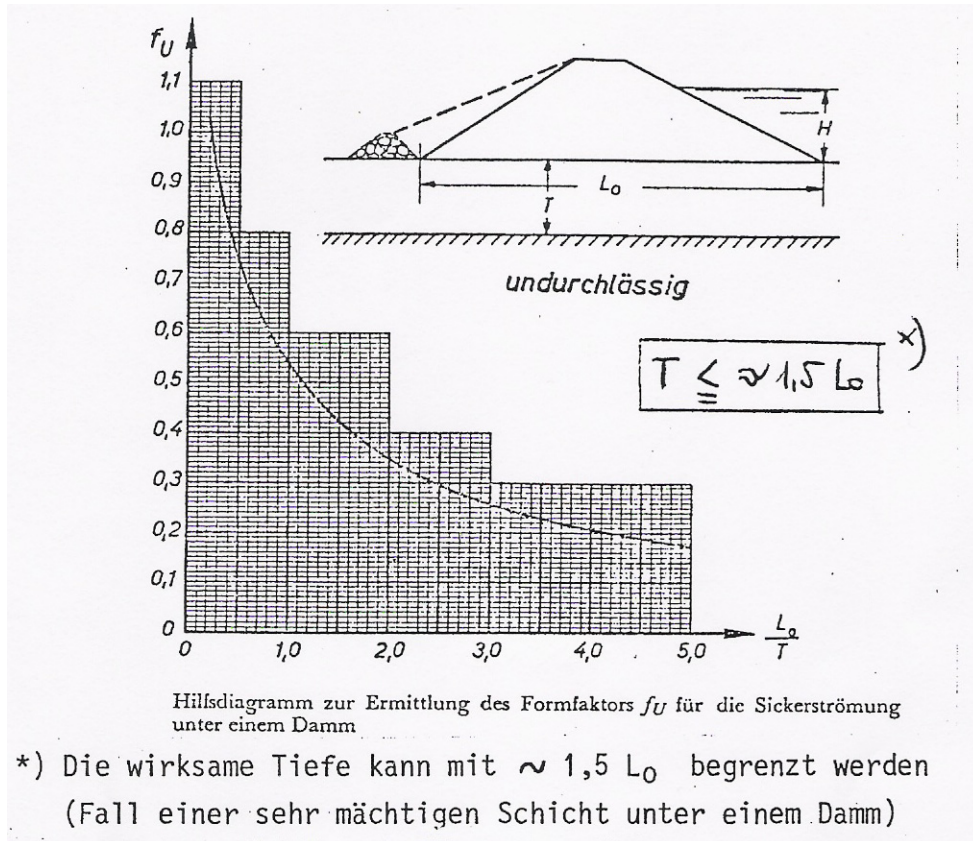
Anmerkung: bei 10°C

Durchlässigkeit  $k_f (=k_D)$  in Abhängigkeit von  $d_{10}$  und  $U$  nach Beyer (aus [37]):



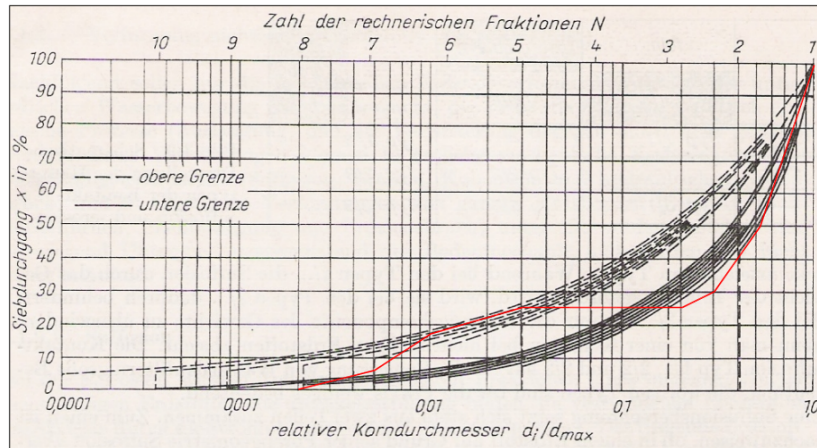
Anmerkung: bei 10°C

**Anhang E Formfaktor  $f_U$  für Sickerwasserabschätzung (aus [15])**

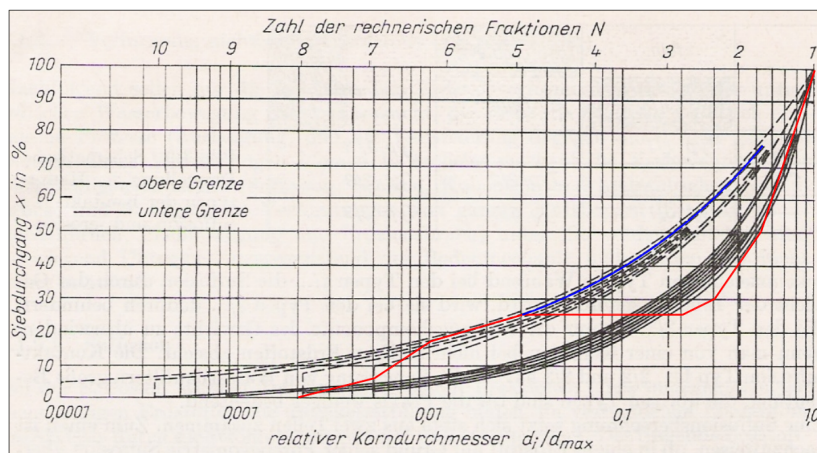


**Anhang F Suffosion, Gefährdeter Gewichtsprozentsatz, Beispiel 1 [6]:**

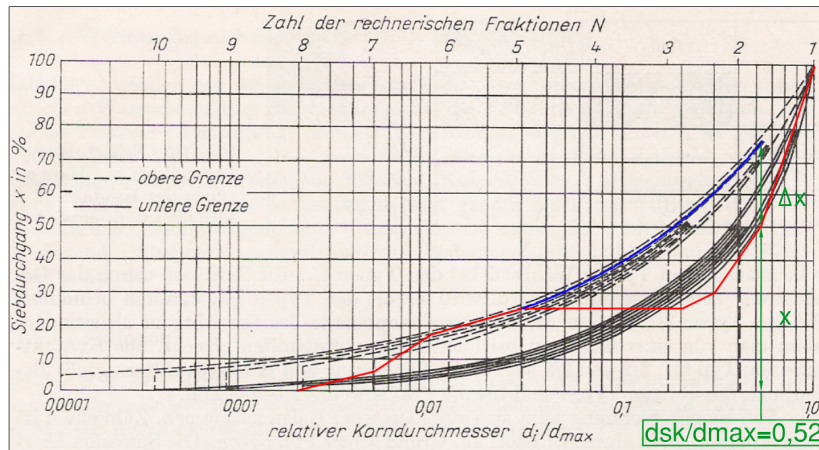
Gegeben sei eine bezogene Kornverteilungslinie mit absteigendem Anstieg im Bereich der feineren Fraktionen (rote Linie).



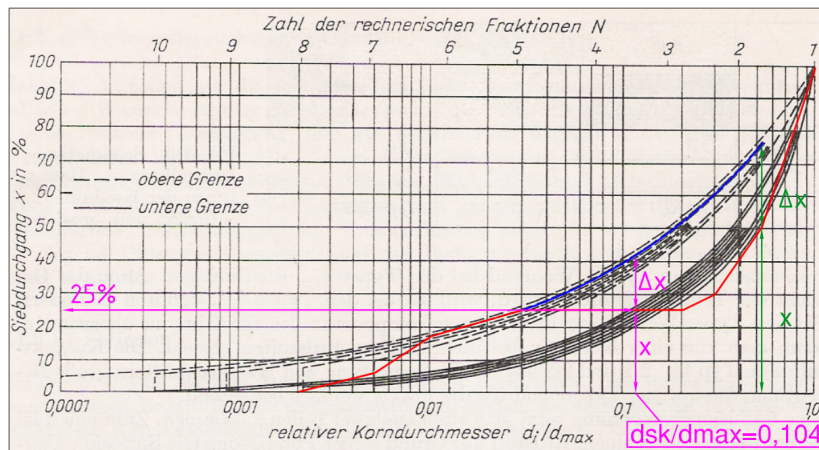
Es wird durch den extremen Konvexen Punkt der Kornverteilungslinie eine Vergleichskurve gelegt, die die Form der Grenzkurven aufweisen muss (blaue Linie).



An dem Teil der Kornverteilungslinie, wo das Verhältnis  $\Delta x / (\Delta x + x) = 1/3$  ist, ist die Sicherheit  $\eta_{dsk} = 1,5$ . Hier findet sich diese Stelle bei  $d_{sk} / d_{max} = 0,52$ .



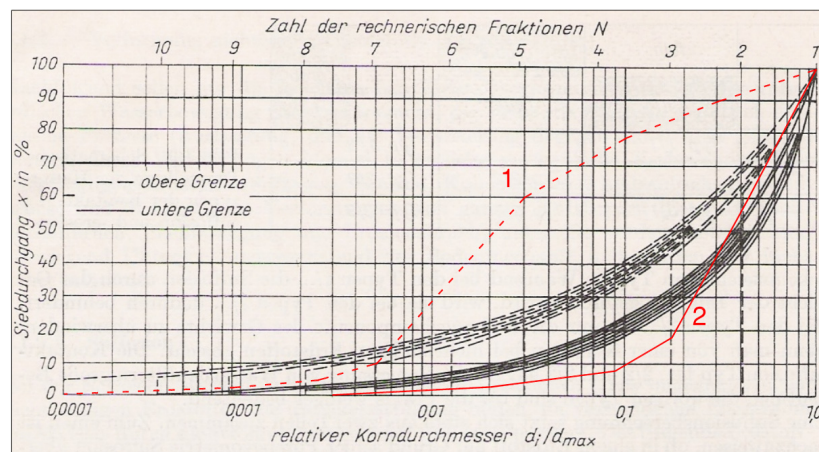
Mit  $\eta_{dS}=2,0$  wird  $d_S=0,1 * \eta_{dS} * d_{Sk}$  zu  $d_S=0,1 * 2,0 * d_{Sk}=0,104 * d_{max}$ . Wird dieser Wert eingetragen und mit der bezogenen Kornverteilungslinie geschnitten, kann der von Suffosion gefährdete Gewichtsprozentsatz abgelesen werden. Dieser ergibt sich für vorliegendes Beispiel zu 25%.



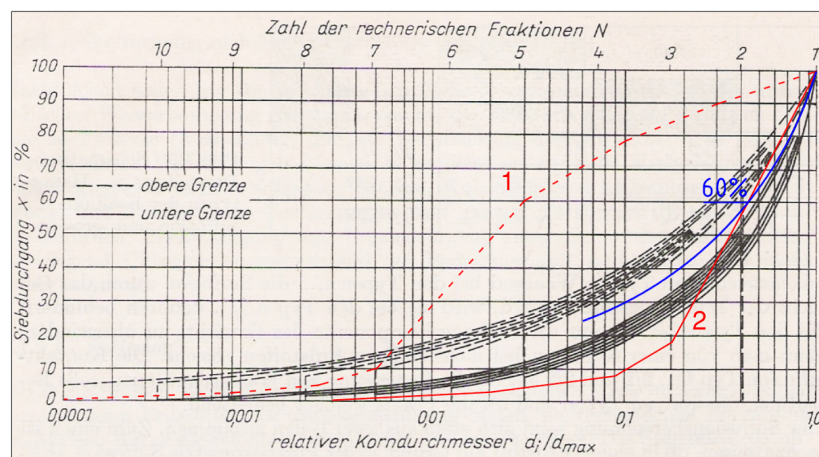
Anmerkung: siehe auch Kapitel 5.3

### Anhang G Suffosion, Gefährdeter Gewichtsprozentsatz, Beispiel 2 [6]:

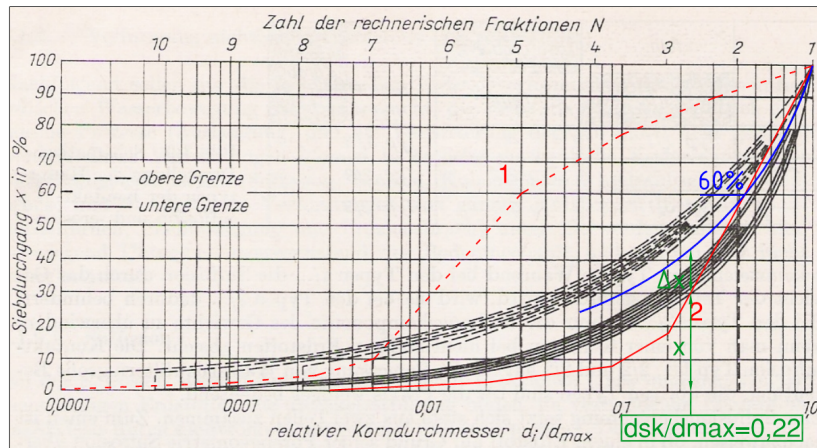
Gegeben sei eine bezogene Kornverteilungslinie mit zunehmendem Anstieg im Bereich der feineren Fraktionen (strichlierte rote Linie 1). Dem Erdstoff werden die groben Fraktionen (40%), also alles Korn  $> 0,03 \cdot d_{max}$ , entnommen, da diese Kornfraktionen die Suffosionseigenschaften nicht beeinflussen (siehe Kapitel 5.3). Die dadurch entstehende Kornverteilungslinie wird wiederum eingetragen (rote Linie 2).



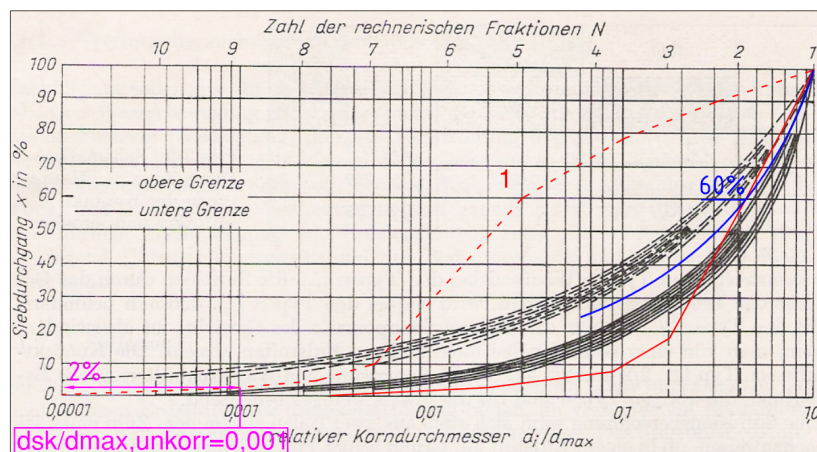
Dort, wo die korrigierte Vergleichskurve die 60% Siebdurchgangsmarke schneidet, wird eine Vergleichskurve mit der Form einer Grenzkurve eingezeichnet.



An dem Teil der Kornverteilungslinie, wo das Verhältnis  $\Delta x / (\Delta x + x) = 1/3$  ist, ist die Sicherheit  $\eta_{dSk} = 1,5$ . Hier findet sich diese Stelle bei  $d_{sk} / d_{max.korr} = 0,22$ .



Mit  $\eta_{dS}=1,5$  wird  $d_S=0,1 * \eta_{dS} * d_{Sk}$  zu  $d_S=0,1 * 1,5 * 0,22 * d_{max,korr}=0,033 * d_{max,korr}$  und weiters zu  $d_S=0,033 * (0,03/1,0) * d_{max,unkorr}=0,001 * d_{max,unkorr}$ . Wird dieser Wert eingetragen und mit der bezogenen, unkorrigierten Kornverteilungslinie geschnitten, kann der von Suffosion gefährdete Gewichtsprozentsatz abgelesen werden. Dieser ergibt sich für vorliegendes Beispiel zu 2%.

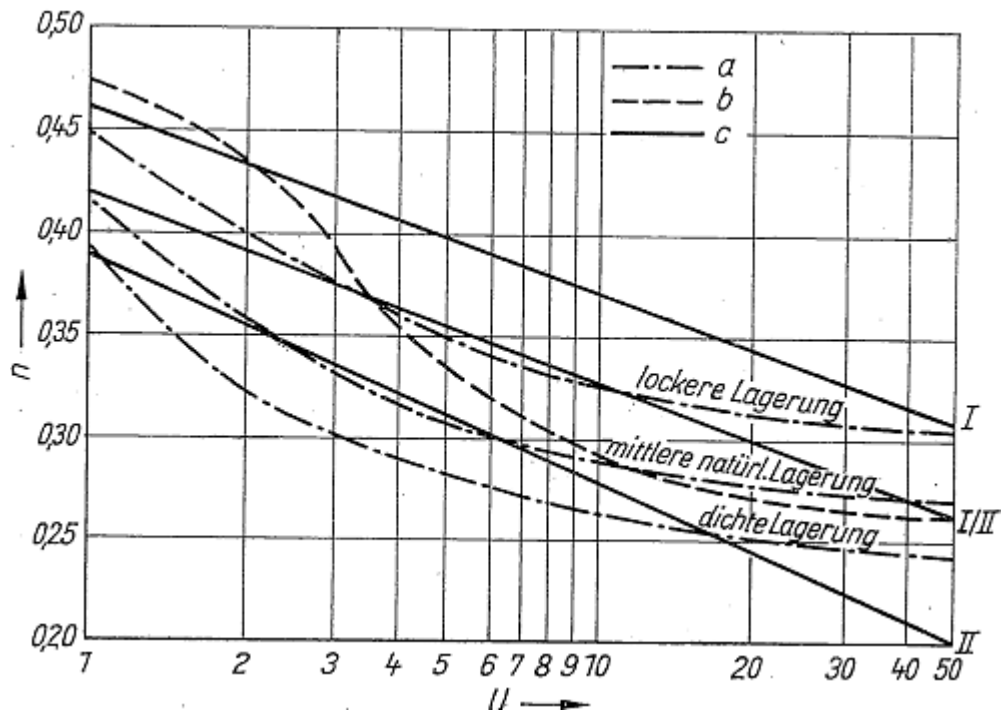


Anmerkung: siehe auch Kapitel 5.3



**Anhang H Abschätzung der Porosität [6]**

Abhängigkeit der Porosität von der Ungleichförmigkeit für sandig kiesige Materialien:



- a für lockere, mittlere natürliche und dichte Lagerung
- b für natürliche Verhältnisse
- c Bereichsgrenzen für gebrochenes Material I und Sande und Kiese II

Anhaltswerte für die Porosität für verschiedene Erdstoffe  $k$  in [m/s]:

Erdstoffart	Porosität $n$	entwässerbare Porosität $n_e$	Durchlässigkeitskoeffizient $k$
Sandiger Kies	0,25...0,35	0,20...0,25	$3 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-4}$
Kiesiger Sand	0,28...0,35	0,15...0,20	$1 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 10^{-4}$
Mittlerer Sand	0,30...0,38	0,10...0,15	$4 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-4}$
Schluffiger Sand	0,33...0,40	0,08...0,12	$2 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-5}$
Sandiger Schluff	0,35...0,45	0,05...0,10	$5 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 10^{-6}$
Toniger Schluff	0,40...0,55	0,03...0,08	$5 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-8}$
Schluffiger Ton	0,45...0,65	0,02...0,05	$\approx 10^{-8}$

## Anhang I Erosionsröhrenentwicklung durch den Dammkörper (aus [11])

Phase of development	Mechanism	Usual rate of development	Ease of detection	Method of detection
Initiation	Backward erosion	Slow, but rapid to very rapid at the end	Difficult (unless observed at downstream face)	None? Visual if on the downstream face
	Crack/hydraulic fracture	Rapid or very rapid	Difficult	Seepage, visual if the crack emerges on the downstream face or if crest, or the crest settles
	High permeability zone	Slow to rapid	Moderate to difficult	Seepage, pore pressure visual if emerges on downstream face
	High permeability or cracking, hydraulic fracture, associated with conduits or walls	Rapid or very rapid	Difficult	Seepage, visual
	Suffusion/internal instability	Slow	Moderate to difficult	Pore pressure, seepage, visual if emerges on the downstream face
Continuation	Filters satisfying no-erosion criteria	Erosion will cease		
	Filters satisfying excessive erosion criteria	Slow to rapid	Moderate to difficult	Seepage, pore pressure
	Filters not satisfying continuing erosion criteria, or no filters	Medium to rapid	Moderate to difficult	Seepage, pore pressure
Progression to form a pipe, and a breach	Gross enlargement; and slope instability linked to development of a pipe	Assess time from Table 20.2 – Very rapid or rapid – Medium or slow	Mod. to readily Readily Readily	Seepage, visual Visual, survey, seepage
	Crest settlement or/ and sinkhole in embankment	Assess rate of erosion from Table 20.4, and other factors from Table 20.5. Usually slow to medium		
	Slope instability, unravelling or sloughing	Assess erosion rate from Table 20.4, and other factors from Table 20.5. Usually slow to medium unless linked to rapid development of pipe	Moderate to readily	Visual, survey, seepage

Legend: Rate of development: Slow = weeks or months, even years; Medium = days or weeks; Rapid = hours (>12 hours) or days; Very Rapid = <3 hours. Ease of detection: Difficult = unlikely to be detected in most cases; Moderate = may be detected in some cases; Readily = readily detected in most cases. Methods of detection: Visual (inspection), seepage (measurement either visual or by instruments), pore pressure (measurement) survey (survey of surface markers, to determine horizontal and vertical deformation).

## Anhang J Erosionsröhrenentwicklung durch die Dammaufstandsfläche und im Gründungsbereich (aus [11])

Phase of development	Mechanism	Usual rate of development	Ease of detection	Method of detection
Initiation – Foundation	Backward erosion	Slow	Difficult	Visual, seepage, pore pressure
	Backward erosion following “blow-out”	Rapid to very rapid	Readily to difficult	
	Backward erosion along concentrated leak	Slow to Rapid	Moderate to difficult	
	Suffusion/internal instability	Slow	Moderate to difficult	
Initiation – embankment to foundation	Backward erosion	Slow to rapid/very rapid	Difficult	Pore pressure, seepage
Continuation	Filters satisfying no erosion criteria	Erosion will cease if all seepage is intercepted		
	Filtered exit, satisfying excessive erosion, or incomplete seepage interception	Medium to slow, but could be rapid	Moderate to difficult	Seepage, pore pressure, visual
	Filtered exit, not satisfying continuing erosion criteria, or unfiltered exit	Rapid to slow	Difficult to moderate	Seepage, pore pressure, visual
Progression to form a pipe, and a breach	Gross enlargement in the foundation or in the embankment; and slope instability linked to development of a pipe. Crest settlement or/and sinkhole in embankment	Assess time from Table 20.2: – Very rapid or rapid – Medium or slow Assess rate of erosion from Table 20.4, and other factors from Table 20.5. Usually slow to medium	Moderate to readily Readily Readily	Seepage, visual Visual, survey, seepage
	Slope instability, and unravelling or sloughing for piping embankment to foundation	Assess erosion rate from Table 20.4, and other factors from Table 20.5 Usually slow to medium, unless linked to rapid development of a pipe	Moderate to readily	Visual, survey, seepage

Legend: Rate of development: Slow = weeks or months, even years; Medium = days or weeks; Rapid = hours (>12 hours); Very Rapid = <3 hours. Ease of detection: Difficult = unlikely to be detected in most cases; Moderate = may be detected in some cases; Readily = readily detected in most cases. Methods of detection: Visual (inspection), seepage (measurement either visual or by instrument), pore pressure (measurement), survey (survey of surface markers to determine horizontal and vertical deformations).

Bemerkung:

Table 20.2 entspricht Tab. 14, Table 20.4 und Table 20.5 siehe Anhang L

## Anhang K Erosionsröhrenentwicklung an Durchlässen und Massivbauwerken (aus [11])

Phase of development	Mechanism	Usual rate of development	Ease of detection	Method of detection
Initiation	(i) Hydraulic fracture, high permeability zone, or crack	Rapid	Difficult	Visual
	(ii) Erosion into open crack or joint in the conduit or wall	Slow	Moderate	Visual, seepage
Continuation	Filter (A) satisfying no-erosion criteria	Erosion will cease		
	Filter satisfying excessive erosion criteria	Slow to rapid	Moderate to difficult	Seepage, pore pressure
	Filters not satisfying excessive erosion criteria, or no filters	Rapid to medium	Difficult to moderate	Seepage, pore pressure
	Crack or joint width satisfies excessive erosion criteria.	Slow	Moderate (B)	Visual
	Crack or joint width does not satisfy continuing erosion criteria	Slow (to medium) (C)	Moderate (B)	Visual
Progression to form a pipe and a breach	Gross enlargement; and slope instability linked to development of a pipe	Assess time from Table 20.2. – Very rapid or rapid	Moderate to readily	Seepage, visual
	Crest settlement or/ and sinkhole in the embankment	Assess rate of erosion from Table 20.4 and other factors from Table 20.5. Usually slow to medium	Readily seepage	Visual, survey,
	Slope instability, unravelling or sloughing	Assess erosion rate from Table 20.4, and other factors from Table 20.5. Usually slow to medium, unless linked to rapid development of a pipe	Moderate to readily	Visual, survey, seepage
Erosion into a conduit or crack in a wall, usually only progresses towards breach by initiation of erosion along the conduit or wall, in which case factors are as for gross enlargement and instability. For cases which continue towards development of a sinkhole in a crest mode of breach, ability to hold a roof/or sinkhole is critical and the rate of development is usually slow, readily detectable by visual, survey or seepage.				

Legend: Rate of development: Slow = weeks or months, even years; Medium = days or weeks; Rapid = hours (>12 hours) or days; Very Rapid = <3 hours. Ease of detection: Difficult = unlikely to be detected in most cases; Moderate = may be detected in some cases; Readily = readily detected in most cases. Methods of detection: Visual (inspection), seepage (measurement either visual or by instrument), pore pressure (measurement).

### Notes:

- (A) Filters are those controlling internal erosion around the conduit, or adjacent walls.
- (B) Often the crack and seepage is visible on inspection, but erosion may be intermittent, or only when conduit is flowing with water, so not readily observed.
- (C) The evidence seems to be that even for conduits surrounded by erodible soils, e.g. fine sand, the rate of erosion into the conduit is slow.

### Bemerkung:

Table 20.2 entspricht Tab. 14, Table 20.4 und Table 20.5 siehe Anhang L

## Anhang L Einflussfaktoren auf Erosionsentwicklung (aus [11])

Table 20.4. Influence of factors on the progression of erosion – likelihood of pipe enlargement (and rate of erosion) (adapted from Foster and Fell, 1999b, 2000; Fell et al., 2001, 2003).

Factor	Influence on likelihood of pipe enlargement		
	More likely	Neutral	Less Likely
<i>Embankment and Foundation</i>			
Hydraulic gradient across core (2)	High	Average	Low
Soil type	Very uniform, fine cohesionless sand. (PI < 6) or Well graded cohesionless soil. (PI < 6)	Well graded material with clay binder (6 < PI < 15)	Plastic clay (PI > 15)
Pinhole Dispersion test (4)	Dispersive soils, pinhole D1, D2	Potentially dispersive soils, pinhole PD1, PD2	Non-dispersive soils, pinhole ND1, ND2
<i>Embankment</i>			
Compaction density ratio	Poorly compacted, <95% standard compaction density ratio (1)	95–98% standard compaction density ratio	Well compacted, = 98% standard compaction density ratio
Compaction water content	Dry of standard optimum water content (approx. OWC-3% or less)	Approx standard OWC-1% to OWC-2%	Standard optimum or wet of standard optimum water content
Saturation (5)	As-compactd, partially saturated		Saturated after compaction
<i>Foundation</i>			
Relative density or Consistency	Loose Soft	Medium dense Stiff	Dense Very stiff
<i>Erosion Rate</i>	Erosion Rapid or Very Rapid if most factors are "more likely" slow if most factors are "less likely", and intermediate, if most factors are "neutral" or there is a mix of "more" and "less likely".		

Notes: (1) <93% Standard, dry of OWC, much more likely. (2) Even dams with very low gradients, e.g. 0.05, can experience piping failure. (3) PI = Plasticity index. (4) Using Sherard Pinhole Test. (5) Based on tests at UNSW.

Table 20.5. Influence of factors on the progression of erosion – limitation of flows by upstream zones (Foster and Fell, 1999b, 2000; Fell et al., 2001, 2003).

Factor	Influence on likelihood of upstream flow limitation		
	Unlikely	Neutral	Likely
Filling of cracks by washing in of material from upstream	Homogeneous zoning. Upstream zone of cohesive material		Zone upstream of core capable of crack filling (cohesionless soil)
Restriction of flow by upstream zones or concrete element in dam	Homogeneous zoning. Very high permeability zone upstream of core	Medium to high permeability zone upstream of core	In zoned dam, medium to low permeability granular zone upstream of core. Central concrete corewall and concrete face rockfill dams