



Technische Universität München

Andreas Bauer

Aspekte zur Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes mit und ohne Sickerwassermessung

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft



Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann

Nr. 135 / 2016

**Aspekte zur Sicherheitsbeurteilung
eines Staudammes mit und ohne
Sickerwassermessung**

von

Andreas Bauer



Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80333 München, Arcisstraße 21
Germany

Tel.: 089 / 289 23161
Fax: 089 / 289 23172
E-Mail: wabau@bgu.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0
Fax: 08858 / 9203 33

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-943683-40-0

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: meissnerdruck, Oberaudorf

**Vorwort zum Berichtsheft 135/2016 des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft:**

**„Aspekte zur Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes mit und ohne
Sickerwassermessungen“**

Die Sicherheitsbeurteilung von Talsperren ist eine zentrale Aufgabe des für den Bau und Betrieb verantwortlichen Bauingenieurs. Dabei müssen Erkenntnisse über Messmethoden und Messinhalte immer wieder fortgeschrieben werden um die allgemein anerkannten Regeln der Technik zu aktualisieren. Auf dem Gebiet der Bauwerksüberwachung von Talsperren wurde deshalb im Fachausschuss des DWA das entsprechende Merkblatt aus den 90-er Jahren fortgeschrieben und in dem neuen DWA-Merkblatt DWA-M 514 der Stand der Technik auf diesem Gebiet zusammengefasst. Auf Seite 40 dieses Merkblattes ist im Hinblick auf die Sickerwassermessung folgendes ausgeführt: „Es ist erforderlich, die Sickerwasserabflussmessungen für Teilabschnitte des Absperrbauwerkes und des Untergrundes getrennt durchzuführen.“ Da nicht alle bestehenden Talsperren eine Sickerwassermessung aufweisen, müssten in strenger Auslegung dieses Merkblattes diese Talsperren entsprechend nachgerüstet werden. Dies kann aber mit zum Teil erheblichen Kosten verbunden und vor allem bei der Messung des Sickerwassers durch den Untergrund praktisch unmöglich sein. Daher hatte sich Herr Bauer die Aufgabe gestellt herauszufinden, ob eine direkte Sickerwasserfassung und -abflussmessung zur Beurteilung der Durchsickerung und damit zu Beurteilung der Sicherheit eines bestehenden Staudammes in jedem Fall zwingend notwendig ist.

Die Forschungsschwerpunkte des Lehrstuhles haben sich durch die personelle Besetzung und entsprechend den gesellschaftlichen Anforderungen gewandelt. Das vorliegende Berichtsheft ist die letzte Promotion meines Vorgängers Theo Strobl, der sich intensiv mit Talsperren und deren Konzipierung der Messausstattung beschäftigte. An der Schnittstelle von Wasserbau und Geotechnik stellt die Auswertung langfristiger Messergebnisse ein Anliegen dar, dessen wissenschaftliche Aktualität durch die ständig steigenden Sicherheitsanforderungen an Absperrbauwerke nach wie vor gegeben ist, welches heute an der TUM von den Geotechnikern weiter verfolgt wird.

München im Juli 2016

Theodor Strobl, Peter Rutschmann

Vorwort

Die Sicherheit und Überwachung von Staudämmen sind zwei der elementarsten Bereiche des Talsperrenbetriebs. Ohne umfassende Kenntnis der möglichen Schwachstellen, sowohl der Bauwerke selbst, als auch der Messausstattung, ist eine Überwachung von hoher Qualität nicht möglich. Da die vorliegende Arbeit nicht am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft angefertigt wurde, war die fachliche Betreuung und Diskussion hierzu umso wichtiger.

Daher gilt mein ganz besonderer Dank meinem Doktorvater Prof. (EoE) Dr.-Ing. Theodor Strobl, der mich als seinen letzten Doktoranden angenommen hat und mir während der gesamten Zeit mit all seiner Erfahrung und größtmöglicher Unterstützung zur Seite stand. Die zahlreichen fachlichen Diskussionen und Gespräche haben mich nicht nur außerordentlich motiviert, sondern auch meinen fachlichen Horizont um ein Vielfaches erweitert.

Ebenso danke ich den beiden Korreferenten meiner Arbeit, Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger und Prof. Dr.-Ing. Dominik Godde. Beide haben mir sowohl durch ihr Interesse an der Arbeit als auch durch ihre Anregungen und Empfehlungen wichtige Impulse gegeben, die es mir ermöglichten, einzelne Aspekte noch differenzierter und umfassender zu betrachten. Herrn Professor Godde möchte ich zudem dafür danken, dass er mir die Möglichkeit gegeben hat, meine Untersuchungen um die Talsperre Dornau zu erweitern. Herrn Prof. Dr. sc. tech. Peter Rutschmann, als Lehrstuhlinhaber, danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Dem Bayerischen Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz danke ich dafür, dass mir diese nicht alltägliche Chance gegeben wurde, neben meinem Beruf diese Arbeit zu erstellen. Ein großer Dank gebührt dabei Herrn Ministerialrat Dipl.-Ing. Gregor Overhoff, der mir die Verwendung und Auswertung der Messdaten der vier untersuchten staatlichen Talsperren ermöglicht hat. Seine Bereitschaft und die Zeit zur fachlichen Diskussion, trotz eines vollen Terminkalenders, weiß ich umso mehr zu schätzen.

Ein besonderer Dank gebührt meinem langjährigen Chef, Mentor und Förderer Dr.-Ing. Tobias Lang. Ohne ihn und seine über die Jahre beständige Unterstützung wäre das Zustandekommen dieser Arbeit nicht möglich gewesen. Auch mein Berufsleben wäre ohne unsere Begegnung wohl anders verlaufen.

Für die ausdauernde Unterstützung und intensive fachliche Beratung bei meinen statistischen Auswertungen möchte ich mich ganz herzlich bei Dr. rer. nat. Stephan Haug vom Lehrstuhl für Mathematische Statistik und der Statistikberatung TUM|Stat der TU München bedanken. Seine Expertise und die zahlreichen Diskussionen über die Möglichkeiten der Auswertung der umfangreichen Messdaten haben maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Diese Arbeit wäre allerdings nicht möglich gewesen, ohne die unermüdliche Unterstützung meiner Kollegen an den fünf ausgewählten Talsperren und in der Wasserwirtschaftsverwaltung. Mit großer Hilfsbereitschaft und Freundlichkeit wurde ich mit allen benötigten Messda-

ten, Plänen, Bildern und Hintergrundinformationen versorgt. Trotz meiner zahlreichen Anrufe, Nachfragen und Zusatzwünsche habe ich stets nur positives Feedback bekommen. Daher möchte ich mich von ganzem Herzen bei den Herren Karl-Heinz Riedel und Alexander Bähr (WWA Ansbach; Brombachhauptsperre), Rudi Schneider (WWA Deggendorf; TWT Frauenau), Anton Wasensteiner und Thomas Mayr (WWA Weilheim; Sylvenstein- und Windachspeicher), Peter Danner, Bernd Lindenmeir und Karl-Heinz Pöckl (E.ON Kraftwerke; TS Dornau) sowie Bernhard Gleißner (Bayerischen Landesamt für Umwelt; Brombachhauptsperre, TWT Frauenau und Sylvensteinspeicher) bedanken.

Die Grundlage einer solchen Arbeit ist zweifelsohne eine fundierte Literaturrecherche. Für ihre Unterstützung, Hilfsbereitschaft und die Beschaffung schwer zugänglicher Fachartikel möchte ich mich ebenfalls ganz besonders bei Frau Sigrid Machauer von der Bibliothek des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München bedanken.

Nicht zuletzt gilt mein Dank meinen Kollegen im Fachbereich Talsperren des WWA Weilheim, die nicht nur für fachlichen Austausch immer zur Verfügung standen, sondern auch durch vielfältige weitere Beiträge ihren Anteil am Gelingen dieser Arbeit haben.

Besonders hervorheben möchte ich meinen alten Freund Christian, der in gewohnter Weise die finale Korrektur vorgenommen hat und trotz seiner knappen Freizeit immer die Zeit findet, mir diesen Gefallen zu tun. Meiner Familie und meinem gesamten privaten Umfeld danke ich zudem von Herzen für die über die letzten Jahre aufgebrachte Geduld.

München, Februar 2016

Andreas Bauer

Kurzfassung

Die Berücksichtigung eines Systems zur Überwachung von Sickerwasserabflüssen stellt heutzutage den Standard beim Neubau von Staudämmen dar. Im Gegensatz dazu stehen die zahlreichen, seit vielen Jahren in Betrieb befindlichen Staudämme, die entweder ohne ein Sickerwassermesssystem gebaut wurden oder - aus unterschiedlichen Gründen - kein funktionierendes Sickerwassermesssystem mehr besitzen. Inwieweit und unter welchen Voraussetzungen die Sicherheitsbeurteilung solcher Anlagen auch ohne eine funktionierende Sickerwasserabflussmessung möglich und gerechtfertigt ist, wird im Rahmen dieser Arbeit untersucht. Dazu werden die Zeitreihen von 562 Messstellen in fünf Staudämmen mit innenliegender Kerndichtung statistisch ausgewertet. Aus den so gewonnenen Ergebnissen und unter Berücksichtigung der an den jeweiligen Sperrenstellen vorliegenden Randbedingungen werden im Anschluss allgemeine Empfehlungen zur erforderlichen Instrumentierung eines Staudammes abgeleitet. Diese sollen Betreibern von Staudämmen eine Bewertung ermöglichen, ob zur Sicherheitsbeurteilung von Bestandsanlagen die Nachrüstung eines Sickerwassermesssystems erforderlich ist.

Abstract

The implementation of a system for the monitoring of seepage flows is a today's standard for the construction of embankment dams. However, there are numerous embankment dams in operation since many years, which were constructed without such a system or - for various reasons - no longer have an efficient measurement system for seepage flows. To what extent and under which conditions the safety evaluation of such embankment dams without a seepage measurement system is possible and justifiable, is examined in the context of this paper. For that purpose the time series of 562 measuring points in five embankment dams are evaluated statistically. Based on these results and under consideration of the present boundary conditions at the particular dam sites, general recommendations for the required instrumentation of a dam are given. These should enable the operators of dams to assess, if retrofitting of a measuring system for seepage flows is necessary for the safety evaluation of existing dams.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	I
Kurzfassung	III
Abstract	III
Inhaltsverzeichnis	IV
Abbildungsverzeichnis	IX
Tabellenverzeichnis	XVI
Verwendete Formelzeichen und Symbole	XVIII
1 Einleitung	1
1.1 Allgemeines.....	1
1.2 Ziel und Methode der Arbeit.....	2
1.3 Struktur der Arbeit	3
2 Geohydraulische Grundlagen	5
2.1 Mehrphasensystem Boden	5
2.2 Randbedingungen bei Strömungsvorgängen in Böden	6
2.3 Strömungsvorgänge und Materialtransport in Böden und geschütteten Erdstoffen.....	13
2.3.1 Porenkanalgeometrie und mittlere Porengeschwindigkeit	13
2.3.2 Voraussetzung für Materialtransport	14
3 Durchströmungsbedingte Versagensmechanismen von Staudämmen	20
3.1 Arten der Bodendeformation	20
3.1.1 Suffosionsprozesse.....	21
3.1.2 Erosionsprozesse.....	22
3.1.3 Kolmationsprozess	24
3.1.4 Erosion infolge konzentrierter Leckagen	24
3.1.5 Phasen des Erosionsprozesses.....	26
3.2 Nachweiskriterien	26
3.2.1 Geometrische Kriterien zur Vermeidung von standsicherheitsbedrohenden Bodendeformationen.....	28
3.2.2 Hydraulische Kriterien zur Vermeidung von standsicherheitsbedrohenden Bodendeformationen.....	35
3.2.3 Herleitung kritischer Gradienten aus der Sedimentbewegung	44
3.2.4 Fugenerosion.....	46
3.3 Einflussfaktoren auf die Versagenswahrscheinlichkeit.....	46

3.4	Zeitliche Entwicklung innerer Erosionsvorgänge	49
4	Staudämme und deren Überwachung	53
4.1	Bauweisen von Staudämmen.....	53
4.2	Kontrollgänge in Staudämmen	54
4.3	Hydrometrische Messungen zur Beobachtung der Durchsickerung	56
4.3.1	Sickerwasserabflussmessung	58
4.3.2	Porenwasserdruckmessungen	59
4.3.3	Sohlwasserdruckmessungen	60
4.3.4	Messungen des Grundwasserstandes und des Wasserdruckes im Untergrund.....	61
4.3.5	Faseroptische Leckageortung	61
4.3.6	Temperaturmessverfahren	62
4.4	Spannungsmessungen durch Erddruckgeber.....	63
4.5	(Zerstörungsfreie) In-situ-Verfahren zur Bauwerksbewertung	64
4.5.1	Geoelektrik.....	64
4.5.2	Georadar und Refraktionsseismik.....	65
4.6	Visuelle Kontrollen	65
5	Statistische Auswertung von Talsperrenmessdaten.....	67
5.1	Korrelationsanalysen.....	68
5.1.1	Allgemeines	68
5.1.2	Ermittlung der Reaktionszeit der vorhandenen Messstellen	70
5.1.3	Korrelationstest.....	71
5.2	Regressionsanalyse	72
5.2.1	Lineare Einfachregression	73
5.2.2	Multiple lineare Regression	74
5.2.3	Testen der Modellannahmen.....	75
5.2.4	Modellierung nicht metrischer Einflüsse mit Hilfe von Dummy-Variablen	81
5.2.5	Prüfung auf Überparametrisierung des Modells	82
5.2.6	Zulässigkeit des gewählten Regressionsverfahrens - Prüfung auf Kointegration	83
5.3	In R durchgeführte Berechnungsschritte	84
5.3.1	Korrelationsanalyse.....	84
5.3.2	Regressionsanalyse	86
6	Betrachtete Staudämme	90
6.1	Trinkwassertalsperre Frauenau	90
6.1.1	Allgemeines	90
6.1.2	Geologie an der Sperrenstelle.....	90
6.1.3	Das Absperrbauwerk.....	91
6.1.4	Betriebsweise	92
6.2	Sylvensteinspeicher.....	92
6.2.1	Allgemeines	92
6.2.2	Geologie an der Sperrenstelle.....	93

6.2.3	Das Absperrbauwerk	93
6.2.4	Bauliche Eingriffe in das Dammbauwerk	96
6.2.5	Betriebsweise	98
6.3	Windachspeicher	98
6.3.1	Allgemeines	98
6.3.2	Geologie an der Sperrenstelle	98
6.3.3	Das Absperrbauwerk	98
6.3.4	Betriebsweise	100
6.4	Brombachhauptsperre	100
6.4.1	Allgemeines	100
6.4.2	Geologie an der Sperrenstelle	100
6.4.3	Das Absperrbauwerk	101
6.4.4	Betriebsweise	103
6.5	Lechstaustufe 6 – Dornau	103
6.5.1	Allgemeines	103
6.5.2	Geologie an der Sperrenstelle	103
6.5.3	Das Absperrbauwerk	104
6.5.4	Betriebsweise	105
6.6	Qualitative Risikobetrachtung für <i>piping</i> und <i>hydraulic fracturing</i>	105
7	Auswertung der hydrometrischen Messdaten	112
7.1	Trinkwassertalsperre Frauenau	113
7.1.1	Vorhandene hydrometrische Messsysteme	113
7.1.2	Datengrundlage	116
7.1.2.1	Zeitreihe	116
7.1.2.2	Datenerhebung und Messintervalle	116
7.1.2.3	Messfehler und Datenbereinigung	116
7.1.3	Auswertung	118
7.1.3.1	Ermittlung der Reaktionszeiten - Korrelationsanalyse	118
7.1.3.2	Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen	125
7.1.3.2.1	Zu berücksichtigende äußere Einflüsse	125
7.1.3.2.2	Nachweis des Druckabbaus	126
7.1.3.2.3	Zeitlicher Trend der Messstellen	131
7.1.3.3	Regressionsanalyse der Sickerwasserabflussmessung	134
7.2	Sylvensteinspeicher	135
7.2.1	Vorhandene hydrometrische Messsysteme	135
7.2.2	Datengrundlage	138
7.2.2.1	Zeitreihe	138
7.2.2.2	Datenerhebung und Messintervalle	139
7.2.2.3	Messfehler und Datenbereinigung	140
7.2.3	Auswertung	141
7.2.3.1	Ermittlung der Reaktionszeiten – Korrelationsanalyse	141
7.2.3.2	Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen	144

7.2.3.2.1	Zu berücksichtigende äußere Einflüsse.....	144
7.2.3.2.2	Nachweis des Druckabbaus	145
7.2.3.2.3	Zeitlicher Trend der Messstellen.....	152
7.2.4	Messergebnisse während des Schlitzwandbaus 2012	155
7.2.5	Weiterführende Überlegungen.....	159
7.3	Windachspeicher.....	161
7.3.1	Vorhandene hydrometrische Messsysteme	161
7.3.2	Datengrundlage.....	163
7.3.2.1	Zeitreihe	163
7.3.2.2	Datenerhebung und Messintervalle	164
7.3.2.3	Messfehler und Datenbereinigung	164
7.3.3	Auswertung	165
7.3.3.1	Ermittlung der Reaktionszeiten – Korrelationsanalyse.....	165
7.3.3.2	Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen	168
7.3.3.2.1	Zu berücksichtigende äußere Einflüsse.....	168
7.3.3.2.2	Nachweis des Druckabbaus	168
7.3.3.2.3	Zeitlicher Trend der Messstellen.....	172
7.4	Brombachhauptsperre	173
7.4.1	Vorhandene hydrometrische Messsysteme	173
7.4.2	Datengrundlage.....	178
7.4.2.1	Zeitreihe	178
7.4.2.2	Datenerhebung und Messintervalle	178
7.4.2.3	Messfehler und Datenbereinigung	183
7.4.3	Auswertung	186
7.4.3.1	Ermittlung der Reaktionszeiten - Korrelationsanalyse.....	186
7.4.3.1.1	Porenwasserdrücke.....	186
7.4.3.1.2	Piezometer um Kontrollgang (Station 0+795 bis 1+290)	188
7.4.3.1.3	Weitere Piezometermessstellen	190
7.4.3.1.4	Standrohre	191
7.4.3.1.5	Erddruckmessstellen	193
7.4.3.1.6	Sickerwasserabflussmessungen	194
7.4.3.2	Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen	197
7.4.3.2.1	Zu berücksichtigende äußere Einflüsse.....	197
7.4.3.2.2	Nachweis des Druckabbaus	198
7.4.3.2.3	Zeitlicher Trend der Messstellen.....	205
7.4.3.3	Regressionsanalyse der Sickerwasserabflussmessung	207
7.5	Lechstaustufe 6 - Dornau	211
7.5.1	Vorhandene hydrometrische Messsysteme	211
7.5.2	Datengrundlage.....	213
7.5.2.1	Zeitreihe	213
7.5.2.2	Datenerhebung und Messintervalle	214
7.5.2.3	Messfehler und Datenbereinigung	214
7.5.3	Auswertung	215

7.5.3.1	Ermittlung der Reaktionszeiten – Korrelationsanalyse	215
7.5.3.2	Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen	219
7.5.3.2.1	Zu berücksichtigende äußere Einflüsse	219
7.5.3.2.2	Nachweis des Druckabbaus	221
7.5.3.2.3	Zeitlicher Trend der Messstellen	226
7.6	Vergleich der statistisch ermittelten Werte mit theoretischen Überlegungen	227
7.6.1	Vergleich der ermittelten Reaktionszeiten mit den theoretischen Durchlässigkeiten	227
7.6.2	Vergleich des statistisch ermittelten Druckabbaus mit Potenziallinienberechnungen	229
8	Vergleichende Bewertung und Schlussfolgerungen	239
8.1	Vergleichende Bewertung der hydrometrischen Messeinrichtungen	239
8.1.1	Trinkwassertalsperre Frauenau	239
8.1.1.1	Durchsickerung des Dammbauwerks	239
8.1.1.2	Kontaktzone Massivbauwerke - Dichtungselement	240
8.1.1.3	Unterströmung des Dammbauwerks	240
8.1.1.4	Gesamtbewertung	241
8.1.2	Sylvensteinspeicher	242
8.1.2.1	Durchsickerung des Dammbauwerks	242
8.1.2.2	Kontaktzone Massivbauwerke – Dichtungselement	242
8.1.2.3	Unterströmung des Bauwerks	243
8.1.2.4	Gesamtbewertung	243
8.1.3	Windachspeicher	245
8.1.4	Brombachhauptsperre	246
8.1.4.1	Durchsickerung des Dammbauwerks	246
8.1.4.2	Kontaktzone Massivbauwerke - Dichtungselement	247
8.1.4.3	Unterströmung des Dammbauwerks	248
8.1.4.4	Gesamtbewertung	248
8.1.5	Lechstaustufe 6 – Dornau	250
8.1.5.1	Durchsickerung des Dammbauwerks	250
8.1.5.2	Kontaktzone Massivbauwerke - Dichtebene	250
8.1.5.3	Unterströmung des Dammbauwerks	251
8.1.5.4	Gesamtbewertung	251
8.1.6	Zusammenfassung	252
8.2	Schlussfolgerungen	254
8.2.1	Notwendigkeit der Nachrüstung einer direkten Sickerwasserabflussmessung	254
8.2.2	Direkte Sickerwasserfassung ohne Kontrollgang	258
8.2.3	Erforderliche Anzahl von Messquerschnitten	260
8.2.4	Verwendung statistischer Methoden zur Messdatenauswertung	261
9	Zusammenfassung	264
	Literaturverzeichnis	266

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Zusammenhang zwischen Ungleichförmigkeit und Porenanteil eines Bodens (Beyer und Schweiger 1969).....	6
Abbildung 2:	Zusammenhang zwischen dem d_{10} , der Ungleichförmigkeit U und dem Durchlässigkeitsbeiwert nach Beyer (1964).....	9
Abbildung 3:	Sinkgeschwindigkeit für kugelförmige Partikel ($\rho_s = 2,6 \text{ g/cm}^3$) in Wasser ($T = 20^\circ \text{ C}$) in Abhängigkeit vom Partikeldurchmesser (Goltz 2012)	18
Abbildung 4:	Mögliche Angriffspunkte für strömungsbedingten Partikeltransport (Perzmaier 2007)	21
Abbildung 5:	Erscheinungsformen der Suffosion nach Ziems (1968) (BAW 2011)	21
Abbildung 6:	Erscheinungsformen der Erosion nach Ziems (1968) (BAW 2011)	23
Abbildung 7:	Phasen des Erosionsprozesses am Beispiel innerer Erosion bei konzentrierter Leakage mit anschließendem <i>piping</i> im geschütteten Dammkörper nach Foster (1999, in ICOLD 2013)	26
Abbildung 8:	Vorgehensweise zum Nachweis der Suffosions- und Erosionsstabilität (BAW 2005)	27
Abbildung 9:	Kriterium nach Burenkova (1993)	29
Abbildung 10:	Alternative Methode zur Abschätzung der Suffosionsanfälligkeit von weitgestuften Schluff-Sand-Kies-Erdstoffen (Wan und Fell 2008)	30
Abbildung 11:	Geometrische und hydraulische Einflüsse in Abhängigkeit der Filter-/Basiskombination (Perzmaier et al. 2007)	35
Abbildung 12:	Kritischer Gradient bei aufwärts gerichteter Strömung (Wittmann 1980)	37
Abbildung 13:	Hydraulisches Kontakterosionskriterium nach Brauns (1985) (aus Saucke 2006).....	39
Abbildung 14:	Kritische lokale hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion (Perzmaier 2007)	43
Abbildung 15:	Veränderung der Korrelation der Porenwasserdruckmesswerte mit dem Seewasserstand bei Verschiebung der Zeitreihen zueinander, getrennt nach Jahren (hier: Messstelle P 4.422 der Trinkwassertalsperre Frauenau)	70
Abbildung 16:	Veränderung der Korrelation der Porenwasserdruckmesswerte mit dem Seewasserstand bei Verschiebung der Zeitreihen zueinander, getrennt nach Jahren (hier: Messstelle P 2.217 der Trinkwassertalsperre Frauenau)	71
Abbildung 17:	Residuen geplottet gegen die geschätzten Werte (am Beispiel der Grundwassermessstelle 188/87 der Brombachhauptsperre).....	79
Abbildung 18:	Q-Q-Plot (am Beispiel der Grundwassermessstelle 188/87 der Brombachhauptsperre).....	79
Abbildung 19:	Graphische Ausreißeranalyse am Beispiel des PWD45 des Sylvensteindammes.....	81
Abbildung 20:	Andere Darstellung der Ausreißeranalyse mittels Cook's Distance	81
Abbildung 21:	Dammquerschnitt der Trinkwassertalsperre Frauenau (OBB 1984).....	91
Abbildung 22:	Dammlängsschnitt der Trinkwassertalsperre Frauenau (OBB 1984)	92
Abbildung 23:	Dammquerschnitt an der tiefsten Stelle der eiszeitlichen Schotterrinne (WWA Weilheim; Stand bis 2012).....	94

Abbildung 24: Längsschnitt durch den Sylvensteindamm mit Untergrund (WWA Weilheim)	94
Abbildung 25: Dammquerschnitt mit neuer Dichtwand, Sickerwassersammelstollen und Drainagepfähle (WWA Weilheim)	95
Abbildung 26: Dammquerschnitt des Windachspeichers (WWA Weilheim)	99
Abbildung 27: Schematischer Dammlängsschnitt des Windachspeichers (WWA Weilheim)	99
Abbildung 28: Querschnitt der Brombachhauptsperre in Dammmitte (WWA Ansbach)	102
Abbildung 29: Längsschnitt durch die Brombachhauptsperre mit Kontrollgang und Untergrund (WWA Ansbach)	102
Abbildung 30: Besondere Sohlkonstruktion des Kontrollgangs zum Ausgleich der Setzungen (WWA Ansbach)	103
Abbildung 31: Dammquerschnitt der Talsperre Dornau (DNK und DVWK 1987)	104
Abbildung 32: Messprofil 2.0 (links), 2.2 (Mitte) und 4.4 (rechts) (WWA Deggendorf)	113
Abbildung 33: Querschnitt des Kontrollgangs mit Kontaktinjektionen (K1, K2, K3), Dichtungsschleier (D), Fugenband (F) und Vliesdruckmessung (W) und Anordnung der Piezometer zur Kontrolle des Dichtungsschleiers (OBB 1984)	114
Abbildung 34: Dammlängsschnitt mit Sickerwasserabschnitten 1 - 9 sowie Lage der Vliesdruckaufnehmer (rote Punkte) und Piezometern (blau) (WWA Deggendorf; bearbeitet)	114
Abbildung 35: Lage der Grundwassermessstellen an der Talsperre Frauenau (WWA Deggendorf; bearbeitet)	115
Abbildung 36: Zu bereinigende Messfehler beispielhaft am Porenwasserdruck-Messquerschnitt 2.2	117
Abbildung 37: Korrelation der Porenwasserdrücke mit dem Seewasserstand im Messhorizont II des Messprofils 2.0 (Abbildung 32)	118
Abbildung 38: Ermittelte Reaktionszeiten der Porenwasserdruckmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands im Messhorizont II des Messprofils 2.0 (Abbildung 32)	119
Abbildung 39: Korrelation der Vliesdruckmessstellen (Abbildung 34) mit dem Seewasserstand	120
Abbildung 40: Ermittelte Reaktionszeiten der Vliesdruckmessstellen (Abbildung 34) auf Veränderungen des Seewasserstands	120
Abbildung 41: Korrelation der wasser- (blau) und luftseitigen (rot) Piezometermessstellen (Abbildung 34) mit dem Seewasserstand	121
Abbildung 42: Ermittelte Reaktionszeiten der wasser- (blau) und luftseitigen (rot) Piezometermessstellen (Abbildung 34) auf Veränderungen des Seewasserstands	122
Abbildung 43: Korrelation der Grundwassermessstellen (Abbildung 35) mit dem Seewasserstand	123
Abbildung 44: Ermittelte Reaktionszeiten der Grundwassermessstellen (Abbildung 35) auf Veränderungen des Seewasserstands	123
Abbildung 45: Korrelation der Sickerwasserabflüsse (Abbildung 34) mit dem Seewasserstand	124
Abbildung 46: Ermittelte Reaktionszeiten der Sickerwasserabflussmessstellen (Abbildung 34) auf Veränderungen des Seewasserstands	125

Abbildung 47: Einfluss des Seewasserstands auf die Porenwasserdruckgeber im Messhorizont II des Messquerschnitts 2.0 (Abbildung 32)	126
Abbildung 48: Einfluss des Seewasserstands auf die Porenwasserdruckgeber im Messhorizont III des Messquerschnitts 4.4 (Abbildung 32)	128
Abbildung 49: Einfluss des Seewasserstands auf die Vliesdruckmessstellen (Abbildung 34).....	128
Abbildung 50: Einfluss des Seewasserstandes auf die luftseitigen Grundwasserstandrohre (Abbildung 35).....	129
Abbildung 51: Druckabbau an den Piezometern im Untergrund (Abbildung 34) von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot)	130
Abbildung 52: Ganglinien der Piezometer der Blöcke 57, 58 und 60 von 1982 bis 1996; 57LS (rot) liegt etwa 20 mWS höher als 58LS (grün) und 60LS (blau).	130
Abbildung 53: Durchschnittliche jährliche Änderung des Porenwasserdrucks im Messhorizont II des Messprofils 2.0, ohne den Einfluss des Pumpentaushes	131
Abbildung 54: Mittlere jährliche Änderung des Vliesdrucks ohne den Einfluss des Pumpentaushes	132
Abbildung 55: Absoluter Druckanstieg an den Vliesdruckmessstellen seit 2008.....	132
Abbildung 56: Mittlere jährliche Entwicklung der Piezometermessstellen der Wasser- (blau) und der Luftseite (rot).....	133
Abbildung 57: Ganglinie des Seewasserstandes und des luftseitigen Piezometers 57 (Abbildung 34)	133
Abbildung 58: Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwasserabflussmengen im Damm und im Grobdrain.....	134
Abbildung 59: Zeitliche Entwicklung der Sickerwasserabflussmengen	135
Abbildung 60: Längsschnitt durch den Sylvensteindamm mit Porenwasserdruckgebern und Schrägpiezometern (WWA Weilheim)	136
Abbildung 61: Standrohre und Piezometer getrennt nach Art der Datenerfassung (WWA Weilheim; Stand bis Mitte 2011).....	137
Abbildung 62: Dammquerschnitt mit Messeinrichtungen exemplarisch für das Messprofil 2 (WWA Weilheim).....	138
Abbildung 63: Durch die Unterwasserverhältnisse beeinflusste Standrohrwasserstände am Beispiel der Messstelle B2 (Abbildung 61)	143
Abbildung 64: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 740 mNN je PWD-Messprofil	145
Abbildung 65: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 730 mNN je PWD-Messprofil	146
Abbildung 66: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 720 mNN je PWD-Messprofil	147
Abbildung 67: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 710 mNN je PWD-Messprofil	148
Abbildung 68: Druckverläufe an den vier zusätzlich eingebauten PWD-Gebern im Messprofil 3a (in grau die im Messprofil 3 vorhandenen luftseitigen Geber 8, 9 und 10).....	148
Abbildung 69: Einfluss des Seewasserstandes auf die Standrohre im luftseitigen Filter	149
Abbildung 70: Beeinflussung der luftseitigen Standrohre durch die Wasserstände im See (grün), im Grundausslass- (dunkelblau) und Triebwasserkolksee (hellblau) am Beispiel der B-Reihe.....	150

Abbildung 71: Veränderung des Druckniveaus am PWD 13 ab den Bohrarbeiten 1999 (Bauer und Haug 2014)	151
Abbildung 72: Veränderung der Druckverhältnisse am PWD 13 nach der Bohrkampagne 1999 (Bauer und Haug 2014).....	152
Abbildung 73: Zeitliche Entwicklung der luftseitigen Standrohrwasserstände am Beispiel der B-Reihe	153
Abbildung 74: Abnehmende Isar- und Grundwasserstände (am Beispiel LEN-1) unterhalb des Sylvensteindammes	154
Abbildung 75: Schematische Darstellung der Schlitzwand mit Lamelleneinteilung.....	156
Abbildung 76: Vergleich der Druckanstiege der PWD-Geber 40 und 41 (Messprofil 3) mit den Gebern 5 und 6 (Messprofil 2) während des Schlitzwandbaus (Bauer et al. 2013).....	157
Abbildung 77: Sukzessives Ansteigen der wasserseitigen Drücke während des Schlitzwandbaus beispielhaft für die PWD-Geber 5 und 6 im Messprofil 2 (Bauer et al. 2013)	159
Abbildung 78: Dammquerschnitt des Windachspeichers mit Lage der Standrohre	161
Abbildung 79: Lageplan der Messeinrichtungen am Windachspeicher mit Flächenfilter an der linken luftseitigen Talflanke (rotes Rechteck).....	162
Abbildung 80: Korrelation der Standrohrmessstellen über den Dammquerschnitt (Abbildung 78) mit dem Seewasserstand.....	165
Abbildung 81: Reaktionszeiten der Standrohrmessstellen über den Dammquerschnitt (Abbildung 78) auf Veränderungen des Seewasserstands.....	166
Abbildung 82: Korrelation der Standrohrwasserstände im luftseitigen Dammvorland (Abbildung 79) mit dem Seewasserstand.....	167
Abbildung 83: Druckabbau über den Dammquerschnitt und durch den Untergrund	169
Abbildung 84: Einfluss des Seewasserstands auf die fünf Grundwasserstandrohre im luftseitigen Vorland	170
Abbildung 85: Druckabbau links entlang des Betriebsauslasses (Abbildung 79)	170
Abbildung 86: Druckabbau rechts entlang des Betriebsauslasses (Abbildung 79).....	171
Abbildung 87: Einfluss des Seewasserstandes auf die erfassten Sickerwasserabflüsse.....	172
Abbildung 88: Mittlere jährliche Veränderung der Sickerwasserabflussmengen	173
Abbildung 89: Dammquerschnitt mit Porenwasserdruckgebern im Messquerschnitt II bei km 1+290 (WWA Ansbach).....	174
Abbildung 90: Anordnung der luftseitigen Porenwasserdruckgeber in neun Messquerschnitten (WWA Ansbach)	174
Abbildung 91: Piezometeranordnung in den sechs Messprofilen vom Kontrollgang aus (WWA Ansbach)	175
Abbildung 92: Piezometer durch die luftseitige Kontrollgangwand (WWA Ansbach)	175
Abbildung 93: Lage der Erddruckgeber am Dichtwandkopf (WWA Ansbach)	176
Abbildung 94: Ableitung des Sickerwassers aus dem Kaminfilter in den Kontrollgang (WWA Ansbach)	179
Abbildung 95: Lageplan der Sickerschotts des Kaminfilters (WWA Ansbach, bearbeitet)....	179
Abbildung 96: Lageplan der Einzel- und Sammelmessungen des Dammfußfilters (WWA Ansbach, bearbeitet)	180
Abbildung 97: Werte der Nullgeber der Messanlagen im Grundausslass (rot) und im Kontrollgang (blau).....	183

Abbildung 98: Fehlwert verursacht durch Tausch des Manometers (hier beispielhaft für den Piezometer 296), in Blau der Seewasserstand	184
Abbildung 99: Exemplarische Messwertentwicklung der in den neun luftseitigen Messprofilen installierten Porenwasserdruckgeber (hier P451, P452 und P453 bei km 1+085) und die Reaktionen auf Veränderungen an der Messanlage; in Blau der Seewasserstand	185
Abbildung 100: Korrelation der Porenwasserdrücke in den Messquerschnitten I, II und III mit dem Seewasserstand, differenziert nach ihrer Lage im Querschnitt.....	186
Abbildung 101: Reaktionszeiten der Porenwasserdruckgeber in den drei Messquerschnitten wasserseitig der vergüteten Kernzone (blau) und in bzw. luftseitig der vergüteten Kernzone (rot) auf Veränderungen des Seewasserstands	187
Abbildung 102: Gemessener Druckverlauf am P172	188
Abbildung 103: Vergleich der Korrelation zwischen Piezometerdrücken und Seewasserstand für Wasser- (blau) und Luftseite (rot); die Manometerwerte in blassem Blau bzw. Rot.....	189
Abbildung 104: Vergleich der Reaktionszeiten der Piezometersmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands für Wasser- (blau) und Luftseite (rot); die Manometerwerte in blassem Blau bzw. Rot.....	190
Abbildung 105: Korrelation der Standrohre mit dem Seewasserstand nach Lage der Filterstrecke: Im unteren Burgsandstein (rot), im Coburger Sandstein (orange), im mittleren Burgsandstein (blau) und im Dammkern und -gründungsbereich (lila).....	192
Abbildung 106: Reaktionszeiten auf Veränderungen des Seewasserstands nach Lage der Filterstrecken: Im Dammkern (lila), im mittleren Burgsandstein (blau), im unteren Burgsandstein (rot) und im Coburger Sandstein (orange)	193
Abbildung 107: Entwicklung der gemessenen totalen vertikalen Spannungen im Messquerschnitt I von August 1986 bis 2013	194
Abbildung 108: Korrelation der Dammsickerwasserabflussmessung (Abbildung 95) mit dem Seewasserstand.....	195
Abbildung 109: Reaktionszeiten der Dammsickerwasserabflussmessung auf Veränderungen des Seewasserstands.....	196
Abbildung 110: Korrelation der Einzelschotts des Dammfußdrains (hellblau) sowie der zugehörigen Summenmessungen und Einzelfußdrains (Abbildung 96) mit dem Seewasserstand.....	196
Abbildung 111: Reaktionszeiten der Sickerwasserabflussmessung am Dammfuß auf Veränderungen des Seewasserstands.....	197
Abbildung 112: Nach oben hin abnehmender Einfluss des Seewasserstandes in der vergüteten Kernzone des Messquerschnitts II.....	199
Abbildung 113: Druckabbau im Messhorizont 391 mNN des Messquerschnitts III	200
Abbildung 114: Einfluss des Seewasserstands auf die Piezometer um den Kontrollgang wasserseitig (blau) und luftseitig der Untergrundabdichtung (rot)	201
Abbildung 115: Druckabbau entlang der nördlichen Wand des Betriebsauslasses	203
Abbildung 116: Staudruck an den Standrohren mit Filterstrecke im unteren Burgsandstein mit qualitativem Verlauf der Dichtwandunterkante.....	204
Abbildung 117: Mittlere jährliche Druckänderung beispielhaft für den Messhorizont 391 mNN des Messquerschnitts III.....	206

Abbildung 118: Mittlere jährliche Druckänderung an den Piezometern um den Kontrollgang wasserseitig (blau) und luftseitig der Untergrundabdichtung (rot).....	207
Abbildung 119: Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Nord; die Einzelschotts sind in Hellblau dargestellt	208
Abbildung 120: Einfluss des Seewasserstands auf die Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Süd. Die Einzelschotts sind in Hellblau dargestellt	209
Abbildung 121: Mittlere jährliche Änderung der Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Nord	210
Abbildung 122: Mittlere jährliche Änderung der Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Süd	211
Abbildung 123: Lageplan des Staudammes mit Messeinrichtungen bis 2012 (E.ON Kraftwerke).....	212
Abbildung 124: Porenwasserdruckgeber in den Profilen 119,2, 209,2 und 248,0 (E.ON Kraftwerke).....	212
Abbildung 125: Erddruckgeber im Profil 255,0 (E.ON Kraftwerke)	212
Abbildung 126: Anordnung der Sohlwasserdruckmessstellen unter der HWE 2 (E.ON Kraftwerke).....	213
Abbildung 127: Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen im Dammkern (Abbildung 124) mit dem Oberwasserstand, getrennt nach ihrer Lage: Wasserseite (blau), Mitte (rot) und Luftseite (blasses Rot)	216
Abbildung 128: Reaktionszeiten der Porenwasserdruckmessstellen bei Veränderungen des Oberwasserstandes	217
Abbildung 129: Korrelation der Standrohrmessstellen mit dem Oberwasserstand (in Rot das Standrohr im Dammkern, in Blau das Standrohr an der rechten wasserseitigen Talflanke)	218
Abbildung 130: Veränderung der Korrelation des Standrohrwasserspiegels 06-014 mit dem Seewasserstand bei Verschiebung der beiden Zeitreihen zueinander, getrennt nach Jahren	219
Abbildung 131: Einfluss des Oberwasserstandes (blau), des Mittelwasserstandes (blasses Grün) und des Unterwasserstandes im Lech (grün) im Profil 119,2 (Abbildung 123 und Abbildung 124)	222
Abbildung 132: Aufgezeichnete Ganglinien im Profil 209,2 (Abbildung 124)	223
Abbildung 133: Einfluss des Oberwasserstandes auf die Messstellen im Profil 248,5 (Abbildung 123 und Abbildung 124)	224
Abbildung 134: Mögliche fehlende Felseinbindung der Spundwandabdichtung an der Talsperre Dornau.....	225
Abbildung 135: Einfluss des Oberwasserstandes auf die Erddruckgeber (Messreihe der Erddruckgeber in [bar]) im Profil 255,0 (Abbildung 125)	226
Abbildung 136: Ganglinien des Seewasserstandes (blau) und des Standrohrwasserspiegels 360/90	227
Abbildung 137: Potenzialverteilung über den Dammquerschnitt des Windachspeichers beim Stauziel von 625 mNN (WWA Weilheim; erstellt durch CDMSmith)	230
Abbildung 138: Vergleich des Druckabbaus über den Dammquerschnitt zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für Messprofil L.....	230

Abbildung 139: Vergleich des Druckabbaus über den Dammquerschnitt zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für Messprofil M.....	231
Abbildung 140: Vergleich des Druckabbaus über den Dammquerschnitt zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für Messprofil R.....	231
Abbildung 141: Ganglinien der Standrohre des L-Profiles von 01.01.1990 bis 31.12.2012	232
Abbildung 142: Ganglinien der Standrohre des M-Profiles von 01.01.1990 bis 31.12.2012	232
Abbildung 143: Ganglinien der Standrohre des R-Profiles von 01.01.1990 bis 31.12.2012.....	233
Abbildung 144: Potenzialverteilung über den Dammquerschnitt des Sylvensteinspeichers beim Winterstauziel von 752 mNN (WWA Weilheim; erstellt durch CDMSmith)	234
Abbildung 145: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für die Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 wasserseitig	234
Abbildung 146: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für die Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 luftseitig.....	235
Abbildung 147: Ganglinien der wasserseitigen Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 des Sylvensteindammes	235
Abbildung 148: Ganglinien der luftseitigen Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 des Sylvensteindammes.....	236
Abbildung 149: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für die Standrohre im Messprofil 3 luftseitig des Dammkerns.....	237
Abbildung 150: Ganglinien der luftseitigen Standrohre im Messprofil 3	237
Abbildung 151: Empfohlene Instrumentierung zur Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes in Abhängigkeit der vorliegenden Randbedingungen	257

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Einteilung der vier Strömungszustände in porösen Medien (Trussel und Chang 1999).....	12
Tabelle 2:	Wahrscheinlichkeitsabschätzung für die Suffosionsanfälligkeit von Böden (Wan und Fell 2004b)	30
Tabelle 3:	Filtergrenzen in Abhängigkeit vom Feinteilgehalt der Basis (Sherard und Dunnigan 1989)	34
Tabelle 4:	Filtergrenzen in Abhängigkeit vom Feinteilgehalt der Basis (Foster und Fell 2001).....	34
Tabelle 5:	Kritische Gradienten nach Bligh (in Davidenkoff 1970)	41
Tabelle 6:	Kritische Gradienten nach Lane (in Davidenkoff 1970).....	41
Tabelle 7:	Kritische Gradienten nach Chugaev (in Davidenkoff 1970)	42
Tabelle 8:	Ergebnisse des Augmented Dickey-Fuller-Tests für die untersuchten Talsperren.....	88
Tabelle 9:	Durchschnittliche Jährlichkeit des Dammversagens je Versagensart in Abhängigkeit der Dammzonierung und der Betriebsdauer nach <i>Foster et al. (2000a)</i>	106
Tabelle 10:	Jährliche Wahrscheinlichkeit des Dammversagens durch <i>piping</i>	108
Tabelle 11:	Übersicht über die zur Auswertung verfügbaren Messstellen.....	112
Tabelle 12:	An der TWT Frauenau erhobene Messdaten	116
Tabelle 13:	Am Sylvensteinspeicher erhobene Messdaten zur Dammüberwachung	139
Tabelle 14:	Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen mit dem Seewasserstand, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1996-2011 (Darstellung analog <i>Aufleger und Strobl (1996)</i>).....	141
Tabelle 15:	Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen mit dem Seewasserstand, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1989-1995 (<i>Aufleger und Strobl 1996</i>)	141
Tabelle 16:	Mittlere Reaktionszeit [in Tagen] der Porenwasserdruckmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1996-2011 (Darstellung analog <i>Aufleger und Strobl (1996)</i>).....	142
Tabelle 17:	Mittlere Reaktionszeiten [in Tagen] der Porenwasserdruckmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1989-1995 (<i>Aufleger und Strobl 1996</i>)	142
Tabelle 18:	Als Dummy-Variablen bei der Regressionsanalyse berücksichtigte Einzelereignisse	144
Tabelle 19:	Änderung der zeitlichen Abhängigkeit der Dammmessstellen aufgrund äußerer Einwirkungen	153
Tabelle 20:	Messeinrichtungen am Windachspeicher	163
Tabelle 21:	Am Windachspeicher erhobene Messdaten	164
Tabelle 22:	Übersicht über die hydrometrischen Messeinrichtungen an der Brombachhauptsperrre	177

Tabelle 23:	Aufteilung der Messstellen auf die beiden Messanlagen	178
Tabelle 24:	Übersicht über die Sickerwasserabflussmessstellen an der Brombachhauptsperre	180
Tabelle 25:	An der Brombachhauptsperre vorhandene Messstellen	181
Tabelle 26:	Dummy-Variablen zur Regressionsanalyse der Messstellen an der Brombachhauptsperre	198
Tabelle 27:	An der TS Dornau erhobene Messdaten	214
Tabelle 28:	Als Dummy-Variablen bei der Regressionsanalyse berücksichtigte Einzelereignisse	220

Verwendete Formelzeichen und Symbole

Großbuchstaben

A	Fläche	m^2
AIC	An Information Criterion	-
$A_{50,vorh}$	vorhandenes Abstandsverhältnis $\frac{D_{50}}{d_{50}}$	-
$A_{50,zul}$	zulässiges Abstandsverhältnis $\frac{D_{50}}{d_{50}}$	-
C_e	Proportionalitätskonstante	s/m
C_H	Empirischer Koeffizient nach Hazen	-
D^*	sedimentologischer Korndurchmesser	-
D_i	Cook-Distanz für die i -te Beobachtung	-
F	Kraft	kN
F	F-Wert zur Prüfung der Regressionsfunktion	-
FF	Formfaktor	-
I	Erosionsratenindex	-
I_{SF}	Selbstfiltrationsindex	-
K	Permeabilität	m^2
L	Länge	m
O_s	spezifische Oberfläche	m^2
R	Reibungskraft	kN
R^2	Bestimmtheitsmaß	-
$\bar{R}^2$	korrigiertes Bestimmtheitsmaß	-
Re	Reynoldszahl	-
Re_h	hydraulische Reynoldszahl	-
Re_K	Partikel-Reynolds-Zahl	-
Re_*	Korn-Reynoldszahl	-
S	Hotelling-Pabst-Teststatistik	-
S_r	Sättigungsgrad	-
T	Tortuosität	-
U	Ungleichförmigkeit	-
V	Volumen	m^3
V_F	Feststoffvolumen	m^3
V_P	Porenvolumen	m^3
Y	Erhobene (gemessene) Daten	-

Kleinbuchstaben

c_D	Widerstandsbeiwert	-
d_{10}	Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang	m
d_{15}	Korndurchmesser bei 15 % Siebdurchgang	m
d_{17}	Korndurchmesser bei 17 % Siebdurchgang	m
d_{30}	Korndurchmesser bei 30 % Siebdurchgang	m
d_{50}	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang	m
d_{60}	Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang	m
d_{85}	Korndurchmesser bei 85 % Siebdurchgang	m
d_{90}	Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang	m
d_K	Kugeldurchmesser	m
$\bar{d}_P$	hydraulisch äquivalenter Porendurchmesser	m
d_s	größtes suffusionsanfälliges Korn	m
d_w	wirksamer Korndurchmesser	m
d_*	dimensionsloser Partikeldurchmesser	-
e	Porenzahl	-
i	hydraulischer Gradient	-
k_D	Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
m	Masse	kg
m_d	Trockenmasse	kg
n	Porenanteil	-
n	Stichprobenumfang	-
r_{SP}	Korrelationskoeffizient nach Spearman	-
r_{xy}	Bravais-Pearson-Korrelationskoeffizient	-
t	t-Wert zur Prüfung des Korrelationskoeffizienten	-
v	Geschwindigkeit	m/s
v_f	Filtergeschwindigkeit	m/s
$\bar{v}_p$	mittlere Porengeschwindigkeit	m/s
v_r	Relativgeschwindigkeit	m/s
$v_{R,krit}$	kritische Relativgeschwindigkeit für Materialtransport	m/s
v_S	Sinkgeschwindigkeit	m/s
v_*	dimensionslose Partikelsinkgeschwindigkeit	-
v_*	kritische Schubspannungsgeschwindigkeit	m/s
w	Geschwindigkeit im Rohrquerschnitt	m/s
w	Wassergehalt	-
$\hat{y}_i$	Modellanpassung des i-ten Beobachtungspunktes	-

Griechische Buchstaben

α, β	Winkel	°
α, β	Regressionskoeffizienten	-
$\hat{a}, \hat{b}$	Kleinste-Quadrate-Schätzer	-
γ	Wichte	kN/m ³
γ_W	Wichte des Wassers	kN/m ³
ε	Fehlerterm	-
$\hat{\varepsilon}_i$	geschätzte Fehlergröße	-
$\dot{\varepsilon}_t$	Erosionsrate	kg·m ² /s
η	dynamische Viskosität	N·s/m ²
θ	Schleppspannungsbeiwert (Shields-Parameter)	-
κ	Abstandskennzahl	-
κ^*	Kozeny-Carman Konstante	-
λ	Widerstandsbeiwert	-
ν	kinematische Viskosität	m ² /s
ρ	Dichte	t/m ³
ρ_d	Trockendichte	t/m ³
ρ_s	Korndichte	t/m ³
$\hat{\sigma}$	Standardfehler	-
τ_c	kritische Schubspannung	N/m ²
τ_t	hydraulische Schubspannung	N/m ²
φ	Winkel	°
Φ	Reibungswinkel	°

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Talsperren sind ingenieurtechnisch komplexe Bauwerke, die dem Aufstau von Gewässern dienen, um diese für den Menschen nutzbar zu machen. Sie werden weltweit neben der Stromerzeugung vor allem für die Trinkwasserversorgung und Bewässerung benötigt, aber auch zum Hochwasserschutz und zur Sicherstellung von Mindestwasserführungen in Gewässern. Die durch den Aufstau entstandenen Seen werden von der Bevölkerung - mit Einschränkungen bei Trinkwassertalsperren - oftmals intensiv für Freizeit und Erholung genutzt.

Fast zwangsläufig mit dem Bau einer Talsperre verbunden ist jedoch auch eine beträchtliche Erhöhung des vorhandenen Gefährdungspotenzials für deren Unterlauf, sodass im Versagensfall des Staubauwerkes mit größten Schäden zu rechnen ist. Staudämme als eine Art der Absperrbauwerke für Talsperren sind weltweit seit Jahrhunderten gängige Praxis. Gerade im Bereich der großen Talsperren der Talsperrenklasse 1 nach *DIN 19700-11:2004-07*, mit einem Absperrbauwerk > 15 m über dem tiefsten Punkt der Gründungssohle und/oder einem Gesamtstauraum von über 1 Million m³, sind die heute vorhandenen Staudämme meist anspruchsvolle Ingenieurbauwerke mit mehreren aufeinander abgestimmten und filterstabil angeordneten Zonen.

Um die Bauwerkssicherheit einer Talsperre zu gewährleisten, ist eine kontinuierliche und gewissenhafte Überwachung unerlässlich und ein elementarer Bestandteil der Sicherheitsphilosophie der Stauanlagenbetreiber. Dabei ist das Hauptaugenmerk, neben erwartungsgemäßen - im Regelfall reversiblen - Bauwerksverschiebungen und Verformungen bei Auf- und Abstauvorgängen, vor allem auf die Strömungsverhältnisse durch, unter und um das Absperrbauwerk zu legen. Der wasserseitig vorhandene Staudruck soll sich bei einer funktionierenden Dichtungsebene vollständig innerhalb derselben abbauen, um den Beginn materialumlagernder oder erosiver Prozesse im Inneren des Bauwerks sicher ausschließen zu können. Gerade bei geschütteten Staudämmen sind Veränderungen in der Durchsickerung sowie eine Zunahme der Unter- oder Umströmung Indizien für eine Verschlechterung des Dichtungselements oder der Untergrundabdichtung, und können unter Umständen verheerende Folgen bis hin zum Systemversagen nach sich ziehen.

Um die Lage der Sickerlinie abschätzen und die Menge des Sickerwassers quantifizieren zu können, sind an den schon länger in Betrieb befindlichen Staudämmen neben Porenwasserdruckgebern meist Grundwasserstandrohre und Standrohrpiezometer sowie luftseitige Sickerwassersammelsysteme installiert. Bei neueren Dammbauwerken können zusätzlich faseroptische Leckageortungssysteme installiert sein. Die zusätzliche Anordnung von Kontrollgängen u.a. zur Sickerwasserabflussmessung ist dabei vor allem in Europa weit verbreitet. Im Ge-

gensatz dazu wird in Asien oder Südamerika meist auf die Anordnung eines Kontrollgangs verzichtet (*Aufleger 2010*). Ob eine direkte Sickerwasserfassung und -abflussmessung zur Beurteilung der Durchsickerung und damit zur Beurteilung der Sicherheit eines bestehenden Staudammes in jedem Fall zwingend notwendig ist, oder ob durch indirekte Messverfahren der Zustand des Bauwerks ebenfalls hinreichend abgesichert bewertet werden kann, soll im Rahmen dieser Arbeit diskutiert werden.

1.2 Ziel und Methode der Arbeit

Ziel der Arbeit soll es sein, Kriterien zu definieren, welche die Nachrüstung einer direkten Sickerwasserfassung bei einem bestehenden Dammbauwerk sinnvoll oder gar notwendig erscheinen lassen, um dieses gewissenhaft überwachen zu können. Dabei wird zwischen der Überwachung des langfristigen Verhaltens der Talsperre und der Überwachung schnell ablaufender Schadensfälle differenziert.

Gerade bei schon länger in Betrieb befindlichen Staudämmen ist oft keine adäquate Sickerwasserabflussmessung vorhanden und eine entsprechende Nachrüstung - wenn überhaupt - nur mit hohem technischen und finanziellen Aufwand realisierbar. Die Beantwortung der Frage, unter welchen Umständen die Überwachung von Bestandsanlagen auch ohne direkte Sickerwassermessung gerechtfertigt und in hoher Qualität möglich ist, bildet den Kern der Arbeit.

Um derartige Entscheidungshilfen zu erarbeiten, werden die Messdaten von fünf bayerischen Staudämmen zur Überwachung der Durchsickerung herangezogen und die aufgezeichneten Zeitreihen statistisch ausgewertet. Bei den untersuchten Anlagen handelt es sich um die Trinkwassertalsperre Frauenau, die Brombachhauptsperrre, die Talsperre Dornau sowie den Sylvenstein- und den Windachspeicher. Alle betrachteten Talsperren unterscheiden sich hinsichtlich der jeweils vorherrschenden Geologie, ebenso in ihrer Zweckbestimmung sowie in ihrer Höhen- und Längenausdehnung. Dementsprechend ist auch die Dichte der Messausstattungen sehr unterschiedlich. Während die Brombachhauptsperrre und die Trinkwassertalsperre Frauenau zudem einen Kontrollgang mit direkter Sickerwasserfassung besitzen, sind am Windachspeicher lediglich Drainageleitungen in den luftseitigen Filterschichten verlegt, die diese bei Bedarf entwässern sollen. An der Talsperre Dornau sowie am Sylvensteinspeicher war im Auswertzeitraum keine funktionsfähige Sickerwasserfassung vorhanden.

Im Zuge der Datenanalyse soll in einem ersten Schritt anhand der erhobenen Messwerte untersucht werden, ob mit den derzeit vorhandenen Messausstattungen der Druckabbau über den Dammquerschnitt und im Untergrund gut nachvollzogen werden kann. Dazu werden die Zeitreihen der einzelnen Messstellen mit Hilfe von Korrelations- und Regressionsanalysen statistisch ausgewertet und die jeweils auf die Messstellen wirkenden Einflussfaktoren identifiziert. In einem zweiten Schritt soll die Frage geklärt werden, ob die vorhandene Messausstattung für die an den Talsperren vorherrschenden Randbedingungen ausreichend ist und die Betriebszustände belastbar überwacht werden können. Zudem sollen die Ergebnisse der direk-

ten Sickerwasserabflussmessungen diskutiert und im Hinblick auf die Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes bewertet werden.

Die Antworten auf die Fragen, unter welchen Randbedingungen eine direkte Sickerwasserfassung sinnvoll bzw. erforderlich sein kann, und unter welchen Voraussetzungen auch durch indirekte Messverfahren - wie etwa Porenwasserdruckentwicklungen - hinreichend abgesicherte Aussagen über die Bauwerkssubstanz getroffen werden können, sollen aufgrund der Ergebnisse der hier vorliegenden Untersuchungen gegeben werden. Abschließend werden auch die Fragen diskutiert, welchen Vorteil die Anordnung eines Kontrollgangs für die Messung von Sickerwasserabflüssen mit sich bringt und welche Dichte an Messquerschnitten bei fehlender Sickerwasserabflussmessung angemessen erscheint.

1.3 Struktur der Arbeit

Da für die Beurteilung der Standsicherheit eines Staudammes die geohydraulischen Vorgänge, die zum Versagen des Bauwerkes führen können, von elementarer Bedeutung sind, werden in Kapitel 2 zunächst die Grundlagen hierzu vorgestellt. Dies schließt neben den Grundlagen über Sickerströmungen in porösen Medien auch die Voraussetzungen für den Beginn und den Ablauf erosiver Vorgänge in Böden ein.

Das folgende Kapitel 3 soll neben den verschiedenen Arten der strömungsbedingten Bodendeformation auch die geometrischen und hydraulischen Kriterien zu deren Vermeidung beleuchten. Zum Abschluss des Kapitels folgen sowohl eine Darstellung der Einflussfaktoren, die derartige Prozesse begünstigen, als auch eine Betrachtung der zeitlichen Abfolge der maßgebenden Versagensarten.

Die unterschiedlichen Bauweisen von Staudämmen, die Vor- und Nachteile bei der Anordnung von Kontrollgängen sowie die unterschiedlichen Möglichkeiten zur Überwachung werden in Kapitel 4 erläutert. Hierbei werden sowohl kontinuierliche (Standard-)Verfahren, wie zum Beispiel Porenwasserdruckmessungen, als auch Spezialanwendungen für Sonderuntersuchungen näher beleuchtet. Hier seien beispielhaft etwa die Geoelektrik oder die Refraktionsseismik genannt.

In Kapitel 5 werden die zur Datenauswertung herangezogenen statistischen Analysemethoden vorgestellt, ohne deren Kenntnis ein Nachvollziehen der Ergebnisse nicht ohne Weiteres möglich ist. Auch die verwendeten statistischen Testverfahren werden im Rahmen dieses Kapitels beschrieben.

Die Kapitel 6 und 7 stellen den Kern der vorliegenden Arbeit dar. Hier werden zunächst die einzelnen Talsperren hinsichtlich ihres Absperrbauwerks, der vorhandenen Geologie und ihrer Betriebsweise beleuchtet und deren Wahrscheinlichkeit für schnell ablaufende Versagensfälle qualitativ bewertet. In Kapitel 7 folgen die Vorstellung der jeweiligen Messausstattung und die Ergebnisse der Datenauswertungen. Zudem werden die Auswirkungen der Schlitzwandbauar-

beiten am Sylvensteindamm im Jahr 2012 auf die Bauwerksüberwachung dargestellt und diskutiert.

Im letzten Kapitel werden die aus der Datenauswertung abgeleiteten Erkenntnisse vorgestellt. Auf dieser Grundlage findet die Diskussion im Hinblick auf die Zuverlässigkeit der vorhandenen Messstellen und die Notwendigkeit der Nachrüstung einer direkten Sickerwasserfassung an einem bestehenden Staudamm statt. Hierbei soll eine Entscheidungshilfe für die Bewertung der Notwendigkeit einer direkten Sickerwassermessung in Abhängigkeit der vorliegenden Randbedingungen gegeben werden. Weiter werden die Problematik der Sickerwasserabflussmessung ohne einen Kontrollgang diskutiert sowie Empfehlungen zur Dichte der erforderlichen Messquerschnitte und deren Ausstattung für bestehende Staudämme mit und ohne Sickerwasserabflussmessung abgegeben.

2 Geohydraulische Grundlagen

2.1 Mehrphasensystem Boden

Böden sind Mehrphasensysteme, bestehend aus den festen Bodenteilchen sowie einer gasförmigen und einer flüssigen Phase. Die gasförmige Phase ist in der Regel die zwischen den festen Teilchen vorhandene Bodenluft (einschließlich Wasserdampf), während die flüssige Phase das dort vorhandene Wasser darstellt. Dieser Zustand trifft in der Regel auf Böden oberhalb des Grundwasserspiegels zu. Böden unterhalb des Grundwasserspiegels weisen in der Regel nur noch zwei Phasen auf, da die Hohlräume zwischen den festen Bodenteilchen komplett mit Wasser gesättigt sind.

Die Dichte ρ eines feuchten Erdstoffs errechnet sich nun aus der Masse bezogen auf das zugehörige Volumen.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad \text{Gl. 2-1}$$

Die Korndichte ρ_s ergibt sich aus dem Verhältnis der Trockenmasse der festen Bestandteile des Bodens im Verhältnis zum Verdrängungsvolumen dieser festen Phase.

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_k} \quad \text{Gl. 2-2}$$

Die Trockendichte ρ_d eines Erdstoffs resultiert folglich aus dem Verhältnis der Trockenmasse zum zugehörigen Volumen.

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Eine Maßzahl zur Beurteilung der Gleichförmigkeit der Körner eines Bodens ist die aus der Sieblinie zu ermittelnde Ungleichförmigkeitszahl U . Mit ihrer Hilfe können eng und weit gestufte Böden unterschieden und hinsichtlich ihrer Verdichtbarkeit beurteilt werden. Sie ergibt sich aus dem Verhältnis der Korngrößen bei 60 % und 10 % Siebdurchgang.

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Gl. 2-4}$$

Bei einer Ungleichförmigkeitszahl < 5 spricht man von gleichförmigen, bei Werten > 15 von sehr ungleichförmigen Böden. Böden mit Ungleichförmigkeitszahlen zwischen 5 und 15 werden als ungleichförmig bezeichnet.

Der für Wasser oder Luft zur Verfügung stehende Hohlraumgehalt zwischen den festen Bodenteilchen kann sowohl anhand des Porenanteils n (auch als Porosität bezeichnet) als auch durch die Porenzahl e angegeben werden.

$$n = \frac{\text{Gesamt volumen} - \text{Feststoff volumen}}{\text{Gesamt volumen}} = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Gesamt volumen}} = \frac{V - V_F}{V} = \frac{V_P}{V} \quad \text{Gl. 2-5}$$

$$e = \frac{\text{Gesamt volumen} - \text{Feststoff volumen}}{\text{Feststoff volumen}} = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Feststoff volumen}} = \frac{V_P}{V_F} \quad \text{Gl. 2-6}$$

Somit kann aus dem Porenanteil n die Porenzahl e ermittelt werden und umgekehrt.

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{Gl. 2-7}$$

bzw.

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{Gl. 2-8}$$

In Versuchen haben *Beyer und Schweiger (1969)* ermittelt, dass der Porengehalt ezeitlicher Kiese und Sande näherungsweise aus der Kornverteilung ermittelt werden kann. Eingangsgröße ist lediglich die Ungleichförmigkeit U des zu untersuchenden Bodens (Abbildung 1).

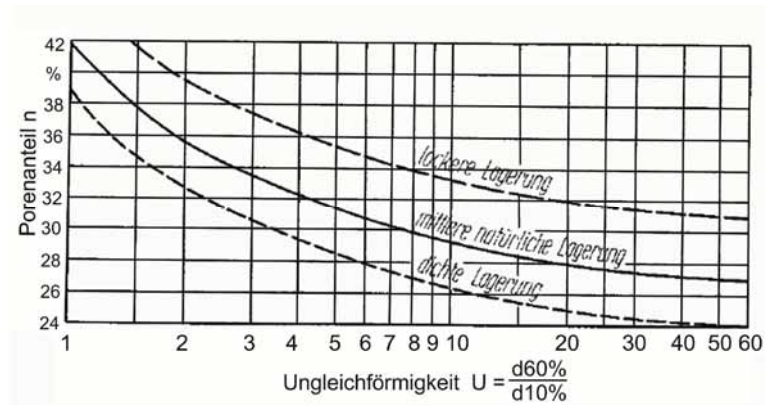


Abbildung 1: Zusammenhang zwischen Ungleichförmigkeit und Porenanteil eines Bodens (Beyer und Schweiger 1969)

Der Wassergehalt w eines teilgesättigten Bodens ergibt sich aus dem Verhältnis der Masse des enthaltenen Wassers zur Masse des trockenen Bodens.

$$w = \frac{\text{Masse des Wassers}}{\text{Masse des trockenen Bodens}} = \frac{m_w}{m_d} \quad \text{Gl. 2-9}$$

Aus dem Wassergehalt in Verbindung mit dem zur Verfügung stehenden Porenanteil kann nun der Sättigungsgrad S_r einer Bodenprobe ermittelt werden.

$$S_r = \frac{\text{Volumen des Wassers}}{\text{Volumen des Porenraums}} = \frac{V_w}{V_p} = \frac{V_w}{V_p} = w \cdot \frac{1-n}{n} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad \text{Gl. 2-10}$$

Ein Sättigungsgrad von 1,0 entspricht dabei 100 % Wassersättigung. Alle Hohlräume wären in diesem Fall mit Wasser gefüllt.

2.2 Randbedingungen bei Strömungsvorgängen in Böden

Strömungsvorgänge in Böden können nur im vorhandenen Porenraum stattfinden, wobei in der Regel nie der gesamte Porenraum zur Durchströmung zur Verfügung steht. Der Grund hierfür ist zum einen die eventuell fehlende Verbindung der Poren untereinander, zum anderen die Reduktion der zur Verfügung stehenden Porenkanalquerschnitte durch an den Bodenteil-

chen haftendes Adsorptionswasser. Dieses fest an die Gesteinsmatrix gebundene Adsorptionswasser reduziert die vorhandenen Strömungsquerschnitte in einem Maße, das vor allem bei kleinen Strömungsquerschnitten von Bedeutung ist. In direkter Nähe zum Adsorptionsfilm verhält sich das Porenwasser ähnlich einer hoch viskosen Flüssigkeit und behindert so die Durchströmung. Erst ab einer Entfernung von $5 \cdot 10^{-7}$ m vom Bodenkorn ist daher wieder mit normalen Fließeigenschaften des Wassers zu rechnen (Busch et al. 1993).

Die Ermittlung der Durchlässigkeit eines Bodens ist nicht ohne weiteres möglich. Zur rechnerischen Behandlung von Erdstoffgemischen ist es daher erforderlich, auf Modellvorstellungen in Form von Kugelmodellen zurückzugreifen. Nichtbindige Böden und Schüttungen sind im allgemeinen Fall als sogenannte heterodisperse Zufallspackungen (Mehrkugelschüttungen) anzutreffen. Die Kornzusammensetzung kann somit als uneinheitlich bezeichnet werden. Um eine Aussage über das Widerstandsverhalten eines solchen Bodens gegen Durchströmung treffen zu können, wird ein mittlerer Korndurchmesser - der wirksame Korndurchmesser d_w - ermittelt, der einer vergleichbaren homodispersen Schüttung (Einkugelschüttung mit Anordnung nach einer Strukturvorschrift) entspricht. Hierfür kann das arithmetische, geometrische oder harmonische Mittel des Erdstoffgemischs berechnet werden. Da der harmonische Mittelwert mit der spezifischen Oberfläche O_s des Erdgemisches in Verbindung steht, eignet sich dieser zur Berechnung von d_w am besten (Muckenthaler 1989).

$$d_w = \frac{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i}}{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i} / d_i} \quad \text{Gl. 2-11}$$

mit i Index der Kornklasse in den frei wählbaren Grenzen d_o und d_u
 $\Delta p_{m,i}$ Massenprozentage der jeweiligen Kornklasse i
 $1/d_i$ harmonisches Mittel aus der oberen und unteren Grenze der jeweiligen Kornklasse

Weitere charakteristische Größen für die Kennzeichnung eines nichtbindigen Erdstoffgemisches liefern die vorhandenen Porenkanäle und hierbei der minimale sowie der hydraulisch äquivalente Durchmesser, die man ebenfalls aus den Kugelmodellkonzepten ableiten kann (Busch et al. 1993). Der hydraulisch äquivalente Porenkanaldurchmesser nach Pavic ergibt sich nach Ziems (1968) zu:

$$\bar{d}_p = 0,455 \sqrt[3]{\bar{v} \cdot e \cdot d_{17}} \quad \text{Gl. 2-12}$$

Mit Kenntnis des wirksamen Korndurchmessers d_w kann in einem nächsten Schritt die Durchlässigkeit des Erdstoffs berechnet werden. Das von Darcy 1856 experimentell abgeleitete Filtergesetz verknüpft hierzu die sich einstellende Filtergeschwindigkeit v mit der Korngeometrie des Bodens.

$$v = \frac{K}{\eta} * i_p = \frac{K}{\eta} * i * \gamma_w \quad \text{Gl. 2-13}$$

mit	K	Permeabilität des Erdstoffs
	η	Viskosität des Wassers
	i_p	Druckgradient zwischen zwei Punkten
	i	hydraulischer Gradient
	γ_w	Wichte des Wassers

Die Permeabilität K kann wiederum als Funktion der Porosität n und der spezifischen Oberfläche O_s des Erdstoffes beschrieben werden (*Fand et al. 1987*).

$$K = (\kappa^* O_s^2 \alpha)^{-1}$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{(1-n^2)}{n^3} \text{ folgt}$$

$$K = \frac{n^3}{\kappa^* O_s^2 (1-n)^2} \quad \text{Gl. 2-14}$$

mit κ^* *Kozeny-Carman Konstante*

Die spezifische Oberfläche der Mehrkugelschüttung erhält man unter Zuhilfenahme des wirkamen Korndurchmessers d_w . Sie ist definiert als das Verhältnis der Oberfläche A zum Volumen V eines Materials.

$$O_s = \frac{A}{V} \quad \text{Gl. 2-15}$$

Bezogen auf eine Kugel und unter Verwendung des wirksamen Korndurchmessers ergibt sich die spezifische Oberfläche zu:

$$O_s = \frac{A}{V} = \frac{4\pi r^2}{\frac{4}{3}\pi r^3} = \frac{3}{r} = \frac{6}{d_w} \quad \text{Gl. 2-16}$$

In Gleichung 2-14 eingesetzt ergibt sich die Permeabilität folglich zu

$$K = \frac{d_w^2 n^3}{\kappa^* 36 (1-n)^2}. \quad \text{Gl. 2-17}$$

Für die *Kozeny-Carman-Konstante* sind in der Literatur verschiedene empirisch bestimmte Werte angegeben. *Carman (1956)* gibt einen Wert von 5,0 an, während von *Fand et al. (1987)* ein Wert von 5,34 empfohlen wird.

Zurückkommend auf das Darcy'sche Gesetz zur Filtergeschwindigkeit lässt sich der Ausdruck $\frac{K}{\eta} * \gamma_w$ vereinfacht als Durchlässigkeitsbeiwert k_d darstellen. Den Betrachtungen liegt eine Wassertemperatur von 10° C zugrunde, so dass die Viskosität η und auch die Wichte des Wassers γ_w in diesem Fall als Konstanten betrachtet werden können. Die Permeabilität K wiederum ist abhängig von den Stoffeigenschaften des vorliegenden Erdstoffes. Somit hängt der Durchlässigkeitsbeiwert nur noch von den Eigenschaften des vorliegenden Erdstoffes ab.

$$k_d = \frac{K}{\eta} * \gamma_w$$

Gl. 2-18

Somit vereinfacht sich das Darcy'sche Filtergesetz zu:

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

Gl. 2-19

Die Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte kann zum einen im Laborversuch nach DIN 18130 Teil 1 erfolgen, aber auch durch Pumpversuche. Eine der einfachsten Methoden, den Durchlässigkeitsbeiwert näherungsweise zu bestimmen, geht auf die Untersuchungen von *Hazen* zurück. Dieser hat den Durchlässigkeitsbeiwert k_D aus der Kornverteilungskurve abgeschätzt und bei Versuchen zur Ermittlung der Reibung von Wasser in Sand festgestellt, dass der wirksame Korndurchmesser d_w in etwa dem Durchmesser d_{10} bei 10 % Siebdurchgang entspricht. Nach den Untersuchungen von *Hazen* (1900) lässt sich folgender Zusammenhang herstellen:

$$k_D = C_H \cdot d_{10}^2 \approx 0,0116 * d_{10}^2; d_{10} \text{ in [mm]}, k \text{ in [m/s]}$$

Gl. 2-20

mit C_H empirischer Koeffizient nach *Hazen*

Da diese Beziehung für Sandfilter ermittelt wurde, sollte die Anwendung auf Sande und Kiese mit $U < 5$ beschränkt bleiben. *Terzaghi und Peck* (1961) geben die Spannweite von C_H mit 100 - 150 an. In weiteren Literaturquellen finden sich für den Koeffizienten allerdings noch weitaus größere Schwankungsbreiten. So liegt C_H je nach Autor zwischen 1 und 1000 (*Carrier* 2003).

Beyer (1964) erbrachte durch Auswertung einer Vielzahl von Einzeluntersuchungen den Nachweis, dass eine Beziehung zwischen dem wirksamen Korndurchmesser d_w und dem Durchmesser d_{10} in Verbindung mit der Ungleichförmigkeit U eines Erdstoffes besteht.

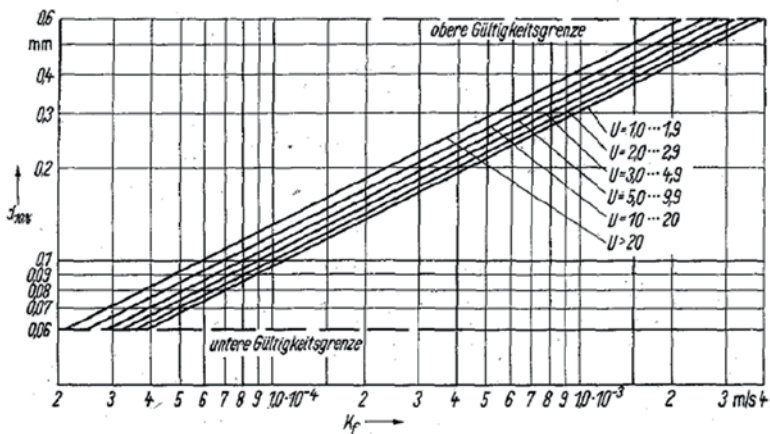


Abbildung 2: Zusammenhang zwischen dem d_{10} , der Ungleichförmigkeit U und dem Durchlässigkeitsbeiwert nach *Beyer* (1964)

Die von *Beyer* aufgestellte Formel zur Ermittlung des Durchlässigkeitskoeffizienten besitzt jedoch nur Gültigkeit für Sande mit $0,06 \text{ mm} < d_{10} < 0,6 \text{ mm}$ sowie Ungleichförmigkeiten von $U < 20$. Je nach Ungleichförmigkeit errechnet sich dann der Durchlässigkeitsbeiwert (*Wittmann 1980*).

$$k_D = 60 \div 100 \cdot d_{10}^2 \text{ [cm]} \quad \text{Gl. 2-21}$$

Für vereinfachte Abschätzungen wird von *Wittmann* das Verfahren nach *Beyer* empfohlen. *Wittmann (1980)* selbst liefert einen weiteren Ansatz zur Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes.

$$k_D = \left(\frac{1}{180 \div 270} \right) \cdot \frac{n^3 \cdot \gamma_w}{(1-n)^2 \cdot \eta} \cdot d_w^2 \quad \text{Gl. 2-22}$$

Carrier (2003) empfiehlt die Verwendung der Formel von *Kozeny-Carman*, um den Durchlässigkeitsbeiwert eines porösen Mediums zu ermitteln.

$$k_D = \left(\frac{\nu}{\eta} \right) \cdot \left(\frac{1}{\kappa} \right) \cdot \left(\frac{1}{O_S^2} \right) \cdot \left[\frac{n^3}{(1+n)} \right] \quad \text{Gl. 2-23}$$

Für eine Wassertemperatur von 20° C und bei Verwendung der *Kozeny-Carman-Konstanten* $\kappa = 5$ und der spezifischen Oberfläche $O_S = \frac{6}{d_w}$ vereinfacht sich die Formel zu

$$k_D = 522 \cdot d_w^2 \cdot \left[\frac{n^3}{(1+n)} \right]. \quad \text{Gl. 2-24}$$

Im Gegensatz zur Formel nach *Hazen* besitzt die Formel von *Kozeny-Carman* auch noch für tonige Böden Gültigkeit (*Aubertin et al. 2005*). Einschränkend aber gilt, dass bei der Durchströmung des porösen Mediums *Darcy-Bedingungen* vorliegen müssen, d.h. laminares Strömen mit niedrigen Fließgeschwindigkeiten. Dies trifft bei der Durchströmung von Schluff, Sand und kiesigem Sand zu. Wenn die Porengrößen und die Geschwindigkeit zunehmen, müssen turbulente Strömungen und die auftretenden Trägheitskräfte berücksichtigt werden. Dies gilt bei der Durchströmung von Kies und größeren Erdstoffen.

Die Abgrenzung bestimmter Strömungsregime erfolgt mit Hilfe der dimensionslosen Reynoldszahl. Sie ist definiert als das Verhältnis von Trägheits- zu viskosen Reibungskräften. Dabei weisen kleine Reynoldszahlen auf laminare Fließbedingungen hin, die Reibungskräfte dominieren diesen Fließzustand. Große Reynoldszahlen, bei denen die Trägheitskräfte immer stärkeren Einfluss bekommen, sind das Merkmal turbulenter Strömungsregime. Für Rohrströmungen ist die Reynoldszahl definiert als:

$$Re = \frac{\text{Trägheitskraft}}{\text{Reibungskraft}} = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\eta} = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad \text{Gl. 2-25}$$

mit d Rohrdurchmesser
 η dynamische Viskosität
 ν kinematische Viskosität

Übertragen auf die Durchströmung poröser Medien ergibt sich die hydraulische Reynoldszahl nach *Pärnt (1986)* zu

$$Re_h = \frac{Re}{(1-e)} = \frac{v_f \cdot d_w}{\nu \cdot (1-e)} \quad \text{Gl. 2-26}$$

Eine von *Forchheimer (1901)* durchgeführte Untersuchung, in deren Rahmen auch Daten anderer Forscher ausgewertet wurden, zeigt, dass das Darcy'sche Gesetz nur für bestimmte Strömungszustände Gültigkeit besitzt. Liegen diese Randbedingungen nicht vor, so verhalten sich der Druckgradient und die Filtergeschwindigkeit nicht mehr direkt proportional. Dies tritt bereits bei Reynoldszahlen von > 1 auf. *Forchheimer* gibt für diese Fälle daher einen erweiterten Ansatz zur Berechnung der Filtergeschwindigkeit an.

$$\alpha = av + bv^2 \quad \text{Gl. 2-27}$$

mit α Gefälle bzw. Druckgradient

a, b Konstanten

Der erste Term beschreibt hierbei die durch die Viskosität des Fluids hervorgerufenen Energieverluste, der zweite Term die kinetischen Energieverluste bei turbulenten Verhältnissen. Die beiden Konstanten a und b sind hierfür empirisch zu ermitteln und variieren dabei in Abhängigkeit von den Eigenschaften des durchströmten Erdstoffs sowie in Abhängigkeit vom durchströmenden Fluid. Der Einfluss der Temperatur des Fluids wurde in die Auswertung ebenfalls mit einbezogen.

Dybbbs und Edwards (1984; in Burcharth und Andersen 1995) führten Modelversuche zum Durchströmen poröser Medien durch und konnten vier Fließregime identifizieren:

- *Darcy-Regime*: Tritt auf bei Reynoldszahlen < 1 . Die vorherrschenden laminaren Strömungsverhältnisse werden durch die Viskosität des Fluids und die vorhandenen Reibungskräfte bestimmt. Die Geschwindigkeitsverteilung ist abhängig von der Geometrie der Porenkanäle und zwischen dem Druckgradienten und der Filtergeschwindigkeit besteht ein linearer Zusammenhang. Ab einer Reynoldszahl von etwa 1 entwickeln sich Grenzschichten zwischen der flüssigen Phase und dem durchströmten Medium.
- *Forchheimer-Regime*: Dieses Strömungsregime beginnt bei Reynoldszahlen zwischen 1 und 10 und ist bis zu Reynoldszahlen von etwa 150 zu beobachten. Hier bilden sich zwischen den ausgeprägten Grenzschichten Strömungskanäle aus, die mit zunehmender Reynoldszahl anwachsen. Trägheitskräfte dominieren hier das Strömungsgeschehen. Im Forchheimer Regime herrschen laminare Strömungsbedingungen, jedoch besteht - wie von *Forchheimer (1901)* postuliert - kein linearer Zusammenhang mehr zwischen Druckgradient und Filtergeschwindigkeit.
- *Übergangsregime*: Das Übergangsregime weist im Gegensatz zur Forchheimer-Strömung ein unregelmäßiges laminares Verhalten auf und beginnt in turbulentes

Strömen überzugehen. An seiner Obergrenze herrschen vollständig turbulente Strömungsverhältnisse. Es tritt bei Reynoldszahlen zwischen 150 und 300 auf, die Obergrenze dieses Strömungszustandes kann aber bis zu Reynoldszahlen von 600 bis 800 reichen, abhängig vom durchströmten Medium und den Fließbedingungen (*Trussel und Chang 1999*). Auch hier ist die Forchheimer-Gleichung anwendbar, jedoch ist eine Anpassung der beiden Konstanten notwendig.

- *Turbulentes Regime*: Die Strömung bei Reynoldszahlen > 300 ist durch ein sehr unregelmäßiges, turbulentes Strömen in den Porenräumen charakterisiert. Ab Reynoldszahlen von etwa 800 können alle Strömungsanteile als turbulent angesehen werden.

Tabelle 1: Einteilung der vier Strömungszustände in porösen Medien (*Trussel und Chang 1999*)

	Re ~ 1	Re ~ 100	Re ~ 800
Darcy Regime	Forchheimer Regime		Turbulentes Regime
Darcy-Strömung, keine Trägheitseinflüsse	Laminare Strömen, Trägheitseinflüsse nehmen zu		Strömung gänzlich zufällig und unregelmäßig
$i = \frac{v}{k}$	$i = a_F v + b_F v^2$		$i = a_T v + b_T v^2$
	Übergangsregime		
	Von Trägheitskräften dominiertes Strömen mit zunehmend zufälligen, unregelmäßigen Strömungsanteilen		

In verschiedenen Untersuchungen wurde versucht, die beiden Konstanten a und b der *Forchheimer-Gleichung* näher zu bestimmen. Die Größe von a ist dabei sowohl von den Eigenschaften des porösen Mediums als auch von den Eigenschaften des Fluids abhängig und beschreibt die Energieverluste durch Reibung zwischen flüssiger und fester Phase. Der Parameter b hingegen hängt nur noch von den Eigenschaften des porösen Mediums ab. *Ergun (1952)* entwickelte einen Ansatz, der sich allerdings wieder mit zwei Konstanten A und B behilft, die empirisch bestimmt werden müssen.

$$-i = A \cdot \frac{(1-n)^2}{n^3} \cdot \frac{v}{d_w} \cdot v + B \cdot \frac{(1-n)}{n^3} \cdot \frac{\rho}{d_w} \cdot v^2 \quad \text{Gl. 2-28}$$

Umformen der Gleichung führt zur vereinfachten Form (*Fand et al. 1987*)

$$\frac{-i d_w}{v} = C_1 d_w + C_2 Re \quad \text{Gl. 2-29}$$

mit

$$C_1 d = A \cdot \frac{(1-n)^2}{n^3 d_w}, C_2 = B \cdot \frac{(1-n)}{n^3 d_w} \text{ und } Re = \frac{d_w v \rho}{\nu}$$

Ergun ermittelte für die beiden Konstanten A und B Werte von 150 und 1,75. Im weiteren Verlauf gab es eine Vielzahl weiterer Untersuchungen zur Bestimmung dieser beiden von *Ergun* ermittelten Konstanten. So analysierten *Fand et al. (1987)* die *Ergun-Konstanten* sowohl für Darcy- und Forchheimer-, als auch für turbulente Strömungsregime. Die ermittelten Konstanten A und B für Darcy- und Forchheimer-Strömungsregime nach *Fand et al.* betragen 182 und 1,92. Die für turbulente Strömungsverhältnisse ermittelten Konstanten A' und B' ergaben

sich hier zu 225 und 1,61. *Comiti und Renaud* beispielsweise (1989, in *Dukhan et al. 2014*) ermittelten für Kugelpackungen für A und B Werte von 141 bzw. 1,63, während *McDonald* (1997, in *Dukhan et al. 2014*) mit 180 für A im Bereich von *Fand et al.* liegt. Allerdings empfiehlt *McDonald*, anstelle der Verwendung von n^3 , die Verwendung von $n^{3,6}$ und gibt für B eine Spanne von 1,8 bis 4,0 an, in Abhängigkeit von der Rauheit der Partikel des porösen Mediums.

Sidiropoulou et al. (2007) untersuchten weitere in der Literatur vorhandene Ansätze zur Bestimmung der beiden Konstanten. Hierfür wurden die theoretischen Ansätze mit empirischen Daten verglichen und statistisch ausgewertet. Die Verwendung des Ansatzes von *Ergun* wird hier lediglich zur Ermittlung des Koeffizienten a empfohlen. Zusammenfassend empfehlen die Autoren die Verwendung des Ansatzes nach *Kadlec und Knight* (1996, in *Sidiropoulou et al. 2007*).

$$a = \frac{1}{K} = \frac{255\nu(1-n)}{gn^{3,7}d_w^2} \quad \text{Gl. 2-30}$$

$$b = \frac{2(1-n)}{gn^3d_w} \quad \text{Gl. 2-31}$$

Hill und Koch (2002, in *Sidiropoulou et al. 2007*) ermittelten einen Ansatz mit Hilfe von dreidimensionalen Strömungssimulationen. Sie geben daher Berechnungsansätze in Abhängigkeit des vorliegenden Strömungsregimes an.

Für $10 < Re < 80$

$$a = \frac{6570\nu(1-n)}{gd_w^2} \quad \text{Gl. 2-32}$$

$$b = \frac{98,1(1-n)}{gd_w} \quad \text{Gl. 2-33}$$

und für $Re > 80$

$$a = \frac{8316\nu(1-n)}{gd_w^2} \quad \text{Gl. 2-34}$$

$$b = \frac{88,65(1-n)}{gd_w} \quad \text{Gl. 2-35}$$

2.3 Strömungsvorgänge und Materialtransport in Böden und geschütteten Erdstoffen

2.3.1 Porenkanalgeometrie und mittlere Porengeschwindigkeit

Die bisher betrachtete Filtergeschwindigkeit v_f beschreibt den Mittelwert der Geschwindigkeit des durchströmenden Fluids durch ein poröses Medium. Sie wird ausgedrückt als Quotient des Volumenstroms Q zur senkrecht zur Strömungsrichtung liegenden Fläche A . Diese Querschnittsfläche umfasst dabei neben den durchströmten Poren auch die festen Partikel des porösen Mediums. Somit ist die zur Durchströmung tatsächlich zur Verfügung stehende Fläche deutlich kleiner und in der Folge die mittlere Geschwindigkeit entsprechend größer. Eine Korrektur kann durch die Berücksichtigung des zur Durchströmung verfügbaren Porenraumes

erfolgen. Bei Annahme gerader Porenkanäle ergibt sich die mittlere Geschwindigkeit zu (*Wittmann 1980*):

$$w = \frac{v_f}{n} \quad \text{Gl. 2-36}$$

In der Regel verlaufen die Porenkanäle eines Erdstoffes allerdings nicht gerade, sondern sind mehr oder weniger stark gewunden. Ein Maß für die Stärke dieser Gewundenheit ist die Tortuosität T . *Bear (1972)* definiert die Tortuosität als das Quadrat des Verhältnisses des kürzesten Abstands L zwischen zwei Punkten zur tatsächlichen, durch die gewundenen Porenkanäle zurückzulegenden, Länge L_e .

$$T = \left(\frac{L}{L_e}\right)^2 \quad \text{Gl. 2-37}$$

Bei *Wittmann (1980)* wird die Tortuosität als das einfache Verhältnis zwischen L und L_e angegeben. Er empfiehlt als vereinfachten Ansatz zur Abschätzung der Tortuosität einen Rückgriff auf das Kugelmodell. Demnach ergibt sich die Tortuosität aus dem Quotienten aus Kugeldurchmesser und halbem Kugelumfang.

$$T = \frac{d}{\frac{1}{2}\pi d} = \frac{2}{\pi} = 0,63662 \quad \text{Gl. 2-38}$$

Aufgrund der größeren Länge der gewundenen gegenüber den geraden Porenkanälen, ergibt sich für T immer ein Wert < 1 . Unter Berücksichtigung der Tortuosität kann nun die mittlere Porengeschwindigkeit $\bar{v}_p$ mit Hilfe der Filtergeschwindigkeit ermittelt werden (*Wittmann 1980*).

$$\bar{v}_p = \frac{v_f}{n \cdot T} \quad \text{Gl. 2-39}$$

Die tatsächlich in einem porösen Medium auftretenden Porengeschwindigkeiten können auch größer sein als die mittlere Porengeschwindigkeit, da die Porengeometrie über die durchströmte Länge variiert.

2.3.2 Voraussetzung für Materialtransport

Der Materialtransport in porösen Medien hängt im Wesentlichen von zwei Haupteinflussfaktoren ab. Zum einen muss die Geometrie des vorliegenden Korngerüsts den Transport von Bodenpartikeln durch die Porenkanäle grundsätzlich ermöglichen. Zum anderen bedarf es einer entsprechenden Strömungsgeschwindigkeit, durch die der Bewegungsbeginn der Bodenpartikel initiiert wird. Zu diesem Forschungsthema wurde bereits eine Vielzahl von Untersuchungen durchgeführt, aus denen jeweils empirische Beziehungen für den Beginn von Transportvorgängen abgeleitet wurden. Jede dieser empirisch gewonnenen Beziehungen ist dabei abhängig vom Aufbau des Korngerüsts, der, wie auch der davon abgeleitete Durchlässigkeitskoeffizient, einer starken Schwankung unterworfen ist und in der Natur in den wenigsten Fällen als homogen zu bezeichnen ist.

Ein Ansatz, den Beginn von Transportvorgängen zu beschreiben, ist der Vergleich zwischen der in den Poren vorhandenen Strömungsgeschwindigkeit und der für die jeweiligen Bodenpartikel kritischen Strömungsgeschwindigkeit.

Untersuchungen zur Sedimentbewegung haben gezeigt, dass zwischen den sehr feinen Partikeln eines Erdstoffs Adhäsionskräfte wirken, welche deren Widerstandskraft zusätzlich erhöhen und den Bewegungsbeginn dementsprechend beeinflussen. Aus Versuchen mit natürlichen Sandgemischen entwickelte *Zanke (1982)* einen Ansatz, jene Adhäsionskräfte durch eine rechnerische Erhöhung des Korngewichts zu berücksichtigen. Dies erfolgt durch eine Erhöhung der Korndichte:

$$\rho_{s,A} = \rho_s + \frac{9 \cdot 10^{-5}}{d^2} \quad \text{in } \frac{g}{cm^3} \text{ mit } d[cm] \quad \text{Gl. 2-40}$$

mit $\rho_{s,A}$ rechnerische Dichte des Sedimentkornes mit Adhäsionskräften

ρ_s relative Korndichte des Sediments

Nach *Muckenthaler (1989)* ist eine Berücksichtigung dieser Adhäsionskräfte allerdings kritisch zu bewerten, da diese erhöhte Gewichtskraft nur solange vorhanden ist, solange Kontakt zwischen den Einzelkörnern besteht. Für eine wechselnde Beanspruchung durch Strömungskräfte schwinde dieser Einfluss.

Die bereits erwähnte Widerstandskraft von Bodenpartikeln kann nun mit Hilfe eines Widerstandsbeiwertes c_D näherungsweise bestimmt werden. Sie entsteht durch die Relativgeschwindigkeit v_r zwischen einem freien Bodenpartikel und dem strömenden Fluid (*Muckenthaler 1989*).

$$F_W = c_D \cdot d_K^2 \cdot \pi \cdot \frac{\rho_W \cdot v_r^2}{8} \quad \text{Gl. 2-41}$$

Der Widerstandsbeiwert c_D ist dabei abhängig vom vorherrschenden Strömungsregime und somit eine Funktion der Partikel-Reynolds-Zahl Re_K , in die wiederum die Relativgeschwindigkeit mit einfließt.

$$Re_K = \frac{v_r \cdot d_K}{\nu} \quad \text{Gl. 2-42}$$

Für Strömungen im Stokeschen Bereich bei Partikel-Reynolds-Zahlen $\leq 0,1$ (kriechende Strömung) kann für kugelförmige Partikel der Widerstandsbeiwert in Abhängigkeit der Partikel-Reynolds-Zahl ermittelt werden. Nach *Stokes (1880, in Brown und Lawler 2003)* lässt sich die Reibungskraft in diesem Fließbereich bei Vernachlässigung der Trägheitskräfte nach folgender Beziehung darstellen:

$$F_W = 3\pi\eta d\nu. \quad \text{Gl. 2-43}$$

Damit folgt für die Bestimmung von c_D :

$$c_D = \frac{24}{Re_K}. \quad \text{Gl. 2-44}$$

Wenn der Einfluss der Trägheitskräfte bei höheren Reynolds-Zahlen zunimmt, ist eine Bestimmung des Widerstandsbeiwertes auf diese Weise nicht mehr gerechtfertigt (*Brown und Lawler 2003*). Daher erfolgte in einer Vielzahl von Untersuchungen der Versuch, empirische Beziehungen zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes abzuleiten.

Für Reynoldszahlen $Re_K > 1$ sind bei *Zanke (1982)* mehrere Ansätze zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes angegeben, so zum Beispiel als Näherungslösung für einzeln fallende Kugeln der Ansatz von *Dallavalle*. Obwohl im laminar-turbulenten Übergangsbereich dadurch etwas zu hohe Sinkgeschwindigkeiten ermittelt werden, liefert dieser für den gesamten Bereich $Re < 2 \cdot 10^5$ insgesamt gute Ergebnisse (*Zanke 1982*).

$$c_D = \frac{24}{Re_K} + 0,4 \quad \text{Gl. 2-45}$$

Alle bisher genannten Ansätze zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes von Bodenpartikeln beziehen sich auf kugelige Partikel. Um das Verhalten natürlicher Sedimente, deren Form und Verhalten durchaus von der Kugelform und den damit verbundenen Eigenschaften abweichen können, ausreichend zu berücksichtigen, empfiehlt *Muckenthaler* zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes c_D den Ansatz nach *Kazanskij (1981)*.

$$c_D = \frac{24}{Re_K} + \frac{5,6}{\sqrt{Re_K}} + 0,25 \quad \text{Gl. 2-46}$$

Dieser Ansatz besitzt bis zu einer Partikel-Reynolds-Zahl < 4300 Gültigkeit.

Brown und Lawler (2003) verglichen in einer Studie die verschiedenen Ansätze zur Bestimmung des Widerstandskoeffizienten. Hierfür griffen sie auf in der Literatur vorhandene Versuchsreihen zurück und korrigierten zunächst die darin enthaltenen, empirisch gewonnen Datenpunkte. Dies war erforderlich, um den Einfluss des Wandeffektes, der bei Versuchen in kleinen zylindrischen Gefäßen die Ergebnisse beeinflusst, zu eliminieren. Dieser Wandeffekt bewirkt, dass die Porosität einer Schüttung im Bereich der Wand eines Versuchsgefäßes stark zunimmt und im Extremfall zu 1 wird. Erst bei Partikelgrößen $< 2 \text{ mm}$ ist der Effekt vernachlässigbar (*Fand et al. 1987*). Anschließend wurden von *Brown und Lawler (2003)* die vorhandenen Formeln auf Ihre Anpassung an die korrigierten Daten hin statistisch überprüft. Als Ergebnis postulierten *Brown und Lawler (2003)* folgenden Ansatz zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes.

$$c_D = \frac{24}{Re_K} \left(1 + 0,15 Re_K^{0,681} \right) + \frac{0,407}{1 + \frac{0,719}{Re_K}} \quad \text{Gl. 2-47}$$

Cheng (2008) verwendete in einer weiteren Studie wiederum die von *Brown und Lawler (2003)* korrigierten Daten und entwickelte, ebenfalls durch statistische Vergleiche der bekannten Ansätze, eine Beziehung zur Ermittlung des Widerstandsbeiwertes, die die beste Anpassung an die untersuchten Daten liefert.

$$c_D = \frac{24}{Re_K} (1 + 0,27 Re_K^{0,43} + 0,47 [1 - \exp(-0,04 Re_K^{0,38})]) \quad \text{Gl. 2-48}$$

Mit der Bestimmung des Widerstandsbeiwertes der Bodenpartikel kann in einem nächsten Schritt die für den Partikeltransport kritische Strömungsgeschwindigkeit ermittelt werden. Dafür betrachtet man zunächst eine aufwärts gerichtete Strömung, welche die Widerstandskraft F_W hervorruft. Steht diese Widerstandskraft im Gleichgewicht mit der Gewichtskraft des betrachteten Partikels unter Auftrieb, so ist die Relativgeschwindigkeit v_r gleich der Sinkgeschwindigkeit des Bodenpartikels v_s . Für diesen Zustand ergibt sich nach *Kazanskij (1981)* folgendes Kräftegleichgewicht:

$$F_W - F_G + F_A = c_D \cdot d_K^2 \cdot \pi \cdot \frac{\rho_w v_s^2}{8} - \frac{\pi d_K^3}{6} \cdot \rho_s \cdot g + \frac{\pi d_K^3}{6} \cdot \rho_w \cdot g = 0 \quad \text{Gl. 2-49}$$

mit d_K Kugeldurchmesser

v_s Sinkgeschwindigkeit der Kugel

ρ_w Dichte des Fluids

ρ_s Dichte der Kugel

Unter Verwendung von c_D aus Gleichung 2-46 resultiert somit die Gleichung zur Bestimmung der Partikelsinkgeschwindigkeit für kugelförmige Partikel in einer ruhenden Flüssigkeit, die für verschiedene Korndurchmesser d_K iterativ gelöst werden kann.

$$\left[\frac{24 \cdot v}{v_s \cdot d_K} + \frac{5,6}{\sqrt{v_s \cdot d_K / v}} + 0,25 \right] \cdot \frac{3}{4} \cdot \rho_w \cdot v_s^2 - d_K \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_w) = 0 \quad \text{Gl. 2-50}$$

mit Re_K Partikel-Reynolds-Zahl $\frac{v_s \cdot d_K}{\nu}$

Gleichung 2-49 beschreibt das Gleichgewicht zwischen der Widerstandskraft und dem Gewicht des Partikels unter Auftrieb. Hierbei wird deutlich, dass bei einer Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit die Gleichgewichtsbedingung nicht mehr erfüllt wird. Anders ausgedrückt bedeutet das, dass bei einem Überschreiten der für den Bewegungsbeginn der Bodenpartikel kritischen Geschwindigkeit ein strömungsbedingter Partikeltransport einsetzt.

Die möglichst genaue Bestimmung der Partikelsinkgeschwindigkeit ist wiederum auch Forschungsgegenstand bei den Untersuchungen von *Brown und Lawler (2003)* und *Cheng (2009)*. *Brown und Lawler (2003)* definieren zunächst den dimensionslosen Partikeldurchmesser d_* und die dimensionslose Partikelsinkgeschwindigkeit v_* in Abhängigkeit vom Widerstandsbeiwert und der Reynoldszahl

$$d_* = \left(\frac{4Re}{3c_D} \right)^{1/3} \quad \text{Gl. 2-51}$$

$$v_* = \left(\frac{3}{4} c_D Re^2 \right)^{1/3} \quad \text{Gl. 2-52}$$

und in einem nächsten Schritt nachfolgende Gleichung zur Bestimmung der Partikelsinkgeschwindigkeit.

$$v_* = \left[\left(\frac{18}{d_*^2} \right)^{0,898 \left(\frac{0,936 d_* + 1}{d_* + 1} \right)} + \left(\frac{0,317}{d_*} \right)^{0,449} \right]^{-1,114} \quad \text{Gl. 2-53}$$

Wieder unter Verwendung der aufbereiteten Daten von *Brown und Lawler (2003)* gelingt es *Cheng (2009)*, den Ansatz zur Bestimmung der Partikelsinkgeschwindigkeit noch weiter zu verbessern, indem er c_D zunächst als Funktion des dimensionslosen Partikeldurchmessers d_* beschreibt.

$$c_D = \frac{432}{d_*^3} (1 + 0,022 d_*^3)^{0,54} + 0,47 [1 - \exp(-0,15 d_*^{0,45})] \quad \text{Gl. 2-54}$$

Die dimensionslose Partikelsinkgeschwindigkeit ergibt sich nach *Cheng (2009)* nun zu:

$$w_* = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{d_*}{c_D}} \quad \text{Gl. 2-55}$$

Bei der Ermittlung der Partikelsinkgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Partikeldurchmesser zeigt sich, dass die Ansätze von *Kazanskij* und *Cheng* nahezu identische Ergebnisse liefern (*Goltz 2012*).

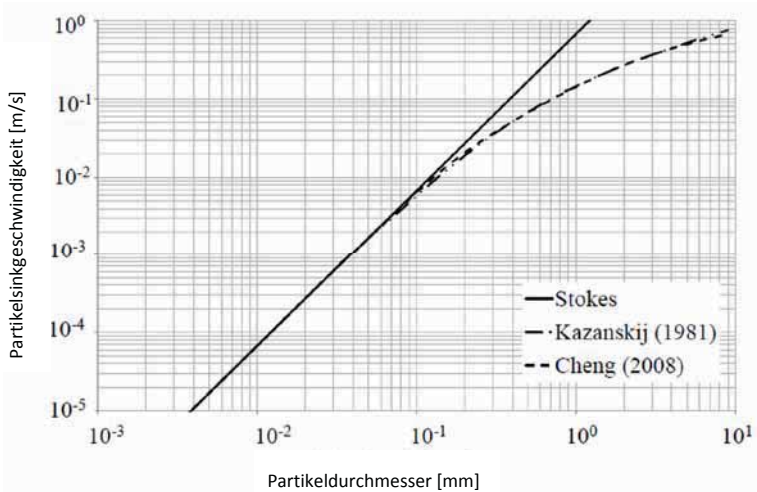


Abbildung 3: Sinkgeschwindigkeit für kugelförmige Partikel ($\rho_s = 2,6 \text{ g/cm}^3$) in Wasser ($T = 20^\circ \text{ C}$) in Abhängigkeit vom Partikeldurchmesser (*Goltz 2012*)

Die bisherigen Betrachtungen der Partikelsinkgeschwindigkeit waren ausschließlich auf aufwärts gerichtete Strömungen bezogen. Für den Fall horizontaler Durchströmung und unter Berücksichtigung der Randbedingung, dass sich Bodenpartikel in einem durchströmten Medium bis zum Überschreiten der kritischen Geschwindigkeit in Ruhe befinden, ist es erforderlich, den bisher betrachteten Ansatz zu erweitern. Hierfür wird die durch die Anströmung eines Partikels verursachte Widerstandskraft (entspricht der Schleppkraft) mit der, den Partikel in Ruhe haltenden, Haftreibung R gleichgestellt (*Kézdi 1976*).

$$F_W = R$$

Gl. 2-56

Die Haftreibung R der Partikel eines Stoffes ist wiederum abhängig vom Reibungswinkel Φ . Somit ergibt sich die Haftreibung für kugelförmige Partikel zu (Muckenthaler 1989):

$$R = \frac{\pi \cdot d_K^3}{6} \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \tan \Phi$$

Gl. 2-57

Durch Aufstellen des Kräftegleichgewichts ist es nun möglich, die kritische Geschwindigkeit $v_{R,krit}$ für einsetzenden Partikeltransport iterativ zu bestimmen. Beispielhaft für den auch bei Muckenthaler (1989) beschriebenen Ansatz nach Kazanskij ergibt sich folgender Ansatz:

$$\left[\frac{24 \cdot v}{v_{R,krit} \cdot d_K} + \frac{5,6}{\sqrt{v_{R,krit} \cdot d_K / v}} + 0,25 \right] \cdot \frac{3}{4} \cdot \rho_w \cdot v_{R,krit}^2 - d_K \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \tan \Phi = 0$$

Gl. 2-58

Da für einen Reibungswinkel von $45^\circ \tan \Phi = 1$ wird, entspricht in diesem Fall die kritische Geschwindigkeit wieder der Sinkgeschwindigkeit des Partikels. Der Einfluss der Adhäsion kann hier dahingehend berücksichtigt werden, dass zur Berechnung der Haftreibung anstelle der Korndichte die erhöhte Dichte $\rho_{s,A}$ nach Zanke verwendet wird. Dieser Adhäsionseinfluss beginnt bei Partikeldurchmessern unter 0,2 mm. Bei Partikeln kleiner als 0,02 mm sind dadurch annähernd konstante kritische Geschwindigkeiten zu erwarten (Muckenthaler 1989).

3 Durchströmungsbedingte Versagensmechanismen von Staudämmen

3.1 Arten der Bodendeformation

Staudämme sind durch das aufgestaute Wasser in der Regel großen hydraulischen Belastungen ausgesetzt. Daher ist es erforderlich, die durch diese Belastungen hervorgerufenen Durchströmungsvorgänge des Bauwerks mit konstruktiven Maßnahmen derart zu beeinflussen, dass keine für das Bauwerk schädlichen Materialtransporte stattfinden können. Von *ICOLD (1995)* wurde eine Vielzahl an Versagensfällen an Dämmen statistisch ausgewertet. Die häufigste Versagensursache bei Staudämmen war dabei auf ein Überströmen des Absperrbauwerkes zurückzuführen. Das Überströmen eines Staudammes ist nahezu immer mit massiven äußeren Erosionserscheinungen verbunden und führt in der Regel zum Bruch des Bauwerks. Die zweithäufigste Versagensursache ist auf innere Erosionsprozesse in der Dammschüttung zurückzuführen, gefolgt von inneren Erosionsprozessen in der Dammgründungsebene. Diese inneren Erosionsprozesse können zur Ausbildung einer stationären Stromröhre von der Luft zur Wasserseite (*piping*) und in der Folge zu einem massiven Materialaustrag aus dem Dammkörper oder dem Dammuntergrund führen. In letzter Konsequenz führen auch diese beiden Phänomene oft zu einem Bruch des Bauwerks, da die zur Verfügung stehende Zeit zwischen Detektion der Fehlstelle und Versagen des Bauwerkes in der Regel nicht ausreichend ist, um effektive Gegenmaßnahmen einleiten zu können. Je nach Größe der Anlage und Besiedlungsstruktur unterhalb führt ein Dammbruch meist zu verheerenden Schäden.

Die standsicherheitsbedrohenden Bodendeformationen, die infolge hydraulischer Belastung eines geschütteten Erdstoffs auftreten können, lassen sich unterteilen in Suffosions-, Erosions- und Kolmationsvorgänge (*Ziems 1968*). Die Mechanismen, die in der Lage sind, Erosionsprozesse auszulösen, lassen sich wiederum in vier Bereiche einteilen (*ICOLD 2013*):

- Suffosion
- Kontakterosion
- Rückschreitende Erosion bzw. *piping*
- Konzentrierte Leckagen

Während Suffosionsprozesse in jeder Zone des Dammes einsetzen können, tritt Kontakterosion an der Schichtgrenze zwischen zwei Erdstoffen auf. Kontakterosion kann dabei der Auslöser für rückschreitende Erosion sein. Auch der Austritt der Sickerströmung an einer freien Oberfläche, z. B. am luftseitigen Dammfuß oder der luftseitigen Dammböschung, kann zu rückschreitender Erosion führen, wenn der Wasseraustritt nicht filterstabil ist (*PerzImaier 2007*). Die rückschreitende Erosion kann im schlimmsten Fall zur Ausbildung einer Stromröhre bis zum Oberwasser hin führen (*piping*). Wegen dieser direkten Verbindung von Ober- zu Unter-

wasser nimmt die Durchströmung markant zu, was meist auch mit entsprechend erhöhtem Materialaustrag verbunden ist. Durch Setzungen des Bauwerks und anschließendes Überströmen oder durch Böschungsbruch kommt es dann zum Systemversagen (Perzmaier 2007). Ähnliches kann im Fall einer konzentrierten Leckage eintreten, wenn der vorhandene Filter kontinuierlichen Materialaustrag und das Kernmaterial die Ausbildung einer Stromröhre Richtung Oberwasser zulässt. Eine Übersicht über die möglichen Angriffspunkte zeigt Abbildung 4.

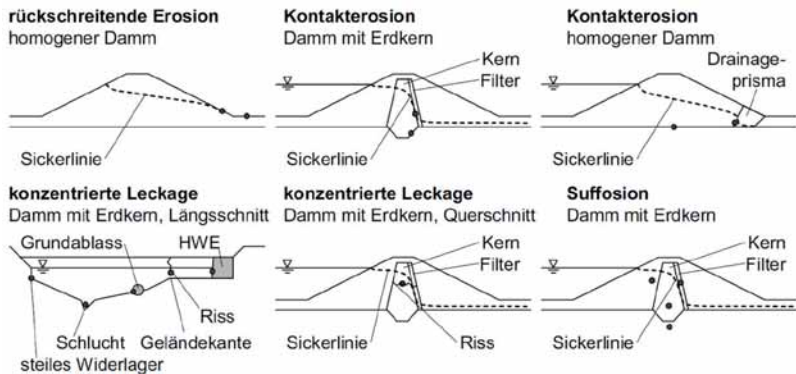


Abbildung 4: Mögliche Angriffspunkte für strömungsbedingten Partikeltransport (Perzmaier 2007)

3.1.1 Suffosionsprozesse

Unter Suffosion versteht man den strömungsbedingten Transport und die Umlagerung der feineren Partikel durch die Porenkanäle der gröberen Partikel eines Erdstoffes. Dabei bleibt letztlich nur das Grobgerüst des Erdstoffes zurück. Daraus folgt, dass Suffosionsprozesse mit einer direkten Zunahme der Porosität und der Durchlässigkeit eines Erdstoffes einhergehen (Busch et al. 1993). Ziems (1968) unterscheidet dabei drei Arten der Suffosionsprozesse: Innere Suffosion, äußere Suffosion und Kontaktsuffosion, die nachfolgend erläutert werden (Abbildung 5).



Abbildung 5: Erscheinungsformen der Suffosion nach Ziems (1968) (BAW 2011)

Die *innere Suffosion*, also die Umlagerung der feineren Partikel eines Erdstoffgemischs, ist nur von kurzer Dauer, da die Transportwege der feineren Teilchen begrenzt sind. Ein länger dau-

ender Materialtransport ist hier nur möglich, wenn die inneren Suffosionsprozesse aufgrund von äußerer- oder Kontaktsuffosion eingeleitet oder aufrechterhalten werden. Andernfalls kommt der Prozess wieder zum Erliegen.

Als *äußere Suffosion* definiert *Ziems (1968)* die Suffosion an der freien Oberfläche eines Erdstoffes. Hierbei werden die feineren Partikel des Erdstoffes aus der Grobstruktur ausgetragen und abtransportiert. Dieses Phänomen kann beispielsweise an der Grenzfläche zwischen dem Erdstoff und einem Gewässer auftreten. Eine mögliche Folge der äußeren Suffosion ist das Einsetzen oder Beschleunigen der inneren Suffosion.

Kontaktsuffosion kann an der Grenze zwischen zwei Erdstoffgemischen auftreten. Hier ist eine strömungsbedingte Wanderung der feineren Partikel eines Erdstoffes in die Poren eines angrenzenden gröberen Erdstoffes zu beobachten. In den Poren des gröberen Erdstoffes können in der Folge weitere strömungsbedingte Bodendeformationen stattfinden, wie etwa innere Suffosions- oder Kolmationsprozesse. Die Kontaktsuffosion wird bei *Ziems (1968)* in Abhängigkeit von der Strömungsrichtung und der Lage der Erdstoffe zueinander nochmals unterteilt.

Für Suffosion anfällig sind meist weitgestufte Böden, die eine konkav ansteigende Körnungslinie aufweisen. Ebenso anfällig für Suffosion sind Erdstoffgemische mit Ausfallkörnungen (*Wan und Fell 2004a*).

Nach *Wan und Fell (2004a)* existieren drei Kriterien, die für das Einsetzen von Suffosion erfüllt sein müssen:

- Die feinen Bodenpartikel müssen kleiner sein als die Porenkanäle zwischen den gröberen Partikeln, die das Gerüst des Erdstoffes bilden.
- Die Menge an feinen Partikeln muss gering genug sein, um die Poren des gröberen Erdstoffes nicht komplett zu füllen, da ansonsten kein tragendes Korngerüst mehr besteht.
- Die Strömungsgeschwindigkeit innerhalb des Erdstoffes muss groß genug sein, um die losen, feinen Partikel durch die Porenkanäle des gröberen Erdstoffes zu bewegen.

Hierbei sind die ersten beiden Voraussetzungen von der Geometrie des Erdstoffes und somit von der Korngrößenverteilung abhängig, die dritte von den hydraulischen Randbedingungen.

3.1.2 Erosionsprozesse

Erosion ist im wasserbaulichen Kontext definiert als Umlagerung und Transport nahezu aller Partikel eines Erdstoffes an einer freien Oberfläche oder im Inneren des Erdstoffes infolge strömungsbedingter Beanspruchung. In letzter Konsequenz führt ein Fortschreiten der Erosionsprozesse zur Zerstörung des Erdstoffes. Ähnlich den Suffosionsprozessen unterteilt *Ziems (1968)* die Erosionsprozesse in innere und äußere Erosion sowie in Fugen- und Kontakterosion (Abbildung 6).

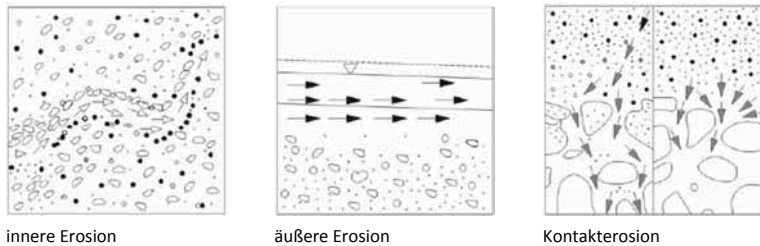


Abbildung 6: Erscheinungsformen der Erosion nach Ziems (1968) (BAW 2011)

Das Phänomen der *äußeren Erosion* tritt an einer freien Oberfläche auf und ist zumeist in der Gerinnehydraulik zu beobachten. Voraussetzung hierfür ist, dass infolge der vorhandenen Strömung die für den Partikeltransport kritische Schleppspannung überschritten wird. Abhängig von der Größe der Schleppkraft werden Partikel verschiedener Größe aus dem Erdstoff gelöst und abtransportiert. In Bezug auf die Sicherheit von Staudämmen ist die äußere Erosion beim Überströmen des Absperrbauwerkes zu beobachten und führt meist zum Systemversagen und damit zum Bruch des Bauwerks.

Die *innere Erosion* findet sinngemäß in größeren Hohlräumen im Inneren eines Erdstoffes statt. Meist wird sie durch bereits bestehende Unstetigkeiten im Korngefüge des Erdstoffes begünstigt. So können zum Beispiel vorhandene Hohlräume (hervorgerufen z.B. durch Wühltiere oder Wurzelwerk) den Beginn der inneren Erosion initiieren. Ebenso ist es aber möglich, dass sich solche röhrenförmige Hohlräume erst durch den strömungsbedingten Auswaschungsprozess eines bevorzugten Porenkanals bilden (Busch et al. 1993). Voraussetzung für einen derartigen Auswaschungsprozess ist das Vorhandensein eines örtlichen hydraulischen Grundbruchs oder eines nicht filterstabilen Übergangs zu einem gröberen Erdstoff. Nach Ziems (1968) können auch örtlich begrenzte geologische Besonderheiten das Einsetzen innerer Erosionsprozesse fördern. Dazu zählen beispielsweise unterschiedliche Lagerungsdichten, Anisotropie des Erdstoffes, unterschiedliche Kohäsion, plötzliche Formationswechsel sowie unterschiedliche Spannungen im Erdkörper. Die innere Erosion findet dabei zumeist rückschreitend statt, d.h. vom Sickerwasseraustritt an die freie Oberfläche oder in den gröberen Erdstoff gegen die Strömungsrichtung, in Richtung Oberwasser. Ein oft mit innerer Erosion verbundenes Phänomen ist der *hydraulische Grundbruch*. Dieser Fall tritt ein, wenn im Bereich des luftseitigen Dammfußes eines Absperrbauwerkes, infolge der aufwärts gerichteten hydraulischen Belastung der vorhandene Boden aufbricht. Anders ausgedrückt heißt das, dass die angreifenden Strömungskräfte größer sind als das unter Auftrieb stehende Eigengewicht des Bodens, zuzüglich seiner Reibungs- und Kohäsionskräfte (Busch et al. 1993). In der Folge werden mit dem dort austretenden Sickerwasser die Bodenpartikel mit ausgespült, was wiederum zur Ausbildung einer Erosionsröhre führen kann. Durch den rückschreitenden Charakter des Erosionsvorganges kann im schlimmsten Fall eine Röhre bis zum Oberwasser hin entstehen, was eine ungehinderte Durchströmung von der Wasser- zur Luftseite ermöglicht. Durch den andauernden Auswa-

schungsprozess können schließlich Setzungen des Bauwerks auftreten, die in letzter Konsequenz zum Bauwerksversagen führen können.

Als *Fugenerosion* werden die Partikelumlagerungs- und Transportprozesse bezeichnet, die sich in den Fugen entlang von Massivbauwerken oder Fels ausbilden. Bevorzugt tritt die Fugenerosion bei unterschiedlichen Setzungen unter Massivbauwerken sowie Massivbauwerken mit Pfahlgründung auf (*Davidenkoff 1970*). Weitere Faktoren, die Fugenerosion begünstigen, sind Austrocknung des Erdkörpers, genauso wie Kippbewegungen des Massivbauteils an der Verbindung zum Dichtungselement des Bauwerks, dynamische Belastungen und unsachgemäß ausgeführte Fertigteile mit ungleichmäßiger Anpressung an den Baugrund (*Ziems 1968*). Bei Fortschreiten der Fugenerosion bilden sich durch den Materialaustrag Hohlräume unter dem Bauwerk, die zum Bruch der Anlage führen können.

Die *Kontakterosion* tritt wie auch die Kontaktsuffosion an der Schichtgrenze zwischen zwei unterschiedlich groben Erdstoffen auf. Dabei werden die Partikel des feineren Erdstoffs in den gröberen Erdstoff eingetragen. Entgegen der Prozesse bei der Kontaktsuffosion bleibt hier das Grobskelett des feineren Erdstoffs nicht erhalten, sondern wird komplett abtransportiert. Der feinere Erdstoff wird dabei zerstört, was unter Umständen Setzungen nach sich ziehen kann. Die in den gröberen Erdstoff eingetragenen Teilchen können gegebenenfalls auch dort weitertransportiert werden, was wiederum dem Phänomen der *inneren Suffosion* entspricht. Ähnlich wie bei der Kontaktsuffosion kann auch die Kontakterosion wieder nach Lage der Erdstoffe zueinander und der Strömungsrichtung differenziert werden (*Ziems 1968*).

3.1.3 Kolmationsprozess

Als *Kolmation* wird der strömungsbedingte Eintrag und die anschließende Ablagerung von Feinteilen an der Oberfläche oder in den Poren eines Erdstoffs bezeichnet. Sie kann damit als Umkehr der Suffosion bezeichnet werden (*Busch et al. 1993*). Als Folge der Kolmation verringern sich die Porosität und die Durchlässigkeit des Erdstoffs. In Bezug auf Stauanlagen kann ein Austrag von Feinteilen aus dem Dichtungselement zur Kolmation des luftseitig anschließenden Filters führen, was die Funktionsfähigkeit des Filters verständlicherweise herabsetzt.

3.1.4 Erosion infolge konzentrierter Leckagen

Konzentrierte Leckagen an einem Staudamm können unterschiedliche Ursachen haben. Zum einen tritt eine konzentrierte Leckage bei lokalen Rissen im Dichtungselement auf, zum anderen aber auch durch Fehlstellen in der Dichtung oder in Bereichen, in denen die Durchlässigkeit über der des umgebenden Bereichs liegt (*Perzmaier 2007*). Weiter sind auch die Kontaktflächen zwischen Staudamm und Massivbauwerken sowie zwischen Staudamm und Felsgründung für konzentrierte Leckagen gefährdet.

Risse können durch Setzungen des Dammkörpers und die damit verbundenen Spannungsumlagerungen auftreten, die wiederum auf unterschiedliche Ursachen zurückführbar sind. So werden Bereich und Größe der Setzungen neben der Talform und den Dammwiderlagern auch

vom vorherrschenden Untergrund beeinflusst. Steile Hänge sowie plötzliche Änderungen in der Hangneigung begünstigen zusätzlich die Spannungumlagerungen. Auch die Steifigkeit und die Anordnung der Schüttmaterialien im Damm sowie die Sprödigkeit des eingebauten Kernmaterials können Ursachen für Spannungumlagerungen sein (Hardt 1975). Sherard (1986) gibt als weitere Einflussfaktoren für Rissbildung aber auch Austrocknung oder Schwinden des Kernmaterials an. Gerade bei Staudämmen mit seitlichen Widerlagern aus Fels und einem setzungsempfindlichen Talgrund, aber auch bei unterschiedlichen Dammhöhen zwischen Dammmitte und den Flanken besteht die Gefahr stärkerer Setzungen in Dammmitte, was wiederum zur Ausbildung eines Gewölbes in den höher gelegenen Dammmitten führen kann. Durch diese Gewölbebildungen, die sowohl in Längs- als auch in Querrichtung des Dammkerns auftreten können, entstehen Zonen, in denen die Totalspannungen sehr klein werden. Hierzu hat Hardt (1975) festgestellt, dass in Dämmen mit - gegenüber dem steifen Stützkörper - weichen Kernen bevorzugt verminderte Vertikalspannungen auftreten. Im umgekehrten Fall ist mit verminderten Horizontalspannungen zu rechnen. Daher treten im ersten Fall bevorzugt Horizontalrisse, im zweiten Fall Vertikalrisse auf. Begünstigt durch die so entstandenen Risse kann dann die hydraulische Rissbildung auftreten, das sogenannte *hydraulic fracturing* (Sherard 1986). Diese tritt oft in engem zeitlichen Zusammenhang mit dem ersten Einstau auf, wenn die effektiven Spannungen aufgrund des ansteigenden Wasserdrucks so klein bzw. null werden, dass ein bereits vorhandener Riss durch den anstehenden Wasserdruck aufgeweitet werden kann und zu einer Leckage führt. Nach Sherard (1986) geschieht dies zum Teil bereits bei Einstauhöhen, die lediglich 1 bis 2 m über dem Riss liegen. Die Größe der Aufweitung des Risses ist dabei allein vom anstehenden Wasserdruck abhängig. Es ist jedoch auch möglich, dass Risse in Zonen mit geringen Spannungen erst durch den steigenden Wasserdruck beim Einstau verursacht werden (Hardt 1975). Die Tendenz zur Gewölbeausbildung bei Dammkernen nimmt jedoch ab, je breiter der Kern ausgeführt wird (Kutzner 1996).

Wang et al. (2009) haben anhand von Laborversuchen ein Kriterium formuliert, um festzustellen, ob *hydraulic fracturing* auftritt. Unter Zuhilfenahme von Spannungs-Intensitäts-Faktoren für Zug- und Schubversagen K_I und K_{II} ermittelten sie die Rissbelastbarkeit für Erdkerne aus schluffigem Ton. Erreicht die Stau- bzw. Druckhöhe einen kritischen Wert H_0 , so werden die effektiven Spannungen und K_I zu null. In diesem Fall erfolgt die Rissausbreitung durch Schubversagen. Die Scherfestigkeit des Risses hingegen beeinflusst K_{II} nur bei Druckhöhen kleiner H_0 . Übersteigt die Druckhöhe den Wert H_0 , werden die effektiven Normalspannungen zu Zugspannungen, was die hydraulische Rissbildung auslösen kann. Die Scherfestigkeit ist in diesem Fall vernachlässigbar. Wang et al. (2009) weisen aber bereits selbst darauf hin, dass noch weitere Untersuchungen notwendig sind, um die Ergebnisse weiter abzusichern.

Konzentrierte Leckagen aufgrund von Fehlstellen in der Dichtung können ihre Ursache sowohl in der Bauausführung als auch in der Alterung des Kernmaterials haben. Bereiche mit erhöhten Durchlässigkeiten können durch einen erhöhten Grobkornanteil des Schüttgutes, ungenügende Verdichtung, Wühltiere oder Durchwurzelung des Bauwerks durch Bewuchs bedingt sein (Perzlmair 2007).

Fugenerosion als Folge einer konzentrierten Leckage tritt an der Grenze von Dammschüttung zu Massivbauwerken auf. Hervorgerufen wird dies meist durch unterschiedliche Setzungen zwischen der Schüttung und dem Betonbauwerk. In letzter Konsequenz kann die Fugenerosion zu rückschreitender Erosion und damit zu einer Destabilisierung des Gesamtsystems führen (BAW 2011). Ebenso gefährdet ist der Übergang von Dammschüttung zu Fels (Sherard 1986).

3.1.5 Phasen des Erosionsprozesses

Der Erosionsprozess kann nach *ICOLD (2013)* in vier Phasen eingeteilt werden. Standsicherheitsbedrohend wird ein Erosionsprozess, wenn er nach dem Beginn der Partikelbewegung (1) auch dauerhaft anhält (2). Hört der Vorgang der Partikelbewegung von selbst wieder auf (z.B. durch Absinken des Seewasserstandes und damit der hydraulischen Belastung nach einem Hochwasser), besteht zunächst keine unmittelbare Gefahr mehr. Hält der Erosionsprozess jedoch an, führt es zur Ausbildung einer Stromröhre oder unter Umständen zu Setzungen des Dammkörpers (3). In letzter Konsequenz bahnt sich der Bruch des Bauwerks an (4) (Abbildung 7).

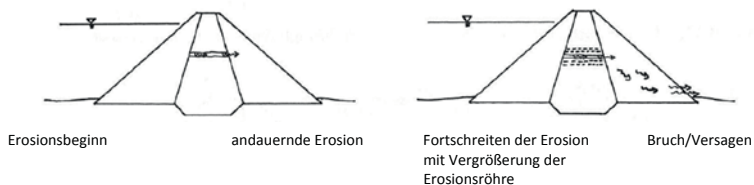


Abbildung 7: Phasen des Erosionsprozesses am Beispiel innerer Erosion bei konzentrierter Leckage mit anschließendem piping im geschütteten Dammkörper nach Foster (1999, in ICOLD 2013)

Perzmaier und Haselsteiner (2006) beschreiben die Phasen des Erosionsprozesses in ihrem Systemansatz für hydrodynamische Bodendeformation ähnlich der Unterteilung von *ICOLD (2013)*. Nach dem Beginn der Erosion folgt im Schritt der Erosionsentwicklung zudem eine Bewertung, ob die vorhandenen Filterzonen in der Lage sind, den Erosionsprozess wieder zu stoppen. Ist dies nicht der Fall, so werden die Konsequenzen des andauernden Materialausstrags unter dem Punkt des Erosionsfortschritts betrachtet, bevor als letzte Stufe des Erosionsprozesses schließlich auch hier das Versagen des Bauwerks mit all seinen Konsequenzen erfolgt.

3.2 Nachweiskriterien

Um standsicherheitsbedrohende Partikelbewegungen in einem geschütteten Staudamm zu verhindern, ist eine sorgfältige Planung unabdingbar. Die Einflussfaktoren, die zu Partikelbewegungen und in der Folge zu Suffosions- und/oder Erosionsprozessen führen können, sind dabei sowohl geometrischer als auch hydraulischer Natur. Zum einen ist die Abstufung der verwendeten Dammbaustoffe zueinander so zu wählen, dass ein Partikeltransport des feine-

ren Erdstoffes in bzw. durch die Poren eines größeren Erdstoffes schon aus rein geometrischen Gründen nicht möglich ist (Kontaktsuffosion bzw. Kontakterosion). Hierfür existiert eine Vielzahl von Ansätzen zur Auswahl geeigneter Dammbaustoffe, die sich meist auf den Vergleich bestimmter maßgebender Korndurchmesser stützen. Ist ein Transport von Partikeln geometrisch grundsätzlich möglich, muss der Planer zum anderen dafür Sorge tragen, dass innerhalb des Bauwerks die Druckgradienten von der Wasser- zur Luftseite so klein bleiben, dass durch die resultierende Porengeschwindigkeit des den Erdstoff durchsickernden Wassers kein Transport von Bodenpartikeln ermöglicht wird. Einen guten Überblick über verschiedene Ansätze zum Nachweis der geometrischen und hydraulischen Sicherheit liefern *Muckenthaler (1989)*, *Saucke (2006)* und *Perzmaier (2007)*. Einen Ansatz für die Vorgehensweise bei der Nachweiserführung lieferte zum Beispiel die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW 2005).

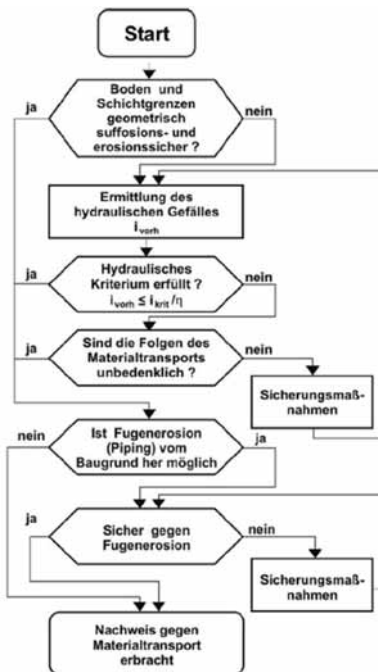


Abbildung 8: Vorgehensweise zum Nachweis der Suffusions- und Erosionsstabilität (BAW 2005)

Im Entwurfsstadium aber auch bei der Überprüfung bestehender Anlagen wird zunächst die geometrische Sicherheit abgeprüft, bevor in einem zweiten Schritt die hydraulische Sicherheit gegenüber Partikeltransport geprüft wird.

3.2.1 Geometrische Kriterien zur Vermeidung von standsicherheitsbedrohenden Bodendeformationen

Suffosionsvorgänge innerhalb eines Erdbauwerks können sich bei fortschreitender Dauer und bei Vorhandensein der geometrischen und/oder hydraulischen Voraussetzungen derart verstärken, dass daraus Erosionsvorgänge und somit Materialausträge aus dem Bauwerk entstehen können. Zur Festlegung von Kriterien zur Sicherheit der Filter/Erdstoffkombinationen gegenüber Suffosion wurden bereits umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Bei *Saucke (2006)* sind die gängigsten Nachweise zusammengefasst. Anfällig für Suffosionsvorgänge sind vor allem weitgestufte Böden, die einen geringen Feinkornanteil besitzen, aber auch Böden mit Ausfallkörnungen (*Ziems 1968*). Nach der Trennung des Erdstoffs in einen Fein- und einen Grobkornanteil empfehlen sowohl *BAW (1989)* als auch *BAW (2011)* das geometrische Kriterium von *Cistin/Ziems* zum Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion. Nach *Saucke (2006)* erfolgt die Trennung in Fein- und Grobanteil bei weitgestuften Böden zwischen 10 und 20 % Siebdurchgang, bei intermittierend gestuften Korngrößenverteilungen im Bereich des Fehlkorndurchmessers. Der Nachweis erfolgt dann durch den Vergleich des vorhandenen Abstandsverhältnisses $A_{50,vorh} = \frac{D_{50}}{d_{50}}$ mit einem zulässigen Abstandsverhältnis $A_{50,zul}$. Dieses zulässige Abstandsverhältnis enthält zudem bereits eine Sicherheit von $\eta = 1,5$ (*BAW 2011*).

Die meisten vorhandenen Untersuchungen zur Suffosionsanfälligkeit von Erdstoffen wurden für kohäsionslose Böden durchgeführt, so z.B. die Studie des *USACE (1953)*. Demnach tritt Suffosion auf, wenn turbulente Strömungsbedingungen herrschen, der hydraulische Gradient den Wert 5 und die Ungleichförmigkeit U des Erdstoffs den Wert 20 überschreitet (*Wan und Fell 2004a*).

Die am weitesten verbreitete Methode, um die Suffosionsanfälligkeit grobkörniger Böden abzuschätzen, entwickelten *Kenney und Lau (1985)*. Im Rahmen von Sickerversuchen mit 14 kohäsionslosen Sand-Kies-Gemischen mit maximalen Korngrößen von etwa 100 mm wurde ein Kriterium entwickelt, nach dem eine Kornfraktion mit Durchmesser d voraussichtlich ausgespült wird, wenn nicht eine ausreichend große Menge Kornfraktionen mit Durchmessern zwischen d und $4d$ vorhanden ist. Der Kornfraktion mit Durchmesser d ist dabei der Massenanteil F zuzuordnen, der Spanne d bis $4d$ der Massenanteil H mit $H = F_{4d} - F_d$. Auf Grundlage der Körnungslinie kann nun ein H-F-Diagramm erstellt werden. Ein suffosionsanfälliger Erdstoff liegt nun teilweise oder ganz unter einer Linie $H = \alpha F$, wobei α von *Kenney und Lau (1985)* zunächst zu 1,3 vorgeschlagen wurde, später zu 1,0 (*Kenney und Lau 1986*).

Burenkova (1993) entwickelte einen weiteren Ansatz zum Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion für ungleichförmige Böden. Mit Hilfe der Korndurchmesser d_{90} , d_{60} und d_{15} kann die Heterogenität und damit die Anfälligkeit eines Erdstoffs gegenüber Suffosion abgeschätzt werden. Dafür wurden von *Burenkova (1993)* zwei sog. bedingte Faktoren der Ungleichförmigkeit, h' und h'' definiert. Dadurch ist es möglich, die Erdstoffpartikel in einen skelettbildenden Anteil und in einen losen Anteil zu unterteilen.

$$h' = \frac{d_{90}}{d_{60}} \quad \text{Gl. 3-1}$$

$$h'' = \frac{d_{90}}{d_{15}} \quad \text{Gl. 3-2}$$

Das Ergebnis der Untersuchungen zeigt Abbildung 9. Zone II beschreibt hierbei die gegen Suffosion stabilen Erdstoffe, Zone I und III hingegen die instabilen Erdstoffe. Zone IV umfasst künstlich hergestellte Erdstoffe.

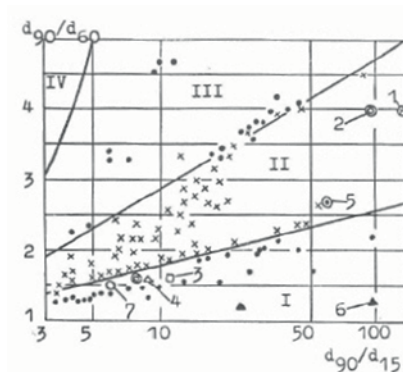


Abbildung 9: Kriterium nach Burenkova (1993)

Der Bereich nicht suffosionsanfälliger Böden kann nach *Burenkova* bei Kenntnis der Kornverteilung anhand folgender Gleichung festgelegt werden:

$$0,76 \log(h'') + 1 < h' < 1,86 \log(h'') + 1 \quad \text{Gl. 3-3}$$

Wan und Fell (2004b) untersuchten anhand von 19 künstlich hergestellten weitgestuften Bodenproben aus Ton, Schluff, Sand und Kies deren Suffosionsanfälligkeit in Abhängigkeit ihres Feinteilgehaltes, des Vorhandenseins von Ausfallkörnungen und in Abhängigkeit der Verdichtung des Erdstoffs. Zudem wurde eine Probe aus eiszeitlichen Moränenablagerungen untersucht. Hierbei verglichen sie ihre Ergebnisse mit den bereits bekannten Ansätzen, unter anderem des *U.S. Army Corps of Engineers (1953)*, *Kenney und Lau (1985, 1986)* und *Burenkova (1993)* für kohäsionslose Böden.

Im Ergebnis kommen *Wan und Fell (2004b)* zu dem Schluss, dass die meisten Kriterien zu konservativ ausgelegt sind, wenn man sie auf kohäsive Böden mit Schluff- und Tonanteilen anwendet, wie sie in der Studie untersucht wurden. Im Umkehrschluss heißt das, dass viele Böden als suffosionsanfällig eingestuft würden, obwohl sie eigentlich noch als stabil anzusehen wären. Lediglich mit dem Kriterium von *Burenkova (1993)* konnte die Suffosionsanfälligkeit bei den meisten untersuchten Proben gut vorhergesagt werden. Bei Kornverteilungen mit Ausfallkörnung wurde zudem festgestellt, dass Böden mit mehr als 60 % Kiespartikeln mit Korngrößen > 4,75 mm und zugleich fehlenden Sandpartikeln als suffosionsanfällig einzustufen sind. Im Rahmen der gesamten Testreihe konnte zudem festgestellt werden, dass bei Böden mit geringerer Verdichtung und höherer Porosität der Feinteilaustrag bereits bei vergleichsweise geringeren hydraulischen Gradienten einsetzt (*Wan und Fell 2004b*).

Zur verlässlicheren Abschätzung der Suffosionsanfälligkeit von Erdstoffen empfehlen *Wan und Fell (2004b)* eine Kombination der Methoden von *Kenney und Lau (1985, 1986)* und *Burenkova (1993)*. Wird durch beide Verfahren ein Boden als suffosionsgefährdet eingestuft, ist er höchstwahrscheinlich auch suffosionsgefährdet. Gilt ein Boden nach beiden Verfahren hingegen als stabil gegenüber Suffosion, so kann man davon ausgehen, dass der Boden nicht suffosionsanfällig ist. Tabelle 2 zeigt das von *Wan und Fell (2004b)* als Ergebnis entwickelte Schema, nach dem die Wahrscheinlichkeit der Suffosionsanfälligkeit eines Erdstoffs abgeschätzt werden kann.

Tabelle 2: Wahrscheinlichkeitsabschätzung für die Suffosionsanfälligkeit von Böden (Wan und Fell 2004b)

Wahrscheinlichkeit für Suffosion		Methode von <i>Kenney und Lau (1985, 1986)</i>		
		$H < F$	$F \leq H < 1,3F$	$H \geq 1,3F$
Methode nach <i>Burenkova (1993)</i>	$h' \leq 0,76 \log(h'') + 1$	wahrscheinlich - sehr wahrscheinlich	neutral - wahrscheinlich	sehr unwahrscheinlich
	$h' > 0,76 \log(h'') + 1$	unwahrscheinlich	sehr unwahrscheinlich - wahrscheinlich	sehr unwahrscheinlich

Verfahren, die zur Abschätzung der Suffosionsanfälligkeit die Ungleichförmigkeit heranziehen, wie zum Beispiel das des *U.S. Army Corps of Engineers (1953)*, werden von *Wan und Fell (2004b)* hingegen nicht empfohlen. Auf Basis eigener und bereits vorliegender Versuchsdaten entwickelten *Wan und Fell (2008)* während ihrer Studien eine weitere Methode zur Abschätzung der Suffosionsanfälligkeit von Schluff-Sand-Kies- und Ton-Schluff-Sand-Kies-Gemischen. Die Abschätzung, ob ein Erdstoff stabil oder suffosionsanfällig ist, erfolgt mit Hilfe der Verhältnisse d_{90}/d_{60} und d_{20}/d_5 des zu untersuchenden Erdstoffs (Abbildung 10).

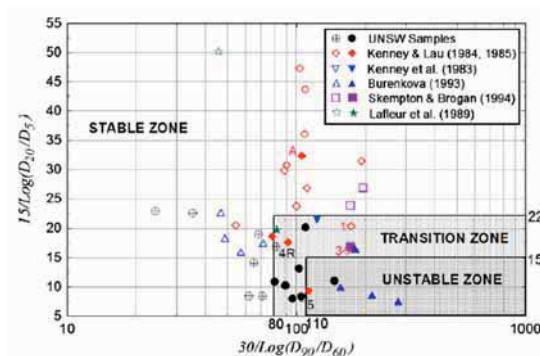


Abbildung 10: Alternative Methode zur Abschätzung der Suffosionsanfälligkeit von weitgestuften Schluff-Sand-Kies-Erdstoffen (*Wan und Fell 2008*)

Aufbauend auf den gleichen Versuchsdaten wurden von *Salehi Sadaghiani und Witt (2012)* eine Methode entwickelt, mit der die Grenze zwischen beweglichen Partikeln und dem festen Korngerüst von weitgestuften Kornverteilungen mit statistischen Methoden identifiziert wer-

den kann. Hierfür wird zunächst die Kornverteilung als Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion oder Histogramm der einzelnen Korngrößen geplottet. In einem nächsten Schritt werden zwei Verteilungen (z.B. Normalverteilungskurven) angepasst. Über die Mittelwerte und Standardabweichungen der beiden Verteilungen werden die obere Grenze des Basiserdstoffs und die untere Grenze des Filtererdstoffs ermittelt und die Kornverteilung an diesen beiden Stellen getrennt. Auf die jeweils zwei erhaltenen Kornverteilungen kann in einem letzten Schritt wieder eines der bekannten Nachweiskriterien angewendet werden. Im Ergebnis liefert dieses Verfahren vergleichbare Aussagen über die Suffosionsanfälligkeit wie die Methode von *Wan und Fell (2008)*.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde von *Witt (2013)* ein weiteres Verfahren zur Überprüfung der Suffosionsanfälligkeit von Böden und zur Bestimmung des Trennungspunktes von Kornverteilungen entwickelt. Grundlage ist der sogenannte Selbstfiltrationsindex I_{SF} , der wieder das bekannte Abstandsverhältnis $\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}}$ beschreibt. Die Kornverteilung wird hierfür beim Korndurchmesser d_T aufgetrennt. Der Ermittlung dieses Trennungspunktes kann dabei auf die unteren 30 % des Massendurchgangs der Kornverteilung begrenzt werden. Bei einem höheren Feinteilanteil kann kein tragendes Korngerüst mehr gegeben sein, es kann stattdessen vom Vorliegen einer suffosionsstabilen Feinteilmatrix ausgegangen werden (*Witt 2013*). Liegt nun die Steigung der Kornverteilungslinie in diesem Feinteilbereich über 0,157, so ist der Boden ebenfalls als nicht suffosionsanfällig anzusehen. Ist die Steigung hingegen geringer, wird für Massendifferenzen von 15 % der Selbstfiltrationsindex ermittelt durch

$$I_{SF} = \frac{d_{y+15\%}}{d_y} \quad \text{Gl. 3-4}$$

beginnend mit $\frac{d_{15}}{d_0}$, solange bis sich ein Selbstfiltrationsindex > 9 ergibt. Ist dies der Fall, so kann in diesem Bereich der Trenndurchmesser für die Ausgangskörnungslinie ermittelt werden. Wird im gesamten Intervall zwischen d_0 und d_{30} immer ein Selbstfiltrationsindex ≤ 6 ermittelt, so ist umgekehrt kein Partikeltransport zu erwarten.

Die Nachweise der geometrischen Sicherheit gegen *Kontakterosion* erfolgen ebenfalls über den Vergleich zweier charakteristischer Korngrößen. Hierfür wurde von einer Vielzahl an Forschern versucht, durch theoretische Überlegungen oder empirische Versuchsreihen ein maßgebliches Verhältnis zu definieren, in welchem der Korndurchmesser des größeren Filtererdstoffs zu dem des angrenzenden feineren Basiserdstoffs stehen muss, um die geometrische Sicherheit zu gewährleisten. Auch zur Frage, welche Korndurchmesser hierfür herangezogen werden können, gibt es in der Literatur eine große Zahl von Ansätzen, die immer wieder weiterentwickelt wurden. Bei *Brauns et al. (1993)* findet sich ein Überblick über eine Reihe von im Laufe der Zeit entwickelten Filterkriterien. Viele dieser dort aufgeführten Kriterien führen den Nachweis über das Verhältnis von d_{50_F} des Filtererdstoffs zu d_{50_B} des Basiserdstoffs, so z.B. das Kriterium von *Prinz (1923, in Brauns et al. 1993)*.

$$\frac{d_{50_F}}{d_{50_B}} \leq 4,42$$

Gl. 3-5

Die theoretische Grundlage hierfür und auch für die Ansätze weiterer Forscher war ein Aufbau des Filtererdstoffs als idealisierte Kugelschüttung. Die zugehörigen Filterkriterien wurden schließlich aufgrund geometrischer Überlegungen abgeleitet. Weitere Forscher, die ihre Filterkriterien auf das Verhältnis von d_{50_B} zu d_{50_F} gründeten, waren z.B. *Taylor (1948)*, *Sichardt (1952)* (beide in *Brauns et al. 1993*) oder das durch Experimente entwickelte Kriterium des *USACE (1953)*. Letztere empfahlen das Kriterium allerdings in Kombination mit dem Verhältnis d_{15_F} zu d_{85_B} , um stabile von erosionsanfälligen Erdstoffen abzugrenzen.

Ein weiteres, auf dem Kugelansatz basierendes Kriterium lieferten die Überlegungen von *Mallet und Pacquant (1954)*, die auf das Verhältnis von d_{15_F} zu d_{15_B} zurückgriffen.

$$\frac{d_{15_F}}{d_{15_B}} = 9 \quad \text{Gl. 3-6}$$

Es stellte sich jedoch heraus, dass die theoretischen Ansätze die Realität nur unbefriedigend abbildeten.

Von *Zweck und Davidenkoff (1956)* wurden in Versuchen mit gleichförmigen und ungleichförmigen Sanden - getrennt für trockenen Einbau und Einbau unter Wasser - ebenfalls kritische Verhältnisse der mittleren Korndurchmesser von Filter- und Basiserdstoff ermittelt.

$$\frac{d_{50_F}}{d_{50_B}} \leq 5 - 10 \quad \text{für gleichförmige Sande} \quad \text{Gl. 3-7}$$

$$\frac{d_{50_F}}{d_{50_B}} \leq 5 - 16 \quad \text{für Feinsande} \quad \text{Gl. 3-8}$$

$$\frac{d_{50_F}}{d_{50_B}} \leq 5 - 25 \quad \text{für gut abgestufte Filter} \quad \text{Gl. 3-9}$$

Das bekannteste Kriterium zum Nachweis der geometrischen Sicherheit gegen Materialtransport haben *Terzaghi und Peck (1961)* entwickelt. Dieser Nachweis erfolgt über das Verhältnis von d_{15_F} des Filtererdstoffs zu d_{85_B} des Basiserdstoffs, das für Ungleichförmigkeiten U des Filter- und Basiserdstoffs ≤ 2 gilt.

$$\frac{d_{15_F}}{d_{85_B}} \leq 4 \quad \text{Gl. 3-10}$$

Vaughan und Soares (1982) schlugen hingegen einen Ansatz für Kerndichtungen aus Ton vor, der die Wirkung eines Filters in Relation zu seiner Durchlässigkeit bewertet und nicht anhand der Kornverteilung. Dieser, selbst nach Aussage der Autoren, konservative Ansatz sollte zur Dimensionierung von Filtern dienen, die bei einer konzentrierten Leckage des Dammkerns in der Lage sind, selbst kleinste Tonflocken zurück zu halten. Bei dieser Art der Filterbemessung ist die Partikelgröße δ des feinen Erdstoffes zu berücksichtigen, die den Filter gerade noch passieren kann. Dadurch entstehen jedoch auch Filter, die feiner sind als eigentlich notwendig (*Kleiner 2006*). Die von *Vaughan und Soares (1982)* ermittelte Grenze der Filterdurchlässigkeit ergibt sich zu:

$$k = 6,7 \cdot 10^{-6} \cdot \delta^{1,52} \quad \text{Gl. 3-11}$$

Jedoch hat sich das Kriterium nicht durchgesetzt, von USCOLD wird es zudem als „streng“ bezeichnet und die Durchlässigkeit nicht als geeignete Größe zur Baustellenüberwachung beim Einbau eines Filters betrachtet (*Kutzner 1996, Kleiner 2006*). Dennoch betonen auch *Delgado*

et al. (2006) nach Auswertung eigener und in der Literatur angegebener Tests die Wichtigkeit der Verdichtung und damit der Durchlässigkeit des Filtermaterials. *Fry (2007)* bezeichnet die Durchlässigkeit eines Filters ebenfalls als das entscheidende Kriterium. Für Zonendämme mit Tonkern hat *Fry (2007)* festgestellt, dass Durchlässigkeiten von Filtern kleiner als 10^{-4} den Wasseraustritt aus einer Leckage beeinflussen. Durchlässigkeiten um oder sogar kleiner als 10^{-5} hingegen können Erosion jedweder Art von Ton aus einem Dammkern verhindern.

Sherard et al. (1984a) konnten im Rahmen einer Studie mit gleichförmigen Sanden als Basismaterial nachweisen, dass die Grenze zwischen Erosion und erfolgreichem Filterverhalten etwa bei

$$\frac{d_{15_F}}{d_{85_B}} = 9$$

Gl. 3-12

liegt. Somit folgerten *Sherard et al. (1984a)*, dass dem bekannten Filterkriterium nach *Terzaghi und Peck (1961)* eine Sicherheit von etwa Faktor 2 zugesprochen werden kann. In weiteren Tests für feinkörnige Basiserdstoffe aus Ton- und Schluff, wie sie beispielsweise bei innenliegenden Dammkernen Verwendung finden, identifizierten *Sherard et al. (1984b)* Grenzen für kritische Filter, die in der Lage sind, auch bei konzentrierten Leckagen einen standsicherheitsgefährdenden Materialaustrag des Basiserdstoffs zu verhindern. Für viele Tone konnte die Grenze bei 25, für einige sogar bei über 50 ermittelt werden.

Von der Verwendung von Filterkriterien, auf Basis von D_{50}/d_{50} oder D_{15}/d_{15} , raten *Sherard et al. (1984a)* aufgrund der fehlenden theoretischen und experimentellen Grundlage ab. Auch das bei *Busch et al. (1993)* empfohlene Kriterium nach Versuchen von *Cistin (1967)* und *Ziems (1968)* für Ungleichförmigkeiten > 2 greift auf das Verhältnis D_{50}/d_{50} zurück, um das Abstandsverhältnis $A_{50,vorh}$ zu ermitteln. Zum Nachweis der Filterstabilität erfolgt ein Vergleich mit einem zulässigen Abstandsverhältnis $A_{50,zul}$, das sich in Abhängigkeit der Ungleichförmigkeit des Filtererdstoffs ergibt. Hierzu schränkt *Kutzner (1996)* ein, dass die Filter nach diesem Verfahren, mit steigender Ungleichförmigkeit des Filtererdstoffs und konstantem Abstandsverhältnis, konservativer und unwirtschaftlicher werden. Der Grund hierfür ist, dass die Durchlässigkeit von Filtern mit wachsendem Feinanteil abnimmt, die Rückhaltefähigkeit steigt und der Filter dadurch weniger Wasser abführen kann.

Basierend auf der Versagenswahrscheinlichkeit einer Erdstoffkombination hat *Witt (1986, in Saucke (2006) und Witt (1993))* ein Filterkriterium entwickelt. Dabei werden sowohl die maximale Eindringtiefe des Basis- in den Filtererdstoff und der damit verbundene tolerierbare Massenverlust im Basismaterial, als auch die Bandbreiten und Vertrauensbereiche der Korngrößenverteilungen vorher statistisch festgelegt. Der Nachweis, erneut geführt durch das Verhältnis charakteristischer Korngrößen, erfolgt dann in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit und der Feinheit des Filters.

Sherard und Dunnigan (1989) entwickelten im weiteren Verlauf ihrer Untersuchungen den sogenannten „no erosion filter- Test, durch den die Grenzen für kritische Filter in Abhängigkeit vom Feinanteilgehalt des Basiserdstoffs ermittelt werden können (Tabelle 3).

Tabelle 3: Filtergrenzen in Abhängigkeit vom Feinteilgehalt der Basis (Sherard und Dunnigan 1989)

Feinteilgehalt der Basis [%]*	Grenze der Filterwirksamkeit	Abgeleitetes Kriterium
85-100	$D_{15} = 7d_{85} - 12d_{85}$	$D_{15} \leq 9d_{85}$
40-80	$D_{15} = 0,7 - 1,5 \text{ mm}$	$D_{15} = 0,7 \text{ mm}$
15-40	$D_{15} \leq (40 - A)/(40 - 15)(4d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7$	
0-15	$D_{15} = 7d_{85} - 10d_{85}$	$D_{15} \leq 4d_{85}$

* Feinteilgehalt ist der prozentuale Anteil feiner als 0,075 mm, A der tatsächlich ermittelte prozentuale Feinteilgehalt des Basiserdstoffs nach *Sherard und Dunnigan (1989)*.

Anhand der Versuchsdaten von *Sherard et al. (1984a,b)*, *Sherard und Dunnigan (1989)*, *Kenney und Lau (1985)* und weiteren Forschern untersuchten *Foster und Fell (2001)* in einer Studie die Grenzzustände zwischen „keiner Erosion“ und „etwas Erosion“ sowie zwischen „übermäßiger Erosion“ und „fortschreitender Erosion“. Dazu entwickelten Sie den „no erosion filter“-Test von *Sherard und Dunnigan (1989)* zu einem „continuing erosion filter“-Test weiter. Die Filtergrenzen zwischen keiner und etwas Erosion wurden dabei von *Foster und Fell (2001)* analog zu *Sherard und Dunnigan (1989)* in Abhängigkeit vom Feinteilgehalt des Basiserdstoffs ermittelt (Tabelle 4).

Tabelle 4: Filtergrenzen in Abhängigkeit vom Feinteilgehalt der Basis (Foster und Fell 2001)

Feinteilgehalt der Basis [%]*	Grenze der Filterwirksamkeit	Abgeleitetes Kriterium
85-100	$D_{15} = 6,4d_{85} - 13,5d_{85}$	$D_{15} \leq 6,4d_{85}^{**}$
35-85	$D_{15} = 0,7 - 1,7 \text{ mm}$	$D_{15} \leq 0,5 \text{ mm}^{**}$
15-35	$D_{15} \leq 1,6 \cdot (35 - A)/(35 - 15)(4d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7$	
0-15	$D_{15} = 6,8d_{85} - 10d_{85}$	$D_{15} \leq 7d_{85}$

* Feinteilgehalt ist der prozentuale Anteil feiner als 0,075 mm, A der tatsächlich ermittelte prozentuale Feinteilgehalt des Basiserdstoffs nach *Sherard und Dunnigan (1989)*.

** Von *Foster und Fell (2001)* empfohlene abgeminderte Werte für hoch dispersive Böden, ansonsten identische Werte wie bei *Sherard und Dunnigan (1989)*.

Delgado et al. (2006) empfehlen als Folge ihrer vergleichenden Studien anstelle von d_{85} (als Basis für den Entwurf eines Filters anhand D_{15}) die Verwendung von d_{70} oder des Anteils der Fraktion des Basiserdstoffs, die das 0,075 mm Sieb passiert. Die Grenzen zwischen etwas und übermäßiger Erosion sowie zwischen übermäßiger und fortschreitender Erosion wurden von *Foster und Fell (2001)* in Abhängigkeit von d_{95} des Basismaterials ermittelt. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass ab einem Verhältnis von $D_{15} > 9d_{95}$, unabhängig von der Beschaffenheit des Basiserdstoffs, von fortschreitender Erosion auszugehen ist.

Als Ergänzung zu den geometrischen Kriterien wurden von *Locke et al. (2001)* ein analytisches Modell formuliert, mit dem die zeitabhängigen Veränderungen für kohäsionslose Filter- und Basiserdstoffe vorhergesagt werden können. Grundlage hierfür ist die Porenkanalverteilung des Filtermaterials, die aus der Korngrößenverteilung abgeleitet wird. Mit Hilfe eines solchen Modells sind die durch Partikeltransport hervorgerufenen Veränderungen für die Durchflussra-

te, die Durchlässigkeit und die Porosität von Filter- und Basiserdstoff bis zum Aufbau eines Filterkuchens abschätzbar. Darauf aufbauend haben *Indraratna et al. (2007)* ein weiteres Kriterium zur Unterscheidung von wirksamen und unwirksamen Filtern bei kohäsionslosen Böden entwickelt. Der Nachweis eines wirksamen Filters wird erfüllt, wenn der anhand der Auftretenswahrscheinlichkeit je Partikeloberfläche ermittelte $d_{85,SA}$ ($SA = \text{surface area}$) größer ist als der spezifische Porenkanaldurchmesser D_{c35} der Fraktion des Filters, bei der noch 35 % des Filtermaterials feiner sind. Dadurch soll sichergestellt sein, dass mindestens 15 % der Basiserdstoffpartikel größer als die spezifischen Porenkanäle sind, um durch Retention der Partikel im Filter den Aufbau eines Filterkuchens zu gewährleisten und weiteren Partikelaustrag zu verhindern.

3.2.2 Hydraulische Kriterien zur Vermeidung von standsicherheitsbedrohenden Bodendeformationen

Ist aufgrund der Kornstruktur der Erdstoffe eine Bewegung von Bodenpartikel grundsätzlich möglich und somit der Nachweis der geometrischen Sicherheit nicht erbracht, so sind in einem nächsten Schritt die hydraulischen Verhältnisse innerhalb des Erdstoffes zu prüfen. Dabei gilt es, den Nachweis zu erbringen, dass die vorhandenen hydraulischen Gradienten und die damit innerhalb des Erdstoffes vorhandenen Strömungskräfte kleiner sind als die kritischen - zu einer Bewegung von Bodenteilchen führenden - Gradienten. Den grundsätzlichen Zusammenhang zwischen geometrischen und hydraulischen Einflüssen in Abhängigkeit von der Filter / Basis-kombination und deren Auswirkungen auf den kritischen Gradienten zeigt Abbildung 11.

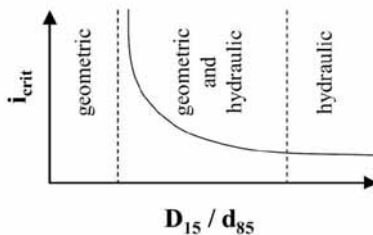


Abbildung 11: Geometrische und hydraulische Einflüsse in Abhängigkeit der Filter-/Basiskombination (Perzlaier et al. 2007)

Perzlaier (2007) gibt allerdings zu bedenken, dass sämtliche Versuche an Erdstoffen zur Ermittlung der kritischen hydraulischen Gradienten im Allgemeinen unter Laborbedingungen stattfinden, wodurch die natürliche Inhomogenität der Böden nur in Teilen berücksichtigt wird. Als Beispiel dafür führt er die Schwankungsbreiten der Kenngrößen auf, vor allem der Durchlässigkeit, weshalb der Fokus beim Entwurf primär auf geometrischen Kriterien liegen sollte. Eine Einschränkung findet sich bei *Schuler (1997)*, der die Verwendung hydraulischer, unter gleichzeitiger Vernachlässigung geometrischer Kriterien, als hinnehmbar erachtet, wenn ein bindiger Basiserdstoff und/oder ein untergeordnetes und nur kurzzeitig beanspruchtes Filter-

system vorliegt. *Perzmaier (2007)* führt weiter an, dass hydraulische Kriterien zur Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems und zur Beurteilung von Versagensmechanismen, wie der rückschreitenden Erosion, weitaus hilfreicher sind als zur Dimensionierung eines Filters während der Entwurfsphase. Hydraulische Kriterien werden daher oft herangezogen, um bestehende Filter zu beurteilen, die nicht mehr dem heutigen Stand der Technik entsprechen. Nachfolgend finden sich verschiedene hydraulische Kriterien zum Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion, Kontakterosion sowie Erosions- bzw. hydraulischen Grundbruch.

Als Näherung zum Nachweis der Sicherheit gegen äußere Suffosion wird bei *Muckenthaler (1989)* das Kriterium von *Istomina (1957)* angegeben. Der zulässige hydraulische Gradient ist demzufolge abhängig von der Ungleichförmigkeit U des Erdstoffs. *Istomina (1957, in Muckenthaler 1989)* ermittelte in seiner Versuchsreihe hierzu zunächst drei Bereiche:

$$i_{zul} = \begin{cases} 0,3 - 0,4 & \text{für } U < 10 \\ 0,2 & \text{für } 10 \leq U \leq 20. \\ 0,1 & \text{für } 20 < U \end{cases} \quad \text{Gl. 3-13}$$

Für ungleichförmige Erdstoffe wurden von *Istomina (1957, in Muckenthaler 1989)* noch weitere Versuche zur Verfeinerung durchgeführt, wofür der Erdstoff bei einer Korngröße von $d = 1\text{mm}$ aufgeteilt wurde. Partikel $d < 1\text{mm}$ wurden dabei der Skelettfüllung, Partikel $d \geq 1\text{mm}$ dem Skelett des Erdstoffs zugeordnet und für die beiden Anteile neue Körnungslinien ermittelt. Der kritische hydraulische Gradient für eine aufwärts gerichtete Strömung wurde von *Istomina (1957, in Muckenthaler 1989)* daraufhin wie folgt definiert:

$$i_{krit} = \frac{n \cdot k_{Fü}}{n_{Fü} \cdot k} + f \left(\frac{d_{10,Sk}}{d_{10,Fü} \cdot \tan \varphi_{Fü}} \right) \quad \text{Gl. 3-14}$$

mit n, k Porosität und Durchlässigkeit des gesamten Erdstoffs

$n_{Fü}, k_{Fü}$ entsprechende Werte der Skelettfüllung

$d_{10,Fü}$ d_{10} der Skelettfüllung

$d_{10,Sk}$ d_{10} des Erdstoffskeletts

$\tan \varphi_{Fü}$ abhängig von der Skelettfüllung

Die Ermittlung der Funktion $f \left(\frac{d_{10,Sk}}{d_{10,Fü} \cdot \tan \varphi_{Fü}} \right)$ erfolgt dabei graphisch in Abhängigkeit von $\left(\frac{d_{10,Sk}}{d_{10,Fü} \cdot \tan \varphi_{Fü}} \right)$, wobei $\tan \varphi_{Fü}$ für Feinsand den Wert 0,6 annimmt, für Mittelsand 0,7 und für Mehlsand 0,57. Diese Methode zur Ermittlung der kritischen hydraulischen Gradienten für ungleichförmige Erdstoffe wird von *Muckenthaler (1989)* und *Busch et al. (1993)* als grobe Näherung empfohlen.

Wittmann (1980) empfiehlt als Ansatz ein Gleichsetzen der Partikelsinkgeschwindigkeit mit der Porengeschwindigkeit. Zur Ermittlung der Sinkgeschwindigkeit greift er auf den von *Zanke (1982)* ermittelten Zusammenhang zurück,

$$v_s = \frac{12 \cdot v}{d(2,7-2,3FF)} \left(\sqrt{1 + (0,21D^*)^3 \cdot (2,7 - 2,3FF)} - 1 \right) \quad \text{Gl. 3-15}$$

mit FF Formbeiwert in Abhängigkeit der Kornform

$$D^* \quad \text{sedimentologischer Durchmesser mit } D^* = d \cdot \sqrt[3]{\rho' \cdot \frac{g}{v^2}} \text{ und } \rho' = \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w}$$

wobei der Formfaktor FF für natürliche Sedimente nach *ASCE (1962, in Zanke 1982)* zu 0,7 angenommen werden kann. Mit der mittleren Porengeschwindigkeit aus Gleichung 2-39 ergibt sich der kritische hydraulische Gradient zu:

$$i_{krit} = \frac{v_c \cdot \pi \cdot T}{k} \quad \text{Gl. 3-16}$$

Von *Wittmann (1980)* wurde das Kriterium für eine Porosität von $n = 0,35$ und eine aufwärts gerichtete Strömung graphisch ausgewertet, sodass der kritische Gradient abgelesen werden kann (Abbildung 12).

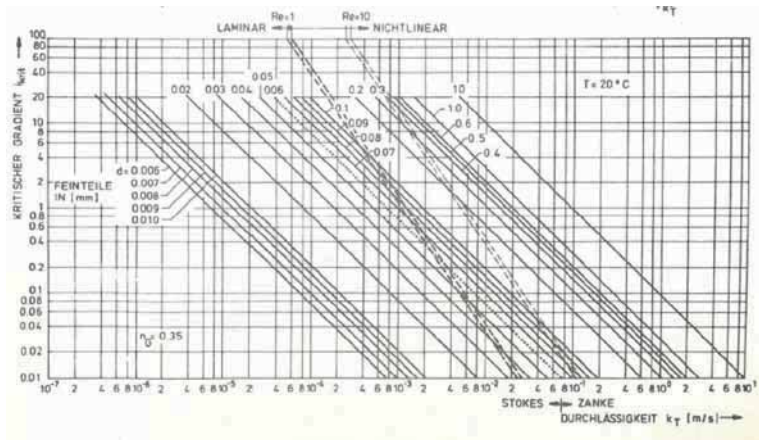


Abbildung 12: Kritischer Gradient bei aufwärts gerichteter Strömung (Wittmann 1980)

Wittmann (1980) weist jedoch darauf hin, dass das Kriterium nur im laminaren Bereich benutzt werden darf. Sobald die Durchlässigkeit nicht mehr die maßgebende hydraulische Größe darstellt, ist die Anwendung nicht mehr korrekt. Die maßgebende Grenze, bis zu der das Kriterium ohne größeren Fehler anwendbar ist, liegt nach *Wittmann (1980)* bei einer Reynoldszahl von $Re = 10$.

Für Erdstoffe mit stetiger Kornverteilung empfehlen *Busch et al. (1993)* hingegen ein anderes Kriterium zum Nachweis der Suffosionssicherheit, in das neben der Ungleichförmigkeit und der Durchlässigkeit des Erdstoffs auch die Durchströmungsrichtung als Winkel zwischen Erdbeschleunigung und Strömungsrichtung mit einfließt.

$$i_{krit} = \varphi_0 \sqrt{\frac{ngd_s^2}{v_k}} = 0,6 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) a^* \cdot \sin \left(30^\circ + \frac{\alpha}{8} \right) \sqrt{\frac{ngd_s^2}{v_k}} \quad \text{Gl. 3-17}$$

mit $\alpha^* = 0,82 - 1,80 \cdot n + 0,0062(U - 5)$

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

d_s größtes suffusionsanfälliges Korn mit $d_s = 0,27 \cdot \sqrt[n]{U} \cdot \frac{n}{n-1} \cdot d_{17}$ (nach *Busch et al. (1993)* das 0,6-fache des mittleren Porenkanaldurchmessers nach *Pavcic (in Ziems 1968)*)

ρ_s Trockendichte des Erdstoffs

ρ_w Dichte des Wassers

Auf dieses, die Durchströmungsrichtung berücksichtigende, Kriterium von *Busch et al. (1993)* wird auch in *BAW (2011)* verwiesen.

Für Schluff-Sand-Kies- und Ton-Schluff-Sand-Kies-Gemische haben *Wan und Fell (2004b)* untersucht, von welchen Randbedingungen der kritische hydraulische Gradient beeinflusst wird. Hierbei zeigte sich, dass Erosion ausgewählter feiner Partikel sowohl bei suffusionsanfälligen als auch bei stabilen Böden bereits bei Gradienten unterhalb des kritischen Gradienten beginnt. Zudem konnte kein zweifelsfreier mathematischer Zusammenhang zwischen dem kritischen Gradienten und der Ungleichförmigkeit U sowie dem minimalen Verhältnis H/F oder dem Feinteilgehalt ermittelt werden. Im Gegensatz dazu fiel allerdings der generelle Trend auf, dass bei zunehmender Porosität eines Erdstoffs Partikelbewegungen bereits bei niedrigeren hydraulischen Gradienten beginnen. Ein weiterer Einfluss konnte von *Wan und Fell (2004b)* für tonige Bestandteile nachgewiesen werden. Bei Böden, die tonige Feinteile beinhalten, setzen Partikelbewegungen erst bei höheren Gradienten als bei Böden mit vergleichbarem Feinanteil ein, die aber keine Tonbestandteile enthalten. Ebenso konnte ein maßgeblicher Einfluss der Verdichtung des Erdstoffs festgestellt werden, da der Gradient für den Beginn der Partikelbewegung umso größer wird, je stärker der Erdstoff verdichtet ist. Zuletzt zeigte sich, dass Böden mit Ausfallkörnungen bei vergleichsweise niedrigeren Gradienten bereits Partikelbewegungen aufweisen, im Gegensatz zu vergleichbaren Böden ohne Ausfallkörnung.

Auch zum Nachweis der Sicherheit gegen *Kontakterosion* findet sich eine Vielzahl von Kriterien. Grundsätzlich können Partikelbewegungen nur auftreten, wenn die geometrische Sicherheit nicht gegeben ist. Im Falle der Strömung in Richtung der Schwerkraft, senkrecht zur Schichtgrenze und oben liegendem Basiserdstoff, wird bei fehlender geometrischer Sicherheit in der Regel die Einhaltung von $i_{krit} \approx 0$ gefordert, das heißt, es darf kein hydraulischer Gradient vorhanden sein (*Busch et al. 1993*). Zum Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion seien exemplarisch mit den Ansätzen von *Ziems (1968)*, *Brauns (1985)* und *Bezuijen (1987, in Saucke 2006)* und *Guidoux et al. (2010)* vier Kriterien angegeben, eine umfangreiche Zusammenstellung findet sich bei *Muckenthaler (1989)* oder bei *Saucke (2006)*.

Für den Fall einer aufwärts gerichteten Strömung mit darüber liegendem Filter und einer Ungleichförmigkeit des Basismaterials $U \leq 5$ gibt *Ziems (1968)* den kritischen hydraulischen Gradienten im Basismaterial mit

$$i_{krit} = 0,66 + \frac{6}{d_{10,B}^2 \cdot A_{50}^2} \quad \text{Gl. 3-18}$$

an. Die Anwendung dieses Kriteriums ist von der Ungleichförmigkeit des Filtermaterials unabhängig.

Für den Fall horizontaler - also schichtparalleler - Durchströmung und ebenfalls oben liegendem Filter wurde von *Brauns (1985)* ein hydraulisches Kriterium zum Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion entwickelt. Der kritische hydraulische Gradient ist hiernach zum einen abhängig von d_{50} des Basiserdstoffs, sowie zum anderen vom wirksamen Korndurchmesser des Filtererdstoffs $d_{w,F}$ (Abbildung 13).

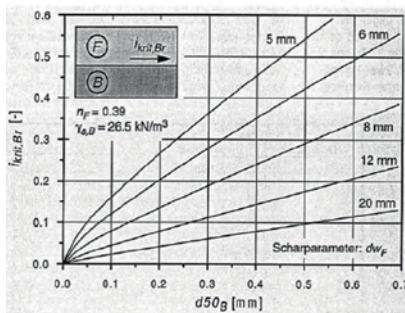


Abbildung 13: Hydraulisches Kontakterosionskriterium nach Brauns (1985) (aus Saucke 2006)

Den Anwendungsbereich definiert *Brauns (1985)* anhand der Abstandskennzahl κ . Diese ist definiert durch

$$\kappa = \frac{n_F \cdot D_{15}}{d_{gs}} \quad \text{Gl. 3-19}$$

Bei Werten von $\kappa \geq 10$ ist nach *Brauns (1985)* der Erosionsvorgang ausschließlich hydraulisch bestimmt, somit ist das Kriterium nach Abbildung 13 anwendbar. Die kritische Filtergeschwindigkeit ergibt sich nach *Brauns (1985)* in diesem Bereich zu

$$v_{krit} = 0,65 \div 0,7 \cdot n_F \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) g d_{50}} \quad \text{Gl. 3-20}$$

Bei $\kappa < 3$ besteht eine ausreichende geometrische Sicherheit gegen Kontakterosion, wohingegen sich für den Zwischenbereich $3 < \kappa < 10$ nach *Brauns (1985)* kein eindeutiges Kriterium angeben lässt, da hydraulische und geometrische Effekte gleichermaßen ihren Einfluss ausüben. *Saucke (2006)* hingegen sieht die Anwendung dieses Kriteriums auch für den Zwischenbereich als gerechtfertigt.

Guidoux et al. (2010) haben den Ansatz von *Brauns (1985)* für Schluff, Sand/Ton-Gemische und Sande weiterentwickelt. Die kritische Filtergeschwindigkeit ergibt sich unter Verwendung des wirksamen Korndurchmessers zu (*ICOLD 2013*)

$$v_{krit} = 0,65 \div 0,7 \cdot n_F \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) g d_w \left(1 + \frac{\beta}{d_w^2}\right)}. \quad \text{Gl. 3-21}$$

Den empirisch ermittelten Wert β geben *Guidoux et al. (2010)* mit $5,3 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$ an. Der kritische hydraulische Gradient ergibt sich wieder aus der *Ergun-Gleichung (Ergun 1952)*. Für die Koeffizienten A und B in Abhängigkeit des Fließregimes werden die Werte nach *Fand et al. (1987)* verwendet. Das Kriterium kann allerdings nicht für Böden mit großer Kohäsion verwendet werden, da deren Erosionsverhalten nicht mit dem Partikeldurchmesser in Verbindung steht (*ICOLD 2013*).

Ähnlich wie das Kriterium von *Brauns* gilt auch das auf Versuchsergebnissen basierende Kriterium von *Bezuijen (1987, in Saucke 2006)* für schichtparallele Strömungen. Bei diesem Kriterium wird allerdings zusätzlich ein Neigungswinkel der Grenzfläche gegenüber der Horizontalen mit berücksichtigt (*Saucke 2006*). Der Bewegungsbeginn der Bodenpartikel wird über die nach *Shields (1936)* zu ermittelnde kritische Schubspannung bestimmt. Als Eingangsgrößen in das von *Bezuijen* aufgestellte Diagramm werden neben den charakteristischen Kenngrößen $d_{15,F}$ und $d_{50,B}$ auch die Porosität des Filters n_F sowie der Neigungswinkel der Grenzfläche benötigt.

Die für die Sicherheit eines Staudammes bedrohlichste Form der Bodendeformation stellt der *Erosions- bzw. hydraulische Grundbruch mit anschließender rückschreitender Erosion* dar. Das Phänomen der rückschreitenden Erosion in Verbindung mit der Ausbildung einer stabilen Stromröhre wird auch als *piping* bezeichnet. Diese Stromröhre kann im schlimmsten Fall eine direkte Verbindung von der Luft- bis zurück auf die Wasserseite des Absperrbauwerks ermöglichen, die aufgrund der dann in der Röhre vorherrschenden Strömungsverhältnisse zu fortschreitendem Materialaustrag und schließlich zum Bruch des Bauwerks führen kann. Der gefährdetste Bereich ist hierbei der Übergang zwischen Bauwerkssohle und Untergrund (*Davidenkoff 1970*). Der hydraulische Grundbruch kann erst dann auftreten, wenn die nach oben gerichtete Strömungskraft das unter Auftrieb stehende Gewicht des darüber befindlichen Erdstoffs übersteigt. Das zugehörige Kräftegleichgewicht zwischen Gewichtskraft und Strömungskraft des Sickerwassers $F_G = S$ wurde von *Terzaghi und Peck (1961)* aufgestellt.

$$(1 - n)(\gamma_s - \gamma_w) = i_{krit} \cdot \gamma_w \quad \text{Gl. 3-22}$$

Somit ergibt sich der kritische Gradient für das Eintreten des hydraulischen Grundbruchs zu

$$i_{krit} = \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}. \quad \text{Gl. 3-23}$$

Beispielhaft gibt *Muckenthaler (1989)* den kritischen Gradienten für Porositäten des Basismaterials zwischen $0,25 \div 0,48$ und einer Kornwichte von $\gamma_s = 26 \text{ kN/m}^3$ im Bereich zwischen $0,83 \leq i_{krit} \leq 1,20$ an.

Die gleiche Herangehensweise ist auch auf die *Kontakterosion* übertragbar. Von der Vorstellung ausgehend, dass Kontakterosion beginnt, wenn ein örtlich begrenzter Durchbruch an der Kontaktfläche von Basis- zu Filtermaterial erfolgt, kann der kritische Gradient analog ermittelt werden. Da im Bereich der Kontaktfläche jedoch lokal höhere Gradienten vorherrschen können als im übrigen Erdstoff, hervorgerufen etwa durch einen sehr großen Porenanteil im Basiserdstoff im Vergleich zum Filtererdstoff, empfiehlt *Ziems (1968)* eine Abminderung des mittleren kritischen Gradienten um den Faktor $0,7 \div 0,8$. Dementsprechend reduziert sich die Spanne für den kritischen Gradienten auf das Intervall $0,58 \leq i_{krit} \leq 0,96$.

Zur Verhinderung eines Erosionsgrundbruchs werden bei *Davidenkoff (1970)* die Kriterien von *Bligh*, *Lane* und *Chugaev* angegeben. Bligh nimmt hierfür an, dass eine Stromröhre mit konstantem Querschnitt entlang des gesamten Gründungsumrisses eines Staubaueswerkes vorhanden ist, und leitet daraus den zulässigen kritischen Gradienten ab (Tabelle 5). Auch die Strömungswiderstände entlang der Stromröhre werden hier als konstant angenommen.

Tabelle 5: Kritische Gradienten nach Bligh (in Davidenkoff 1970)

Erdstoff	i_{krit}
Feiner Schlick	0,056
Feiner schlickartiger Sand	0,067
Grober Sand	0,083
Mischungen aus Sand, Kies und Geröll	0,11 – 0,2

Davidenkoff (1970) merkt jedoch bereits an, dass das Verfahren nach *Bligh* lediglich historische Bedeutung genießt, da sich die damit ermittelten Gradienten in Versuchen als nicht zutreffend erwiesen haben.

Lane (1934, in Davidenkoff 1970) entwickelte diesen Ansatz weiter, jedoch mit der Verfeinerung, dass vertikal durchsickerte Abschnitte dreimal so wirksam wären als horizontal durchsickerte Bereiche. Aus der statistischen Auswertung von 200 Versagensfällen leitet *Lane* seine kritischen Gradienten in Abhängigkeit vom durchsickerten Erdstoff ab (Tabelle 6).

Tabelle 6: Kritische Gradienten nach Lane (in Davidenkoff 1970)

Erdstoff	i_{krit}	Erdstoff	i_{krit}
Sehr feiner Sand oder Schlick	0,12	Grobkies mit Steinen	0,33
Feiner Sand	0,14	Geröll mit Kies und Steinen	0,40
Mittelsand	0,17	Ton weich	0,33
Grobsand	0,20	Ton mittelweich	0,50
Feiner Kies	0,25	Ton hart	0,56
Mittelkies	0,29	Ton sehr hart	0,625

Als erste Anhaltswerte zur Beurteilung der Gefahr einer konzentrierten Unterspülung sind beide Ansätze aber durchaus geeignet (Saucke 2006).

Chugaev stützt sein Kriterium für den zulässigen Gradienten ebenfalls auf die Auswertung einer Vielzahl von Stauanlagen (Davidenkoff 1970). In Abhängigkeit von der Stauhöhe, der Summe der Widerstandskoeffizienten und der maßgebenden Tiefe der durchlässigen Schicht, entwickelt er zulässige Grenzwerte für den Gradienten, der gleich der bezogenen Sickerströmungsgeschwindigkeit der durchströmten Schicht ist. Die von Chugaev auf diese Weise ermittelten zulässigen Gradienten zeigt Tabelle 7. Die angegebene Spanne für die kritischen Gradienten ist dabei einem von Chugaev eingeführten „Fortschrittskoeffizienten“ n geschuldet, der zur Berücksichtigung zukünftiger Entwicklungen in der Bautechnik Werte zwischen 1 - 1,3 einnehmen kann. Somit stellt die untere Grenze der angegebenen Gradienten immer den tatsächlich ermittelten Wert dar, die obere Grenze ergibt sich durch den Faktor 1,3.

Tabelle 7: Kritische Gradienten nach Chugaev (in Davidenkoff 1970)

Erdstoff	i_{krit}	Erdstoff	i_{krit}
Dichter Ton	0,40-0,52	Mittelsand	0,15-0,20
Grobsand, Kies	0,25-0,33	Feinsand	0,12-0,16
Schluffiger Ton	0,20-0,26		

In Versuchen von Müller-Kirchenbauer et al. (1993) zur rückschreitenden Erosion unter Dämmen und Wehren konnten die von Chugaev (in Davidenkoff 1970) angegebenen Gradienten nur für homogene Untergrundverhältnisse bestätigt werden. Für geschichtete Untergrundverhältnisse hingegen liegen die Angaben von Chugaev auf der unsicheren Seite, da in der Versuchsreihe bereits deutlich geringere Gradienten zum Versagen der Bodenmatrix führten.

Von Weijers und Sellmeijer (1993) wurden anhand von Modellversuchen ein Kriterium zur Abschätzung der kritischen Gradienten in kohäsionslosen Sanden entwickelt, das wirtschaftliche Bauweisen von Dämmen und Deichen ermöglicht als nach den Verfahren von Bligh und Lane. Sie leiteten einen Zusammenhang ab, bei dem der kritische Gradient aus dem Verhältnis der kritischen Potenzialdifferenz H_{crit} zur Länge des Sickerweges ermittelt wird. Eine Besonderheit hierbei ist, dass in die Ermittlung der kritischen Potenzialdifferenz drei verschiedene Anteile mit einfließen. Neben der analytischen Beschreibung der Strömung des Wassers zur und der Strömung in der Erosionsröhre, findet auch die analytische Beschreibung der Stabilität der Körner am Boden der Erosionsröhre Eingang in die Berechnung. Aus den Testergebnissen von Weijers und Sellmeijer (1993) kann jedoch abgeleitet werden, dass bereits bei 40 % des hydraulischen Gradienten, der zur Ausbildung einer Erosionsröhre bis ins Oberwasser erforderlich ist, der Erosionsbeginn stattfindet. Nachteil des Kriteriums ist jedoch, dass es nur für die beiden in der Versuchsreihe verwendeten Fein- und Mittelsande Gültigkeit besitzt. Werden gröbere Erdstoffe durchströmt, liegen die ermittelten Koeffizienten hingegen auf der unsiche-

ren Seite (Saucke 2006). Auf unterschiedliche Randbedingungen ist das Kriterium daher nicht ohne Weiteres übertragbar, was auch von Weijers und Sellmeijer (1993) angemerkt wird. Grund hierfür ist die Annahme laminarer Strömungsbedingungen in den untersuchten Sanden für die mathematischen Betrachtungen, die jedoch bereits bei Grobsand in turbulente Strömung übergehen können. Von Schmertmann (2000) werden auf Grundlage dieser Untersuchungen von Weijers und Sellmeijer (1993) und eigenen Tests Korrekturfaktoren entwickelt, um die Übertragbarkeit der Laborergebnisse auch auf verschiedene Anwendungsfälle mit unterschiedlichen Geometrien und Randbedingungen zu ermöglichen, so zum Beispiel bei variierender Mächtigkeit oder Dichte der gefährdeten Schicht. Dabei weist Schmertmann (2000) besonders auf den ermittelten grundsätzlichen Zusammenhang zwischen dem kritischen Gradienten i_{pmt} und der Ungleichförmigkeit $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ hin (Abbildung 14). Schmertmann (2000) gibt jedoch auch zu bedenken, dass manche der Korrekturfaktoren im konkreten Einzelfall durchaus vernachlässigbar sein können, immer abhängig von den örtlichen Verhältnissen.

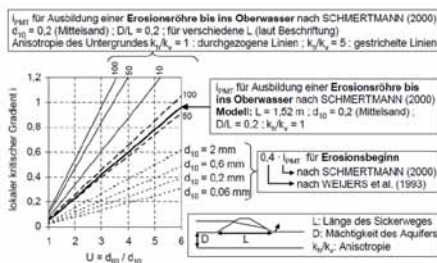


Abbildung 14: Kritische lokale hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion (Perzimaier 2007)

Ein weiteres Kriterium zur Ermittlung der kritischen hydraulischen Gradienten für Sande haben Sellmeijer et al. (2012, in ICOLD 2013) auf der Basis eines mathematischen Modells entwickelt. Es basiert darauf, dass der kritische hydraulische Gradient aus drei Bestandteilen errechnet werden kann, dem Widerstandsfaktor F_R , einem Maßstabsfaktor F_S sowie einem Faktor für die geometrische Form der durchströmten Schicht F_G .

$$i = F_R \cdot F_S \cdot F_G$$

Gl. 3-24

In die Berechnung des Widerstandsfaktors F_R gehen neben dem Widerstandsbeiwert des Sandes sowie dem Gewicht des Wassers und des Sandes unter Auftrieb, der Bettungswinkel, die relative Dichte und die Ungleichförmigkeit des Sandes, sowie die Rundheit der Sandkörner mit ein. Der Maßstabsfaktor F_S setzt sich aus dem d_{70} , der spezifischen Permeabilität sowie der Sickerlänge zusammen, während der Formfaktor F_G nur von der Dicke der Sandschicht unter dem Staudamm und der Sickerlänge beeinflusst wird. Für ihre Versuche verwendeten Sellmeijer et al. (2012, in ICOLD 2013) einen Bettungswinkel von 37° und einen Widerstandskoeffizienten von 0,25 mit einer Permeabilität von $\kappa = 1,02 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2$. Nach den Autoren der Untersuchung ist bei der Anwendung dieses Ansatzes kein Sicherheitsfaktor enthalten. Dieser sollte aber beim Entwurf eines neuen Sperrbauwerks berücksichtigt werden.

In *ICOLD (2013)* wird zudem noch auf russische Entwurfsmethoden verwiesen, nach denen der vorhandene mittlere hydraulische Gradient kleiner sein muss als der, durch einen Zuverlässigkeitsfaktor γ_n dividierte, kritische hydraulische Gradient. Dieser Zuverlässigkeitsfaktor wird anhand der bei einem Dammbruch zu erwartenden sozialen und ökonomischen Konsequenzen festgelegt.

3.2.3 Herleitung kritischer Gradienten aus der Sedimentbewegung

Muckenthaler (1989) entwickelte einen Ansatz auf der Grundlage der Sedimentbewegung in natürlichen Gerinnen. Dabei greift er auf die Modellvorstellung eines Rohres mit Durchmesser D , einer kritischen mittleren Geschwindigkeit $\bar{v}$ im Rohr, einer Sedimentschicht an der Rohrsohle mit Partikeldurchmesser d und einer im Abstand d von der Rohrsohle wirkenden und für den Bewegungsbeginn der Partikel kritischen Geschwindigkeit v_c zurück. Das idealisierte Rohr stellt dabei den Porenkanal eines Erdstoffs dar. Der Ansatz für den Partikeltransport erfolgt nun durch Gleichsetzen der mittleren effektiven Porengeschwindigkeit $\bar{v}_p$ mit der örtlichen kritischen Geschwindigkeit v_c . Die mittlere effektive Porengeschwindigkeit ist hier wie in Gleichung 2-39 definiert als $\bar{v}_p = \frac{v_f}{n \cdot T}$. Die Ermittlung der kritischen Geschwindigkeit basiert auf dem Ansatz von *Shields (1936)* und dessen ermittelten Zusammenhang, dass der Schleppspannungsbeiwert (auch *Shields-Parameter* θ) eine Funktion der Korn-Reynoldszahl ist.

$$\theta = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d} = f\left(\frac{v_* \cdot d}{\nu_w}\right). \quad \text{Gl. 3-25}$$

mit τ_c kritische Schubspannung
 v_* kritische Schubspannungsgeschwindigkeit

Sowohl τ_c als auch v_* können als Funktion eines Gefälles I ausgedrückt werden, wodurch iterativ die beiden unbekannten Parameter nach Gleichung 3-25 bestimmt werden können.

$$\tau_c = \rho_w \cdot g \cdot R_s \cdot I = \rho_w \cdot g \cdot \frac{D}{4} \cdot I \quad \text{Gl. 3-26}$$

$$v_* = \sqrt{g \cdot R_s \cdot I} = \sqrt{g \cdot \frac{D}{4} \cdot I} \quad \text{Gl. 3-27}$$

Die Ermittlung der lokalen kritischen Geschwindigkeit v_c erfolgt nun in Abhängigkeit von den in einem rauen Rohr vorherrschenden Strömungsverhältnissen. Hierfür verwendet *Muckenthaler (1989)* das logarithmische Gesetz für die Geschwindigkeitsverteilung, das Geschwindigkeitsprofil im Rohr definiert er nach (*Schlichting und Gersten 2006*).

$$0 \leq \frac{v_* \cdot y}{\nu_w} \leq 5 \quad \text{für überwiegend laminare Strömung}$$

$$5 \leq \frac{v_* \cdot y}{\nu_w} \leq 70 \quad \text{Übergangsbereich von laminar zu turbulent}$$

$$70 < \frac{v_* \cdot y}{\nu_w} \quad \text{für überwiegend turbulente Strömung}$$

Die Ermittlung der lokalen kritischen Geschwindigkeit erfolgt für den laminaren Bereich mit

$$\frac{v_c}{v_*} = \frac{v_* \cdot y}{v_w} \quad \text{Gl. 3-28}$$

und für den Übergangs- sowie den turbulenten Bereich mit

$$\frac{v_c}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \frac{y}{k_s} + \frac{2\sqrt{2}}{\sqrt{\lambda}} + 3,75 - 2,5 \cdot \ln \frac{D}{2 \cdot k_s} \quad \text{Gl. 3-29}$$

Der Widerstandsbeiwert λ wird hier mit der Formel nach *Colebrook und White* berechnet. Die kritische Geschwindigkeit v_c kann so mit Hilfe der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit ermittelt werden. Abschließend kann durch den Vergleich von v_c und $\bar{v}_p$ über die Filtergeschwindigkeit v_f und die Durchlässigkeit des Grobskeletts k_D der kritische hydraulische Gradient i_{krit} mit Hilfe des nichtlinearen Widerstandsgesetzes der Porenströmung nach *Kovacs (1969, in Muckenthaler 1989)* ermittelt werden.

Muckenthaler (1989) vergleicht zusätzlich seinen auf den Untersuchungen von *Shields (1936)* basierenden Ansatz mit den Untersuchungen für feinstes Kornmaterial nach *Bonnefille (1963)*, die Gegenstand der Auswertungen von *Vollmers und Pernecker (1967)* sind. Im Ergebnis stellt *Muckenthaler (1989)* fest, dass sich die nach *Shields* und *Bonnefille* ermittelten kritischen Geschwindigkeiten kaum unterscheiden. *Muckenthaler (1989)* zeigt zudem, dass der Ansatz von Adhäsionskräften für sehr feine Partikel dazu führt, dass ab Unterschreiten einer bestimmten Partikelgröße der kritische hydraulische Gradient gleich bleibt bzw. sogar wieder ansteigt. Daraus folgert er, dass für jeden Boden ein minimaler hydraulischer Gradient vorhanden sein muss, unter dem keine Materialbewegungen auftreten können.

Um eine genauere Ermittlung von τ_c und u_* sowie des Widerstandsbeiwerts λ zu ermöglichen, wurden von verschiedenen Forschern auf Grundlage von ausgewerteten Versuchsdaten neue Formeln zur Bestimmung dieser Parameter entwickelt, deren Ergebnisse die bekannten Versuchsdaten gut abbilden. Bei *Goltz (2012)* sind beispielsweise die Arbeiten von *Paphitis (2001)* und *Cheng (2008)* angeführt.

So hat *Paphitis (2001)* auf der Grundlage einer Vielzahl veröffentlichter Daten Formeln entwickelt, die eine vergleichsweise einfachere Anwendung erlauben. Der *Shields-Parameter* berechnet sich nach *Paphitis (2001)* in Abhängigkeit von der Korn-Reynoldszahl im Bereich $0,01 < Re_* < 10^5$ zu

$$\theta = \frac{0,188}{1 + Re_*} + 0,0475(1 - 0,699e^{-0,015Re_*}) \quad \text{Gl. 3-30}$$

Abhängig vom Korndurchmesser D lassen sich auch die kritische Schubspannung sowie die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit berechnen (*Paphitis 2001*).

$$D \leq 0,1 \text{ cm} \begin{cases} v_* = 3,724 \cdot D^{0,256} \\ \tau_c = 13,804 \cdot D^{0,512} \end{cases} \quad \text{Gl. 3-31}$$

$$D \geq 0,1 \text{ cm} \begin{cases} v_* = 7,656 \cdot D^{0,569} \\ \tau_c = 58,479 \cdot D^{1,139} \end{cases} \quad \text{Gl. 3-32}$$

Auf der Grundlage der Versuchsdaten von *Nikuradse (1933)* wurde von *Cheng (2008)* zudem eine weitere Formel zur Berechnung des Widerstandsbeiwerts λ für raue Rohre entwickelt, sodass auch hier keine Iteration zur Lösung mehr erforderlich ist.

$$\frac{1}{\lambda} = \left(\frac{Re}{64}\right)^{\alpha} \cdot \left(1,8 \cdot \log \frac{Re}{6,8}\right)^{2 \cdot (1-\alpha) \cdot \beta} \cdot \left(2 \log \frac{3,7 \cdot D}{k_s}\right)^{2 \cdot (1-\alpha) \cdot (1-\beta)} \quad \text{Gl. 3-33}$$

$$\text{mit} \quad \alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{Re}{2720}\right)^9}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot Re \cdot k_s}{320}\right)^2}$$

Perzmaier (2007) vergleicht die kritischen mittleren Geschwindigkeiten, die sich mit dem Ansatz von *Muckenthaler (1989)* ergeben, mit den Ansätzen von *Brauns (1985)* und *Ziems (1968)* und stellt eine gute Übereinstimmung fest. Auch beim Vergleich mit den Ansätzen nach *Schmertmann (2000)* kann er eine gute Übereinstimmung nachweisen.

Bei *ICOLD (2013)* ist das Kriterium von *Hoffmans (2013, noch unveröffentlicht)* angegeben, das ebenfalls den *Shields-Parameter* zur Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten berücksichtigt. Limitierend wirkt allerdings, dass der Anwendungsbereich nur bis zu einer Einstauhöhe von 10 m angegeben wird.

3.2.4 Fugenerosion

Zur Verhinderung einer konzentrierten Leckage im Bereich des Übergangs zwischen geschüttetem Damm und einem Massivbauwerk und der damit verbundenen Fugenerosion empfiehlt *Saucke (2006)* zwei hydraulische Kriterien. Für aufwärts gerichtete Strömungen in vertikalen Fugen ist das hydraulische Kriterium von *Wittmann (1980)* anzuwenden, das bereits in Kapitel 3.2.2 erläutert wurde. Für Strömungen entlang horizontaler Fugen rät *Saucke (2006)* zu dem ebenfalls bereits beschriebenen Kriterium von *Weijers und Sellmeijer (1993)*.

3.3 Einflussfaktoren auf die Versagenswahrscheinlichkeit

Von *ICOLD (1995)* wurden Versagensfälle von Talsperren statistisch ausgewertet. Demnach versagen Erd- und Steinschüttdämme deutlich öfter als z.B. Betonstauauern. Die häufigste Versagensursache ist hierbei das Überströmen des Absperrbauwerks, wobei die äußere Erosion auf der luftseitigen Böschung zum Bruch des Dammes führen kann. Vorgänge von innerer Erosion im Dammkörper sowie im Dammuntergrund stellen die nächsthäufigsten Versagensformen dar. 70 % der Versagensfälle treten in den ersten zehn Betriebsjahren auf, der Großteil hiervon wiederum bereits im ersten Jahr nach der Inbetriebnahme. Aufbauend auf diesen und ergänzt durch noch weitere Daten wurde von *Foster et al. (2000b)* die Auswertung für Staudämme noch weiter präzisiert. Demnach ist fast die Hälfte der Versagensfälle bei Staudämmen auf *piping* im Dammkörper, dem Untergrund oder vom Dammkörper in den Untergrund zu-

rückzuführen. *Foster et al. (2000b)* werten in ihrer Arbeit aus, welche Einflussfaktoren Erosion bzw. *piping* in diesen drei Bereichen begünstigen. Dabei unterscheiden Sie die Dämme hinsichtlich ihrer Zonierung, nach der Art des verwendeten Kernmaterials und dessen Einbau. Die Einflussfaktoren für *piping* durch den Untergrund werden neben der Art der Dammzonierung nach ihrer Untergrundabdichtung und den geologischen Verhältnissen im Untergrund ausgewertet. Für die Versagensfälle durch *piping* von der Dammschüttung in den Untergrund wurde zudem noch der Einfluss von Filterschichten in der Gründungssohle mit untersucht.

Die Dammzonierung hat einen entscheidenden Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit. So traten die meisten Schadensfälle durch *piping* im Dammkörper bei homogenen Erddämmen auf. Nahezu 80 % aller Versagensfälle können auf vier Dammtypen (Homogene Erddämme, Erddämme mit luftseitigem Sickerprisma am Dammfuß aus Felsausbruch, Erddämme mit oberflächendichtung aus Beton und Erddämme mit Dichtkern aus Lehmschlag) zurückgeführt werden, die jedoch nur ein Viertel der gesamten Dammpopulation ausmachen. Zudem stellten *Foster et al. (2000b)* fest, dass etwa die Hälfte aller Versagensfälle durch *piping* entlang von Massivbauwerken hervorgerufen wurde. Bei Zonendämmen mit innenliegendem Dammkern stellte sich vor allem die Verwendung glazialer Böden im Kern als sehr kritisch für *piping* heraus. Auch alluviale Kernmaterialien konnten als besonders anfällig identifiziert werden, vor allem, wenn Schluff, aber auch schluffige oder tonige Sande Bestandteile waren. Die Gefahr des *pipings* nimmt zudem mit abnehmender Verdichtung des Kernmaterials zu.

Weitaus weniger häufig kommt es zum Bauwerksversagen aufgrund von *piping* durch den Untergrund. *Foster et al. (2000b)* ermittelten auch für diesen Fall, dass Erddämme um ein Vielfaches häufiger aufgrund von *piping* durch den Untergrund versagen als Steinschüttddämme. *Foster et al. (2000b)* folgern daher, dass die Steinschüttung das Fortschreiten des *pipings* bis zum Bruch verhindert, ebenso das Vorhandensein eines Flächenfilters im Gründungsbereich des Dammes. Die Form der Untergrundabdichtung beeinflusst ebenso wie die vorherrschende Geologie die Häufigkeit von *piping*-Versagensfällen. Obwohl nur 15 % der Dämme eine Untergrundabdichtung besitzen, die nicht in den Fels einbindet, vereinen sie über 70 % der Versagensfälle durch *piping*. Bei den verbleibenden 27 % der Versagensfälle von Dämmen mit Untergrundabdichtung bis in den Fels fand das Versagen aufgrund von *piping* durch den Fels statt. Als besonders anfällig für *piping* konnten *Foster et al. (2000b)* wieder alluviale Böden identifizieren. Auch Erosion von Bodenmaterial durch Risse und Spalten in Granit-, Kalk- und Sandsteinfels können zum Versagen eines Staudammes führen.

Die statistische Auswertung der Daten durch *Foster et al. (2000b)* zeigt weiter, dass *piping* von der Dammschüttung in den Untergrund bei Felsuntergrund wahrscheinlicher auftritt als bei einer Gründung auf anderen Böden. Als besonders gefährdet hat sich hier die Gründung auf wechsellagernd geschichtetem Sandstein herausgestellt, aber ebenso die Gründung auf Granit und Kalkstein. Über 20 % der von *piping*-Prozessen betroffenen Dämme in der Auswertung von *Foster et al. (2000b)* waren auf Sandstein gegründet. Gerade Risse und Klüfte im Sandstein erhöhen dabei das *piping*-Risiko. *Fry und Jorge (2012)* haben im Rahmen einer Untersuchung von mehreren auf Sandstein gegründeten Dämmen, bei denen innere Erosion aufgetreten ist,

festgestellt, dass mit zunehmender Verwitterung auch die Durchlässigkeit des Gesteins und damit die Erodierbarkeit stark zunimmt. Die Dammzonierung spielt bei dieser Versagensart hingegen eine untergeordnete Rolle, auch kann dem Vorhandensein von horizontalen Flächenfiltern kein eindeutiger Einfluss zugeschrieben werden. Eine Untergrundabdichtung kann diese Art des Versagens nicht sicher verhindern, da in der Vergangenheit auch Anlagen versagt haben, bei denen die Untergrundabdichtung bis in den Fels eingebunden war. Erfolgt die Dammgründung nicht auf Fels, so ist auch hier das Versagensrisiko auf glazialen und alluvialen Böden am höchsten.

Foster et al. (2000b) konnten zudem zeigen, dass der größte Teil der Versagensfälle während des erstmaligen Einstaus oder in den ersten fünf Betriebsjahren aufgetreten ist, was sich wiederum mit den Ergebnissen von *ICOLD (1995)* deckt. Umfangreiche Zusammenstellungen über die Einflussfaktoren, die die Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks in Abhängigkeit des Versagensmechanismus erhöhen, finden sich ebenfalls bei *Foster et al. (2000b)*.

Aufbauend auf den Ergebnissen dieser statistischen Auswertung der Dammversagensfälle entwickelten *Foster et al. (2000a)* im Rahmen des Forschungsprojektes eine Methode, um die Wahrscheinlichkeit eines Dammversagens durch *piping* qualitativ abschätzen zu können. Dafür wurden in Abhängigkeit der bereits beschriebenen Randbedingungen Gewichtungsfaktoren abgeleitet, mit deren Hilfe man eine Wahrscheinlichkeit des Dammversagens durch *piping* unter Berücksichtigung der Dammbauweise ermitteln kann. Die Autoren weisen darauf hin, dass diese qualitative Abschätzung lediglich zur Prioritätenreihung bei der Risikoabschätzung bestehender Dämme gedacht ist und die errechneten Wahrscheinlichkeiten keine absoluten Wahrscheinlichkeiten darstellen. Keine Berücksichtigung bei der Ermittlung der Gewichtungsfaktoren erfahren hydraulische Einflüsse, wie etwa der hydraulische Gradient im Kernmaterial (*Schmertmann 2002*). Dieser spielt jedoch bei der Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit durch *piping* im Vergleich zu den anderen Einflüssen nur eine untergeordnete Rolle (*Foster et al. 2002*). Dieses von *Foster* entwickelte Verfahren wird in Kapitel 6.4 für die in dieser Arbeit betrachteten Staudämme durchgeführt.

Ein detailliertes Verfahren zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit des Dammversagens durch innere Erosion und *piping* durch das Dammbauwerk findet sich bei *Fell und Wan (2004)*. Für die Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit durch innere Erosion und *piping* durch die Dammgründung sowie durch das Dammbauwerk in die Gründung sei auf *Fell und Wan (2005)* verwiesen. Anders als bei *Foster et al. (2000a)* finden hier neben rein qualitativen Faktoren auch die tatsächlichen hydraulischen und geotechnischen Gegebenheiten Eingang in den Bewertungsprozess.

Ein weiteres, auf all diesen Veröffentlichungen aufbauendes Werkzeug zur Risikoanalyse für die Dammsicherheit, findet sich bei *Fell et al. (2009)*. Mit Hilfe der dort beschriebenen Kriterien lässt sich die Auftretenswahrscheinlichkeit für innere Erosion, *piping* oder *hydraulic fracturing* in Abhängigkeit der örtlichen Gegebenheiten abschätzen. Zunächst sollen hierfür mögliche sogenannte Versagenspfade identifiziert werden (z.B. nach *Foster et al. (2000a)*, *Fell und*

Wan (2004) oder Fell und Wan (2005)). In einem nächsten Schritt soll jeder dieser Versagenspfade in eine von den Autoren entwickelte Ereignisbaumstruktur überführt werden. In diese Ereignisbäume sollen die fünf Phasen „Erosionsbeginn“, „andauernde Erosion“, „Fortschreiten der Erosion“, „Gegenmaßnahmen unwirksam“ und „Dammbruch“ Eingang finden. Nach Festlegung der zu betrachtenden statischen, seismischen und hydrologischen Belastungszustände des Bauwerks können für jeden Knoten des Ereignisbaums die daraus resultierenden Wahrscheinlichkeiten für verschiedene Versagensmechanismen und Versagensorte abgeschätzt werden. Im Ergebnis kann eine Gesamtwahrscheinlichkeit für das Versagen durch innere Erosion und *piping* berechnet werden, die wiederum als Grundlage für weiterführende Risikobetrachtungen dienen kann.

Dabei berücksichtigen Fell et al. (2009) neben der Dammkonstruktion und den verwendeten Baumaterialien ebenfalls die Auflagerbedingungen sowie die geologischen Gegebenheiten an der jeweiligen Sperrenstelle. Die Autoren empfehlen jedoch, diese Art der Risikoabschätzung von einem Team aus Spezialisten durchführen zu lassen, die im Idealfall zum Teil bereits beim Bau des Dammes, zumindest aber beim Betrieb und der Überwachung beteiligt waren bzw. sind. Die im Rahmen dieser Arbeit behandelten Staudämme werden - begrenzt auf die geologischen Randbedingungen - in Anlehnung an dieses Verfahren untersucht und bewertet. Die Ergebnisse werden in Kapitel 6.4 dargestellt.

3.4 Zeitliche Entwicklung innerer Erosionsvorgänge

In der Regel treten Versagensfälle durch innere Erosion und das damit verbundene *piping* sehr schnell auf. Zwischen der ersten Beobachtung und dem Versagen des Dammbauwerks liegen meist nur 6-12 Stunden (Fell et al. 2003). Das ist jedoch nur die Zeitspanne ab dem ersten Sichtbarwerden bis hin zum Versagen des Bauwerks. Tatsächlich können solche Prozesse im Inneren eines Bauwerks schon weitaus längere Zeit unerkannt ablaufen.

Fell et al. (2003) haben Daten von Staudämmen ausgewertet, die in der Vergangenheit aufgrund von innerer Erosion und *piping* versagt haben, aber auch von solchen, bei denen derartige Prozesse aufgetreten sind, ohne dass das System versagte. Aufbauend auf diesen Falldokumentationen haben Fell et al. (2003) versucht, den zeitlichen Ablauf des Gesamtprozesses in Abhängigkeit von den vorliegenden Randbedingungen zu differenzieren. Ziel der Autoren war es, grobe Anhaltswerte für das Verhalten eines Staudammes zu bekommen. Hierfür wurden Einflussfaktoren auf die einzelnen Stufen des Erosionsprozesses, getrennt nach Lage und Funktion, untersucht, um daraus eine zeitliche Gesamtabschätzung des Versagensprozesses abzuleiten.

Da der Beginn innerer Erosion unter normalen Umständen nie beobachtet werden kann, haben Fell et al. (2003) die Prozesse „Beginn“ und „andauernde Erosion“ zusammengefasst und bewertet. Demnach schreitet die innere Erosion in der Dammschüttung am schnellsten bei Vorhandensein eines Risses oder initiiert durch *hydraulic fracturing* voran, sobald der Wasserstand den Riss oder die kritische Stauhöhe für *hydraulic fracturing* erreicht hat. Die hierfür

erforderliche Zeit kann dabei bei unter drei Stunden liegen. Ebenfalls in derart kurzer Zeit entwickelt sich Erosion in Bereichen erhöhter Durchlässigkeit entlang von Massivbauwerken sowie bei rückschreitender Erosion im Dammuntergrund infolge eines hydraulischen Grundbruchs auf der Luftseite. Das Vorhandensein einer konzentrierten Leckage führt hingegen in allen Bereichen eines Staudammes zu schnell einsetzenden Erosionsprozessen.

Ob die Erosion fortschreitet, hängt davon ab, ob das Material im erodierenden Bereich dazu in der Lage ist, eine stabile Röhre auszubilden. Hierzu haben *Fell et al. (2003)* die Wahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Material errechnet, nach der sich eine stabile Röhre - bzw. das Dach derselben - ausbildet. Für die Dammschüttung ist ein Fortschreiten der Erosion wahrscheinlicher, wenn das erodierte Material einen Feinteilanteil $< 0,075$ mm von > 15 % besitzt und nur teilweise wassergesättigt ist. Dies trifft etwa beim Ersteinbau eines Reservoirs zu. Mit abnehmendem Feinteilgehalt und zunehmender Wassersättigung nimmt diese Wahrscheinlichkeit ab.

Im Dammuntergrund erhöht sich die Wahrscheinlichkeit für ein Fortschreiten der Erosion durch Bildung eines Röhrendachs, wenn *piping* in Böden mit bindigen Feinteilen stattfindet oder wenn eine bindige Bodenschicht die erodierende Schicht überdeckt. Ebenso ist die Wahrscheinlichkeit größer, wenn *piping* durch Lösungsbereiche im Fels oder unter festen Einbauten hindurch stattfindet.

Die Wahrscheinlichkeit, dass sich die Erosionsröhre in einem nächsten Schritt vergrößert, hängt für Damm und Untergrund, neben dem hydraulischen Gradienten und dem Bodentyp, auch vom Tongehalt des Materials ab. Die Wahrscheinlichkeit für den Dammkörper erhöht sich zudem bei abnehmender Einbauqualität der Materialien, in Abhängigkeit von der Verdichtung und des Einbauwassergehaltes sowie der Wassersättigung des Materials. Im Untergrund nimmt die Wahrscheinlichkeit mit geringer Dichte und weicherer Konsistenz ebenfalls zu. Limitierend kann im Fall einer Erosionsröhre wirken, wenn die wasserseitig gelegene Dammzone in der Lage ist, die Stromröhre durch eingewaschenes Material wieder aufzufüllen, oder aber wenn die wasserseitige Zone den möglichen Durchfluss aufgrund ihrer Durchlässigkeit begrenzt.

Die Zeit bis zum Versagen des Bauwerks wird maßgebend von den luftseitig eingebauten Materialien bestimmt. Grobkörnige Steinschüttungen verzögern die Zeit bis zum Versagen des Bauwerks auf mehrere Tage bis hin zu Monaten oder gar Jahren, wohingegen bei Sand, schluffigem Sand und Schluff mit einem Bruch innerhalb weniger Stunden gerechnet werden muss. Auf der Grundlage dieser Einflussfaktoren haben *Fell et al. (2003)* eine Matrix zur Abschätzung der Zeit bis zum endgültigen Systemversagen erarbeitet. Treffen alle sich negativ auswirkenden Faktoren an einem Staudamm zusammen, können zwischen dem Beginn von Erosion und Bruch des Bauwerks weniger als drei Stunden liegen. Im günstigsten Fall kann sich dieser Prozess über Wochen und Monate, zum Teil sogar über Jahre erstrecken.

Schmertmann (2004) weist in diesem Zusammenhang darauf hin, dass sich an vielen Anlagen eine teilweise Erosionsröhre durchaus schon früher geformt haben kann, ohne dass dies durch

den Betreiber erkannt wird. Dies stützt die Aussage von *Fell et al. (2003)*, dass viele Dämme, an denen *piping*-Phänomene beobachtet werden konnten, zuvor lange Zeit ohne Auffälligkeiten betrieben wurden. Erst durch ein auslösendes Moment erfolgt dann der plötzliche Durchschlag in Richtung Oberwasser, der in der Folge schnell zum Systemversagen führen kann. Zudem weist *Schmertmann (2004)* auf die Wichtigkeit der Ungleichförmigkeit U hin, um die Gefahr der inneren Erosion zu beurteilen.

Von *Wan und Fell (2004c)* wurden mit dem Hole-Erosion-Test und dem Slot-Erosion-Test zwei Testverfahren für verschiedene Böden durchgeführt, um die Geschwindigkeit des Erosionsvorgangs in einem Riss oder einer konzentrierten Leckage abschätzen zu können. Dadurch kann die Zeitdauer bis zur Bildung einer Erosionsröhre durch Vergrößerung der konzentrierten Leckage abgeschätzt werden, was wiederum einen Anhaltswert dafür liefert, ob ein Eingreifen von außen noch möglich wäre. Aufgrund der insgesamt einfacheren Anwendung wird von den Autoren die Anwendung des Hole-Erosion-Tests empfohlen. Theoretische Grundlage der Tests ist die lineare Abhängigkeit zwischen der durch die Strömung hervorgerufenen Schubspannung und der Erosionsrate eines Bodens. Diese Abhängigkeit kann ausgedrückt werden durch (*Wan und Fell 2004c*):

$$\dot{\epsilon}_t = C_e (\tau_t - \tau_c) \quad \text{Gl. 3-34}$$

mit $\dot{\epsilon}_t$ Erosionsrate bezogen auf die Oberfläche des Schlitzes/des Lochs zum

Zeitpunkt $t \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{m}^2}{\text{s}} \right]$

C_e Proportionalitätskonstante als Koeffizient der Bodenerosion $\left[\frac{\text{s}}{\text{lm}} \right]$

τ_t hydraulische Schubspannung entlang des Schlitzes /des Lochs zum

Zeitpunkt $t \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right]$

τ_c kritische Schubspannung für den Erosionsbeginn entlang

des Schlitzes /des Lochs $\left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right]$

Mit Hilfe des Erosionsratenindex I kann abgeschätzt werden, wie schnell ein Bodenmaterial erodiert. Dieser ist eine Funktion des Koeffizienten der Bodenerosion C_e und ergibt sich zu

$$I = -\log(C_e) \quad \text{Gl. 3-35}$$

und nimmt Werte von 0 – 6 an. Je kleiner der Erosionsratenindex I , desto schneller erodiert der zu untersuchende Boden. Umgekehrt heißt das, dass Böden mit einem größeren I -Wert langsamer erodieren. Werte $I < 2$ bedeuten dabei eine extrem schnelle, Werte $I > 6$ eine extrem langsame Erosion. In ihren Untersuchungen haben *Wan und Fell (2004c)* jedoch festgestellt, dass sich bereits bei einem Erosionsratenindex von $I < 4$ kleine Risse innerhalb eines halben Tages zu Erosionsröhren von einigen Metern Durchmesser fortentwickeln können. Der

Erosionsratenindex wird dabei stark von der Verdichtung und dem Wassergehalt des Bodens beeinflusst.

4 Staudämme und deren Überwachung

4.1 Bauweisen von Staudämmen

Staudämme unterscheiden sich in Bezug auf das verwendete Schüttmaterial sowie in Bezug auf die Lage der Dichtungsebene. So werden die Absperrbauwerke entweder als Erd- oder Steinschüttdämme ausgeführt. Die Frage nach dem zu verwendenden Schüttmaterial wird meist stark von den örtlichen Gegebenheiten beeinflusst und beantwortet sich aus Kostengründen daher meist von selbst. Die Dichtungsebene eines Staudammes kann als Oberflächendichtung auf der Wasserseite oder als Kerndichtung im Inneren des Bauwerks angeordnet sein. Große Talsperrendämme werden in der Regel als zonierte Erdbauwerke mit Dichtungsebene, zugehörigen Filtern und Stützkörpern ausgeführt. Im Gegensatz dazu bestehen homogene Dämme aus möglichst dichten Dammschüttmaterialien, können aber zudem eine zusätzliche Oberflächendichtung besitzen (*Blind 1987*).

Als Oberflächendichtungen kommen neben Asphalt und Beton auch geosynthetische Tondichtungsbahnen, Kunststoffdichtbahnen und mineralische - also natürliche - Oberflächendichtungen zum Einsatz (*DWA 2012*). Bei der Ausführung mit Oberflächendichtung fungiert der gesamte Damm als Stützkörper (*ATV-DVWK 2002*).

Auch Innendichtungen können aus Asphalt ausgeführt werden, ebenso aber aus hydraulisch gebundenen Dichtwandmassen, wie zum Beispiel selbsterhärtenden Suspensionen oder Erd- bzw. Tonbeton. Unbewehrter und bewehrter Beton wird in Dichtungen aus Schlitz- oder Bohrpfehlwänden verwendet. Schmalwände werden zwar bevorzugt zur Abdichtung von Stauhaltungsdämmen und Deichen eingesetzt, können aber auch bei Talsperren zur Anwendung kommen. Weiter kommen mineralische bzw. natürliche Innendichtungen im Staudambau zum Einsatz. Der Einsatz von Spundwänden begrenzt sich aufgrund ihrer limitierten Länge im Normalfall auf die Untergrundabdichtung von Staubauwerken. Sowohl Asphalt- als auch natürliche Kerndichtungen können entweder senkrecht oder in ihrer Achse zur Luftseite geneigt eingebaut werden (*DWA 2012*).

Alle Staudämme werden in Abhängigkeit von den vorhandenen Gründungs- und Auflagerbedingungen mehr oder weniger stark unter- und umströmt (*Kutzner 1996*). So ist in den meisten Fällen zusätzlich eine Abdichtung des Untergrundes erforderlich. Dies trifft vor allem zu, wenn ein Staudamm nicht auf kompakten Fels gegründet werden kann. Von besonderer Notwendigkeit ist dies zum Beispiel bei klüftigem oder – noch gravierender – löslichem Fels, aber auch bei zum Teil inhomogenen glazialen oder alluvialen Untergründen mit hoher Durchlässigkeit. Möglichkeiten zur Abdichtung sind z.B. Schlitzwände oder Untergrundinjektionen, bei Dämmen mit Oberflächendichtung wird in der Regel eine in den Fels einbindende Herdmauer am wasserseitigen Böschungsfuß angeordnet.

4.2 Kontrollgänge in Staudämmen

Um eine definierte Verbindung zwischen der Dammdichtung, ob als Oberflächen- oder Kerndichtung ausgeführt, und der Untergrundabdichtung zu erreichen, wird an dieser Schnittstelle in Europa oftmals ein Kontrollgang angeordnet. In anderen Erdteilen, z.B. in Asien oder Südamerika, wird im Gegensatz dazu auf die Anordnung eines Kontrollgangs verzichtet (*Aufleger 2010*). Dabei ist die Verbindung von Damm- und Untergrund bzw. Untergrundabdichtung nur eine der möglichen Funktionen eines Kontrollgangs. Kontrollgänge dienen neben der Möglichkeit zur Aufnahme von Messeinrichtungen zur Bauwerksüberwachung auch als Ausgangspunkt für Abdichtungsarbeiten im Untergrund (*Kutzner 1982*). Dennoch wird in der Praxis die Notwendigkeit eines Kontrollgangs und die Anordnung eines solchen sehr unterschiedlich bewertet (*ICOLD 2005*).

Die Anordnung eines Kontrollgangs erfolgt in der Regel teilweise oder sogar komplett unterhalb der Gründungssohle eines Staudammes (*ICOLD 2005*). Bei Gründungen auf Fels wird der Stollen oder die dafür erforderliche Baugrube meist durch Sprengen hergestellt. Damit ist aber unter Umständen eine nachteilige Auflockerung bzw. Störung des angrenzenden Felsgefüges verbunden, die durch anschließende Injektionen wieder ausgeglichen werden muss (*Kutzner 1996*). Die Anordnung von Kontrollgängen im Dammquerschnitt unterscheidet sich je nach Art des gewählten Dichtungssystems. Ist es nicht möglich, direkt auf Fels zu gründen, sondern auf den überlagernden Talauffüllungen, so ist auf das unterschiedliche Setzungsverhalten von Dammschüttung und eines solchen Massivbauwerks ein besonderes Augenmerk zu richten und dieser Umstand entsprechend konstruktiv zu berücksichtigen. Wird der Kontrollgang auf einer in den tiefer liegenden Fels einbindenden Schlitzwand angeordnet, so muss den Setzungsunterschieden zwischen der im Vergleich starren Untergrundabdichtung mit Kontrollgang und der Dammschüttung ebenfalls sorgfältig Rechnung getragen werden (*Pircher 1978*).

Bei Dämmen mit Oberflächendichtung wird der Kontrollgang zweckmäßigerweise am wasserseitigen Böschungsfuß in die Herdmauer integriert. Ein Vorteil davon ist, dass dadurch vergleichsweise leicht eine abschnittsweise Fassung und Messung von Sickerwasserabflüssen im Kontrollgang ermöglicht werden kann, indem man die unter der Dichtung angeordnete Filterschicht in den Stollen entwässern lässt (*Pircher 1978*). Leckagen in der Dichtung können auf diese Art leicht erkannt werden.

Kontrollgänge bei Dämmen mit Innendichtung befinden sich zumeist in oder in der Nähe der Achse des Dammkerns, manchmal auch an der Luftseite des Kerns, im Bereich des Filters. Um einen bestmöglichen und dichten Anschluss des massiven Kontrollgangs an die Erdkerndichtung eines Staudammes zu erreichen, empfiehlt *ATV-DVWK (2002)*, die Anschlussflächen mit Neigungen von 5:1 bis 10:1 auszuführen und die Schüttstoffe um den Kontrollgang notfalls per Hand einzubauen, um eine ausreichende Verdichtung zu erreichen. Um den zulässigen hydraulischen Gradienten einzuhalten, wird in *ATV-DVWK (2002)* zudem die Verwendung von steinfreiem, körnigen Boden empfohlen, um den Porenraum des Betons zu schließen. Auch dieser ist gegebenenfalls von Hand einzubauen.

Ein Vorteil durch die Anordnung eines Kontrollgangs ergibt sich bereits beim Bau eines Staudammes. Durch ihn besteht die Möglichkeit, die Arbeiten zur Abdichtung des Untergrundes unabhängig von den Dammschütтарbeiten durchführen zu können. Sobald der Kontrollgang errichtet wurde, kann die Untergrundabdichtung - z.B. in Form von Felsinjektionen bei klüftigem Fels - von diesem aus hergestellt werden, der Schüttbetrieb wird dadurch nicht beeinträchtigt (*Kutzner 1982*). Auch bei in Betrieb befindlichen Staudämmen erleichtert ein Kontrollgang eventuell erforderliche Nachinjektionsmaßnahmen, da diese von dort aus durchgeführt werden können und nicht der gesamte Damm von der Krone aus durchbohrt werden muss, was immer mit einer Auflockerung und damit einer Verschlechterung des Schüttkörpers verbunden ist. Derartige Nachinjektionen können z.B. im Zuge von Dammerhöhungen erforderlich werden, für die die Untergrundabdichtung erweitert werden muss (*Kutzner 1982*). Kurzfristig notwendige Injektions- oder Drainagebohrungen können ebenfalls von dort aus vergleichsweise schnell ausgeführt werden, was wiederum die Gesamtsicherheit der Anlage erhöht (*Blind 1982*).

Eine weitere wichtige Funktion übernehmen Kontrollgänge bei der Bauwerksüberwachung. So kann beispielsweise die Durchsickerung des Dammbauwerks kontrolliert werden, indem das Sickerwasser aus dem Filter – im Idealfall nach Abschnitten getrennt – in den Kontrollgang eingeleitet, dort gesammelt und messtechnisch erfasst wird. Ebenso kann von dort aus die Funktionsfähigkeit der Untergrundabdichtung kontrolliert werden. Hierzu können beispielsweise Piezometer zur Überwachung der Druckverhältnisse vom Stollen aus in den Untergrund eingebracht werden. Ist der Kontrollgang direkt über der Untergrundabdichtung angeordnet, so ist es möglich, die Piezometerdrücke sowohl wasser- als auch luftseitig der Untergrundabdichtung zu erfassen. Als weiterer Vorteil besteht die Möglichkeit, Setzungsmessgeräte im Bereich der Gründungssohle zu installieren, mit deren Hilfe Aussagen über das Setzungsverhalten von Damm und Untergrund im Bereich der Dammgründung getroffen werden können (*Kutzner 1982*).

Neben den genannten Vorteilen bestehen natürlich auch Nachteile, die gegen die Ausführung eines Kontrollgangs sprechen. Nicht nur, dass ein Kontrollgang eine potentielle Schwachstelle für terroristische Angriffe darstellt, auch der bauliche Aufwand und die damit verbundenen Baukosten sprechen oftmals gegen die Anordnung eines Kontrollgangs (*Aufleger 2010*). Zudem stellt ein solches Massivbauwerk zweifelsohne einen Fremdkörper in der Dammschüttung bzw. im Übergangsbereich zwischen Kern und Untergrundabdichtung dar. Bei schlechter Ausführung der Anbindung an die Dichtung besteht die Gefahr hoher Gradienten und einer Verkürzung des Sickerweges (*Aufleger 2010*), was im schlimmsten Fall zu einer standsicherheitsgefährdenden Bodendeformation führen kann. Unterschiedliche Setzungen der Bauteile und die damit verbundenen Spannungsumlagerungen im Bereich des Kontrollgangs bergen zudem die Gefahr von Zonen mit geringen Totalspannungen, was bei Aufstau zu *hydraulic fracturing* führen kann (*Aufleger 2010*). *Hydraulic fracturing* kann zudem auch durch Bohr- und Injektionsmaßnahmen vom Kontrollgang aus verursacht werden (*Kutzner 1982*). Nicht zuletzt muss bei der Entscheidung für einen Kontrollgang auch die Erdbebensicherheit gewährleistet sein, um

Beschädigungen - wie etwa Risse - und damit verbundene Leckagen sicher ausschließen zu können.

Die Entscheidung, ob ein Staudamm mit oder ohne Kontrollgang ausgeführt werden soll, muss in jedem Fall sorgfältig abgewogen werden. Ein nachträglicher Einbau eines Kontrollgangs in einen bestehenden Staudamm stellt einen großen Eingriff in den Dammkörper dar, der neben dem entsprechenden bautechnischen Aufwand auch mit einer Gefährdung für das Dammbauwerk selbst verbunden ist. Erwähnt sei hier nur die Gefahr von großflächigen Auflockerungen des Dammes bis hin zu Auswirkungen auf das Dichtungselement, wenn der Kontrollgang im Bereich des Schüttkörpers angeordnet werden soll. Ein gelungenes Beispiel für den nachträglichen Einbau eines Kontrollganges findet man zum Beispiel am Sylvensteinspeicher (*Lang und Overhoff 2015*).

4.3 Hydrometrische Messungen zur Beobachtung der Durchsickerung

Messungen zur Beobachtung der Durchsickerung sind für die Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes elementar. Eine geeignete Instrumentierung ermöglicht dabei die Überprüfung, ob das Bauwerk sich gemäß der Bemessungsannahmen verhält. Dabei unterscheiden *Dunnicliff und Green (1993)* zum einen die Überwachung besonders gefährdeter Bereiche aufgrund von schwierigen Gründungsbedingungen oder ungewöhnlichen Konstruktionsmerkmalen, und zum anderen die Überwachung des normalen Bauwerksverhaltens ohne derartige ungünstige Randbedingungen. Im ersten Fall muss die Instrumentierung auf die potentielle Schwächezone hin abgestimmt werden, um den betroffenen Bereich in seiner Gesamtheit zu erfassen. Im anderen Fall ist die Instrumentierung zwar ebenfalls sorgsam auszuwählen, jedoch geben *Dunnicliff und Green (1993)* zu bedenken, dass jede im Kern oder Dammkörper installierte Messstelle eine Inhomogenität im Bauwerk darstellt und daher die lokale Schwächung des Dammkörpers mit dem möglichen Erkenntnisgewinn kritisch abgewogen werden muss.

Schadensfälle bei Talsperren sind meist auf eine auslösende Ursache zurückzuführen, deren Indizien im weiteren Verlauf nicht genügend Beachtung finden, sodass sich weitere Schäden bis hin zum Versagen des Gesamtsystems entwickeln können (*Blind 1982*). Durch ein funktionierendes Überwachungssystem, in Form klug angeordneter Messstellen, steigt die Wahrscheinlichkeit, derartige Katastrophen frühzeitig erkennen und durch Einleitung geeigneter Gegenmaßnahmen verhindern zu können. Dabei sollen die Messungen Informationen über das Bauwerk in seiner Gesamtheit sowie an den bereits angesprochenen, besonders markanten Stellen des Bauwerks liefern und dadurch helfen, das plangemäße Verhalten der Anlage zu überprüfen (*ICOLD 1988*). Die Überwachung einer Talsperre muss dabei neben den örtlichen und konstruktiven Gegebenheiten auch dem Gefährdungspotenzial der jeweiligen Anlage angepasst sein. Zudem muss eine zuverlässige Überwachung folgenden Anforderungen genügen (*DWA 2011*):

- Erfassung des Kurz- und Langzeitverhaltens aller zugehörigen Bauwerke

- Verhalten von Bauwerk und Untergrund muss ausreichend differenziert und vollständig erfasst werden
- Die Ergebnisse der Überwachung und damit das Verhalten von Bauwerk und Untergrund müssen interpretierbar sein
- Die relevanten Wirkgrößen müssen erfasst werden

Zu den relevanten Wirkgrößen zählt zuallererst der Wasserstand im Staubecken, da dieser durch den resultierenden Wasserdruck die Belastung des Dammbauwerks und der eventuell vorhandenen Betriebsanlagen bedingt. Weitere Wirkgrößen sind beispielsweise die Luft- und die Wassertemperatur, wobei diese bevorzugt bei Staumauern von großer Bedeutung sind. Wichtig für die Beurteilung hydrometrischer Messungen sind aber sowohl Niederschlagsdaten, als auch Kenntnisse über Schneehöhen und Tauperioden. Gerade diese beiden Wirkgrößen können unter Umständen die Ergebnisse von Sickerwasserabflussmessungen, aber auch von Kluft-, Grund- und Porenwasserdruckmessungen deutlich dominieren, sodass dadurch die Auswertung der Daten unter Umständen erschwert werden kann. Weitere Wirkgrößen können die Einwirkungen aus Erdbeben sowie der Chemismus des Sickerwassers und dessen Wirkungen sein. Der Vollständigkeit halber seien auch die Einwirkungen auf das Bauwerk aus Eisgang, Wühltriebfall oder Pflanzenwuchs erwähnt. Diese an der Oberfläche eines Dammes angreifenden Einwirkungen werden im Rahmen der regelmäßig durchzuführenden visuellen Kontrollen überwacht (*DWA 2011*). Dabei sollen neben Sickerwasseraustritten und Vernässungen auch Erosionsspuren sowie Risse und lokale Setzungen erkannt werden. Auf der Wasserseite können Wirbelbildungen an der Wasseroberfläche oder die Umlagerung des Steinsatzes der Böschung weitere optische Indizien für einen Schaden am bzw. im Damm sein. Auch die Kontaktzone Damm – Untergrund, vorhandene Stollen, die Betriebseinrichtung, die Umgebung des Staudamms sowie die elektrischen Anlagen sind in die visuellen Kontrollen mit einzuschließen.

Neben diesen regelmäßigen visuellen Kontrollen des Staudamms empfiehlt *DWA (2011)* grundsätzlich die Durchführung von Sickerwasserabflussmessungen. Differenziert nach Dammhöhe, der Art und Lage des Dichtungselementes und in Abhängigkeit vom Vorhandensein eines Kontrollgangs werden zudem Poren- und Sohlwasserdruckmessungen empfohlen, ebenso die Messung des Potenzialabbaus im Untergrund sowie die Messung der luftseitigen Grund- und Kluftwasserstände zur Kontrolle der Lage der Sickerlinie.

Um eine dauerhafte und qualitativ verlässliche Messwerterhebung zu gewährleisten, sollte bei der Instrumentierung eines Staudammes auf die Langzeitbeständigkeit der Messeinrichtungen unter den örtlichen Randbedingungen geachtet werden (*USACE 1995, Bureau of Reclamation 2014b, DWA 2011*). Dies ist besonders bei später nicht mehr zugänglichen Messstellen von großer Wichtigkeit. Zur Beständigkeit trägt auch bei, die Messeinrichtungen so einfach wie möglich zu halten. Dies erleichtert die Diagnose im Schadensfall, da so meist direkte Rückschlüsse auf die Ursache gezogen werden können, ohne zunächst die Glaubwürdigkeit der Messwerte in Frage stellen zu müssen, wie dies bei komplexeren Systemen durchaus der Fall sein kann. Um auch der Wirtschaftlichkeit beim Betrieb eines Staudammes Rechnung zu tragen, sollten zudem nur Systeme mit geringem Unterhaltungsaufwand und mit einer ausrei-

chenden Widerstandskraft gegen mutwillige Beschädigung installiert werden. Um sicherzustellen, dass wichtige Messstellen, deren Ersatz bei Ausfall schwierig oder gar unmöglich ist, nicht dauerhaft verloren sind, empfiehlt sich zudem der Einsatz redundanter Systeme (DWA 2011).

Die Anordnung der Messinstrumente im Dammkörper sollte bevorzugt in den Bereichen erfolgen, auf die ein besonderes Augenmerk gelegt werden soll. Dazu gehören zum einen beispielsweise potentielle Schwächezonen, die vermeintlich am stärksten belastet werden, oder Bereiche von Unstetigkeiten in der Dammgründung, wie etwa Geländesprünge im Talgrund oder an den Talflanken. Zum anderen sollen aber auch Dammquerschnitte instrumentiert werden, an denen repräsentativ das Verhalten des gesamten Bauwerks überwacht und die Berechnungsannahmen verifiziert werden können. Zumindest einer dieser Querschnitte sollte dabei den Bereich der größten Dammhöhe abdecken. Zum Vergleich können zusätzliche Messeinrichtungen an weiteren Orten installiert werden (USACE 1995).

4.3.1 Sickerwasserabflussmessung

Ein absolutes Messverfahren, das zudem in der Lage ist, plötzliche Veränderungen im Bauwerk anzuzeigen, ist die direkte Sickerwasserabflussmessung. Mit der Messung des Sickerwasserabflusses ist man einerseits in der Lage, die Menge des die Dichtung durchsickernden Wassers zu messen, andererseits kann man anhand der Trübung des Sickerwassers abschätzen, ob Materialaustrag aus dem Dammbauwerk stattfindet. So können die Funktionsfähigkeit der Dichtung, wie auch die Funktionsfähigkeit der Drainagen oder Filterzonen überprüft werden. Bei entsprechender Ausführung ist man zudem in der Lage, auch die Menge an Wasser zu erfassen, die den Damm unter- oder umströmt. Schwierig wird die Erfassung der Unterströmung aber unter Umständen, wenn das Bauwerk auf durchlässigem Untergrund gegründet wurde, wie zum Beispiel auf einer alluvialen Talfüllung. Hier muss die Überwachung eventuell durch alternative Methoden erfolgen, zum Beispiel durch den Einbau von Piezometern. Ähnliche Probleme ergeben sich, wenn der Dammfuß durch unterhalb angeordnete Kraftwerke eingestaut wird (Fell et al. 1992). DWA (2011) empfiehlt, gerade bei langen Absperrbauwerken die Sickerwasserfassung in mehrere Abschnitte zu unterteilen, um bei einer auffälligen Zunahme oder Trübung des Sickerwassers deren Ursprung eingrenzen zu können. Weiter wird empfohlen, kleine Sickerwassermengen bis 250 ml/s mittels einer manuellen Füllzeitmessung mit Stoppuhr und Messzylinder zu erfassen, darüber hinausgehende Mengen mit Hilfe eines Messwehres mit Dreiecksüberfall.

Nach den Richtlinien des *Bureau of Reclamation* (2014b) sollen Sickerwassermengen an jedem Staudamm routinemäßig erfasst werden, außer wenn Sicherheitsaspekte oder eine eingeschränkte Zugänglichkeit dem entgegenstehen. In diesem Fall wird aber zumindest eine optische Abschätzung der Sickerwassermengen empfohlen. Zur besseren Vergleichbarkeit sollen Sickerwasserabflussmessungen im Idealfall bei Trockenwetter durchgeführt werden, um den Einfluss von Niederschlag, Oberflächenabfluss oder Schneeschmelzvorgängen zu minimieren (Bureau of Reclamation 2014a).

4.3.2 Porenwasserdruckmessungen

Die Ermittlung der Porenwasserdruckverhältnisse im Dammkern und unter Umständen im Untergrund dient der Kontrolle des Potenzialabbaus in der jeweiligen Dichtungsebene. Durch die Erfassung der Porenwasserdrücke können zum einen Rückschlüsse auf die Lage der Sickerlinie gezogen werden, zum anderen ermöglicht die Messung die Bewertung der Wirksamkeit der vorhandenen Dichtungssysteme und Drainagen (DWA 2011). Auch für die Bewertung der Böschungsstabilität und zur Bewertung der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs am luftseitigen Dammfuß leisten Porenwasserdruckmessungen einen wichtigen Beitrag (Fell et al. 1992).

Die Erfassung der Porenwasserdrücke erfolgt über im Dammkörper eingebaute - und später in den meisten Fällen nicht mehr zugängliche - Druckaufnehmer. Diese Druckaufnehmer besitzen in der Regel an der Spitze einen Filterstein, an dem der vorhandene Wasserdruck ansteht. Mit Hilfe eines Druckmediums wird dieser Wasserdruck auf eine Messmembrane übertragen. Zur Messung selbst stehen wiederum verschiedene Verfahren zur Verfügung. Im deutschsprachigen Raum werden zum großen Teil pneumatische, ölhydraulische oder Schwingsaitensysteme verwendet. Bei pneumatisch oder ölhydraulisch betriebenen Anlagen ist der Messwertaufnehmer über eine Vor- und eine Rücklaufleitung mit der Messanlage verbunden. Zur Messung wird der Druckaufnehmer nun von dieser Messanlage aus mit Luft oder Öl angepumpt, zunächst mit einer höheren Fördermenge, um den erforderlichen Öffnungsdruck für die Membrane in kurzer Zeit zu erreichen. Dieser Vorgang wird als Anpumpphase bezeichnet. Sobald nun der durch die Messanlage aufgebrachte Druck den anstehenden Wasserdruck übersteigt, öffnet sich die Membrane und die Luft bzw. das Öl gelangen in die Rücklaufleitung. In der nun anschließenden Messphase wird die Fördermenge des Luft- oder Ölstroms reduziert, um Wandreibungseffekte zu minimieren. Der Druck zum Offenhalten der Membrane wird unter Berücksichtigung des notwendigen Vordrucks und der Reibungsverluste in der Zuleitung als Messwert aufgezeichnet. Sowohl der erforderliche Vordruck sowie die Reibungsverluste werden bei der Inbetriebnahme im Rahmen einer Nullmessung für jeden Geber berücksichtigt. Die Umwandlung dieser physikalisch gemessenen Größe in ein elektrisches Ausgangssignal zur Weiterverarbeitung erfolgt über einen Messumformer, den sogenannten Transducer (USACE 1995).

Die Entscheidung, ob ein pneumatisches oder ölhydraulisches System zur Anwendung kommt, hängt von den örtlichen Gegebenheiten an der jeweiligen Sperrenstelle und der Bauweise des Staudammes ab. Liegt die Messanlage unterhalb des Messhorizontes, kommen in der Regel ölhydraulische Systeme zum Einsatz, das Öl fließt dann in der Rücklaufleitung drucklos zur Messanlage zurück. Liegt die Messanlage über dem Messhorizont, ist es zweckmäßig, auf pneumatische Systeme zurückzugreifen (Haberland 2014). Mit pneumatischen oder ölhydraulischen Systemen können Porenwasserdrücke bis maximal 20 bar gemessen werden (Glötzl Baumeßtechnik 2006a).

Eine weitere Möglichkeit, Porenwasserdrücke zu messen, besteht durch den Einsatz von Druckaufnehmern, die das Prinzip der schwingenden Saite nutzen. In diesem Fall ist der Druckaufnehmer mit einer Schwingsaite verbunden. Sobald die Messmembrane durch den anstehenden Porenwasserdruck eine Belastung erfährt, biegt diese sich nach innen durch. Dadurch wird die an der Membrane befestigte, vorgespannte Schwingsaite entlastet, was wiederum zu einer Änderung der Resonanzfrequenz der Saite führt. Diese Änderung ist proportional zum aufgetragenen Druck und kann nun in der Messanlage messtechnisch erfasst werden. Im Gegensatz zu pneumatischen oder ölhydraulischen Systemen können mit der Schwingsaitentechnik Porenwasserdrücke theoretisch bis 600 bar erfasst werden (*Glözl Baumeßtechnik 2005*).

Ähnlich dem Prinzip der schwingenden Saite funktionieren auch Druckaufnehmer mit Dehnungsmessstreifen. Die Durchbiegung der Messmembrane verändert in diesem Fall den Widerstand des Stromflusses im Stromkreis. Diese Veränderung des Widerstands kann nun wiederum in der Messanlage erfasst werden. Da das Widerstandsverhalten allerdings von vielen Störfaktoren beeinflusst werden kann, gilt diese Technik der Schwingsaitentechnik als unterlegen (*Bureau of Reclamation 2014b*).

Vorteile des pneumatischen oder ölhydraulischen Systems sind die vergleichsweise geringen Kosten und die einfache Funktionsweise. Ein Nachteil ist die fehlende Zugänglichkeit der Messwertgeber zu Reparaturzwecken, z.B. wenn die Membrane nicht korrekt öffnet oder schließt. Dies kann vor allem bei pneumatischen Systemen durch Kondenswasser oder Verschmutzungen in der Druckleitung hervorgerufen werden. Vorteil der Schwingsaitentechnik ist vor allem, dass nahezu beliebige Leitungslängen realisiert werden können, ohne dass die Kalibrierung des Gebers verändert wird. Trotz fortschreitender Entwicklung bleibt der Nachteil der Anfälligkeit durch Blitzschlag (*Penman 2002*). Ein aktueller Vergleich der einzelnen Systeme, die Anwendungsgrenzen sowie eventuell zu befürchtende Probleme finden sich in einer vergleichenden Gegenüberstellung des *Bureau of Reclamation (2014b)*.

4.3.3 Sohlwasserdruckmessungen

Mit Sohlwasserdruckmessungen werden das Druckpotenzial und der Potenzialabbau im Gründungsbereich eines Staudammes oder von Massivbauwerken überwacht. Neben der Kontrolle der Funktionsfähigkeit der vertikalen Dichtung im Übergangsbereich von Damm- zu Untergrundabdichtung können durch Sohlwasserdruckmessungen auch die vorhandenen Drücke entlang eines wasserseitig angeordneten Dichtungsteppichs dokumentiert werden. Zum Nachweis der Erosionssicherheit eines bestimmten Bereichs kann mit Hilfe derartiger Messungen auch das lokal vorhandene hydraulische Gefälle ermittelt werden (*DWA 2011*).

Bei auf Fels gegründeten Dämmen empfiehlt *DWA (2011)* die Messung des Sohlwasserdruckes vor und nach der vertikalen Dichtungsebene. Bei einer Gründung auf Lockergesteinen hingegen sollen die Sohlwasserdruckmessstellen in mehreren Messquerschnitten mit mehreren Messstellen angeordnet werden. Besonderes Augenmerk soll dabei auf die Bereiche gelegt

werden, die als anfällig für Wasserwegigkeiten und in der Folge als erosionsgefährdet anzusehen sind.

Die Sohlwasserdruckmessungen können ebenfalls mit Druckaufnehmern, wie sie zur Porenwasserdruckmessung verwendet werden, durchgeführt werden.

4.3.4 Messungen des Grundwasserstandes und des Wasserdruckes im Untergrund

Die Messungen des luftseitigen Grundwasserstandes dienen zur Überwachung der vorhandenen hydraulischen Bedingungen und damit zur Abschätzung der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs. Die Messungen können Rückschlüsse auf die Unter- und Umströmungen des Staudammes liefern (DWA 2011). In diesem Zuge sollten auch die Kluftwasserstände in den Felsflanken mit überwacht werden.

Die Messung erfolgt mit Standrohren, deren Wasserstand entweder manuell mit einem Lichtlot oder automatisiert über Einperl- oder elektrische Drucksonden erfasst wird. Das Standrohr selbst kann dabei auf der gesamten Länge als Filterrohr ausgebildet sein, um die Grundwasserstände zu erfassen. Der Ringraum wird hierfür mit Filtersand aufgefüllt, am oberen Ende ist eine Abdichtung zweckmäßig, um Fremdwassereinflüsse zu minimieren.

Soll nur der Wasserdruck in einer bestimmten Tiefenlage, zum Beispiel einer bestimmten geologischen Schicht oder Dammzone, erfasst werden, so wird das Standrohr nur im zu beobachtenden Bereich als Filterrohr ausgeführt und der Ringraum mit abgestuften Sanden verfüllt. Das übrige Rohr wird als Vollrohr ausgeführt, wobei der Ringraum in der Regel oberhalb der Filterzone abgedichtet wird. Dadurch soll eine Beeinflussung durch Wasser aus anderen Schichten oder durch Niederschlags-, Schmelz- oder Kluftwasser ausgeschlossen werden. Grundsätzlich ist es auch möglich, in einem Rohr mehrere übereinander angeordnete Messbereiche anzuordnen. Das *Bureau of Reclamation (2014b)* empfiehlt jedoch, pro Bohrloch nicht mehr als zwei solcher Messbereiche anzuordnen.

4.3.5 Faseroptische Leckageortung

Die verteilte faseroptische Leckageortung ist ein Verfahren zur Lokalisierung einer möglichen Leckage im Dichtungssystem eines Staudamms. Das Grundprinzip beruht auf der Aufdeckung von Temperaturanomalien entlang eines Glasfaser-Messkabels, die durch Strömungsvorgänge innerhalb des zu untersuchenden Erdbauwerkes hervorgerufen werden (Dornstädter 1997). Dazu wird mit einem Laser ein Lichtimpuls in das Glasfaserkabel eingespeist, von dem kontinuierlich ein gewisser Anteil zur Quelle zurückgestreut wird. Dieses zurückgestreute Licht besitzt zum großen Teil die gleiche Wellenlänge wie das ausgesandte Licht. Bei Vorhandensein einer Sickerströmung weist ein kleinerer Teil des zurückgestreuten Lichts allerdings eine Frequenzverschiebung auf, deren Ursache auf die angesprochenen Temperaturanomalien zurückzuführen ist (Aufleger et al. 2000). Die Lage einer solchen Temperaturanomalie kann aufgrund der Laufzeit und der Geschwindigkeit des zurückgestreuten Lichtes ermittelt werden. Die Lagege-

naugkeit liegt dabei bei unter einem Meter, die Genauigkeit der Temperaturmessung unter $0,1^{\circ}\text{C}$ (Etzer et al. 2012).

Zur faseroptischen Leckageortung gibt es grundsätzlich zwei Methoden: die passive oder Gradientenmethode und die aktive oder Aufheizmethode. Bei der Gradientenmethode wird die absolute Temperaturverteilung entlang des Glasfaserkabels ermittelt, wofür allerdings ein Temperaturunterschied zwischen Seewasser und dem Dammbauwerk vorhanden sein muss. Daher müssen die Glasfaserkabel in entsprechendem Abstand vom Seewasser verlegt werden, um auch eine entsprechende Temperaturdifferenz zu gewährleisten (Aufleger et al. 2000).

Die Aufheizmethode ist dabei als Weiterentwicklung der Gradientenmethode zu sehen und dient dem Anwendungsfall in direkter Nähe zum gestauten Wasser. Hierfür werden mit Kupferadern versehene Glasfaserkabel verwendet, die durch Anlegen einer elektrischen Spannung erwärmt werden. Die Erwärmung des Kabels und seiner direkten Umgebung hängt dabei von der Wärmekapazität und der Wärmeleitfähigkeit des umgebenden Milieus ab. Befinden sich nun entlang des Kabels Bereiche, die wassergesättigt oder durchströmt sind, so erwärmt sich dort das Kabel weniger stark als in trockenen Bereichen. Umgekehrt unterliegen durchströmte Bereiche auch einer schnelleren Abkühlung als vergleichbare nicht durchströmte Bereiche (Bureau of Reclamation 2014b).

Im Rahmen von Versuchen wurde von Perzmaier (2007) die Aufheizmethode derart weiterentwickelt, dass sowohl die Filtergeschwindigkeit als auch der Sättigungsgrad des umgebenden Bodens gemessen werden können. Dadurch wird es zum einen ermöglicht, restfeuchte Bereiche von gesättigten Bereichen zu unterscheiden, zum anderen aber auch die Menge des durchsickernden Wassers zu quantifizieren. Von Goltz (2012) wurden neben Versuchen zur Optimierung der Kabelquerschnitte unter anderem auch Versuche zur Dehnungsmessung unternommen, um frühzeitig Hinweise auf mögliche Auflockerungszonen oder Setzungstrichter im Bauwerk zu erhalten.

Der Einsatz faseroptischer Verfahren wird sowohl in DWA (2011) als auch in Bureau of Reclamation (2014b) empfohlen und findet beispielsweise bei der Sanierung von Werkkanälen (z.B. Aufleger und Kreiser (2001)) sowie bei zahlreichen Staudammprojekten (Aufleger et al. (2000), Goltz (2012)) Anwendung.

Der Vorteil faseroptischer Verfahren ist, dass bei kontinuierlicher Messung Anomalien im Bauwerk schnell erfasst werden können, anders als etwa bei der Messung von Porenwasserdrücken. Bei Staudämmen mit Oberflächendichtung ist die Nachrüstung eines faseroptischen Messsystems vergleichsweise einfach zu realisieren. Bei Dämmen mit innenliegender Kernerdichtung muss geprüft werden, ob und wie ein derartiges System nachgerüstet werden kann.

4.3.6 Temperaturmessverfahren

Eine weitere Möglichkeit, Temperaturanomalien innerhalb eines Dammbauwerkes aufzudecken, bieten reine Temperaturmessverfahren. Ein Weg besteht darin, in vorhandenen Stand-

rohren den Temperaturverlauf in Abhängigkeit von der Tiefe zu ermitteln. Sind diese Standrohre aber in einem zu groben Raster oder in nicht ausreichender Zahl angeordnet, müssen ergänzende Messstellen geschaffen werden. Dazu werden weitere Metallrohre in den Dammkörper abgeteuft. Zur Messung wird nun eine Kette mit Temperatursensoren in diese hinabgelassen (*Dornstädter 1997*). Die Temperatursensoren sind dabei im Abstand von jeweils einem Meter an der Kette angebracht, um ein Temperaturprofil über die Tiefe des Bohrlochs erstellen zu können. Die maximal erreichbaren Tiefen betragen aktuell etwa 30 bis 40 m. Um ein umfassendes Bild zu erhalten, kann man mehrere Messprofile in den Dammkörper abteufen. Dabei ist aber zu beachten, dass mit abnehmender Durchlässigkeit des Erdstoffes auch die Abstände zwischen den Messrohren verkleinert werden müssen. Während in Kiesen und Sanden noch Abstände bis zu 20 m möglich sind, wird für schluffige Erdstoffe ein Abstand von etwa 10 m empfohlen (*Dornstädter und Heinemann 2012*).

4.4 Spannungsmessungen durch Erddruckgeber

Ventilgeber zur Erddruckmessung dienen der Erfassung der in einem Staudamm vorhandenen totalen Spannungen, deren Verteilung, Größe und Richtung (*USACE 1995*). Je nach Lage und Neigung der Erddruckgeber können dabei die Spannungen in jeder beliebigen Richtung gemessen werden. Zur Erfassung vertikaler Erddrücke werden die Druckaufnehmer horizontal, zur Erfassung horizontaler Spannungen vertikal eingebaut (*Aufleger 1996*).

Die Erddruckaufnehmer existieren in verschiedenen Ausführungen, so zum Beispiel als Membran- oder Kolbenerddruckgeber, bei denen der anstehende Erddruck aus der Verformung des Messgerätes ermittelt wird. Eine deutlich flachere Geometrie und eine höhere Steifigkeit weisen hydraulische Erddruckgeber auf, die speziell im deutschsprachigen Raum bevorzugt eingesetzt werden (*Aufleger 1996*). Diese sogenannten Druckkissen bestehen in der Regel aus zwei runden oder rechteckigen, umlaufend verschweißten und flüssigkeitsgefüllten Stahlplatten. Vergleichbar den Porenwasserdruckmessungen kann auch hier die Messung entweder durch Luft- oder Öldruck erfolgen. Die Vor- und Rücklaufleitung sind wieder durch eine Membrane voneinander getrennt, auf die der im Druckkissen vorhandene Druck wirkt. Erst bei Überschreiten des anstehenden Druckes öffnet sich die Membrane und der Luft- oder Ölkreislauf wird geschlossen. Bei Luftbetrieb ist eine Belastbarkeit des Druckkissens bis 20 bar gegeben, bei Verwendung eines Ölsystems bis 50 bar, bei abnehmender Regelgenauigkeit sogar bis 200 bar (*Glözl Baumeßtechnik 2006b*). Alternativ zu einem Luft- oder Ölsystem können hydraulische Erddruckgeber auch mit dem Prinzip der Schwingsaite oder mit einem Membranschalter gemessen werden, bei dem ein elektrisches Signal ausgelöst wird, sobald die Membrane verformt wird (*Aufleger 1996*).

Da die nach Ende der Konsolidierung zu erwartenden Spannungsänderungen in einem Dammbauwerk im Regelfall gering sind, besitzen Erddruckgeber für die Bauwerksüberwachung nur eine begrenzte Aussagekraft. Dies führt dazu, dass die Messintervalle im Laufe der Zeit deut-

lich vergrößert werden, bis hin zur kompletten Einstellung der Erddruckmessungen (*Aufleger 1996*).

4.5 (Zerstörungsfreie) In-situ-Verfahren zur Bauwerksbewertung

4.5.1 Geoelektrik

Das Grundprinzip der geoelektrischen Verfahren basiert auf der unterschiedlichen elektrischen Leitfähigkeit verschiedener Medien. Hierbei spielen zum einen die Unterschiede im mineralischen Aufbau verschiedener Gesteins- und Bodenarten eine Rolle, zum anderen die unterschiedlichen Leitfähigkeiten flüssiger und fester Phasen.

Die am weitesten verbreitete Anwendung in der Geoelektrik zur Erkundung von Dämmen und Deichen ist die Gleichstromgeoelektrik. Ein Gleich- oder niederfrequenter Wechselstrom wird über zwei Elektroden künstlich in das zu untersuchende Medium eingebracht (*Schulz 1983, Knödel 2005*). Durch den an Empfängersonden gemessenen Widerstandsverlauf können so Rückschlüsse auf die Verhältnisse im Untergrund gezogen werden. Die Leitfähigkeit des Untergrundes, als Kehrwert des elektrischen Widerstandes, stellt bei geoelektrischen Messungen die entscheidende Größe dar, da sie sich insbesondere in Abhängigkeit vom Feuchtegrad des jeweiligen Untersuchungsbereiches verändert (*Krajew 1957*). Je feuchter das Medium (z. B. ein Gestein oder Korngerüst) ist, desto höher ist seine elektrische Leitfähigkeit. Gerade bei der Untersuchung von Dämmen und Deichen, mit dem Ziel der Aufdeckung bevorzugter Wassergeigkeiten, spielt die Zunahme der Leitfähigkeit in Folge von Durchfeuchtung des Bauwerks eine übergeordnete Rolle. Hierbei kann eine Erhöhung der Leitfähigkeit um das 10.000 bis 100.000-fache bereits durch das Vorhandensein eines dünnen Feuchtigkeitsfilms innerhalb des Korngerüsts hervorgerufen werden. Bei Teilsättigung nimmt der Widerstand aufgrund der isolierenden Eigenschaft von Luft zu.

Die effektive Leitfähigkeit eines wassergesättigten Mediums wird zusätzlich noch durch die Ausprägung des Porenraums des betrachteten Mediums beeinflusst. Bei gut vernetzten Poren wird sich über den Untersuchungsbereich ein homogenerer Leitfähigkeitswert leichter ermitteln lassen als bei schlecht vernetzten Porenräumen, in denen sich wassergesättigte und teilsättigte Bereiche abwechseln. Aufgrund der Inhomogenität der Böden und des Untergrundes kann der reale spezifische Widerstand im Normalfall nicht ermittelt werden. Vielmehr wird bei Feldmessungen z. B. zur Detektion von Leckagen in Staubauwerken in der Regel der scheinbare spezifische Widerstand ρ_a ermittelt (*Weller et al. 2008*), weshalb auch der Begriff *Widerstandsmethode* geläufig ist.

Die Erkundungstiefe sowie die räumliche Auflösung werden bei der Geoelektrik maßgeblich durch die Anordnung der Elektroden und Sonden bestimmt. So nimmt diese bei einer Vergrößerung des Elektrodenabstands signifikant zu und umgekehrt (*Knödel 2005*).

4.5.2 Georadar und Refraktionsseismik

Sowohl das Georadar als auch die Refraktionsseismik sind nur bedingt für die Detektion anormaler Durchsickerungsvorgänge in Staudämmen geeignet. Beim Georadar werden elektromagnetische Wellen in den Dammkörper eingebracht. Abhängig von den Bodeneigenschaften - und hier besonders von der Porosität und dem Wassergehalt - verändern sich neben der Wellenlänge auch die Dielektrizität, die elektrische Leitfähigkeit und die magnetische Durchlässigkeit. Die Abweichungen der empfangenen Wellen gegenüber den ausgesandten Wellen lassen Rückschlüsse auf die Verhältnisse im Dammbauwerk zu. Das Georadar besitzt seine Stärke bei der Lokalisierung von Einbauten oder sonstigen Objekten im Untersuchungsbereich sowie in der Ermittlung des strukturellen Aufbaus eines Dammes. Die Anwendbarkeit ist allerdings auf geringe Eindringtiefen beschränkt. Dennoch ist es möglich, mit Hilfe von Georadar Bereiche mit erhöhter bzw. anormaler Porosität zu erkennen, die aufgrund von erhöhten Sickerwassermengen entstanden sein können (*Johansson 1997*). Durch Kombination des Georadars mit geoelektrischen Verfahren lässt sich der erzielbare Informationsgewinn noch weiter steigern (*Overhoff und Schultheiß 2007*).

Mit Hilfe der Refraktionsseismik ist es möglich, die Höhenlage des anstehenden Felshorizontes zu ermitteln. Dies kann dann von Bedeutung sein, wenn bei bestehenden Staudämmen keine verlässlichen Pläne mehr vorhanden sein sollten und auf die Durchörterung des Dammes durch Erkundungsbohrungen verzichtet werden soll.

Eine bewertende Übersicht über die geophysikalischen Verfahren findet sich bei *Weller et al. (2008)*.

4.6 Visuelle Kontrollen

Den gleichen Stellenwert wie die Instrumentierung von Staudämmen besitzen die visuellen Kontrollen zur Überwachung eines Absperrbauwerks. Durch sie können Auffälligkeiten und mögliche Schadensfälle auch in Bereichen erkannt werden, die nicht durch Messinstrumente überwacht werden (*DWA 2011*). Sowohl *DWA (2011)* als auch das *Bureau of Reclamation (2014b)* empfehlen daher zur Gewährleistung eines dauerhaft hohen Sicherheitsstandards ein Mess- und Kontrollprogramm, das sowohl aus im Damm und im Untergrund verbauten Messeinrichtungen, als auch aus regelmäßigen optischen Inspektionen des Bauwerks und seiner Anlagenteile besteht.

Die Häufigkeit der visuellen Kontrollen ist dabei in Abhängigkeit des vorhandenen Gefährdungspotenzials und der Bedeutung der Anlage für jeden Staudamm individuell festzulegen (*DWA 2011*). Daher kann eine Kontrolle mehrmals pro Woche durchaus geboten sein. Jeder Staudamm sollte aber zumindest einmal wöchentlich kontrolliert werden. Bei nicht alltäglichen Betriebszuständen oder Hochwasserereignissen können auch häufigere visuelle Kontrollen erforderlich werden, bis hin zu täglichen oder mehrmals täglichen Inspektionen (*DWA 2011*).

Im Zuge dieser visuellen Inspektionen sollen neben den luft- und wasserseitigen Dammböschungen auch die Dammkrone, der Kontrollgang, sämtliche Betriebs- und Anlagenteile, sowie der Stauraum und die unterwasserseitige Umgebung mit einbezogen werden.

Am luftseitigen Dammbauwerk selbst liegt dabei das Augenmerk auf dem Aufspüren von Sickerwasseraustritten und Vernässungen, ebenso wie auf der Erkennung von Rissen, Setzungen, Erosionsspuren und Wühltieraktivitäten. Auch indirekte Anzeichen, wie etwa eine sich verändernde Vegetation, können dabei Anzeichen einer zunehmenden Durchfeuchtung sein (*Bureau of Reclamation 2014b*). An der wasserseitigen Böschung sind zudem Wirbelbildungen an der Wasseroberfläche oder Umlagerungen im Steinsatz Anzeichen für eine anormale Durchsickerung des Bauwerks (*DWA 2011*). Eine umfangreiche Zusammenstellung der im Zuge der visuellen Kontrollen zu inspizierenden Bereiche sowie die Indikatoren, die auf Veränderungen im und am Bauwerk schließen lassen, sind in *DWA (2011)* aufgeführt.

Den visuellen Kontrollen von Staudämmen sind naturgemäß auch Grenzen gesetzt. So ist es beispielsweise nur schwer möglich, schleichende, über einen langen Zeitraum stattfindende Veränderungen frühzeitig zu erkennen. Ebenso bleiben die visuellen Kontrollen bei Staudämmen auf die Oberfläche begrenzt, die Überwachung der Gründung und der Widerlager ist, anders als bei Staumauern, in der Regel nicht ohne Weiteres möglich (*Bureau of Reclamation 2014b*). Im Zusammenspiel mit der vorhandenen Instrumentierung sind visuelle Inspektionen, durch mit der jeweiligen Anlage vertrautes und geschultes Personal, dennoch eine unerlässliche Voraussetzung für eine gewissenhafte Überwachung eines Staudamms.

5 Statistische Auswertung von Talsperrenmessdaten

Messdaten zur Überwachung der hydraulischen Sicherheit von Staudämmen fallen meist in elektronischer Form und in großer Fülle an, sei es durch direkte Datenübertragung in die vorhandenen Datenbanken oder durch den Einsatz von Datenloggern, die durch regelmäßiges Auslesen durch das Überwachungspersonal in das jeweilige Überwachungstool eingespeist werden. Zudem werden manuell erhobene Messdaten, wie zum Beispiel Messungen mit Lichtlot oder Manometerablesungen, in die jeweiligen Systeme eingepflegt.

Eine Sichtung der graphischen Darstellung der Messdaten verschafft einen ersten Überblick über die Messwertentwicklung. Diese ist umso aussagekräftiger, je länger die vorhandene Zeitreihe der Messstelle ist. Hier können bereits Ausreißer oder offensichtliche Fehlmessungen erkannt und gegebenenfalls aus der Zeitreihe entfernt werden. Zudem geben Streudiagramme oft wichtige Hinweise über den Zusammenhang zwischen Einwirkung und Messwert (*DWA 2011*). Aufgrund der visuellen Sichtung der Zeitreihen kann jedoch nicht ohne Weiteres gefolgert werden, aus welchen Bestandteilen sich der Messwert zusammensetzt bzw. von welchen äußeren Einflüssen das Zustandekommen der Messwerte beeinflusst wird. Ebenso ist es nicht möglich, die Größe dieser Einflüsse zu benennen.

Um detailliertere Aussagen über das Zustandekommen der Messwerte und die Langzeitentwicklung des Bauwerks treffen zu können, hat sich daher die statistische Datenanalyse als geeignetes Verfahren erwiesen (*Böcker et al. 2007*). Mithilfe statistischer Verfahren können die Zusammenhänge zwischen der jeweiligen Messgröße und den auf sie einwirkenden Einflüssen nachgewiesen und die Größe der Abhängigkeit dargestellt werden (*Franke et al. 2007*).

Zum Nachweis eines grundsätzlichen Zusammenhangs zwischen einer Einwirkung und einer Messgröße dient das statistische Werkzeug der Korrelationsanalyse. Im Rahmen einer solchen Analyse sind auch die Reaktionszeiten für die einzelnen Messstellen ermittelbar (*Franke et al. 2008*). Dadurch wird es möglich, Bereiche innerhalb des Bauwerks zu identifizieren, in denen die vorhandenen Messstellen vergleichbare Reaktionen aufweisen, wodurch wiederum Rückschlüsse auf den Zustand des Bauwerks gezogen werden können.

In einem nächsten Schritt werden die Messdaten einer Regressionsanalyse unterzogen. Diese ist erforderlich, um neben der Kenntnis eines grundsätzlichen Zusammenhangs zwischen Einwirkung und Messwert auch die Größe des jeweiligen Einflusses abschätzen zu können. Hierfür bietet sich bei Vorhandensein von nur einer Einflussgröße eine lineare Einfachregression an, bei Einfluss mehrerer äußerer Wirkgrößen das Verfahren der multiplen Regression (*Bettzieche 2004*).

Statistische Verfahren zur Messwertanalyse empfiehlt auch *DWA (2011)*, in dem im Besonderen auf die Wirkgröße „Zeit“ hingewiesen wird, um dauerhafte Veränderungen der Messwerte angemessen berücksichtigen zu können.

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten statistischen Analysen wurde das Softwarepaket R verwendet (R Core Team 2014).

5.1 Korrelationsanalysen

5.1.1 Allgemeines

Die Korrelationsanalyse erlaubt es, Aussagen zu treffen, ob zwischen einer Einwirkung und einer Messgröße tatsächlich ein Zusammenhang besteht. Zudem liefert die Korrelationsanalyse auch ein Maß für die Stärke dieses Zusammenhangs. Grundsätzlich bieten sich mehrere gängige Verfahren für diese Auswertung an. Den Nachweis eines linearen Zusammenhangs ermöglicht der empirische Korrelationskoeffizient, auch *Bravais-Pearson-Korrelationskoeffizient* genannt. Bei der Ermittlung dieses Koeffizienten gehen die tatsächlich beobachteten Messwerte in die Berechnung ein. Er ist definiert durch

$$r = r_{XY} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{s_{XY}}{s_X s_Y} \quad \text{Gl. 5-1}$$

mit	x_i	Einwirkungen bei n Messungen
	y_i	Messgröße bei n Messungen
	$\bar{x}$	arithmetisches Mittel der Einwirkungen
	$\bar{y}$	arithmetisches Mittel der Messwerte
	s_X	Standardabweichung der Einwirkungen
	s_Y	Standardabweichung der Messwerte
	s_{XY}	empirische Kovarianz

Der Wertebereich des Korrelationskoeffizienten bewegt sich zwischen den Grenzen $-1 \leq r \leq 1$. Liegen also alle Punkte auf einer Geraden mit positiver Steigung, so herrscht ein eindeutig linearer Zusammenhang, der Korrelationskoeffizient ergibt sich zu 1. Man spricht dann von einem gleichsinnigen linearen Zusammenhang. Im umgekehrten Fall, einer Gerade mit negativer Steigung, beträgt der Korrelationskoeffizient -1 , was einem gegensinnigen linearen Zusammenhang entspricht. Besteht hingegen kein linearer Zusammenhang zwischen Wirk- und Messgröße, so ergibt sich der Korrelationskoeffizient zu null. Die so ermittelten Korrelationskoeffizienten können nach folgendem Raster bewertet werden (Fahrmeir 2010):

$|r| < 0,5$ „schwache Korrelation“

$0,5 \leq |r| < 0,8$ „mittlere Korrelation“

$0,8 \leq |r|$ „starke Korrelation“.

Nun besteht aber durchaus die Möglichkeit, dass zwischen zwei Größen ein eindeutiger Zusammenhang besteht, dieser jedoch nicht linearen Ursprungs ist. In einem solchen Fall wäre bei Anwendung des *Bravais-Pearson-Korrelationskoeffizienten* vielleicht nur ein schwacher,

oder im schlechtesten Fall kein Zusammenhang erkennbar, obwohl offensichtlich ein Zusammenhang vorliegt. Für derartige Fälle empfiehlt sich der sog. *Spearman-Korrelationskoeffizient*. Die Besonderheit am Korrelationskoeffizienten nach *Spearman* liegt darin, dass dieser nicht die Stärke des linearen, sondern des monotonen Zusammenhangs misst (*Fahrmeir 2010*). Hierfür werden nicht die absoluten Werte der Wirk- und Messgrößen betrachtet, sondern deren Ränge. Die Ränge erhält man, indem man die Werte aus n Beobachtungen ihrer Größe nach aufsteigend ordnet, sodass der kleinste Wert entsprechend der Rangzahl 1 zugeordnet wird, der größte Wert der Rangzahl n . Die Werte von x_i und y_i werden dabei unabhängig voneinander geordnet, so dass gilt

$$x_{(1)} \leq \dots \leq x_{(n)} \text{ bzw. } y_{(1)} \leq \dots \leq y_{(n)}$$

und für die Ränge

$$rg(x_{(i)}) = i \text{ bzw. } rg(y_{(i)}) = i.$$

Sind innerhalb der jeweiligen Datenreihen identische Werte vorhanden, so ist keine eindeutige Rangzuordnung möglich. In diesem Fall erhalten die Werte als Rang das arithmetische Mittel der in Frage kommenden Ränge.

Die Berechnung des *Spearman-Korrelationskoeffizienten* erfolgt nun analog zur Berechnung des *Bravais-Pearson-Korrelationskoeffizienten*, nur unter Verwendung der zuvor ermittelten Ränge:

$$r_{SP} = \frac{\sum (rg(x_i) - \overline{rg}_X)(rg(y_i) - \overline{rg}_Y)}{\sqrt{\sum (rg(x_i) - \overline{rg}_X)^2 \sum (rg(y_i) - \overline{rg}_Y)^2}} \quad \text{Gl. 5-2}$$

Die zur Berechnung erforderlichen Mittelwerte der Ränge ergeben sich durch

$$\overline{rg}_X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n rg(x_i) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n i = \frac{(n+1)}{2} \text{ bzw. } \overline{rg}_Y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n rg(y_i) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n i = \frac{(n+1)}{2}$$

Ergibt sich nun in der Berechnung der *Spearman-Korrelationskoeffizient* r_{SP} zu 1, so bedeutet das, dass die Rangpaare auf einer Geraden mit positiver Steigung liegen. Da die Rangnummern ganzzahlig sind, ist die Gerade die Winkelhalbierende des Koordinatensystems. Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass der kleinste x -Wert auch den kleinsten y -Wert hervorruft bzw. der größte x -Wert den größten y -Wert, also ein streng monotonen Wachsen der y -Werte für wachsende x -Werte vorliegt. Im umgekehrten Fall, wenn r_{SP} zu -1 wird, liegen die Punkte, wie auch beim *Bravais-Pearson-Korrelationskoeffizienten*, auf einer Geraden negativer Steigung, was einem umgekehrt monotonen Zusammenhang entspricht.

Somit gilt:

wenn $x_i < x_j$, dann $y_i < y_j$ für beliebige $i \neq j$ im streng monotonen Fall und

wenn $x_i < x_j$, dann $y_i > y_j$ für beliebige $i \neq j$ im umgekehrt monotonen Fall.

Aufgrund der Verwendung der jeweiligen Ränge anstelle der absoluten Messwerte bei der Berechnung des Korrelationskoeffizienten gilt der *Spearman-Korrelationskoeffizient* als robuster gegenüber einzelnen Ausreißern in der Datenreihe (*Franke et al. 2008*). Daher wurde für die Auswertung der Messdaten der Korrelationskoeffizient nach *Spearman* verwendet.

5.1.2 Ermittlung der Reaktionszeit der vorhandenen Messstellen

Eine zusätzliche Anwendungsmöglichkeit der Korrelationsanalyse stellt die Ermittlung der Reaktionszeit der einzelnen Messstellen dar. Mit ihrer Hilfe können zum einen Bereiche innerhalb des Staudammes aufgezeigt werden, die vergleichbare Eigenschaften aufweisen. Die Reaktionszeit einer Messstelle entspricht dem Zeitversatz zwischen dem Auftreten einer Einwirkung (z.B. Änderung des Seewasserstandes) und der Reaktion an der jeweiligen Messstelle (z.B. Änderung des Porenwasserdrucks oder des luftseitigen Grundwasserstandes).

Hierfür werden die Zeitreihen der Wirk- und der Messgröße so lange gegeneinander verschoben, bis der Korrelationskoeffizient ein Maximum erreicht. Aus dem Betrag der Verschiebung (in Tagen) kann man somit direkt die mittlere Reaktionszeit ermitteln (Franke *et al.* 2008). Für die Auswertung der Messdaten wurde eine maximale Verschiebung von 100 Tagen angenommen. Später erfolgende Reaktionen können einem Ursprungsereignis nur noch bedingt zugeordnet werden. Ein graphisch aufbereitetes Beispiel für eine Reaktionszeitermittlung zeigt Abbildung 15.

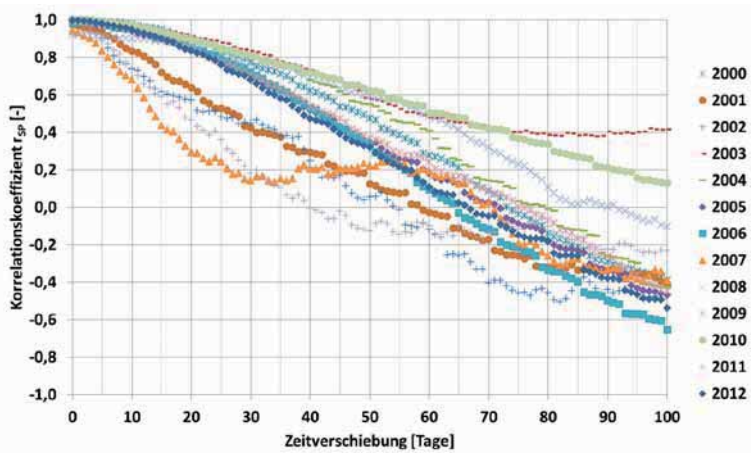


Abbildung 15: Veränderung der Korrelation der Porenwasserdruckmesswerte mit dem Seewasserstand bei Verschiebung der Zeitreihen zueinander, getrennt nach Jahren (hier: Messstelle P 4.422 der Trinkwassertalsperre Frauenuau)

In Abbildung 15 ist deutlich zu erkennen, dass die höchste Korrelation mit dem Seewasserstand bei sehr geringen Zeitverschiebungen auftritt. In diesem Fall liegt die mittlere Reaktionszeit über alle Beobachtungsjahre bei einem Tag. Mit zunehmender Verschiebung der Zeitreihen zueinander verringern sich auch die Korrelationskoeffizienten.

5.1.3 Korrelationstest

Die bei der Korrelationsanalyse ermittelten Reaktionszeiten sollten im nächsten Schritt - der Regressionsanalyse - mit berücksichtigt werden. Lässt man den Zeitversatz bei der statistischen Auswertung der Messstellen außer Acht, so kann das Regressionsmodell unter Umständen nicht zufriedenstellend an die gemessenen Daten angepasst werden. Als direkte Folge davon leidet die Qualität der Schätzungen der Regressionskoeffizienten, was möglicherweise zu Fehlinterpretationen führt.

Ebenso ist jedoch der umgekehrte Fall denkbar, nämlich die Berücksichtigung einer statistisch ermittelten Reaktionszeit, ohne dass zwischen Einwirkung und Reaktion an der Messstelle ein Zusammenhang besteht. Im Rahmen der Verschiebung der Zeitreihen gegeneinander wird diejenige Verschiebung ermittelt, bei der der Korrelationskoeffizient sein Maximum erreicht. Dieses Maximum kann sich jedoch im gesamten Wertebereich zwischen -1 und 1 befinden. Somit kann zum Zeitpunkt der maximalen Korrelation dennoch nur ein schwacher Zusammenhang zwischen Wirk- und Messgröße vorliegen. Beispielhaft ist dies für einen Porenwasserdruckgeber im luftseitigen Filter der Trinkwassertalsperre Frauenau zu sehen (Abbildung 16).

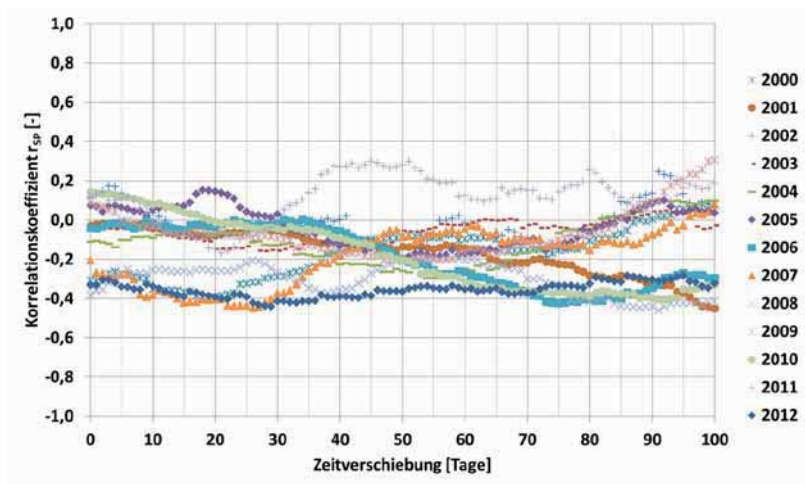


Abbildung 16: Veränderung der Korrelation der Porenwasserdruckmesswerte mit dem Seewasserstand bei Verschiebung der Zeitreihen zueinander, getrennt nach Jahren (hier: Messstelle P 2.217 der Trinkwassertalsperre Frauenau)

Für kein Jahr der Zeitreihe ist in Abbildung 16 ein deutliches Maximum zu sehen, zudem bewegen sich die Korrelationskoeffizienten in einem Band zwischen -0,4 und +0,4, was ohnehin nur auf einen schwachen Zusammenhang hindeutet. Daher ist es fraglich, ob die Berücksichtigung einer Reaktionszeit in diesem Fall zu sinnvollen Ergebnissen führen würde.

Daher muss vor der Berücksichtigung einer Reaktionszeit in der Regressionsanalyse immer kritisch geprüft werden, ob zwischen der Messstelle und ihrer Einwirkung tatsächlich ein

grundsätzlicher Zusammenhang besteht. Neben einem Streudiagramm als graphisches Werkzeug eignet sich hier der einfache statistische Korrelationstest *cor.test* im *Softwarepaket R*. Mit dieser Funktion wird getestet, ob sich der Korrelationskoeffizient signifikant von 0 unterscheidet (Nullhypothese), indem man die Wahrscheinlichkeit ermittelt, dass unter der Nullhypothese ein Korrelationskoeffizient auftritt, der betragsmäßig mindestens so groß ist wie der beobachtete (Everitt und Hothorn 2010).

Als Methode verwendet man wieder die Korrelation nach *Spearman*. Beim Ausführen der Funktion wird zunächst der Wert der *Hotelling-Pabst-Teststatistik S* berechnet (Wollschläger 2012). Diese berechnet sich nach *Best und Roberts (1975)* zu:

$$S = \sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2 \quad \text{Gl. 5-3}$$

Aus dieser und dem Stichprobenumfang n wird nun der Korrelationskoeffizient nach *Spearman* r_{sp} ermittelt (Best und Roberts 1975) mit

$$r_{sp} = 1 - \frac{6S}{n^3 - n} \quad \text{Gl. 5-4}$$

Um nun ein Signifikanzniveau zu erhalten, mit der die Nullhypothese verworfen werden kann, wird innerhalb des Softwarepaketes folgende Teststatistik berechnet (Everitt und Hothorn 2010):

$$t = \frac{r_{sp}}{\sqrt{(1-r_{sp}^2)/(n-2)}} \quad \text{Gl. 5-5}$$

Der so ermittelte Wert wird programmintern mit dem passenden Quantil der vorliegenden Student's t-Verteilung verglichen und daraus das Signifikanzniveau ermittelt, zu dem die Nullhypothese verworfen werden kann. Ist dieses Signifikanzniveau geringer als ein vorab festgelegtes Niveau α , so wird die Nullhypothese verworfen und man geht davon aus, dass zum berechneten Signifikanzniveau ein Zusammenhang vorliegt.

Der Korrelationstest wird getrennt für jede Messstelle und jedes Beobachtungsjahr durchgeführt. Zusätzlich erfolgt der Korrelationstest auch für die gesamte Zeitreihe. Vorteil des Tests getrennt nach Jahren ist es auch, eventuelle Ausreißerjahre mit ungewöhnlich hohen oder niedrigen Reaktionszeiten zu identifizieren und diese Jahre (bei fehlendem Zusammenhang) bei der Mittelung der Reaktionszeit unberücksichtigt zu lassen.

Nicht erfasst wird bei der Betrachtung der Korrelationskoeffizienten die Richtung der Wirkung einer Einflussgröße. Hierfür bedarf es in einem nächsten Schritt der Regressionsanalyse.

5.2 Regressionsanalyse

Anders als bei der Korrelationsanalyse, die lediglich ein Maß für die Stärke eines Zusammenhangs zwischen zwei Größen darstellt, ist es mit Hilfe der linearen Regressionsanalyse möglich, den Einfluss einer Einwirkung auf das Messergebnis zu quantifizieren (Bettziehe 2004). Hierfür wird im Rahmen der Regressionsanalyse versucht, eine Funktion anzupassen, die den Zusammenhang zwischen Einwirkung und Reaktion möglichst gut abbildet. Die Einwirkgrößen x_i , also die unabhängigen und nicht beeinflussbaren Variablen, werden als Regressoren oder Kovariab-

len bezeichnet, die davon abhängige Variable, also die gemessene Reaktion y_i als Regressand (*Backhaus et al. 2011*). Grundsätzlich lässt sich eine Regressionsanalyse nach *Backhaus et al. (2011)* in fünf Teilschritte unterteilen:

- (1) Formulierung eines Regressionsmodells
- (2) Schätzung der Regressionsfunktion
- (3) Prüfung der Regressionsfunktion
- (4) Prüfung der Regressionskoeffizienten
- (5) Prüfung der Modellprämissen

Das Regressionsmodell und die darin enthaltenen Kovariablen müssen im Vorfeld festgelegt werden. Die Auswahl der Kovariablen, von denen ein Einfluss auf das Messergebnis erwartet wird, darf dabei nur von fachlichen Überlegungen bestimmt werden (*Backhaus et al. 2011*). Wird bei der Analyse nur eine Einwirkung betrachtet, so spricht man von einer linearen Einfachregression, bei der die Funktion einer Ausgleichsgeraden für die Daten ermittelt wird. Sollen mehrere Einwirkungen berücksichtigt werden, so spricht man von einer multiplen linearen Regression (*Fahrmeir et al. 2009*). Die in den Kapiteln 5.2.1, 5.2.2 und 5.2.3 kurz dargestellten statistischen Grundlagen finden sich ausführlich z. B. bei *Fahrmeir (1999)*, *Fahrmeir et al. (2009)* oder *Backhaus et al. (2011)*.

5.2.1 Lineare Einfachregression

Ziel der linearen Regression ist es, mit Hilfe einer mathematischen Funktion $f(x)$ die erhobenen Daten Y beschreiben zu können.

$$Y = f(x) \quad \text{Gl. 5-6}$$

Empirisch gewonnene Daten besitzen oftmals eine starke Streuung, da sie durch unterschiedlichste Einwirkungen beeinflusst werden können. Aus diesem Grund ist es selten möglich, eine exakte Anpassung an die Messdaten zu formulieren. Man behilft sich in der Statistik mit der Hinzunahme eines Stör- oder Fehlerterms ε , der zur Funktion $f(x)$ addiert wird und die Gleichung entsprechend erweitert. Durch ihn sollen unsystematische und zufällig den Messwert beeinflussende Fehler berücksichtigt werden. Somit erweitert sich die Funktion zu:

$$Y = f(x) + \varepsilon \quad \text{Gl. 5-7}$$

Ziel der linearen Einfachregression ist es, die erhobenen Daten durch eine Ausgleichsgerade zu beschreiben. Die Abweichungen der tatsächlich gemessenen Werte von dieser Geraden werden durch den Fehlerterm berücksichtigt. Mit der Geradengleichung

$$f(x) = \alpha + \beta x \quad \text{Gl. 5-8}$$

ergibt sich die zugehörige Regressionsfunktion für die einzelnen Messwerte zu

$$Y_i = \alpha + \beta x_i + \varepsilon_i. \quad \text{Gl. 5-9}$$

α beschreibt hier entsprechend der Geradengleichung den Achsenabschnitt und βx_i die Steigung der Geraden. Nun müssen die Regressionskoeffizienten α und β so bestimmt werden, dass der mittlere Abstand aller Datenpunkte von der berechneten Geraden und damit der Fehlerterm ε minimal werden. Dies geschieht mit dem Verfahren der kleinsten Quadrate, bei dem die quadrierten Differenzen zwischen den gemessenen und berechneten Werten betrachtet werden. Es muss also versucht werden, die Funktion

$$Q(\alpha, \beta) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [y_i - (\alpha + \beta x_i)]^2 \quad \text{Gl. 5-10}$$

mit $\hat{y}_i$ Modellanpassung des i -ten Beobachtungspunktes

zu minimieren. Die Herleitung der Methode der kleinsten Quadrate ist bei *Fahrmeir (1999)* ausführlich beschrieben. Die Kleinste-Quadrate-Schätzer $\hat{\alpha}$ und $\hat{\beta}$ für α und β ergeben sich im Ergebnis zu

$$\hat{\alpha} = \bar{y} - \beta \bar{x} \quad \text{Gl. 5-11}$$

und

$$\hat{\beta} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad \text{Gl. 5-12}$$

Zur Beurteilung der Qualität des Regressionsmodells ist es zweckmäßig, die Abweichungen zwischen den Messwerten y_i und den geschätzten Werten $\hat{y}_i$ zu betrachten, die sogenannten Residuen. Diese ebenfalls geschätzten Fehlergrößen $\hat{\varepsilon}_i$ ergeben sich zu

$$\hat{\varepsilon}_i = y_i - \hat{y}_i \quad \text{Gl. 5-13}$$

Werden die gemessenen Daten durch das Regressionsmodell gut beschrieben, so besitzen die Residuen einen Mittelwert von Null und sind zugleich unsystematisch um Null verteilt. Auch die Streuung der Residuen bleibt unabhängig von den geschätzten Werten konstant. Nimmt die Streuung mit zunehmenden Schätzwerten zu oder ab, so sind wahrscheinlich systematische Einflüsse auf die Messdaten nicht berücksichtigt worden. In diesem Fall kann möglicherweise die Anwendung der multiplen linearen Regression eine Modellverbesserung herbeiführen.

5.2.2 Multiple lineare Regression

Auch im Fall der multiplen linearen Regression werden erhobene Daten Y als Funktion von x unter Hinzunahme eines Fehlerterms ε dargestellt:

$$Y = f(x) + \varepsilon.$$

Hier lautet die Funktion jedoch $f(x) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_p x_p$ und somit die lineare Beziehung für die einzelnen Y_i

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \dots + \beta_p x_{ip} + \varepsilon_i, i = 1, \dots, n. \quad \text{Gl. 5-14}$$

Analog zum einfachen linearen Modell erfolgt auch hier die Schätzung der Regressionskoeffizienten mit der Methode der kleinsten Quadrate, wobei hier versucht wird, die Funktion

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \beta_0 - \beta_1 x_{i1} - \dots - \beta_p x_{ip})^2$$

zu minimieren.

Voraussetzung hierfür ist, dass der Umfang der vorhandenen Daten größer sein muss als die Anzahl der zu schätzenden unbekannten Parameter. Je größer der Umfang der vorhandenen Daten ist, desto geringer wird der Schätzfehler. Es ist außerdem darauf zu achten, dass keine Variable eine Linearkombination einer anderen Variablen darstellt (*Fahrmeir et al. 2009*).

5.2.3 Testen der Modellannahmen

Ist ein Regressionsmodell formuliert, so gilt es in einem nächsten Schritt, die getroffenen Annahmen sowie die ausgewählten Kovariablen auf ihre Güte hin zu beurteilen. Zur Beurteilung der Güte des gesamten Regressionsmodells stehen das *Bestimmtheitsmaß* sowie die *F-Statistik* und der *Standardfehler* der Schätzung zur Verfügung. Zur Prüfung, ob eine einzelne Kovariable einen Beitrag zur Erklärung der empirischen Daten liefert, dient der *t-Test*. Alle diese Parameter werden im *Programmpaket R* standardmäßig mit dem Ergebnis der Regressionsfunktion ausgegeben.

Bestimmtheitsmaß R^2

Das Bestimmtheitsmaß R^2 basiert auf dem Verfahren der Streuungszерlegung. Dazu werden zuerst die gemessenen Daten untersucht und deren quadrierte Differenzen zum eigenen Mittelwert aufsummiert. Das Ergebnis ist die sog. Gesamtstreuung der Daten, kurz *SQT* („Sum of Squares Total“). Diese ergibt sich zu

$$SQT = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2. \quad \text{Gl. 5-15}$$

Die Gesamtstreuung kann wiederum zerlegt werden in die durch das Regressionsmodell erklärte Streuung *SQE* („Sum of Squares Explained“) und die nicht erklärbare Rest- oder Residualstreuung *SQR* („Sum of Squares Residuals“)

$$SQT = SQE + SQR \quad \text{bzw.}$$

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2 + \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2. \quad \text{Gl. 5-16}$$

Das Bestimmtheitsmaß R^2 wird nun durch den Quotienten aus erklärter Streuung zur Gesamtstreuung gebildet und lautet

$$R^2 = \frac{SQE}{SQT} = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 - \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} = 1 - \frac{SQR}{SQT}. \quad \text{Gl. 5-17}$$

Es ist also ein Maß für den Anteil der Gesamtstreuung, der durch das Modell erklärt wird. Wird nun die erklärte Streuung zu 0, und damit die Residualstreuung maximal, dann ist das Modell nicht geeignet, die erhobenen Daten zu beschreiben. Das Bestimmtheitsmaß ergibt sich somit ebenfalls zu 0. Je besser das Modell nun angepasst wird, desto kleiner wird die Residualstreuung. Dies hat automatisch ein höheres Bestimmtheitsmaß zur Folge, das sich im Wertebereich

zwischen 0 und 1 bewegt. Ein Wert nahe 0 bedeutet hier eine sehr schlechte bzw. keine Anpassung des Regressionsmodells an die Daten, 1 würde eine perfekte Datenanpassung und somit $SQT = SQE$ bedeuten. Für einfache lineare Modelle entspricht das Bestimmtheitsmaß R^2 dem quadrierten *Bravais-Person-Korrelationskoeffizienten* r_{xy}^2 .

Nachteil des Bestimmtheitsmaßes ist es allerdings, dass es mit der Hinzunahme zusätzlicher Variablen ebenfalls größer wird. Daher wird für die Bewertung der Güte der Regressionsfunktion auf das sogenannte korrigierte Bestimmtheitsmaß $\bar{R}^2$ zurückgegriffen. Bei der Berechnung dieses Gütemaßes wird die Hinzunahme zusätzlicher Parameter derart berücksichtigt, dass eine Variable ohne zusätzlichen Erklärungsgehalt für die Schätzung der Regressionsfunktion zu einem niedrigeren korrigierten Bestimmtheitsmaß führt. Es berechnet sich zu

$$\bar{R}^2 = 1 - \frac{n-1}{n-p} (1 - R^2) \quad \text{Gl. 5-18}$$

mit n Stichprobenumfang

p Anzahl der in das Modell aufgenommenen Parameter.

Standardfehler der Schätzung

Ein weiteres Maß für die Güte der Regressionsfunktion ist der Standardfehler $\hat{\sigma}$ der Schätzung. Dieser gibt an, welcher Fehler bei der Anwendung der aufgestellten Regressionsfunktion zur Berechnung der jeweiligen $\hat{y}_i$ gemacht wird. Er ergibt sich aus

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \hat{\varepsilon}_i^2}{n-p-1}} \quad \text{Gl. 5-19}$$

Je größer nun dieser Standardfehler bezogen auf den Mittelwert $\bar{y}$ ist, desto schlechter ist auch die Schätzung.

F-Statistik

Keine der bisher angeführten Kennzahlen erlaubt eine Aussage darüber, ob das aufgestellte Regressionsmodell Allgemeingültigkeit besitzt oder nur für den Teil der Daten gilt, die zur Analyse herangezogen wurden. So ist es beispielsweise möglich, mit einem sehr kleinen Datenumfang ein großes Bestimmtheitsmaß zu erzielen, obwohl vielleicht ein Großteil der nicht betrachteten Daten einen ganz anderen Schluss zuließe. Um die Allgemeingültigkeit bzw. die Signifikanz des Modells nachzuweisen, dient der sogenannte *F-Test*. Dessen Grundlagen werden im Folgenden kurz beschrieben.

Die bei der Regressionsanalyse geschätzten Werte $\hat{y}_i$ sind eine lineare Funktion der Kovariablen. Im Idealfall werden die Regressionskoeffizienten so geschätzt, dass der Störterm möglichst klein wird. Durch die Wahl der zu schätzenden Parameter wird bereits im Vorfeld der Berechnung unterstellt, dass diese alle einen Beitrag zur Erklärung der empirischen Daten liefern, also einen von Null verschiedenen Regressionskoeffizienten besitzen. Um diese Annahme zu prü-

fen, wird eine sog. Nullhypothese H_0 formuliert. Diese Nullhypothese besagt, dass alle Regressionskoeffizienten den Wert Null besitzen:

$$H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_p = 0$$

Die Überprüfung dieser Hypothese erfolgt nun mit Hilfe der *F-Statistik*.

Das Grundprinzip des Tests basiert auf dem Vergleich zwischen einem berechneten, empirischen *F-Wert* mit einem kritischen *F-Wert*. Ergibt sich der empirische *F-Wert* nahe Null, so ist davon auszugehen, dass die Nullhypothese nicht verworfen werden kann und alle Regressionskoeffizienten den Wert Null besitzen. Ergibt sich aber ein *F-Wert*, der stark von Null verschieden ist und einen kritischen *F-Wert* übersteigt, dann muss die Nullhypothese verworfen werden. Man kann in diesem Fall davon ausgehen, dass ein Zusammenhang zwischen den Messwerten und mindestens einer der Einflussgrößen besteht und somit nicht alle Regressionskoeffizienten Null sind. Die Berechnung des empirischen *F-Werts* erfolgt mit Hilfe des Bestimmtheitsmaßes sowie dem Stichprobenumfang n und der Anzahl der Regressoren p . Er berechnet sich zu

$$F_{\text{emp}} = \frac{R^2/p}{(1-R^2)/(n-p-1)} = \frac{\text{erklärte Streuung}/p}{\text{nicht erklärte Streuung}/(n-p-1)} \quad \text{Gl. 5-20}$$

Vor dem Vergleich der *F-Werte* muss ein Signifikanzniveau für den Test festgelegt werden. Normalerweise liegt dieses bei 0,05 oder 0,01. Ein Signifikanzniveau von 0,05 bedeutet, dass beim Verwerfen der Nullhypothese nur mit einer Wahrscheinlichkeit von maximal 0,05 ein Fehler auftreten kann. Anhand des vorher festgelegten Signifikanzniveaus sowie der Zahl der vorhandenen Freiheitsgrade $(n - p - 1)$ und der Anzahl der Regressionsparameter p kann nun der *kritische F-Wert* als $1-\alpha$ Quantil der F-Verteilung mit Freiheitsgraden $(n - p - 1)$ und p identifiziert werden.

Ist der *empirische F-Wert* größer als der *kritische F-Wert*, so ist zu folgern, dass die Nullhypothese verworfen werden muss und nicht alle Regressionskoeffizienten Null sind. Man kann also den theoretisch angenommenen Zusammenhang zwischen Messwerten und Einflussgrößen als signifikant ansehen. Ist hingegen der *kritische F-Wert* größer als der *empirische F-Wert*, so kann diese Hypothese nicht verworfen werden, was zur Folge hat, dass die aufgestellte Regressionsbeziehung nicht als signifikant anzusehen ist. Dies kann zum einen an einem zu geringen Stichprobenumfang liegen, durch den der angenommene Zusammenhang nicht ausreichend gut nachgebildet werden kann, oder am Fehlen weiterer Einflussgrößen, deren Hinzunahme den Anteil der nicht erklärten Streuung deutlich verringern würde.

t-Test

Nach der Prüfung der gesamten Regressionsfunktion ist es in einem nächsten Schritt erforderlich, auch die einzelnen Regressionskoeffizienten auf ihre Signifikanz hin zu prüfen. Die *F-Statistik* liefert den Nachweis, dass nicht *alle* Regressionskoeffizienten den Wert Null besitzen. Dies schließt aber nicht aus, dass einzelne Regressoren dennoch den Wert Null aufweisen.

Geprüft werden kann dies mit Hilfe des sog. *t-Tests*, bei dem wiederum die Nullhypothese H_0 , diesmal jedoch für die einzelnen Koeffizienten geprüft wird.

Analog zum *F-Test* wird zunächst für jeden Regressor ein empirischer *t-Wert* ermittelt. Dieser wird anschließend mit einem theoretischen *t-Wert* des vorgegebenen Signifikanzniveaus (meist 0,05 oder 0,01) verglichen. Der *empirische t-Wert* errechnet sich zu

$$t_{emp} = \frac{\hat{\beta}_j}{\hat{\sigma}_j}, \quad \text{Gl. 5-21}$$

und ist somit also lediglich der Quotient aus dem Regressionskoeffizienten der jeweiligen Variablen und dem zugehörigen Standardfehler. Der *kritische t-Wert* ist dann das $1 - \frac{\alpha}{2}$ Quantil der *t-Verteilung* mit Freiheitsgrad $n - p - 1$. Ist der Absolutbetrag (der *t-Wert* kann auch negative Werte annehmen) des *empirischen t-Wertes* größer als der *kritische t-Wert*, so ist die Nullhypothese zu verwerfen. Die Variable trägt signifikant etwas zur Erklärung des Messwertes bei. Ist der Absolutbetrag des *empirischen t-Wertes* hingegen kleiner als der *kritische t-Wert*, so kann die Nullhypothese nicht verworfen und somit auch kein Einfluss der Variable nachgewiesen werden. Es ist daher sinnvoll, die Variable aus dem Regressionsmodell zu entfernen.

Ergänzend wurde in einer Untersuchung von *Yue und Pilon (2004)* gezeigt, dass der *t-Test* auch dazu geeignet ist, sowohl lineare als auch monotone Trends in einer Zeitreihe nachzuweisen. Voraussetzung hierfür ist, dass eine Normalverteilung der Daten vorliegt. Läge keine Normalverteilung vor, wären rangbasierte Tests (z.B. der *Mann-Kendall-Test*) die geeigneteren Verfahren zum Aufspüren von Trends. Da die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Daten jedoch größtenteils eine Normalverteilung aufweisen, kann der *t-Test* zur Ermittlung von Trends in den Messreihen herangezogen werden.

Graphische Analyse des aufgestellten Regressionsmodells

Als wahrscheinlich wichtigstes und zugleich schnellstes Mittel zur Prüfung der Modellgüte gilt die graphische Untersuchung der ermittelten Residuen. Die Residuen sollten in ihrer Gesamtheit alle unsystematisch um Null streuen und normalverteilt sein. Auch soll die Streuung der Residuen über alle Werte konstant sein und nicht etwa mit der Größe der Schätzwerte zu- oder abnehmen. Leicht überprüft werden kann dies, indem man die Residuen gegen die geschätzten Werte plottet. Auf diese Weise können systematische Fehler beim Aufstellen des Regressionsmodells schnell erkannt werden. Einen Residualplot eines gut angepassten Modells zeigt Abbildung 17.

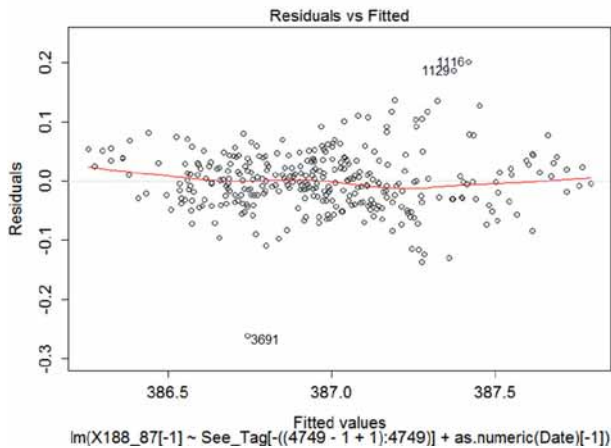


Abbildung 17: Residuen geplottet gegen die geschätzten Werte (am Beispiel der Grundwassermessstelle 188/87 der Brombachhauptsperrre)

Eine weitere Möglichkeit zur graphischen Analyse bieten Quantil-Quantil-Plots. Mit Hilfe eines solchen *Q-Q-Plots* kann schnell überprüft werden, ob die geschätzten Residuen eine Normalverteilung aufweisen. Hierfür werden die ermittelten Residuen standardisiert, d.h. durch ihre jeweiligen geschätzten Standardabweichungen dividiert und der Größe nach geordnet. Auf der Abszisse werden die Quantile der Standardnormalverteilung aufgetragen, auf der Ordinate die standardisierten Residuen. Wenn die Residuen wie gewünscht normalverteilt sind, dann sind die standardisierten Residuen in etwa normalverteilt. Daher kann man von einer guten Modellanpassung ausgehen, wenn die Punkte annähernd auf einer Diagonalen liegen (Abbildung 18).

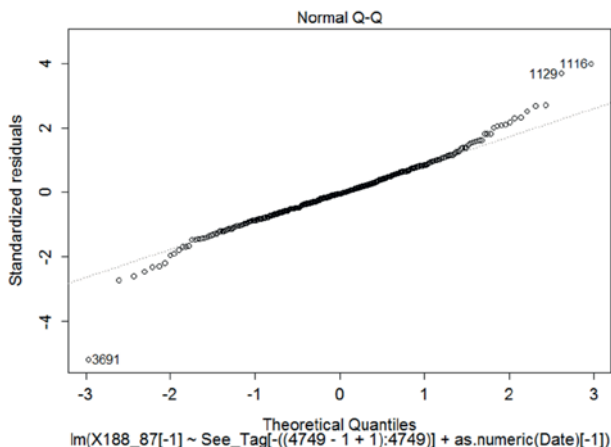


Abbildung 18: Q-Q-Plot (am Beispiel der Grundwassermessstelle 188/87 der Brombachhauptsperrre)

Lässt die Prüfung der Residualplots auf bisher unberücksichtigte, systematische nichtlineare Einflüsse schließen, besteht die Möglichkeit, das Modell um weitere Variablen zu erweitern. Natürlich muss die Qualität des Modells nach jeder Erweiterung aufs Neue geprüft werden. Unter Umständen kann die Modellqualität auch durch Transformation einer oder mehrerer Variablen entsprechend verbessert werden. Bei mehreren Variablen erhöht sich dadurch natürlich auch der Aufwand für die Auswertung, was bei einer Vielzahl an Messstellen einen erhöhten Zeitbedarf nach sich zieht. Geeignete Transformationen finden sich beispielsweise bei Böcker et al. (2007).

Ausreißeranalyse mittels Cook's Distance

Immer wieder sind in den Zeitreihen der Messstellen Ausreißerwerte zu finden, die das Ergebnis der statistischen Analyse mehr oder weniger stark beeinflussen können. Diese Ausreißer können zum Beispiel durch Mess- oder Übertragungsfehler entstehen.

Ein Maß zur Überprüfung des Einflusses von Ausreißern auf die Regressionsfunktion ist die Cook-Distanz. Bei der Cook-Distanz wird der euklidische Abstand zwischen einer Schätzung der Messwerte $\hat{y}$, basierend auf allen Werten und einer Schätzung $\hat{y}_{(i)}$, welche alle Werte außer der i-ten Beobachtung y_i berücksichtigt, betrachtet. Die Cook-Distanz ist definiert als (Fahrmeir et al. 2009):

$$D_i = \frac{(\hat{y}_{(i)} - \hat{y})'(\hat{y}_{(i)} - \hat{y})}{p \cdot \hat{\sigma}^2}. \quad \text{Gl. 5-22}$$

Treten hierbei Messwerte mit $D_i > 0,5$ zu Tage, so gilt die i-te Beobachtung als auffällig, bei $D_i > 1$ muss der betroffene Wert dringend untersucht und unter Umständen aus dem Modell entfernt werden. In R wird die Cook's Distance standardmäßig mit berechnet und kann auf verschiedene Arten graphisch ausgegeben werden. In Abbildung 19 und Abbildung 20 kann man beispielhaft sehen, dass der Messwert 3523 einen starken Einfluss auf das Ergebnis der Regression ausübt und daher noch einmal genauer auf Plausibilität hin untersucht werden muss.

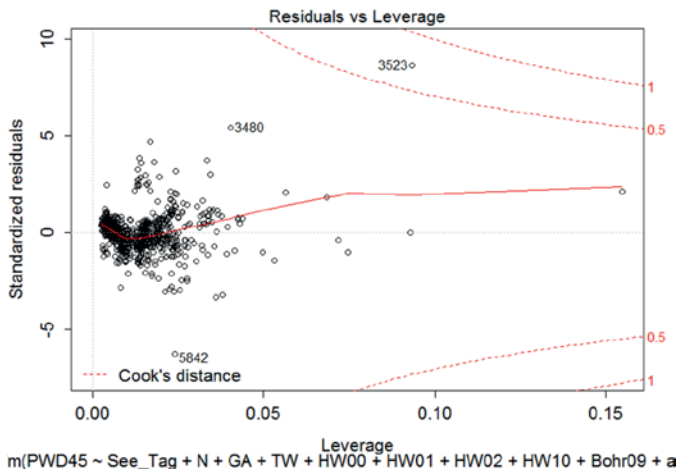


Abbildung 19: Graphische Ausreißeranalyse am Beispiel des PWD45 des Sylvensteindammes

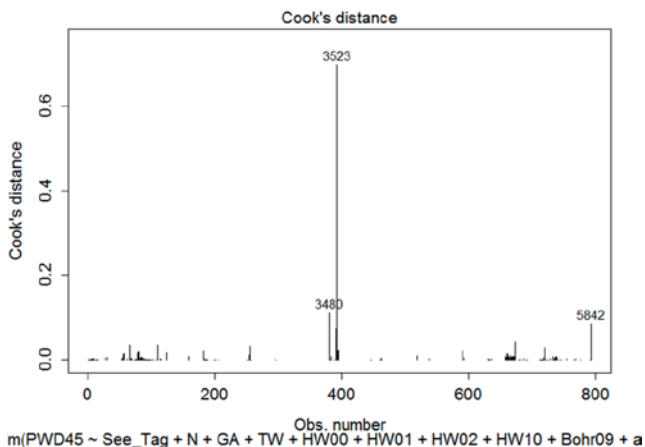


Abbildung 20: Andere Darstellung der Ausreißeranalyse mittels Cook's Distance

5.2.4 Modellierung nicht metrischer Einflüsse mit Hilfe von Dummy-Variablen

In den Zeitreihen von Talsperrenmessdaten können neben einzelnen Ausreißern auch Sprünge oder Brüche auftreten, die das Messniveau dauerhaft verschieben. Derartige Veränderungen können unterschiedliche Ursachen haben: Zum einen kann es sich um fehlerhafte Messungen handeln – z.B. durch Störungen in der Messtechnik – aber auch um technische Veränderungen an der Messanlage. Zum anderen ist es möglich, dass zeitlich zuordenbare Einwirkungen auf das Bauwerk (z. B. bauliche Eingriffe oder außergewöhnliche Belastungen durch hohe Einstaugrade) die Niveaushiftungen hervorrufen.

BLEIBEN SOLCHE SPRÜNGE IN DEN ZEITREIHEN BEI DER REGRESSIONSANALYSE UNBERÜCKSICHTIGT, SO IST ES MEIST SCHWIERIG, EINE GUTE ANPASSUNG DER REGRESSIONSFUNKTION AN DIE GEMESSENEN DATEN ZU ERREICHEN. DIES ZEIGT SICH OFT AN EINEM NIEDRIGEN BESTIMMTHEITSSMAß UND EINER NICHT ZUFRIEDENSTELLENDEN VERTEILUNG DER RESIDUEN. EINE WEITERE KONSEQUENZ AUS SOLCHEN NICHT BERÜCKSICHTIGTEN EINFLÜSSEN IST, DASS DIE EINZELNEN REGRESSIONSKOEFFIZIENTEN UNTER UMGEBENDE UMSTÄNDEN FALSCH GESCHÄTZT WERDEN. DIES KANN ZUR FOLGE HABEN, DASS KOVARIABLEN, DIE EIGENTLICH KEINEN BEITRAG ZUR ERKLÄRUNG DES MESSWERTES LIEFERN, DURCH DAS FEHLEN EINER ERKLÄRENDE VARIABLE, PLÖTZLICH ALS SIGNIFIKANT ANGESEHEN WERDEN UND DARAUS FALSCHES SCHLÜSSE ÜBER DAS ZUSTANDEKOMMEN DER MESSWERTE GEZOGEN WERDEN.

UM SPRÜNGE IN DEN MESSDATEN BEI DER REGRESSIONSANALYSE DENNOCH ZUFRIEDENSTELLEND ABBILDEN ZU KÖNNEN, EMPFIEHLT SICH DER EINSATZ VON DUMMY-VARIABLEN. DUMMY-VARIABLEN SIND NICHT-METRISCHE, KATEGORIALE KOVARIABLEN, DIE BEI DER AUFNAHME IN DAS MODELL EINE BINÄRE KODIERUNG ERHALTEN. DAS BEDEUTET, DASS DIESE VARIABLEN LEDIGLICH MIT DEN WERTEN NULL UND EINS KODIERT WERDEN. SOLANGE DIE KOVARIABLE DEN WERT „NULL“ AUFWEIST, LIEFERT SIE IM MODELL FOLGLICH KEINEN BEITRAG ZUR ERKLÄRUNG DER DATEN. WEIST SIE HINGEGEN DEN WERT „EINS“ AUF, SO GEHT SIE IN DAS MODELL MIT EIN. SOMIT EMPFIEHLT SICH Z.B. BEI ZEITLICH KLAR DEFINIERTEN BAULICHEN EINGRIFFEN ODER GROßEN EINSTAUHÖHEN, DIE OFFENSICHTLICH EINEN EINFLUSS AUF DIE MESSWERTENTWICKLUNG GENOMMEN HABEN, DIE AUFNAHME SOLCH EINER ZUSÄTZLICHEN VARIABLE. BESITZT DIE ZU UNTERSUCHENDE MESSREIHE MEHRERE SPRÜNGE, KÖNNEN AUCH MEHRERE DUMMY-VARIABLEN ERFORDERLICH WERDEN, UM EINE GUTE DATENANPASSUNG ZU ERREICHEN (Bauer und Haug 2014).

5.2.5 Prüfung auf Überparametrisierung des Modells

JEDERE HINZUNAHME WEITERER KOVARIABLEN IN DAS REGRESSIONSMODELL MUSS - TROTZ EINER MÖGLICHEN VERBESSERUNG DER DATENANPASSUNG - KRITISCH HINTERFRAGT WERDEN. EINERSEITS ERGIBT SICH AUS EINER MODELLERWEITERUNG GRUNDSÄTZLICH EIN HÖHERES BESTIMMTHEITSSMAß, WODURCH DAS MODELL AUF DEN ERSTEN BLICK VERBESSERT ERSCHEINT. ANDERERSEITS JEDOCH VERRINGERT SICH DURCH DIE HINZUNAHME EINER VIELZAH AN VARIABLEN DIE GENERALISIERBARKEIT UND AUCH DIE PROGNOSEFÄHIGKEIT DES MODELLS. MAN SPRICHT IN DIESEM FALL VON EINER ÜBERANPASSUNG DES MODELLS, DEM SOG. *overfitting* (Fahrmeir et al. 2009). UM EINE DERARTIGE ÜBERPARAMETRISIERUNG ZU VERMEIDEN, BIETET SICH DAS *Informationskriterium nach Akaike* (*An Information Criterion* - *AIC*) AN. BEI DER AUSWAHL ZWISCHEN MEHREREN MODELLVARIANTEN WIRD, UM EINEN GUTEN KOMPROMISS ZWISCHEN ZUFRIEDENSTELLENDER DATENANPASSUNG UND ZU HOHER MODELLKOMPLEXITÄT ZU ERREICHEN, DAS MODELL GEWÄHLT, DAS DEN NIEDRIGSTEN *AIC-WERT* AUFWEIST (Burnham und Anderson 2002). BEI DER BERECHNUNG DES *AIC-WERTES* WIRD DIE ANZAHL DER IN DAS MODELL AUFGENOMMENEN PARAMETER DERART BERÜCKSICHTIGT, DASS EINE HÖHERE ANZAHL VON PARAMETERN ZU EINEM HÖHEREN *AIC-WERT* FÜHRT.

EBENSO KÖNNTE DAS ANGEPAßTE BESTIMMTHEITSSMAß ZUM VERGLEICH VON MODELLEN MIT EINER UNTERSCHIEDLICHEN ANZAHL VON PARAMETERN GENUTZT WERDEN. AUCH HIER WIRD DIE HINZUNAHME WEITERER PARAMETER BESTRAFT. IN DIESEM FALL VERRINGERT SICH ABER DER WERT DURCH HINZUNAHME EINER VARIABLEN OHNE ZUSÄTZLICHEN ERKLÄRUNGSGEHALT. Fahrmeir et al. (2009) RATEN ALLERDINGS VON DER

Verwendung des korrigierten Bestimmtheitsmaßes ab, da die „Bestrafung“ zusätzlicher Variablen nicht hart genug erscheint. Daher wird im Rahmen der hier durchgeführten Regressionsanalyse das AIC zur Auswahl des geeignetsten Regressionsmodells bevorzugt.

Das AIC ist definiert durch

$$AIC = -2 * \log - \text{likelihood} + 2K \quad \text{Gl. 5-23}$$

mit $\log - \text{likelihood}$ Numerischer Wert der log-Likelihood an ihrem Maximum
 K Anzahl zu schätzender Parameter

Die bei der Berechnung des AIC verwendete log-likelihood geht aus der Maximum-Likelihood-Schätzung hervor. Diese besitzt als Grundlage die Dichtekurve (die Wahrscheinlichkeitsdichte) einer Normalverteilung. Das Prinzip der Maximum-Likelihood-Schätzung beruht darauf, Schätzwerte für die einzelnen Variablen zu finden, die das Auftreten der Messdaten am wahrscheinlichsten machen. Mit normalverteilten Störgrößen stimmt der Maximum-Likelihood-Schätzer im Ergebnis mit dem Kleinste-Quadrate-Schätzer überein (Fahrmeir et al. 2009).

5.2.6 Zulässigkeit des gewählten Regressionsverfahrens - Prüfung auf Kointegration

Bevor nun die Regressionsanalyse auf die empirisch gewonnenen Daten angewendet werden kann, ist im Vorfeld zu prüfen, ob das gewünschte Verfahren der multiplen linearen Regression für die Auswertung der Zeitreihen geeignet ist. So soll verhindert werden, dass zwischen zwei Zeitreihen, die zwar scheinbar miteinander korrelieren, jedoch keinen kausalen Zusammenhang aufweisen, bei der Regressionsanalyse ein signifikanter Zusammenhang ermittelt wird. Man prüft daher die beiden Zeitreihen (hier die Zeitreihen der jeweilige Messstelle und des Oberwasserstands) darauf, ob diese kointegriert sind, es sich also um stationäre Zeitreihen mit konstanter Varianz handelt, die auch mit der Zeit nicht zunimmt. Wären die Zeitreihen nicht kointegriert, würde man eine *spurious regression* durchführen, also eine Scheinregression, die als Ergebnis nicht vorhandene Einflüsse dennoch als signifikant erscheinen ließe. Der wahre Regressionskoeffizient für den untersuchten Einfluss wäre in diesem Fall aber tatsächlich Null (Zivot und Wang 2006).

Hierfür werden für jede der untersuchten Talsperren an zwei repräsentativen Zeitreihen je zwei lineare Einfachregressionen mit dem Regressor „Oberwasserstand“ durchgeführt. Zuerst werden dazu die Absolutwerte der Zeitreihen verwendet, bei der zweiten Regression die differenzierten Werte, also nur die Veränderungen zwischen den Beobachtungszeitpunkten. Ist der Einfluss des Oberwasserstandes sowohl für die Originaldaten als auch für die differenzierten Daten hoch signifikant, spricht es dafür, dass es sich um kointegrierte Zeitreihen handelt. Somit wäre die gewählte Regressionsanalyse zulässig.

In einem weiteren Schritt liefert der *Augmented Dickey Fuller Test* Gewissheit. Bei diesem Test wird grundsätzlich die gleiche Teststatistik wie beim in Kapitel 5.2.3 angeführten *t-Test* benutzt, wobei für diesen sog. Einheitswurzeltest die geschätzten kointegrierten Residuen ver-

wendet werden (Zivot und Wang 2006). Der Unterschied hierbei ist, dass die zum Vergleich herangezogenen kritischen Werte nicht aus der *t-Verteilung* stammen, sondern aus einer von Dickey und Fuller entwickelten Verteilung. Die Nullhypothese lautet an dieser Stelle, dass es sich bei den betrachteten Zeitreihen um instationäre Zeitreihen handelt. Bei Ablehnung dieser Hypothese lautet die Alternative, dass stationäre, also kointegrierte Zeitreihen vorliegen müssten. Somit bestünde nicht die Gefahr einer *spurious regression*, bei der nicht zutreffende Regressionskoeffizienten ermittelt würden. Das gewählte Verfahren der linearen multiplen Regression wäre somit zulässig.

5.3 In R durchgeführte Berechnungsschritte

5.3.1 Korrelationsanalyse

Die Ermittlung der Korrelationskoeffizienten sowie der Reaktionszeiten der einzelnen Messstellen wird getrennt für jedes Jahr der Zeitreihe durchgeführt. Hierzu ist es zunächst erforderlich, die Größe des maximal zu untersuchenden Zeitversatzes zwischen Einwirkung und Reaktion der Messstellen zu definieren. Im Rahmen dieser Arbeit wird ein maximaler Zeitversatz von 100 Tagen angenommen. Spätere Reaktionen sind der ursprünglichen Einwirkung meist nur noch bedingt zweifelsfrei zuzuordnen.

In einem nächsten Schritt erfolgt mit Hilfe einer in R programmierten *for-Schleife* die Verschiebung der Zeitreihen gegeneinander. Um nun den Betrag der Verschiebung zu erfahren, bei dem die höchsten Korrelationskoeffizienten entstehen, erfolgt eine Abfrage mit „*which*“. Den maximalen Korrelationskoeffizienten erhält man durch eine Abfrage mit „*max*“. Nachfolgend ist exemplarisch die statistische Auswertung für die Porenwasserdruckmessstelle 22 des Sylvensteindammes für das Jahr 2011 zu sehen. Da eine Datentabelle immer mit Zeile 1 beginnt, muss die Definition für den maximal zu untersuchenden Zeitversatz von 1 bis 101 gewählt werden.

```
c22_11=1:101
for(i in 0:100){c22_11[i+1]=cor(Messreihe_2011$PWD22[(i+1):1000],Messreihe_2011$See_Tag[1:(1000-i)],use="pairwise",method="spearman")}
which(c22_11==max(c22_11))
[1] 1
max(c22_11)
[1] 0.9777686
```

Am Ergebnis sieht man, dass der höchste Korrelationskoeffizient am Tag 1 der Messreihe auftritt. Im Umkehrschluss heißt das, dass an der Messstelle kein Zeitversatz zwischen Einwirkung und Reaktion besteht, der Zeitversatz ist somit Null. Der Korrelationskoeffizient beträgt hier 0,98, was für einen sehr starken Zusammenhang zwischen Einwirkung und Messwert spricht.

Um eine graphische Darstellung der Entwicklung der Korrelationskoeffizienten in Abhängigkeit der Zeitverschiebung zu erhalten, werden die für die einzelnen Jahre der Zeitreihe ermittelten Koeffizienten in einer gemeinsamen Matrix vereinigt. Für die korrekte Darstellung der Matrix

müssen die Anzahl der Zeilen, hier der untersuchte maximal mögliche Zeitversatz von 100 Tagen, sowie die Anzahl der Spalten, also die Anzahl der betrachteten Jahre, spezifiziert werden.

```
Korrelation_PWD22=c(c22_96,c22_97,c22_98,c22_99,c22_00,c22_01,c22_02,c22_03,c22_04,c22_05,c22_06,c22_07,c22_07,c22_08,c22_09,c22_10,c22_11)
matrix(Korrelation_PWD22,nrow=101,ncol=17)
```

Der vor der Regressionsanalyse durchgeführte Korrelationstest *cor.test* zur Prüfung, ob die Berücksichtigung einer Reaktionszeit grundsätzlich zu sinnvollen Ergebnissen führt, erfolgt in folgender Form:

```
cor.test(Messreihe_2011$See_Tag,Messreihe_2011$PWD22,alternative="two.sided",method="spearman",use="pairwise")
```

Spearman's rank correlation rho

```
data: Messreihe_2011$See_Tag and Messreihe_2011$PWD22
S = 87590.13, p-value < 2.2e-16
alternative hypothesis: true rho is not equal to 0
sample estimates:
rho
0.9777686
```

Anhand des ausgegebenen Ergebnisses sieht man zunächst den Wert der *Hotelling-Pabst-Statistik S*, sowie den sehr kleinen p-Wert von $< 2,2e-16$. Dieser ist das Maß für die Wahrscheinlichkeit, ein solches Ergebnis zu erhalten, obwohl die Nullhypothese zutreffend wäre, also kein Zusammenhang zwischen Einwirkung und Reaktion bestünde. Aufgrund dieses Ergebnisses spricht jedoch vieles dafür, dass die Nullhypothese verworfen werden kann. Der Korrelationskoeffizient nach *Spearman* liegt, wie vorher bereits ermittelt, bei 0,98. Die zur Berechnung angegebene Alternative „two-sided“ zur Nullhypothese besagt lediglich, dass der Korrelationskoeffizient sowohl positive als auch negative Werte annehmen kann. Beides führt zur Ablehnung der Nullhypothese und zur Bestätigung eines Zusammenhangs zwischen Einwirkung und Messwerten.

Zusätzlich wird der Test jeweils für die gesamte Zeitreihe durchgeführt.

```
cor.test(Messreihe_Gesamt_S$See_Tag,Messreihe_Gesamt_S$PWD22,alternative="two.sided",method="spearman",use="pairwise")
```

Spearman's rank correlation rho

```
data: Messreihe_Gesamt_S$See_Tag and Messreihe_Gesamt_S$PWD22
S = 2834424571, p-value < 2.2e-16
alternative hypothesis: true rho is not equal to 0
sample estimates:
rho
0.9034195
```

Der höhere S-Wert ergibt sich hier rein aus dem Umstand, dass anstatt eines Einzeljahres nun die gesamte Zeitreihe betrachtet wird. Der p-Wert ist identisch mit dem des oben exemplarisch betrachteten Jahres 2011. Der für die gesamte Zeitreihe ermittelte Korrelationskoeffizient

zient ist allerdings niedriger. Die Gründe hierfür sind die verschiedenen äußeren Einflüssen, die diese Messstelle im Beobachtungszeitraum erfahren hat und die das Messniveau zum Teil deutlich beeinflusst haben.

5.3.2 Regressionsanalyse

Vor der Regressionsanalyse folgt zunächst der Test auf Kointegration der Zeitreihen, um die Zulässigkeit des gewählten Verfahrens zu überprüfen. Hierfür werden zuerst lineare Einfachregressionen durchgeführt, einmal für die Original- und einmal für die differenzierten Daten:

```
mod.org_PWD22=lm(PWD22~See_Tag,data=Messreihe_Gesamt_S)
```

Mit dem Befehl „summary“ werden die Ergebnisse aufgerufen.

```
summary(mod.org_PWD22)
```

Call:

```
lm(formula = PWD22 ~ See_Tag, data = Messreihe_Gesamt_S)
```

Residuals:

Min	1Q	Median	3Q	Max
-5.1102	-0.5521	0.4194	0.5488	3.9017

Coefficients:

	Estimate	Std. Error	t value	Pr(> t)
(Intercept)	1.286e+02	2.567e+00	50.11	<2e-16 ***
See_Tag	8.216e-01	3.423e-03	240.03	<2e-16 ***

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.6888 on 5603 degrees of freedom
(239 observations deleted due to missingness)

Multiple R-squared: 0.9114, Adjusted R-squared: 0.9114

F-statistic: 5.761e+04 on 1 and 5603 DF, p-value: < 2.2e-16

```
mod.diff_PWD22=lm(diff(PWD22)~diff(See_Tag),data=Messreihe_Gesamt_S)
```

```
summary(mod.diff_PWD22)
```

Call:

```
lm(formula = diff(PWD22) ~ diff(See_Tag), data = Messreihe_Gesamt_S)
```

Residuals:

Min	1Q	Median	3Q	Max
-5.8231	-0.0238	-0.0071	0.0120	3.9928

Coefficients:

	Estimate	Std. Error	t value	Pr(> t)
(Intercept)	0.001221	0.002565	0.476	0.634
diff(See_Tag)	0.677107	0.006860	98.710	<2e-16 ***

Signif. codes: 0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1


```
Residual standard error: 0.1909 on 5538 degrees of freedom
(303 observations deleted due to missingness)
Multiple R-squared: 0.6376, Adjusted R-squared: 0.6375
F-statistic: 9744 on 1 and 5538 DF, p-value: < 2.2e-16
```

Sowohl für die Original- als auch für die differenzierten Daten sollte der Einfluss des Oberwasserstandes hoch signifikant sein. Dies ist für den PWD22 der Fall. Ausgedrückt wird dies durch den *p-Wert* des *t-Tests*. Dieser gibt nun für jede Variable die Wahrscheinlichkeit an, dass ein solches Ergebnis auftritt, obwohl die Nullhypothese wahr ist und die Variable somit nichts zur Erklärung des Messwertes beitragen würde. In diesem Beispiel ist der *p-Wert* mit $<2,2 \cdot 10^{-16}$ deutlich kleiner als die normalerweise festgelegten Signifikanzniveaus von 0,05 bzw. 0,01. Die den *p-Werten* entsprechenden Signifikanzniveaus (*Signif. codes*) sind ebenfalls in der Ergebnisausgabe angegeben. Hier kann man ablesen, dass das Ergebnis sogar bei einem Signifikanzniveau von 0,001 signifikant wäre. Die Nullhypothese für die Variable *See_Tag* kann somit verworfen werden. Ferner sieht man die standardmäßig ausgegebenen Parameter, wie etwa die Verteilung der Residuen und die Standardfehler der einzelnen Variablen. Am Ende sind außerdem das Bestimmtheitsmaß und zugleich das korrigierte Bestimmtheitsmaß zu sehen, wie auch der Wert der F-Statistik mit zugehörigem *p-Wert*.

Im nächsten Schritt erfolgt die Berechnung der geschätzten Residuen und der *Augmented Dickey Fuller Tests*. Dafür werden von den gemessenen Werten zunächst die geschätzten Werte subtrahiert und anschließend der Test durchgeführt.

```
coint_PWD22=na.omit(Messreihe_Gesamt_S$PWD22-coef(mod.org_PWD22)[2]*Messreihe_Gesamt_S$See_Tag)
adf.test(coint_PWD22, alternative = "stationary", k = 0)
```

Augmented Dickey-Fuller Test

```
data: coint_PWD22
Dickey-Fuller = -11.5584, Lag order = 0, p-value = 0.01
alternative hypothesis: stationary
```

Das Ergebnis des Tests zeigt einen sehr kleinen *p-Wert* und den deutlich von Null verschiedenen Wert der Dickey-Fuller-Teststatistik. Somit kann eine spurious regression ausgeschlossen werden.

Dieser Test wurde für alle fünf betrachteten Talsperren an jeweils zwei repräsentativen Messstellen durchgeführt. Nach den Ergebnissen ist das vorgesehene Verfahren der multiplen Regression für alle Anlagen zulässig (Tabelle 8).

Tabelle 8: Ergebnisse des Augmented Dickey-Fuller-Tests für die untersuchten Talsperren

Talsperre	Messstelle	Dickey-Fuller	p-Wert
TWT Frauenau	P 2.213	-3,5269	0,03972
TWT Frauenau	P 2.223	-4,3421	0,01
Sylvensteinspeicher	PWD 21	-10,543	0,01
Sylvensteinspeicher	PWD 22	-11,5584	0,01
Windachspeicher	L5	-24,0035	0,01
Windachspeicher	M5	-27,752	0,01
Brombachhauptsperre	P 113	-5,8013	0,01
Brombachhauptsperre	P 313	-7,0812	0,01
TS Dornau	PWD I	-11,1504	0,01
TS Dornau	PWD III	-9,1448	0,01

Nach dem erfolgreichen Test auf Kointegration folgt nun über den Befehl „lm“ die Regressionsanalyse unter Berücksichtigung aller auf die Messwerte wirkenden Einflüsse. Die Ergebnisse werden wieder über den summary-Befehl ausgegeben.

```
lm_PWD22<-lm(PWD22~See_Tag+N+GA+TW+HW99+HW00+HW01+HW10+Bohr99+Bohr09,data=
Messreihe_Gesamt_S, na.action = na.omit)
summary(lm_PWD22)
```

Call:

```
lm(formula = PWD22 ~ See_Tag + N + GA + TW + HW99 + HW00 + HW01 +
    HW10 + Bohr99 + Bohr09, data = Messreihe_Gesamt_S, na.action = na.
omit)
```

Residuals:

```
      Min       1Q   Median       3Q      Max
-4.0448 -0.1017  0.0180  0.0998  3.2663
```

Coefficients:

```
              Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept) -1.322e+02  3.197e+01 -4.136 3.83e-05 ***
See_Tag      8.027e-01  4.953e-03 162.067 < 2e-16 ***
N            1.009e-02  1.168e-03  8.641 < 2e-16 ***
GA           1.397e-01  3.138e-02  4.453 9.44e-06 ***
TW           2.400e-01  4.720e-02  5.084 4.41e-07 ***
HW99        -1.003e+00  1.204e-01 -8.327 2.71e-16 ***
HW00         4.459e-01  7.314e-02  6.096 1.55e-09 ***
HW01         4.503e-01  5.892e-02  7.643 4.96e-14 ***
HW10        -1.622e-01  6.773e-02 -2.394 0.0168 *
Bohr99       1.270e+00  1.251e-01 10.150 < 2e-16 ***
Bohr09      -1.470e+00  4.554e-02 -32.284 < 2e-16 ***
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1
```

```
Residual standard error: 0.3753 on 998 degrees of freedom
(4835 observations deleted due to missingness)
Multiple R-squared: 0.9755, Adjusted R-squared: 0.9752
F-statistic: 3972 on 10 and 998 DF, p-value: < 2.2e-16
```

Die Ergebnisgraphiken zur Prüfung der Modellgüte erhält man über den Befehl `plot()`.

```
plot(lm_PWD22)
```

Ähnlich einfach erfolgt die Ausgabe des *AIC-Wertes*:

```
AIC(lm_PWD22)
[1] 898.4635
```

Soll bei der Regressionsanalyse ein Zeitversatz zwischen Einwirkung und Reaktion sowie ein linearer Trend berücksichtigt werden, so ist die Funktion entsprechend zu erweitern. An der Regressionsanalyse des PWD11 des Sylvensteinspeichers sieht man beispielhaft die Berücksichtigung des ermittelten Zeitversatzes von 30 Tagen zwischen Einwirkung aus dem Oberwasserstand und Reaktion an der Messstelle, sowie die Berücksichtigung eines linearen zeitlichen Trends durch die Variable „*as.numeric(Date)*“.

```
lm_PWD11<-lm(PWD11[-(1:30)]~See_Tag[-((5844-30+1):5844)]+N[-
(1:30)]+HW00[-(1:30)]+HW02[-(1:30)]+HW05[-(1:30)]+HW10[-
(1:30)]+Bohr08[-(1:30)]+as.numeric(Date)[- (1:30)],data = Messrei-
he_Gesamt_S, na.action = na.omit)
```

6 Betrachtete Staudämme

Zur Auswertung der hydrometrischen Messdaten werden fünf bayerische Staudämme herangezogen. Neben der Trinkwassertalsperre Frauenau im Bayerischen Wald und der Brombachhauptsperrre als Bestandteil des fränkischen Seenlandes sind dies der Windachspeicher im oberbayerischen Voralpenland sowie die Talsperre Dornau am Lech und der Sylvensteinspeicher an der oberen Isar. Die Dämme sind allesamt zonierte Erd- oder Steinschüttdämme mit innenliegendem Dichtkern. Sie unterscheiden sich aber sowohl in ihrer Höhe und ihrer Länge als auch in ihren geologischen Randbedingungen zur Bauwerksgründung. Auch die Betriebsweise der einzelnen Anlagen unterscheidet sich zum Teil deutlich. Frauenau, erbaut zur Trinkwasserversorgung, und die Brombachhauptsperrre, die der Niedrigwasseraufhöhung des Main-einzugsgebietes dient, weisen einen ausgeprägten Jahresgang auf. Dornau, als Talsperre für die Stromerzeugung, weist im Tagesmittel einen nahezu konstanten Oberwasserstand auf. Im Gegensatz dazu erfahren sowohl der Windach- als auch der Sylvensteinspeicher durch ihre Bewirtschaftung als Hochwasserspeicher zum Teil starke Seespiegelanstiege innerhalb weniger Stunden. Alle fünf Anlagen sind nach *DIN 19700-11:2004-07* als große Talsperren der Talsperrenklasse 1 einzuordnen.

6.1 Trinkwassertalsperre Frauenau

6.1.1 Allgemeines

Die Trinkwassertalsperre (TWT) Frauenau im Bayerischen Wald nahe der Grenze zur Tschechischen Republik besitzt das dritthöchste Absperrbauwerk Deutschlands. Unter den Staudämmen der Bundesrepublik ist es mit knapp 85 m über der Gründungssohle sogar der höchste (*DTK 2013*). Die Trinkwassertalsperre sichert durch den Aufstau von Kleinem Regen und Hirschbach sowie die Speicherung von Niederschlagswasser die Versorgung von etwa 500.000 Menschen im Bayerischen Wald, bis hin zur Isarmündung mit frischem Trinkwasser (*OB 1984*).

6.1.2 Geologie an der Sperrenstelle

Die Geologie an der Sperrenstelle ist geprägt von Gneis. Das vorhandene Grundgebirge ist in den oberflächennahen Bereichen stark klüftig, was eventuelle Wasserwegigkeiten unter dem Sperrenbauwerk hindurch grundsätzlich begünstigt. Über dieser zerklüfteten Zone folgt in wechselnder Mächtigkeit Gneiszersatz mit Einlagerungen von verwitterten Blöcken, sowie neuzeitlichen und durch Flussablagerungen entstandenen Sedimenten. Die größte Überdeckung des Grundgebirges mit Zersatz und Sedimenten findet sich im nördlichen Bereich des Staudammes, die Dicke dieser Schicht beträgt dort bis zu 20 m. In Talmitte, im Bereich des

ehemaligen Flusslaufs, wird das Grundgebirge durch eine etwa 6 m breite, tiefe Störungszone unterbrochen, die im oberen Bereich nur eine geringe Festigkeit aufweist. Im südlichen Dammbereich wurde als weitere Besonderheit eine etwa 35 m tiefe, trichterförmige Tasche im Grundgebirge angetroffen, die ebenfalls mit Gneiszersatz und eingelagerten Sedimenten angefüllt ist (OBB 1984).

6.1.3 Das Absperrbauwerk

Der etwa 85 m hohe Damm der TWT Frauenau besteht aus einem Stützkörper aus gebrochenem Fels mit einem innen liegenden Dichtkern aus steinigem Lehm. Um die hydraulische Sicherheit des Bauwerkes zusätzlich zu erhöhen, wurde in Dammachse eine 0,60 m dicke Trockenschlitzwand aus Tonbeton mit einem luftseitig davon angeordneten Filtervlies eingebracht. Die Tonbetondichtwand wurde im Zuge des Schüttfortschritts des Dammes in 1,20 m hohen Abschnitten mit hochgezogen. Die Durchlässigkeit des Kerns liegt bei 10^{-8} m/s, die der Tonbetondichtwand um eine Zehnerpotenz niedriger bei 10^{-9} m/s. Als Übergang zwischen dem Stützkörper aus groben Felsblöcken und dem Kern mit hohem Schluffanteil wurden, aus Gründen der Filterstabilität, wasserseitig zwei Übergangszonen aus sandigem Kies bzw. steinigem Lehm eingebaut. Luftseitig des Kerns folgt auf die Übergangsschicht aus steinigem Lehm eine Filterschicht aus gebrochenem Fels. Der Kern des mit Neigungen von bis zu 1:1,47 sehr steil geböschten Damms wurde größtenteils auf dem natürlich anstehenden Gneis gegründet. Hierfür wurde die überlagernde Gneiszersatz- und Sedimentschicht entfernt. Lediglich im Bereich der Zersattasche auf der linken Dammseite erfolgte die Gründung des Kernes nicht auf Fels. Dieser inhomogene Abschnitt wurde im Vorfeld durch eine mehrreihige Injektionsschürze abdichtet und verfestigt, sodass der Kern hierauf gegründet werden konnte.

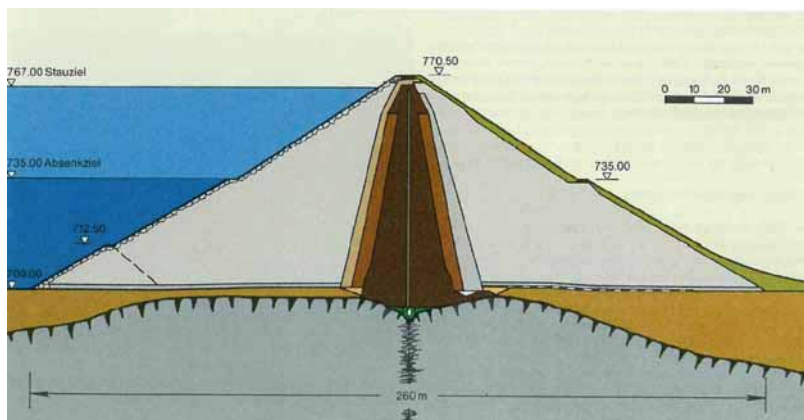


Abbildung 21: Dammquerschnitt der Trinkwassertalsperre Frauenau (OBB 1984)

Um einen Verbund zwischen Kern- und Untergrundabdichtung herstellen zu können, wurde in Dammachse ein 720 m langer Kontrollgang, bestehend aus 78 Blöcken, errichtet. Von diesem

aus wurden die oberflächennahen Klüfte des anstehenden Gneises mit einem bis maximal 55 m tiefen einreihigen Dichtungsschleier aus Zementsuspension verpresst. Zudem wurde der Bereich um den Kontrollgang mit bis zu 6 m langen Kontaktinjektionen abgedichtet. Der Stollen dient zugleich als Auflager für die Tonbetonwand im Dammkern. Das in neun Abschnitten im luftseitigen Filter getrennt gefasste Sickerwasser wird in den Kontrollgang eingeleitet und dort messtechnisch erfasst. Ebenso erfolgt die Messung der Wasserdrücke im luftseitig der Tonbetonwand angeordneten Filtervlies direkt vom Kontrollgang aus. Um die Funktionsfähigkeit der Untergrundabdichtung zu kontrollieren, sind über die ganze Stollenlänge Piezometer angeordnet, die vom Kontrollgang aus wasser- und luftseitig des Dichtungsschleiers abgeteuft wurden.

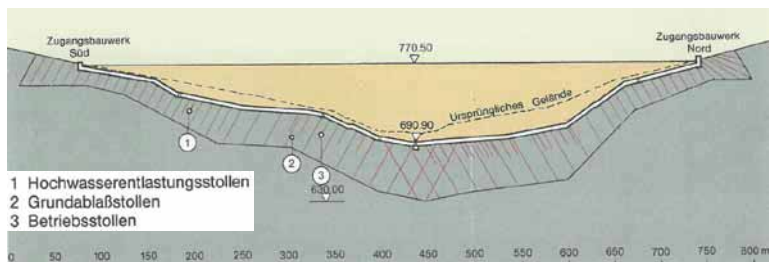


Abbildung 22: Dammlängsschnitt der Trinkwassertalsperre Frauenau (OBB 1984)

Sämtliche Entnahmeanlagen der Trinkwassertalsperre verlaufen durch den natürlichen Felsuntergrund (Abbildung 22).

6.1.4 Betriebsweise

Durch die Betriebsweise als Trinkwassertalsperre unterliegt der Seewasserstand einem ausgeprägten Jahresgang. Ihren maximalen Wasserstand erreicht die Talsperre - bedingt durch die Schneeschmelze - gegen Ende des Frühjahrs. Über das weitere Jahr hinweg sinkt der Seespiegel, abgesehen von kleineren Schwankungen durch Niederschlags- und/oder Hochwasserereignisse, kontinuierlich ab. Der Tiefststand wird in der Regel zum Ende des Winters hin erreicht. Insgesamt weist die Anlage einen Gesamtstauraum von 21,7 Mio. m³ auf, wovon etwa 0,9 Mio. m³ für den Hochwasserrückhalt vorgesehen sind.

6.2 Sylvensteinspeicher

6.2.1 Allgemeines

An der oberen Isar in den bayerischen Alpen befindet sich mit dem Sylvensteinspeicher die älteste staatliche Talsperre Bayerns. Mit einem Gesamtvolumen von aktuell 119 Mio. m³ (bei Erreichen des Hochwasserstauziels) ist er nach dem Brombachspeicher die zweitgrößte staatliche Stauanlage des Freistaats Bayern. Die ursprüngliche Bestimmung des Sylvensteinspeichers

war die Niedrigwasseraufhöhung, da aufgrund der zahlreichen Wasserableitungen an der oberen Isar ein akuter Wassermangel im Flussbett zu beklagen war. Im Fokus der Öffentlichkeit steht die Talsperre aber hauptsächlich aufgrund des Hochwasserschutzes für die Unterlieger, insbesondere für Bad Tölz und München, aber auch für die weiter isarabwärts gelegenen Städte bis hin zur Donau. Neben diesen beiden primären Aufgaben dient der Speichersee heutzutage auch zu Freizeit- und Erholungszwecken.

6.2.2 Geologie an der Sperrenstelle

Der Sylvensteinstaudamm befindet sich an einer lediglich 175 m breiten Durchbruchstelle des Isartales. Begrenzt wird das Absperrbauwerk zu beiden Seiten von anstehendem Hauptdolomit.

Die markanten Felsverläufe im Untergrund stellten für die Gründung der Talsperre eine besondere Herausforderung dar: Während der Staudamm im Westen vom „Hennenköpf“ begrenzt wird, einer im Untergrund stetig abfallenden Felsflanke aus Hauptdolomit, schließt das Absperrbauwerk im Osten an die steil abfallende Sylvensteinwand an. Diese springt bei ca. 720 mNN (auf Höhe der Gründungssohle des Dammes) um etwa 20 m in Richtung Talmitte vor und fällt dann weiter nach unten, nahezu 100 m fast senkrecht ab (Abbildung 24). Die durch die beiden Felsflanken begrenzte Rinne ist mit gut durchlässigen eiszeitlichen und alluvialen Kies- und Sandablagerungen sowie Seekreide und Feinsanden gefüllt (Lorenz 1958) und wird vom Grundwasser durchströmt. Diese eiszeitlichen Talauflüffungen reichen von der Dammaufstandsfläche zum Teil bis in 100 m Tiefe, ehe auch dort der Hauptdolomit ansteht. Eine detaillierte Beschreibung der geologischen Verhältnisse findet sich unter anderem bei Schmidt-Thomé (1950).

6.2.3 Das Absperrbauwerk

Das Sperrenbauwerk des Sylvensteinspeichers ist im heutigen Zustand ein 48 m hoher und 200 m langer Kiesschüttdamm aus örtlich vorhandenem Material mit einem schlanken innenliegenden Dichtungskern aus plastischem Erdbeton. Dieser besteht aus 75 % Kiessand bis 80 mm Korngröße, 8,3 % Feinsand 0-2 mm und 16,7 % Schluff 0,002-0,06 mm sowie stellenweiser Zugabe von Natriumbentonit von 1-2 %. Der Kern sollte dadurch eine mittlere Durchlässigkeit von 10^{-10} m/s erreichen (Altinger 1960).

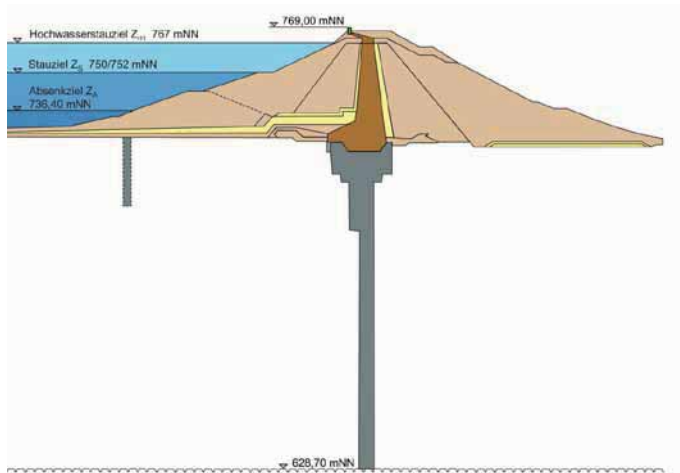


Abbildung 23: Dammquerschnitt an der tiefsten Stelle der eiszeitlichen Schotterrinne (WWA Weilheim; Stand bis 2012)

Die breiten Kiesstützkörper bedingen dabei das große Bauwerksvolumen von etwa 1 Mio. m³. Bei der Gründung des Staudammes wurde versucht, die darunter liegende Schotterrinne ($k = 10^{-3}$ bis 10^{-2} m/s) durch die Injektion eines Ton-Zement-Gels abzudichten. Dadurch ist eine etwa 5.200 m² große Dichtungsschürze unterhalb des Staudammes entstanden (Abbildung 24).

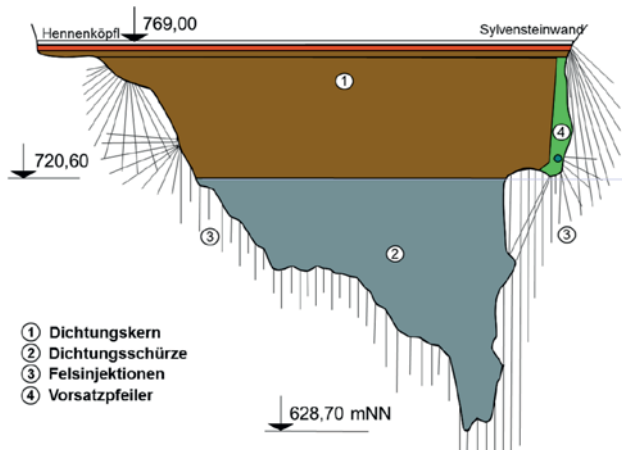


Abbildung 24: Längsschnitt durch den Sylvensteindamm mit Untergrund (WWA Weilheim)

Diese Schürze stellte im Verbund mit dem Dammkern bis 2012 das zentrale Dichtungselement der Talsperre dar. Um Risse im Kernbereich aufgrund des unterschiedlichen Setzungsverhal-

tens von abgedichteten Schottern (in der Rinne) und der Felsschulter (an der Sylvensteinwand) zu begrenzen, wurde im östlichen Teil des Damms zusätzlich ein 5 m dickes „Setzungsausgleichspolster“ eingebaut, bei dem mehr Schluff und 5 % Bentonit beigemischt wurden. Luftseitig des Kerns schließt eine Filterschicht an, an deren Fuß eine Sickerwasserwanne angeordnet wurde. In dieser Wanne wurden Entwässerungsröhre verlegt, die das Dammsickerwasser ableiten sollten. Die, trotz aller unternommenen Gegenmaßnahmen, aufgetretenen, teilweise starken Setzungen von Damm und Untergrund waren aber offenbar der Grund, warum diese Sammelleitungen bald nur noch unzureichend Sickerwasser erfassten. Auch verschiedene Versuche im Laufe der Betriebsjahre, die Sickerwasserfassung zu reaktivieren, waren nicht von Erfolg gekrönt. Sensibilisiert durch eine schleichende Zunahme der Porenwasserdrücke im Kern und im Untergrund des Staudammes, fasste die Bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung 2006 den Entschluss, den Sylvensteinstaudamm zu ertüchtigen: Die Talsperre sollte mit einer neuen Dichtung in Form einer Schlitzwand, einem begehbaren Sickerwassersammelstollen sowie daran angeschlossenen Drainagepfählen ausgerüstet werden (*Overhoff et al. 2010*). Diese Maßnahmen sind 2011 begonnen und Ende 2015 abgeschlossen worden. Im Sommer 2012 wurde dazu eine 70 m tiefe Schlitzdichtwand eingebaut, die zur Dammachse luftseitig verschoben bis 22 m tief in den injizierten Untergrund der Talsperre reicht. Im Anschluss daran wurde 2013 ein begehbare Sickerwassersammelstollen längs durch den Damm vorgetrieben, bevor 2014 insgesamt 54 Drainagepfähle von der Dammkrone aus zwischen Dichtwand und Stollen gebohrt wurden (*Lang und Overhoff 2015*). Diese Pfähle sind durch Horizontalbohrungen an den Stollen angeschlossen, sodass seit Anfang 2015 wieder eine abschnittsweise Sickerwasserfassung am Sylvensteindamm möglich ist (Abbildung 25).

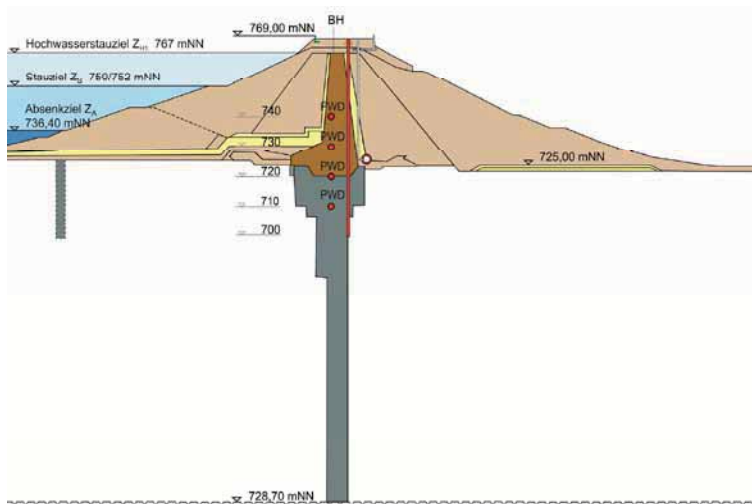


Abbildung 25: Dammquerschnitt mit neuer Dichtwand, Sickerwassersammelstollen und Drainagepfähle (WWA Weilheim)

Auch in der Vergangenheit gab es bereits Ertüchtigungsmaßnahmen sowie umfangreiche Umbauten und Erweiterungen des Messsystems, die im folgenden Kapitel erläutert werden.

6.2.4 Bauliche Eingriffe in das Dammbauwerk

In den ersten fünf Betriebsjahren der Talsperre ließen die damaligen Messeinrichtungen auf eine funktionsfähige Dichtung schließen (Lorenz 1966). Bereits ab 1965 wurde jedoch an einem der Pegel, die damals im Kernbereich ursprünglich zur Setzungsmessung eingebaut worden waren, eine starke Korrespondenz mit dem Oberwasserstand festgestellt. Diese Beobachtung sowie die Zunahme des Sickerwasseranfalls bei gleichbleibenden Randbedingungen legten den Schluss nahe, dass bevorzugte Sickerwege bzw. Undichtigkeiten im Kern des Dammes vorhanden sein mussten, die sich aus Rissen aufgrund unterschiedlicher Setzungen ergaben (List und Sadgorski 1981). Nachdem die vermuteten Risse durch Erkundungsbohrungen verifiziert und lokalisiert werden konnten, erfolgte 1970 eine Verpressung der Schwächezonen im Manschettenrohrverfahren. Risszonen ermittelte man damals etwa in Talmitte und auf der orographisch rechten Seite des Dammes. Diese Schwächezonen wurden in den 1970er Jahren von Sadgorski in einer FEM-Berechnung bestätigt (List und Sadgorski 1981). Nach der Verpressung war nahezu kein Sickerwasseranfall mehr zu beobachten.

Zwischen 1982 und 1984 - ca. 25 Jahre nach Inbetriebnahme - wurde erneut der Zustand des Sperrbauwerkes und der Sickerwasserfassung umfangreich untersucht. Ziel war es unter anderem, durch Aufschlussbohrungen detaillierte Informationen über den Zustand des Dichtkerns sowie der Untergrundabdichtung zu erhalten. Zugleich ergänzte man die Aufschlussbohrungen mit neuen Porenwasserdruckmessern. Zum einen weil die Messwertgeber aus der Zeit des Dammbaus inzwischen größtenteils ausgefallen waren, und zum anderen weil erstmals auch die Druckverhältnisse im Untergrund erfasst werden sollten. Erkenntnis der Bohrkampagne war: Sowohl im schlanken oberen Teil des Dichtkerns, als auch im Übergangsbereich zwischen Kern und Untergrund hatten die Durchlässigkeiten im Vergleich zum theoretischen Sollwert stark zugenommen. Auch die Sickerwasserfassung erwies sich als nicht mehr aussagekräftig, was teilweise auf verlegte bzw. gerissene Leitungen zurückgeführt wurde. Eine Quantifizierung des Sickerwassers war somit zu dieser Zeit bereits nicht mehr möglich. Drei neue Pegelbohrungen auf der Luftseite des Dichtkerns im Bereich der Sickerwasserfassung zeigten zudem, dass sich der Druckabbau an den luftseitigen Rand des Dichtkerns und in den anschließenden Filter verlagert hatte. Der Grund hierfür war, dass sich das ursprünglich eingebaute Natriumbentonit, durch die allmähliche Abgabe von Natriumionen, in das weniger wasserbindende Calciumbentonit umgewandelt hatte (List und Strobl 1991). Als Konsequenz dieser Untersuchungen wurde festgelegt, den Damm auf ganzer Länge mit umfangreichen Injektionen im Manschettenrohrverfahren abzudichten, sowie das Mess- und Kontrollsystem sowohl um zusätzliche Porenwasserdruckgeber als auch um weitere Beobachtungsbrunnen im Bereich der Sickerwasserfassung zu ergänzen.

Diese Ertüchtigungsmaßnahmen wurden vom Betreiber in den Jahren 1987/88 umgesetzt: Annähernd 2.000 m³ Injektionsgut wurde bis in 60 m Tiefe eingebracht, verteilt auf insgesamt etwa 5.300 Bohrmeter. Zudem wurden sechs weitere Porenwasserdruckgeber eingebaut. Somit stieg die Anzahl der im Kern und der Dichtungsschürze vorhandenen Porenwasserdruckgeber auf 31 Stück an. Im Kernbereich traten dabei sehr hohe Suspensionsverluste und Injektionsgutaufnahmen auf, im Bereich der Kernaufstandsfläche im Mittel bis zu 1.300 Liter pro laufenden Meter (*Kratz et al. 1990*). Im Untergrund hingegen, also im Bereich der Dichtungsschürze, waren nur geringe Aufnahmemengen zu verzeichnen. Die Sickerwasserschüttung auf der Westseite kam nach den Injektionsarbeiten vollständig zum Erliegen.

Aus diesem Grund entschied sich der Betreiber, im Zuge der Dammerhöhung 1999 auch das bestehende Porenwasserdruckmessnetz zu erweitern: Eine Beobachtung des Druckabbaus zwischen der Wasser- und der Luftseite des Dichtungselementes über die gesamte Dammlänge hinweg wurde so ermöglicht (*Overhoff und Winner 2002*). Dafür ergänzte man die bestehenden Geberstränge, die 1983 bzw. 1984 abwechselnd wasser- und luftseitig angeordnet worden waren, um weitere fünf Messstränge. Insgesamt stieg damit die Anzahl der Messstellen für den Porenwasserdruck auf 48 Stück, verteilt auf sieben Messprofile im Abstand von je 20 m. Negativer Effekt dieser Messstellenverdichtung war, wie sich an den Datenreihen zeigt, dass die Messniveaus einiger bestehender Porenwasserdruckgeber - vor allem im Messprofil 3 - durch die Bohrarbeiten auf viele Jahre hinaus verändert worden sind. Ergänzend zu diesen neuen Messprofilen für den Porenwasserdruck installierte man im luftseitigen Filter eine zusätzliche Standrohrreihe, um die Wasserstände im Bereich der Sickerwasserfassung kontrollieren zu können.

Mit dem so erweiterten Messnetz wurde ab dem Jahr 2000 eine kontinuierliche Verringerung des Druckabbaus im Messprofil 3 detektiert. Eine vergleichende Langzeitbetrachtung der Jahre 2004 bis 2007 zeigte eine stete Zunahme der gemessenen Porenwasserdrücke an den luftseitigen Messstellen dieses Profils. Dieser Anstieg stellte zwar keine Gefährdung für die Standsicherheit des Bauwerks dar, dennoch galt es, seine Ursachen zu erforschen (*Bauer et al. 2013*). Zu diesem Zweck entschied man sich 2008, einen zusätzlichen Strang mit vier Porenwasserdruckgebern auf der Luftseite zu installieren, der um 3 m Richtung Osten versetzt, neben dem bestehenden Messprofil 3 eingebaut worden ist. Die dort gewonnenen Messwerte bestätigten den unzureichenden Druckabbau, auf den schon aus den Daten des Messprofils 3 geschlossen worden war.

Durch die weitreichenden Eingriffe in den Dammkörper während der darauf folgenden Ertüchtigung, mit vorauslaufenden Erkundungsbohrungen bis zu den Felshorizonten im Jahr 2009 und dem anschließenden Schlitzwandbau in 2012, wurden nahezu alle luftseitigen Porenwasserdruckgeber zerstört. Die verbliebenen Geber erfuhren zum Teil starke Beeinflussungen. Daher wird zur Datenauswertung nur der Zeitraum bis Ende 2011 herangezogen. Die Messungen während und nach der Schlitzwandbauzeit werden separat in Kapitel 7.2.4 diskutiert.

6.2.5 Betriebsweise

Durch seine Funktionen zur Niedrigwasseraufhöhung und zum Hochwasserschutz kann der Sylvensteinspeicher zum Teil großen Wasserspiegelschwankungen ausgesetzt sein. Das Stauziel Z_s befindet sich auf 752 mNN. Als Reaktion auf das Hochwasserereignis 2005 wurde ab 2006 das Stauziel während der hochwassergefährlichen Zeit von Mai bis Oktober um 2 m auf 750 mNN abgesenkt. Beim Eintreffen größerer Hochwasserwellen kann es daher möglich sein, dass der See innerhalb kurzer Zeit um bis zu 13 m ansteigt, wie es bei den großen Hochwasserereignissen 1999, 2005 und 2013 der Fall war. Im Gegensatz dazu ist es auch möglich, dass der See im Zuge der Niedrigwasseraufhöhung der Isar in Trockenzeiten stark abgesenkt wird. Im Maximum betrug die Absenkung des Seewasserspiegels während des sogenannten Jahrhundertsommers 2003 etwa 10 m.

6.3 Windachspeicher

6.3.1 Allgemeines

Etwa 12 km westlich des Ammersees im Landkreis Landsberg am Lech befindet sich der 1964 in Betrieb genommene Windachspeicher. Als Sperrenstelle wurde seinerzeit ein eiszeitliches Durchbruchstal der Windach gewählt, an der neben der Windach auch der Schlöglbach aufgestaut wird. Die Talsperre dient nahezu ausschließlich dem Hochwasserschutz der Unterliegergemeinden bis zur Windachmündung in die Amper bei Stegen. Heutzutage nimmt auch hier die Funktion als Freizeit- und Erholungsort stark zu.

6.3.2 Geologie an der Sperrenstelle

Der Windachspeicher liegt in der hügeligen Moränenlandschaft des bayerischen Voralpenlandes. Demzufolge ist auch die Geologie an der Sperrenstelle als ungleichmäßig zu betrachten. Der Untergrund besteht aus wechselnden Ablagerungen von Mergel, Lehm, Sand und Kies, zum Teil mit Torfeinschlüssen. So sind zunächst sandig-schluffig-steinige Kiese anzutreffen, die lokal zum Teil auf Torfeinschlüssen lagern. Darunter finden sich stellenweise sandig-tonig-kiesige Schluffe, aber auch eingelagerte Sandschichten und kiesige Schluffe. Diese Inhomogenitäten innerhalb sehr kurzer Distanzen sind ein Hauptmerkmal dieser aus der Würmeiszeit stammenden Ablagerungen. Demzufolge wechseln auch die Durchlässigkeiten im Untergrund mitunter stark.

6.3.3 Das Absperrbauwerk

Der Staudamm des Windachspeichers ist ein 14 m hoher und 241 m langer geschütteter Erdamm, der aus in der Nähe anstehendem bindigen Moränenmaterial aus sandig-kiesigem Lehm hergestellt wurde. Die Untergrundanbindung sowie die Anbindung an die Talflanken wurde durch einen Erdkern sichergestellt, zudem wurde der Untergrund mit einer Ton-

Zement-Suspension abgedichtet. Die Durchlässigkeit von Kern und Untergrundabdichtung liegt bei ca. 10^{-8} m/s. Am rechten Talhang wurde aufgrund stark wasserführender Schichten zur Abdichtung zusätzlich eine bis zu 10 m tiefe Schlitzwand eingebracht. Da an der linken Flanke ebenfalls stark wasserführende Schichten angetroffen wurden, versuchte man dort im Jahr 1983 durch eine vorgebohrte Schmalwand wasserseitig der Dammachse die Umströmung des Dammes zu verringern. In den Jahren 1985/1986 wurde die Bauwerksoberkante durch eine aufgesetzte, 1 m hohe Stahlbetonmauer erhöht, die mit einer knapp 4 m tiefen Spundwand in den Dammkörper eingebunden wurde.

Zur Fassung von Dammsickerwasser wurde an der Luftseite oberhalb der vorhandenen Berme eine Filterzone im Damm angeordnet. Um auch den Damm unterströmendes Sickerwasser fassen und kontrolliert ableiten zu können, wurde ein 6,5 m breiter Streifen als Flächenfilter entlang des luftseitigen Dammfußes eingebaut. Beide Filterzonen entwässern über Drainageleitungen in Sammelschächte und werden von dort in das Tosbecken unterhalb der Talsperre abgeleitet.

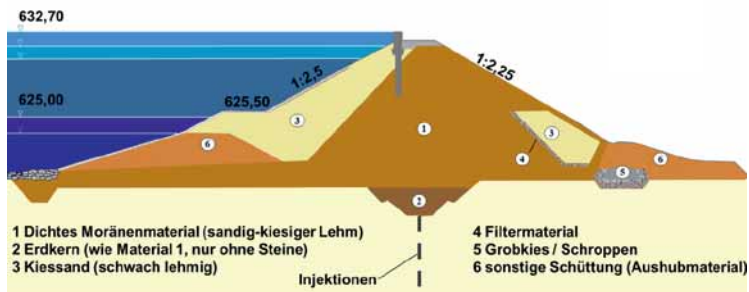


Abbildung 26: Dammquerschnitt des Windachspeichers (WWA Weilheim)

Erwähnenswert erscheint bei der Betrachtung des Staudammes aber, dass sowohl der Grundauslass als auch der Hochwasserentlastungsstollen durch den geschütteten Damm der Talsperre führen. Lediglich der in den 1980er-Jahren nachträglich errichtete Betriebsauslass führt durch die rechte Talflanke um den Dammkörper herum.

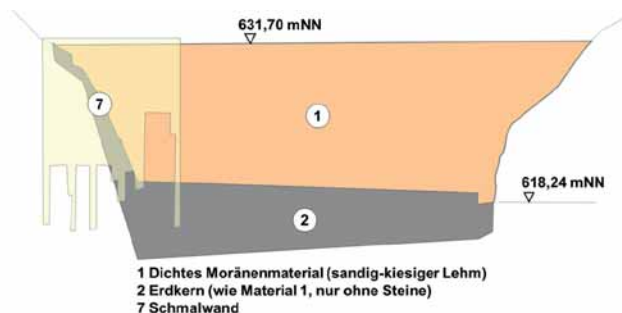


Abbildung 27: Schematischer Dammlängsschnitt des Windachspeichers (WWA Weilheim)

6.3.4 Betriebsweise

Der Windachspeicher dient seit seiner Inbetriebnahme als reiner Hochwasserspeicher. Daher bewegt sich der Seewasserstand zumeist um das Stauziel von 625 mNN. Nur bei Hochwasser kann der See um bis zu 6,40 m auf 631,40 mNN aufgestaut werden. Das Absenckziel des Sees liegt bei 623,50 mNN, also gerade einmal 1,50 m unter dem Stauziel.

6.4 Brombachhauptsperr

6.4.1 Allgemeines

Die Brombachhauptsperr ist Teil des Überleitungssystems von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Main-Gebiet und mit einem Gesamtstauvolumen von etwa 145 Mio. m³ der größte staatliche Wasserspeicher Bayerns. Im dazugehörigen Großen Brombachsee werden Hochwasserabflüsse der Altmühl zwischengespeichert und in wasserarmen Zeiten über die unterhalb befindliche Weiherkette sowie die Schwäbische Rezat und die Rednitz, in die zum Einzugsgebiet des Mains gehörende Regnitz abgegeben. Hierfür wird das Hochwasser der Altmühl zunächst im ebenfalls zum Überleitungssystem gehörenden Altmühlsee gespeichert und über den sogenannten Altmühlüberleiter - der die europäische Hauptwasserscheide Donau/Rhein unterquert - über den kleinen Brombachsee dem großen Brombachsee zugeleitet. Dieser kleine Brombachsee sowie der Igelsbachsee wurden durch die Errichtung zweier Vorsperren ebenfalls künstlich geschaffen, um ein Trockenfallen der Stauwurzel des großen Brombachsees zu vermeiden. Deren Dämme sind bei Erreichen des Stauziels im großen Brombachsee beidseitig eingestaut.

6.4.2 Geologie an der Sperrenstelle

Im Bereich der Sperrenstelle wird der Untergrund hauptsächlich von Sandsteinkeuper dominiert. Unter dem Dammbauwerk bis in eine Tiefe von 75 m finden sich in wechselnder Schichtung Sandstein und Letten bzw. Lehmschichten. Der Damm selbst ist direkt auf dem sogenannten mittleren Burgsandstein gegründet. Dieser ist im Bereich der Sperrenstelle als stark zerklüftet und brüchig anzusehen, mit einer entsprechend großen Durchlässigkeit von 10^{-5} m/s (*ICOLD 2010*). Darunter folgt eine etwa 4 m mächtige Schicht unterer Letten ($k \leq 10^{-7}$ m/s), welche wiederum auf einer etwa 18 bis 20 m dicken Schicht des unteren Burgsandsteins liegt. Dieser untere Burgsandstein ist weniger brüchig als der mittlere Burgsandstein. Seine Durchlässigkeit wird im Wesentlichen durch die vorhandenen Klüfte bestimmt (*ICOLD 2010*). Nach einer weiteren 6 bis 7 m dicken Schicht Basisletten folgt Coburger Sandstein mit einer Dicke zwischen 5 und 10 m, bevor schließlich Grenzletten folgen.

In Talmitte befindet sich der Bereich des ursprünglichen Brombachlaufs, der dort eine ca. 150 m breite und bis zu 17 m tiefe Erosionsrinne ausgebildet hat. Diese Rinne ist größtenteils mit Sand und Lehm aufgefüllt und kann als stark wasserführend angesehen werden (*Karl et*

al. 2000). Zugleich ist dies der einzige Bereich, in dem die Dammgründung nicht auf Burgsandstein erfolgen konnte (Abbildung 29).

6.4.3 Das Absperrbauwerk

Die Brombachhauptsperr ist ein etwa 1,7 km langer und 36 m hoher, geschütteter Zonendamm mit innenliegendem Kern. Die einzelnen Zonen wurden lageweise in einer Stärke von 50 cm eingebaut und verdichtet. Der Stützkörper des Dammes besteht dabei aus schluffigen Sanden, deren Feinkornanteil zum Dammkern hin zunimmt.

Als zentrales Dichtungselement ist ein bis zu 30 m breiter Erdkern angeordnet. Dieser ist aufgrund konstruktiver Gesichtspunkte wiederum in verschiedene Zonen unterteilt. Der eigentliche Kern besteht aus sandig-schluffigem Ton mit einem Feinteilanteil $< 0,063$ mm bis maximal 45 % und besitzt eine mittlere Durchlässigkeit von 10^{-8} m/s. Über dem Kontrollgang, der den Übergang zwischen Dammkern und Untergrundabdichtung darstellt, ist bis auf Höhe des Stauziels eine vier Meter breite Zone des Kerns angeordnet, deren Feinteilanteil durch eine zusätzliche Aufbereitung auf bis zu 55 % erhöht wurde. Diese Vergütung des Kernmaterials wurde erreicht, indem das aus der Entnahme gewonnene Kernmaterial auf einer Deponie in 30 cm dicken Lagen ausgebracht und mit einer Bodenfräse ein Massenanteil von ca. 5 % Tonmehl eingefräst und homogenisiert wurde. Weiter verstärkt wurde dieser Effekt dadurch, dass die mehrlagigen Schichten auf der Zwischendeponie vor dem Abtransport zur Einbaustelle schräg abgeschält wurden, wodurch eine zusätzliche Vereinheitlichung des Materials erreicht wurde (Karl et al. 2000).

Eine weitere Besonderheit des Kerns sind die Bereiche um den überschütteten Kontrollgang. Direkt über und unter dem Kontrollgang wurden Deformationsschichten angeordnet, die durch ihre im Vergleich zum übrigen Kern geringere Steifigkeit die Spannungen reduzieren sollen. Mit einem Feinteilgehalt von bis zu 80 % ist die mittlere Durchlässigkeit dieser beiden Bereiche nochmals um eine Zehnerpotenz geringer als in den übrigen Kernzonen und liegt im Bereich von 10^{-9} . Wasser- und luftseitig des Kontrollgangs sind hingegen deutlich steifere Kernzonen angeordnet. Diese sollen den Verformungsunterschied zwischen Kontrollgang und der umgebenden Dammschüttung ausgleichen bzw. Lastkonzentrationen über dem Kontrollgangsscheitel durch Spannungumlagerung verringern (WWA AN und LfW 2002).

Luftseitig des Kerns folgt ein 3,75 m breiter Kaminfilter aus Mittelsanden mit hohen Durchlässigkeiten bis 10^{-4} m/s, in dem das Kernsickerwasser gefasst werden soll. Da es nicht möglich war, das Filterkriterium nach Terzaghi zwischen Kern und Filter einzuhalten, wurde diese breite Ausführung gewählt. So sollte sichergestellt werden, dass bei Ausbildung eines Filterkuchens weiterhin ein ausreichend wirkungsvoller Filter zur Verfügung steht. Zur besseren Zuordnung von auftretendem Sickerwasser ist der Filter durch Anordnung vertikaler Schotts in Abschnitte von je 100 m unterteilt. Das jeweils anfallende Sickerwasser wird vom Filter aus in den Kontrollgang abgeleitet und in einer Sammelleitung einer automatisierten Messstation zugeführt. Die Zonierung des Dammes zeigt Abbildung 28.

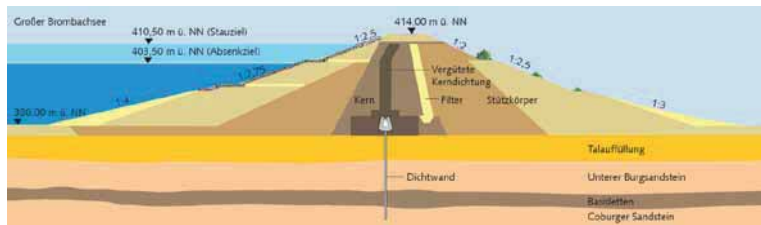


Abbildung 28: Querschnitt der Brombachhauptsperre in Dammmitte (WWA Ansbach)

Die Abdichtung des Untergrundes erfolgte mit einer 0,6 m breiten und bis zu 38 m tiefen Zweiphasen-Beton-Schlitzwand, die 6 m von der Dammachse versetzt in Richtung Wasserseite angeordnet wurde. Die maximale Tiefe wird jedoch nur in Dammmitte erreicht, also im Bereich der stark durchlässigen Erosionsrinne des Brombachs. Dort bindet die Schlitzwand bis in den Coburger Sandstein ein. Nördlich und südlich davon reicht die Schlitzwand immer noch bis zur Unterkante des unteren Burgsandsteins bzw. bis in die Basisletten hinein. In den Randbereichen mit abnehmender Dammhöhe dichtet die Schlitzwand hingegen nur noch die oberste Schicht des mittleren Burgsandsteins ab und endet damit 25 m (Süd) bzw. 27 m (Nord) höher als in Talmitte (Abbildung 29). Die Durchlässigkeit der Dichtwand liegt bei etwa 10^{-9} m/s (ICOLD 2010).

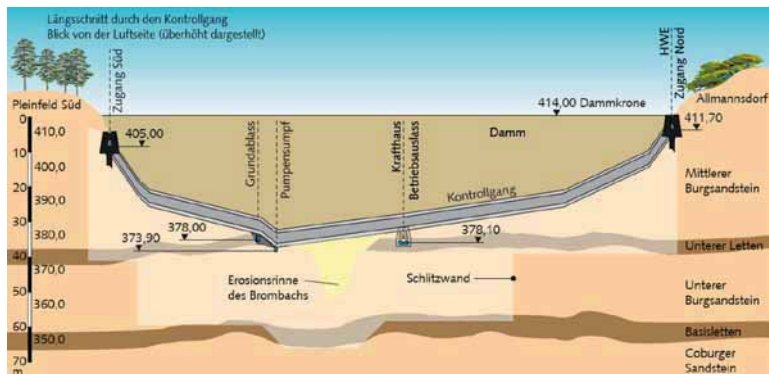


Abbildung 29: Längsschnitt durch die Brombachhauptsperre mit Kontrollgang und Untergrund (WWA Ansbach)

Am Übergang von Dammkern zur Untergrundabdichtung wurde ein 1,6 km langer Kontrollgang angeordnet. Dieser wurde nach der Untergrundabdichtung hergestellt und genau in der Achse der Schlitzwand angeordnet. Aufgrund der vor allem im Bereich der Erosionsrinne zu erwartenden Setzungen wurde hier für den Kontrollgang eine Sonderkonstruktion gewählt. So wurde in der Sohle des Kontrollgangs über dem im Vergleich steifen Dichtwandkopf ein Hohlraum ausgespart, durch den spannungsarme Setzungen ermöglicht wurden. Nach Abklingen der Setzungen wurde der verbliebene Hohlraum mit Asphalt vergossen und erst dann die Sohle des Kontrollgangs endgültig fertiggestellt (Abbildung 30).



Abbildung 30: Besondere Sohlkonstruktion des Kontrollgangs zum Ausgleich der Setzungen (WWA Ansbach)

6.4.4 Betriebsweise

Wie in Kapitel 6.4.1 bereits erwähnt wurde, dient der Große Brombachsee der Zwischenspeicherung von Altmühlhochwasser, das in wasserarmen Zeiten an das Regnitz-Main-Gebiet abgegeben wird. Im Grunde folgt die Wasserstandentwicklung des Großen Brombachsees einem typischen Jahresgang. Zum Ende des Winters hin führen Niederschläge und Schneeschmelze dazu, dass der See allmählich aufgefüllt wird. Der höchste Seewasserstand wird in der Regel in der ersten Jahreshälfte erreicht, bevor er bis zum Jahresende hin wieder nahezu kontinuierlich absinkt. Verlangsamt bzw. kurz unterbrochen wird dieser Prozess lediglich durch auftretende Hochwasserzuflüsse.

6.5 Lechstaustufe 6 – Dornau

6.5.1 Allgemeines

Die Talsperre Dornau, auch bekannt als Lechstaustufe 6, ist Bestandteil der Kraftwerksgruppe Lech der Uniper Kraftwerke GmbH. Hauptsächlich zur Stromerzeugung, aber auch aus Gründen des Hochwasserschutzes sowie zur Niedrigwasseraufhöhung und Naherholung, wird hier seit 1960 der Lech südlich von Schongau aufgestaut. Die bei Fluss-km 125,7 liegende Talsperre besitzt eine Höhe von 30,5 m über der Gründungssohle sowie einen Gesamtstauraum von 21 Mio. m³. Eine Besonderheit der Anlage ist, dass an der Luftseite des Dammes neben dem ursprünglichen Flussbett noch ein Mittelwasserbecken angeordnet ist, das früher zum Einweichen der Baumstämme der unterhalb liegenden Papierfabrik diente. Durch dieses Mittelwasserbecken wird der luftseitige Dammfuß der Talsperre zum Teil eingestaut.

6.5.2 Geologie an der Sperrenstelle

Die Sperrenstelle südlich von Schongau liegt geologisch gesehen im Bereich der Flinz- und Moränenlandschaft des Voralpenlandes. Auf der gesamten Talbreite steht, mehr oder weniger stark überdeckt, trockener und nahezu undurchlässiger Flinzmergel an. Am rechten Ufer ist der Flinz bis weit über das Stauziel hinweg vorhanden. Auch im ursprünglichen Lechbett ist der Flinz unter einer geringen Flussschottererschicht bereits anzutreffen. Lediglich am linken Hang, im Bereich der Spitze der sog. Dornauer Terrasse, weist der Flinzmergel Einlagerungen von

Flinzsandstein auf. Im Bereich der Terrasse selbst sind zudem Seeton, Fein- und Grobsand sowie - in einzelnen Nestern - Kies eingelagert (Neumaier 1956).

6.5.3 Das Absperrbauwerk

Als Absperrbauwerk der Lechstaustufe 6 dient ein 30,5 m hoher und 423 m langer zonierter Kiesschüttdamm mit innenliegender Lehmkerndichtung. Zur besseren Anbindung des Lehmkerns an den Untergrund wurde das vorhandene Kiesbett ausgeräumt und der anstehende Flinzmergel etwa zwei Meter tief ausgeschachtet. Die Anbindung des Dammkerns an die Flinzoberfläche wurde durch einen Tonschlag hergestellt. Die Durchlässigkeit der Kerndichtung liegt bei 10^{-9} m/s. Wasser- und luftseitig des Kerns ist jeweils eine Filterschicht aus kiesigem Schluffsand angeordnet. Als Übergang zwischen dem wasserseitigen Stützkörper aus Lechkies und diesem Filter ist eine weitere Filterschicht aus schluffigem Kiessand eingebaut. Der luftseitige Stützkörper besteht ebenfalls aus schluffigem Kiessand, so dass dieser mit der zweiten Filterzone identisch ist. Der Stützkörper selbst ist auf den vorhandenen Talalluvionen gegründet. Das Bauwerk mit einem Volumen von etwa 300.000 m³ ist im Regelquerschnitt luftseitig mit einer Neigung von 1:2 und wasserseitig mit 1:2 bzw. unterhalb der Berme mit 1:3 geböschet, die Kronenbreite beträgt 7 m (Abbildung 31).

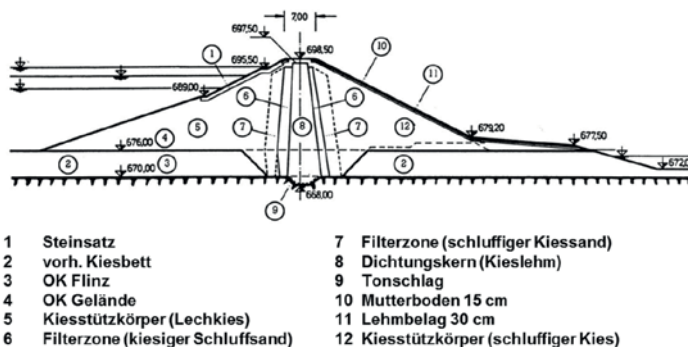


Abbildung 31: Dammquerschnitt der Talsperre Dornau (DNK und DVWK 1987)

Sämtliche Entnahmeanlagen wie die Grund- und Betriebsauslässe sowie die beiden Hochwasserentlastungsanlagen sind auf der orographisch linken Seite angeordnet. Während der auf dem anstehenden Flinz gegründete Grundablass aus Stahlbeton das Dammbauwerk quert, bildet der ebenfalls auf Flinz gegründete Betriebsauslass den linksseitigen Anschluss für das Dammbauwerk an die Talflanke. Zur Anbindung der Massivbauwerke an den Dammkern wurde im Bereich der Kreuzung des Grundablasses mit dem Lehmkern sowie am seitlichen Anschluss des Betriebsauslasses jeweils eine „wulstförmige Ausbildung“ der Betonbauwerke angeordnet. Um die Anbindung noch weiter zu verbessern, wurde im Übergangsbereich zusätzlich plastischer, steinfreier Lehm von Hand eingebaut (DNK und DVWK 1987).

Aufgrund der auf der linken Seite angetroffenen Einlagerungen von Fein- und Grobsanden sowie Kiesnestern mit ihren großen Durchlässigkeiten wurde zur Untergrundabdichtung stellenweise verpresst. Dies war vor allem unter und zwischen den Bauwerken der Grund- und Betriebsauslässe sowie der Hochwasserentlastungsanlage 1 erforderlich. Auf der rechten Seite wurde vor der Dammschüttung im Bereich des Talhanges bis an die Flusssohle des Lechs eine Spundwand in den Untergrund gerammt, die sowohl in den Kern, als auch in den Flinz einbindet und so eine ausreichende Sicherheit gegen Unter- und Umströmung des Bauwerkes gewährleisten soll. Auch die Spundwände wurden mit von Hand eingebautem, plastischen und steinfreiem Lehm an den Dichtkern angeschlossen.

Um die hydrologische Sicherheit des Bauwerks zu gewährleisten, wurde in den Jahren 1993 und 1994 eine zweite Hochwasserentlastung im Bereich der linken Talflanke gebaut (Kreiser *et al.* 1997). Diese liegt jedoch außerhalb des Dammbauwerkes der Talsperre.

6.5.4 Betriebsweise

Die Talsperre Dornau dient in erster Linie der Stromerzeugung. Daher wird die gesamte Kraftwerkskette entlang des Lechs im täglichen Schwellbetrieb bewirtschaftet. Dies hat zur Folge, dass die verwendeten Tagesmittelwerte des Oberwasserstandes eine sehr geringe Schwankungsbreite von lediglich 2 bis 2,5 m aufweisen. Im Mittel liegt der Oberwasserstand im Betrachtungszeitraum bei 693,56 mNN. Auch das zur Papierfabrik gehörige Mittelwasserbecken weist einen nahezu konstanten Wasserstand mit Schwankungen von nur knapp über einem Meter auf. Einzig der Unterwasserstand ist vom Abflussgeschehen des Lechs geprägt und zeigt vor allem hochwasserbedingt auch höhere Spitzen. Die größten Abflüsse traten bei den Hochwasserereignissen im Mai 1999 und August 2005 auf.

6.6 Qualitative Risikobetrachtung für *piping* und *hydraulic fracturing*

In Kapitel 3.3 wurde das Verfahren von Foster *et al.* (2000a) bereits kurz vorgestellt. Die Autoren haben dabei eine Methode entwickelt, mit der das Risiko eines Dammversagens durch *piping* abgeschätzt werden kann. Grundlage hierfür war die statistische Auswertung von weltweiten Versagensfällen bei Staudämmen. Gerade vor dem Hintergrund, dass Prozesse der rückschreitenden Erosion in Verbindung mit *piping* oft sehr schnell - innerhalb weniger Stunden - ablaufen und zum Dammversagen führen können, werden die fünf betrachteten Staudämme auf ihr Versagensrisiko hin bewertet. Die Ergebnisse fließen zudem im folgenden Kapitel 7 in die Gesamtbewertung der jeweils vorhandenen Messausstattung mit ein, um die Frage zu beantworten, ob die Staudämme in Abhängigkeit ihrer Gefährdung ausreichend instrumentiert sind. Foster *et al.* (2000a) weisen aber bereits darauf hin, dass diese Art der Bewertung lediglich einer Erstabwertung entspricht, um Dämme für eventuell folgende, detaillierte Untersuchungen zu priorisieren. Die Ergebnisse entsprechen daher einer qualitativen Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit. Die Abschätzung des Versagensrisikos erfolgt dabei getrennt für die Bereiche

- *piping* durch die Dammschüttung
- *piping* durch die Dammgründung und
- *piping* durch die Dammschüttung in die Dammgründung

und mündet in einer Gesamtversagenswahrscheinlichkeit.

Da das Verfahren auf der statistischen Auswertung bereits abgelaufener Versagensfälle beruht und diese wiederum in Abhängigkeit des Dammaufbaus in ihrer Häufigkeit sehr große Unterschiede aufweisen, muss zunächst die Festlegung einer grundsätzlichen Jährlichkeit des Dammversagens erfolgen. Diese Jährlichkeit hängt zum einen vom Aufbau des Dammes, zum anderen von der Betriebszeit des Bauwerks ab. Da die meisten Schadensfälle beim Ersteinbau bzw. in den ersten fünf Betriebsjahren erfolgen, nimmt die Versagenswahrscheinlichkeit bei längerem Betrieb ab.

Mit Ausnahme des Windachspeichers sind alle im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Dämme Erd- oder Steinschüttdämme mit zentralem Dichtungskern. Der Windachspeicher wurde als Erddamm mit Filterzone eingestuft. Zudem sind alle Dämme bereits deutlich länger als fünf Jahre in Betrieb. Aufgrund dieser Einstufungen ergeben sich zunächst die durchschnittlichen Jährlichkeiten für ein Dammversagen in Abhängigkeit des Versagensmechanismus. P_e bezeichnet dabei die durchschnittliche Jährlichkeit für das Versagen durch die Dammschüttung (*Embankment*), P_f das Versagen durch die Dammgründung (*Foundation*) und P_{ef} das Versagen von der Dammschüttung in die Dammgründung (*Embankment into foundation*). Die für die fünf Staudämme ermittelten Jährlichkeiten zeigt Tabelle 9. Einziger Unterschied ist die für den Windachspeicher abzulesende, etwas größere Wahrscheinlichkeit für ein Versagen durch die Dammschüttung.

Tabelle 9: Durchschnittliche Jährlichkeit des Dammversagens je Versagensart in Abhängigkeit der Dammzonierung und der Betriebsdauer nach Foster et al. (2000a)

Talsperre	Zonierung	Betriebszeit	P_e	P_f	P_{ef}
Sylvenstein	Damm mit zentralem Kern	> 5 Jahre	$3,4 \times 10^{-5}$	$1,9 \times 10^{-5}$	4×10^{-6}
Windachspeicher	Erddamm mit Filterzonen	> 5 Jahre	$3,7 \times 10^{-5}$	$1,9 \times 10^{-5}$	4×10^{-6}
Dornau	Damm mit zentralem Kern	> 5 Jahre	$3,4 \times 10^{-5}$	$1,9 \times 10^{-5}$	4×10^{-6}
Brombachhauptsperrre	Damm mit zentralem Kern	> 5 Jahre	$3,4 \times 10^{-5}$	$1,9 \times 10^{-5}$	4×10^{-6}
Frauenau	Damm mit zentralem Kern	> 5 Jahre	$3,4 \times 10^{-5}$	$1,9 \times 10^{-5}$	4×10^{-6}

In einem nächsten Schritt werden für jede der drei Versagensarten mehrere einzelne Gewichtungsfaktoren ermittelt, die - miteinander multipliziert - einen Gesamt-Gewichtungsfaktor je Versagensart w_E (Embankment), w_F (Foundation) und w_{EF} (Embankment into foundation) ergeben. Mit Hilfe der einzelnen Gewichtungsfaktoren werden die an jeder Talsperre vorliegenden Randbedingungen bewertet, die das Auftreten von *piping* wahrscheinlicher oder unwahrscheinlicher machen.

In die Ermittlung des Gewichtungsfaktors für *piping* durch die Dammschüttung w_E gehen neben dem Vorhandensein von Filterzonen, dem geologischen Ursprung des Kernmaterials und dem Kernmaterial selbst, auch Faktoren wie etwa die Verdichtung der Dammbaustoffe, vorhandene Massivbauwerke durch die Dammschüttung oder die Vorbehandlung der Dammgründung mit ein. Für die hier betrachteten Dämme wurde grundsätzlich ein fachgerechter Einbau der Dammbaustoffe mit entsprechendem Einbauwassergehalt und entsprechender Verdichtung unterstellt. Die Fassung und Messung von Sickerwasserabflüssen und ein häufig durchgeführtes Kontroll- und Überwachungsprogramm reduzieren dabei die Wahrscheinlichkeit eines unbeobachteten Dammversagens durch *piping*.

Für die Ermittlung des Gewichtungsfaktors w_F für *piping* durch die Dammgründung wird das Vorhandensein von Filterzonen in der Gründungsebene positiv berücksichtigt. Zudem gehen die Geologie des Untergrundes sowie die Untergrundabdichtung mit in die Berechnung ein. Der Untergrund wird dazu in Lockergestein oder Fels unterschieden. Analog zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit für *piping* durch die Dammschüttung wird auch hier die Sickerwasserbeobachtung und deren Häufigkeit bei zunehmender Frequenz positiv berücksichtigt.

Der Gewichtungsfaktor für *piping* von der Dammschüttung in die Dammgründung w_{EF} vereint große Teile der beiden vorangegangenen Ermittlungen. Zudem wird hier ein großes Augenmerk auf die Art der Untergrundabdichtung sowie auf die Geologie des Untergrundes und des Dammkerns gelegt. Nach der Bewertungsmatrix von *Foster et al. (2000a)* spielt das Vorhandensein von Filterzonen für diese Versagensart allerdings keine Rolle, ebenso wenig wie der Einbau und die Verdichtung des Kernmaterials.

Bei der Bewertung der Wahrscheinlichkeit für *piping* durch die Dammschüttung anhand der einzelnen Gewichtungsfaktoren $w_{E(i)}$ schneiden die Brombachhauptsperrre und der Sylvensteinspeicher am schlechtesten ab. Für die Brombachhauptsperrre ist die höhere Wahrscheinlichkeit durch die Bewertung des Kaminfilters bedingt, bei dessen Bemessung das Filterkriterium nach *Terzaghi* nicht eingehalten werden konnte und stattdessen die Filterdicke erhöht wurde.¹ Zudem erhöht die geologische Herkunft des Kernmaterials ebenfalls die Wahrscheinlichkeit für *piping* durch die Dammschüttung. Die Materialien des Kerns der Brombachhauptsperrre sind alluvialen Ursprungs, während an den anderen Anlagen eiszeitliche Materialien verwendet wurden. Die erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit für den Sylvensteindamm ist vor allem durch die Gründungssituation des Dammes bedingt, mit dem zum Teil steil abfallenden Felsverlauf und dem leichten Überhang im Bereich der ostseitigen Gründung.

Im Vergleich aller fünf Anlagen ist für den Sylvensteindamm auch das Risiko für ein Versagen durch die Dammgründung $w_{F(i)}$ am größten. Dies liegt vor allem an der Lockergesteinsgründung an der Sperrenstelle, die hier sehr stark gewichtet wird. Dies ist auch der Grund, weshalb

¹ Die Erhöhung der Filterdicke diente dazu, die Bildung eines Filterkuchens zu ermöglichen, ohne dass die Funktionsfähigkeit des Filters dadurch eingeschränkt wird (Kapitel 6.4.3). Die dennoch schlechtere Bewertung im Rahmen dieser Risikoabschätzung, folgt aus den Anwendungshinweisen von *Foster et al. (2000a)*. Dort empfehlen die Autoren bei mehreren möglichen Gewichtungsfaktoren im Zweifelsfall den schlechteren Wert zu wählen.

für den Windachspeicher die zweitgrößte Wahrscheinlichkeit für diese Versagensart ermittelt werden konnte. Die Talsperre Dornau liegt hier in der Mitte, obwohl das Bauwerk auf kompaktem Flinzmergel gegründet ist. Zum einen gibt es keine luftseitige Filterzone im Gründungsbereich, zum anderen keine Sickerwasserabflussmessung, die sich positiv auf diese Risikobewertung auswirken würde. Die geringste Wahrscheinlichkeit für diese Versagensart kann für die Talsperre Frauenau ermittelt werden. Dies liegt hauptsächlich an der dort vorherrschenden Geologie, da sich die Gründung auf Gneis sehr positiv auf die Versagenswahrscheinlichkeit auswirkt.

Die Ermittlung der Gewichtungsfaktoren für die Wahrscheinlichkeit von *piping* von der Dammerschüttung in die Dammgründung $w_{EF(i)}$ berücksichtigt zum großen Teil die bereits für die anderen beiden Versagensfälle abgeprüften Randbedingungen. Äußerst negativ für den Sylvenstein- und den Windachspeicher wirkt sich auch hier wieder die Lockergesteinsgründung aus. Die Brombachhauptsperre weist in Summe aller Faktoren die zweitgrößte Wahrscheinlichkeit für diesen Versagensfall auf. Grund hierfür ist die Felsgründung in Verbindung mit der vergleichsweise schmalen und tiefen Schlitzwandabdichtung, die nach dieser Bewertung ebenfalls die Wahrscheinlichkeit erhöht.

Auf dieser Grundlage können nun die drei Gesamt-Gewichtungsfaktoren w_E, w_F und w_{EF} berechnet und im Anschluss mit den jeweils zugehörigen Jährlichkeiten P_e, P_f und P_{ef} aus Tabelle 9 multipliziert werden. Zuletzt werden diese drei Werte zu einer jährlichen Gesamtwahrscheinlichkeit des Dammversagens durch *piping* P_p addiert.

$$P_p = w_E P_e + w_F P_f + w_{EF} P_{ef} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 10 zusammengefasst.

Tabelle 10: Jährliche Wahrscheinlichkeit des Dammversagens durch *piping*

Talsperre	w_E	w_F	w_{EF}	$w_E P_e$	$w_F P_f$	$w_{EF} P_{ef}$	P_p
Sylvenstein	$4,00 \times 10^{-3}$	1,60	4,50	$1,36 \times 10^{-7}$	$3,04 \times 10^{-5}$	$1,80 \times 10^{-5}$	$4,85 \times 10^{-5}$
Windachspeicher	$2,24 \times 10^{-3}$	1,12	1,15	$8,29 \times 10^{-8}$	$2,13 \times 10^{-5}$	$4,61 \times 10^{-6}$	$2,60 \times 10^{-5}$
Dornau	$3,20 \times 10^{-3}$	0,50	0,29	$1,09 \times 10^{-7}$	$9,50 \times 10^{-6}$	$1,15 \times 10^{-6}$	$1,08 \times 10^{-5}$
Brombachhauptsperre	$1,5 \times 10^{-2}$	0,42	1,42	$5,10 \times 10^{-7}$	$7,98 \times 10^{-6}$	$5,69 \times 10^{-6}$	$1,42 \times 10^{-5}$
Frauenau	$5,00 \times 10^{-4}$	0,16	0,09	$1,70 \times 10^{-8}$	$3,04 \times 10^{-6}$	$3,46 \times 10^{-7}$	$3,40 \times 10^{-6}$

Wie sich schon aufgrund der Bewertung der einzelnen Versagensarten angedeutet hat, ist die grundsätzliche Wahrscheinlichkeit eines Dammversagens durch *piping* P_p für die Talsperre Sylvenstein am größten. Dies ist hauptsächlich auf die geologischen Verhältnisse im Untergrund des Absperrbauwerks und auf die bis 2012 vorhandene Untergrundabdichtung zurückzuführen. Zudem konnten begünstigende Faktoren, wie zum Beispiel das Vorhandensein einer funktionierenden Sickerwasserabflussmessung, nicht berücksichtigt werden. Auch für den Windachspeicher ist die ungleichmäßige Lockergesteinsgründung hauptsächlich für das im

Vergleich höhere Risiko. Für den Damm der Talsperre Frauenau ist die mit diesem Verfahren ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit für alle drei Versagensformen am geringsten. Auch hier ist die Geologie an der Sperrenstelle der Hauptgrund, zudem noch die begünstigenden Faktoren durch das vorhandene Sickerwassermesssystem. Für die Brombachhauptsperre und die Talsperre Dornau konnten in etwa gleiche Wahrscheinlichkeiten ermittelt werden. An jedem der beiden Standorte gibt es Faktoren, die Versagen durch *piping* mehr oder weniger wahrscheinlich machen und umgekehrt. Für die Brombachhauptsperre erhöhen vor allem die erwähnte Bewertung des Kaminfilters, das Kernbaumaterial und die Gründung die Wahrscheinlichkeit.

Auf Grundlage solch einer qualitativen Reihung kann ein Betreiber nun eine detailliertere Überprüfung seiner Staudämme vornehmen. Hier bietet sich zum Beispiel das von *Fell et al. (2009)* entwickelte Verfahren zur Risikoabschätzung von Staudämmen an, das in Kapitel 3.3 ebenfalls bereits kurz vorgestellt wurde.

Das plötzliche Versagen eines Dammes durch rückschreitende Erosion in Verbindung mit *piping* muss nicht zwingend an einem ungefilterten Sickerwasseraustritt an der Luftseite des Bauwerks beginnen. Ebenso können Rissbildung im Kern und *hydraulic fracturing* einen ähnlich plötzlich und schnell ablaufenden Versagensprozess initiieren. Neben den von *Hardt (1975)* und *Sherard (1986)* bereits genannten Risikofaktoren für *hydraulic fracturing* (Kapitel 3.1.4) können auch mit dem Verfahren von *Fell et al. (2009)* verschiedene Auflager- und Randbedingungen in jeweils vier Wahrscheinlichkeitskategorien qualitativ abgeprüft werden, die das Auftreten von Rissen in einem Dammbauwerk mehr oder weniger wahrscheinlich machen. Die Ursache der Rissbildungen ist dabei zumeist auf das unterschiedliche Setzungsverhalten verschiedener Dammmzonen zurückzuführen, das zudem durch unstete Felsverläufe, in der Gründung eingelagerte, stärker kompressible Zonen oder durch die Ausbildung eines Gewölbes im Talquerschnitt begünstigt sein kann. Den einzelnen Randbedingungen wurden von *Fell et al. (2009)* unterschiedliche Gewichtung zugeordnet, wobei auch die Dammhöhe in der jeweiligen Bewertung berücksichtigt wird.

Da die Einbaubedingungen der einzelnen Dammbaustoffe im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr nachvollzogen werden können, wird für die betrachteten Staudämme davon ausgegangen, dass alle fachgerecht errichtet wurden. Weitere Risikofaktoren, die das Auftreten von Rissen oder *hydraulic fracturing* begünstigen können, resultieren aus der Bauart des Dammes und den vorherrschenden geologischen Randbedingungen an der jeweiligen Sperrenstelle.

Fell et al. (2009) unterscheiden hierbei Kriterien, die das Auftreten von Rissen im oberen Drittel eines Staudammes begünstigen, sowie solche, die Risse in den unteren zwei Dritteln wahrscheinlicher machen. Die Abschätzung ist getrennt nach unterschiedlichen Rissformen und deren auslösenden Ursachen durchzuführen.

Nach *Fell et al. (2009)* steigt die Wahrscheinlichkeit für Rissbildungen mit der Dammhöhe, weshalb bei Dämmen mit einer Höhe zwischen 30 und 60 m (hier der Brombachhauptdamm, der Damm der Talsperre Dornau sowie der Sylvensteindamm) Rissbildungen wahrscheinlicher,

bei Dämmen über 60 m (Frauenau) sogar viel wahrscheinlicher werden. Einer Dammhöhe unter 15 m (Windachspeicher) ist dabei die niedrigste Wahrscheinlichkeit zugeordnet.

Nach Prüfung der weiteren Kriterien, die nach *Fell et al. (2009)* Rissbildungen begünstigen, kann man feststellen, dass der Sylvensteindamm die meisten ungünstigsten Randbedingungen in Bezug auf mögliche Rissbildungen aufweist. Grund hierfür sind die zum Teil steiler als 60° abfallenden Felsflanken, ebenso wie die Gründung auf Lockergestein. Im Gegensatz dazu weisen die anderen Standorte neben deutlich flacheren Talflanken auch setzungsunempfindlichere Gründungsverhältnisse auf. Die Ausnahme bildet der Windachspeicher mit seinem unregelmäßig geschichteten Untergrund, bei allerdings deutlich geringerer Dammhöhe.

Ein im Verhältnis zu seiner Höhe sehr schlanker Kern birgt nach *Fell et al. (2009)* ebenfalls eine höhere Wahrscheinlichkeit zu Rissbildung oder *hydraulic fracturing* als breiter ausgeführte Kerne. Das kritische Verhältnis von Breite zu Höhe liegt dabei für Risse im oberen Drittel des Damms bei $B:H < 0,5$, für Risse in den unteren zwei Dritteln bei $B:H < 0,25$. Die Talsperren Sylvenstein ($B:H = 0,17$), Dornau (0,21) und Frauenau (0,25) weisen diesbezüglich die ungünstigsten Geometrien auf. Im Vergleich dazu ist für die Brombachhauptsperre (0,66) und den Windachspeicher (1,56) dieser Einfluss auf mögliche Rissbildungen aufgrund ihrer breiteren Kernzonen als neutral bis weniger wahrscheinlich zu bewerten.

Auch das Vorhandensein von Klippen und Bänken im Felsverlauf der Dammgründung erhöht die Gefahr unterschiedlicher Setzungen und damit des *hydraulic fracturing*. Derartig ausgeprägte Formationen sind aber an den untersuchten Sperrenstellen nicht vorhanden. Lediglich auf der orographisch rechten Seite des Damms der Talsperre Dornau findet sich in der unteren Hälfte des Dammauflagers eine Felsbank, die die Neigung der Felsflanke unterbricht. Der 20 m breite Felsvorsprung am Sylvenstein auf Höhe der Gründungssohle (sog. Sylvensteinschulter; Abbildung 24) ist hingegen zu gering, um in dieser Systematik berücksichtigt zu werden. Voraussetzungen für eine Gewölbebildung liegen nach *Fell et al. (2009)* ebenfalls an keinem der Standorte vor. Erst ab einem Verhältnis von Talbreite zu Dammhöhe kleiner 2 wäre diese Rissursache in der Risikobewertung zu berücksichtigen. Gegen diese starre Abgrenzung sprechen allerdings die Erfahrungen am Sylvensteindamm. Die in der Vergangenheit erforderlichen Injektionen lassen durchaus auf eine von der Sylvensteinschulter ausgehende Gewölbebildung aufgrund unterschiedlicher Setzungen schließen (*List 1970*).

Unabhängig davon erhöhen durch das Dammbauwerk führende Massivbauwerke, wie der Grundausslass und die Hochwasserentlastungsanlage am Windachspeicher, aber auch der Grundausslass an der Talsperre Dornau, ebenfalls das Risiko konzentrierter Leckagen.

Betrachtet man nun die qualitative Risikoabschätzung für ein Dammversagen durch *piping* nach *Foster et al. (2000a)* und bezieht die bei *Hardt (1975)*, *Sherard (1986)* und *Fell et al. (2009)* angeführten Risikofaktoren zur Gefahr der Rissbildung und des *hydraulic fracturing* mit ein, so kann eine - ebenfalls qualitative - Gesamtbewertung der fünf Anlagen vorgenommen werden.

Es hat sich gezeigt, dass am Sylvenstein aufgrund der anspruchsvollen Geologie, des ungünstigen Gründungsmaterials und des hohen Staudamms mit seinem schlanken Kern, Randbedingungen vorliegen, auf die ein besonderes Augenmerk gerichtet werden muss. Im Vergleich der fünf Staudämme ist die Wahrscheinlichkeit für ein Dammversagen durch *piping* am größten, zudem vereint der Sylvensteindamm die meisten Risikofaktoren für Rissbildungen und *hydraulic fracturing*. Im Gegensatz zu den übrigen Anlagen ist am Sylvensteinspeicher, aufgrund seiner Zweckbestimmung zum Hochwasserrückhalt, auch mit schnell ansteigenden hydraulischen Belastungen auf das Dammbauwerk zu rechnen. An den anderen Talsperren ist dies nur in bedingtem Maße der Fall. Ausnahme ist hier der Windachspeicher, der zum Hochwasserrückhalt ebenfalls schnelle Wasserspiegelanstiege erfahren kann. Der breite Kern, die vergleichsweise geringe Dammhöhe und die damit verbundene geringe Stauhöhe wirken sich allerdings positiv auf die Ergebnisse dieser Bewertung aus.

7 Auswertung der hydrometrischen Messdaten

Zur statistischen Auswertung werden die Daten aller hydrometrischen Messstellen der in Kapitel 6 vorgestellten Staudämme verwendet. Die Zeitreihen umfassen dabei Spannen von 13 bis 23 Jahren mit der entsprechenden Anzahl an Messwerten. Zur Auswertung werden grundsätzlich Stichtagsmessungen verwendet. Bei mehrmals täglich erfassten Messstellen wird der Tagesmittelwert benutzt. Zwischen den einzelnen Talsperren bestehen deutliche Unterschiede, sowohl in der Messstellendichte, als auch in den Messfrequenzen.

Insgesamt werden 562 Messstellen ausgewertet (Tabelle 11). Dies sind sowohl Porenwasser- sowie Erddruckgeber, Standrohre und Piezometermessstellen. An der Talsperre Dornau sind zudem vier Sohlwasserdruckmessstellen vorhanden. Zusätzlich dazu werden die Sickerwasserabflussmessungen an der Trinkwassertalsperre Frauenau, der Brombachhauptsperre und dem Windachspeicher statistisch analysiert und deren Aussagekraft bewertet.

Tabelle 11: Übersicht über die zur Auswertung verfügbaren Messstellen

	TWT Frauenau	Brombach- hauptsperre	Sylvenstein- speicher	TS Dornau	Windach- speicher	Gesamt
Porenwasserdruckgeber ölhydraulisch	34	62	-	-	-	96
Porenwasserdruckgeber pneumatisch	-	-	48	13	6	67
Piezometer mit Druck- aufnehmer	43	39	2	-	-	84
Standrohre / Standrohr- piezometer	8	78	55	30	47	218
Sohlwasserdruck	-	-	-	4	-	4
Erddruckgeber vertikal	-	64	-	3	-	67
Erddruckgeber horizontal	-	26	-	-	-	26
Summe Messstellen	85	269	105	50	53	562
Sickerwasserabflussmes- sung Kern	ja	ja	nein	nein	zum Teil	
Sickerwasserabflussmes- sung Dammfuß	teilweise	ja	nein	nein	nein	

Dafür erfolgt zunächst, getrennt für jede Messstelle und jedes Jahr, eine Korrelationsanalyse, um die Stärke des Zusammenhangs mit dem Wasserstand im Stausee zu ermitteln. Dabei wird zudem die Reaktionszeit, also die Zeitverzögerung zwischen einer Änderung des See-

wasserstandes und der Reaktion an der Messstelle, erhoben. Im Anschluss folgt mit der Regressionsanalyse die Auswertung, wie groß der Einfluss des Seewasserstandes auf die Entwicklung des jeweiligen Messwertes ist und ob noch weitere Faktoren das Zustandekommen des Messwertes beeinflussen. Der Regressionskoeffizient für den Einfluss des Seewasserstandes ist somit ein Maß für den an der Messstelle noch vorhandenen Staudruck aus dem See.

7.1 Trinkwassertalsperre Frauenau

7.1.1 Vorhandene hydrometrische Messsysteme

An der Talsperre Frauenau sind zur Überwachung der Durchsickerung von Damm und Untergrund insgesamt 85 Messstellen installiert. Dazu kommen zudem die Messstellen zur Sickerwassererfassung. Um den Druckabbau wasser- und luftseitig der mittig im Kern eingebauten Tonbeton-Dichtwand beobachten zu können, wurden 34 Porenwasserdruckmessstellen eingebaut. Diese sind auf drei Querschnitte verteilt, in denen wiederum in drei Messhorizonten gemessen wird.

Im Messprofil 2.0 bei Dammstationierung 350,00 befinden sich vier Porenwasserdruckmessstellen wasserseitig der Dichtwand, sowie sechs luftseitig davon. Im nur zehn Meter entfernten Profil 2.2 bei Station 360,00 befinden sich wasser- und luftseitig je sechs Messstellen, ebenso im Profil 4.4 bei Station 470,00.

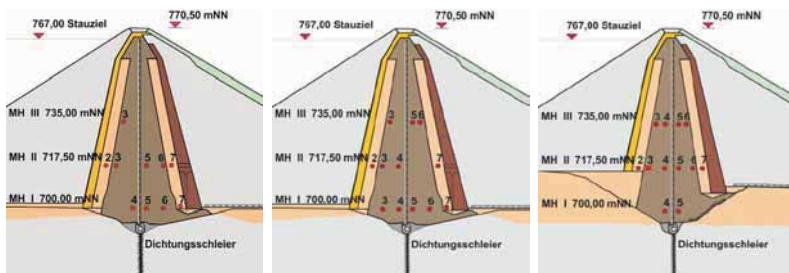


Abbildung 32: Messprofil 2.0 (links), 2.2 (Mitte) und 4.4 (rechts) (WWA Deggendorf)

Ergänzend dazu erfassen 13 Druckaufnehmer die Wasserdrücke im luftseitig der Tonbeton-Dichtwand angeordneten Filtervlies. Diese befinden sich am Anschluss des Filtervlieses an den Kontrollgangscheitel (Abbildung 33). Der Vorteil dieser Messstellen ist, dass die Wasserdrücke im Filtervlies nicht nur punktuell, sondern großflächig für jedes Sickerwasserschott erfasst werden können (OB 1984). Zu diesem Zweck sind diese Messstellen auf die gesamte Damm-länge verteilt (Abbildung 34). Die Herstellung der Schotts für die Vliesdruckmessung erfolgte jeweils durch eine Unterbrechung des Vlieses mit einer etwa 2 m breiten Noppenfolie.

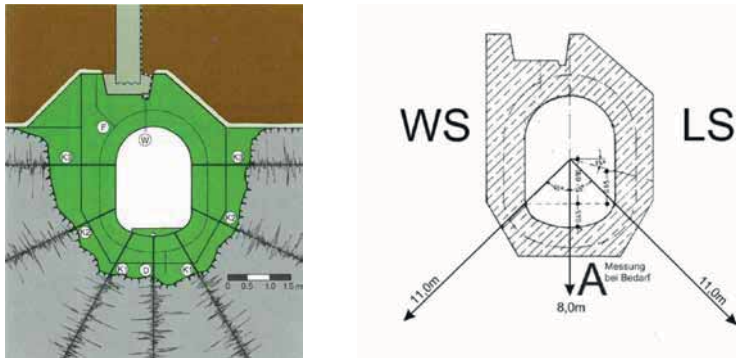


Abbildung 33: Querschnitt des Kontrollgangs mit Kontaktinjektionen (K1, K2, K3), Dichtungsschleier (D), Fugenband (F) und Vliesdruckmessung (W) und Anordnung der Piezometer zur Kontrolle des Dichtungsschleiers (OBB 1984)

Zur Überwachung der Unterströmung und der Funktionsfähigkeit des Dichtungsschleiers wurden vom Kontrollgang aus zwischen Block 32 und Block 61 insgesamt 30 Piezometermessstellen in die Felsklüfte des Untergrundes eingebracht (Abbildung 34). Diese wurden im Winkel von 45° jeweils 11 m in Richtung Wasser- bzw. Luftseite gebohrt, zudem fünf weitere Piezometer vom Kontrollgang aus 8 m senkrecht nach unten (Abbildung 33).

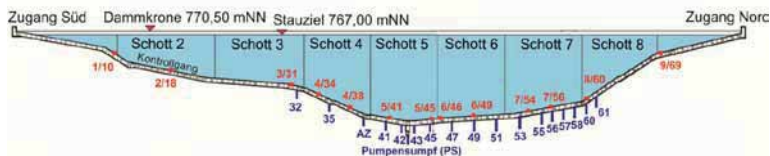


Abbildung 34: Dammlängsschnitt mit Sickerwasserabschnitten 1 - 9 sowie Lage der Vliesdruckaufnehmer (rote Punkte) und Piezometer (blau) (WWA Deggendorf; bearbeitet)

Die Erfassung der Porenwasser, Vlies- und Piezometerdrücke erfolgt automatisiert über eine ölhydraulisch betriebene Messanlage. Lediglich die fünf vom Kontrollgang aus senkrecht nach unten gebohrten Piezometer werden nicht kontinuierlich gemessen.

Als Ergänzung zu den im Kernbereich installierten Messeinrichtungen sind auf der Luftseite des Dammes acht Standrohre angeordnet, mit denen die hydraulischen Verhältnisse im luftseitigen Stützkörper und dem Untergrund überwacht werden können (Abbildung 35). Die Messung dieser Standrohre erfolgt 14-tägig mit einer Perlpegelanlage. Diese wird vom Messpersonal manuell gestartet, die gemessenen Werte werden aufgeschrieben und später in das Überwachungssystem übertragen.

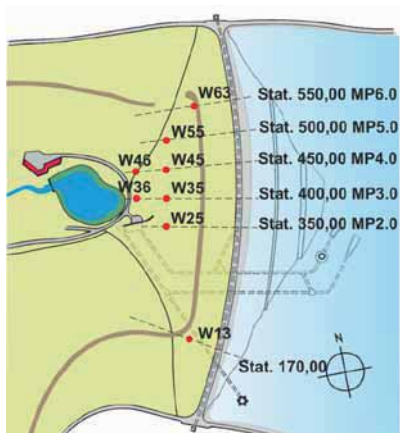


Abbildung 35: Lage der Grundwassermessstellen an der Talsperre Frauenau (WWA Deggendorf; bearbeitet)

Die im Auswertezeitraum installierte Messanlage ist bereits seit Juli 1999 in Betrieb, nachdem die zuvor eingebaute Anlage aufgrund eines Defektes ausgetauscht werden musste. Im Zuge dieses Austauschs wurden auch die damals vorhandenen etwa 300 Messstellen auf die heutige Anzahl reduziert (Schneider 2014).

Sickerwasserabflüsse werden an der Talsperre Frauenau getrennt für Damm und Untergrund gemessen. Dammsickerwasser wird im luftseitig des Kerns angeordneten Filter gefasst. Zur besseren Lokalisierung möglicher Leckagen ist diese Filterzone in neun Einzelschotts unterteilt. Über die am Fuß der luftseitigen Übergangszone und des Filters angeordnete Sickerwasserwanne wird das Wasser in die Messkammer am Pumpensumpf des Kontrollgangs abgeleitet und die Abflussmenge getrennt für jeden Abschnitt kontinuierlich messtechnisch erfasst. Zudem gibt es eine ebenfalls automatisierte Sammelmessung der Schotts 2 bis 8. Hierfür sind an den jeweiligen Messkästen Druckaufnehmer installiert, die das Messsignal direkt an die Schaltwarte übertragen. Da die Schotts 1 und 9 an den jeweiligen Rändern des Staudammes meist trocken sind, werden diese lediglich bei Bedarf manuell gemessen.

Zur Beobachtung der Unterströmung des Dammes befindet sich im Bereich der südlichen Talflanke ein Flächenfilter. Mit diesem sogenannten *Grobdrain* wird der Bereich der dort befindlichen geologischen Störzone („Zersatztasche“) mit seinen verstärkten Unterströmungstendenzen überwacht. Das anfallende Wasser wird in Drainagerohren gefasst und zu einem Messschacht abgeleitet. Die Ermittlung der Sickerwassermenge erfolgt dort kontinuierlich mittels einer Ultraschallsonde.

Eine Niederschlagsstation an der Betriebszentrale unterhalb des Dammes misst seit 1992 kontinuierlich die fallenen Niederschläge. Die Station befindet sich auf einer Höhe von 700 mNN.

7.1.2 Datengrundlage

7.1.2.1 Zeitreihe

Die betrachtete Zeitreihe beginnt am 01.01.2000 und endet am 31.12.2012. Sie umfasst damit eine Spanne von 13 Jahren bzw. 4749 Tagen. Besondere Vorkommnisse mit Auswirkungen auf den Seespiegel traten in dieser Zeit nicht auf. Lediglich der sogenannte Jahrhundertssommer des Jahres 2003 zeigt sich im niedrigen Seewasserstand während der Sommermonate 2003. Der See- und Unterwasserstand liegen als Tagesmittelwerte vor, ebenso der Niederschlag. Die an den einzelnen Messstellen erhobenen Daten sind in festgelegten Abständen erhobene Einzelwerte. Größere Bau- oder Bohrmaßnahmen mit Eingriffen in den Dammkörper und Auswirkungen auf die Messwerte fanden während der gesamten Beobachtungszeit nicht statt.

7.1.2.2 Datenerhebung und Messintervalle

Die Messdaten der Porenwasserdruckgeber werden über die ölhydraulische Messanlage einmal wöchentlich erfasst. Somit ergeben sich im Beobachtungszeitraum im Mittel knapp 694 Beobachtungen. Lediglich für die Porenwasserdruckmessstelle 4.435 liegen nur 210 Beobachtungen vor, da diese aufgrund eines Defektes nur viermal jährlich per Hand gemessen wird. Während die Piezometer- und Grundwassermessstellen 14-tägig erfasst werden, unterliegen alle weiteren Messgrößen einer kontinuierlichen Aufzeichnung. Eine Übersicht über die Messstellen und die zugehörigen Messintervalle zeigt Tabelle 12.

Tabelle 12: An der TWT Frauenau erhobene Messdaten

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Seewasserstand	1	kontinuierlich	4743	01.01.2000
Unterwasserstand	1	kontinuierlich	4631	22.03.2000
Porenwasserdruck	34	wöchentlich	694	03.01.2000
Vliesdruck	13	wöchentlich	678	03.01.2000
Piezometer	30	14-tägig	343	03.01.2000
Grundwasserpegel	8	14-tägig	337	03.01.2000
Sickerwasserschotts 2-8	7	kontinuierlich	4742	03.01.2000
Sickerwassersammelmessung	1	kontinuierlich	4749	03.01.2000
Sickerwasser Grobdrain	1	kontinuierlich	4749	03.01.2000
Niederschlag	1	kontinuierlich	4730	01.01.2000

7.1.2.3 Messfehler und Datenbereinigung

Im September und Oktober 2007 sowie im Februar und März 2008 arbeitete die Messanlage nicht störungsfrei. Dies zeigte sich durch starke Druckabfälle an den angeschlossenen Messstellen. Grund hierfür war die Leckage an einem Erddruckgeber, die zu Wassereintritten in das

ölhydraulische System und in der Folge zu einem Defekt an der Kolbenpumpe der Messanlage führte. Bei der erforderlichen Reparatur im Herbst 2007 wurden neben dem Einbau einer Ersatzpumpe auch einzelne Rückläufe abgeklemmt und zugleich das System durch Anpumpen der einzelnen Geber mit neuem Messöl entlüftet. Nach abermaligen Druckabfällen Anfang 2008 wurde Ende März desselben Jahres die inzwischen instand gesetzte, ursprüngliche Messpumpe wieder installiert. Die durch diese Arbeiten entstandenen Messfehler bzw. Ausreißerwerte bei den Porenwasser-, Vlies- und Piezometerdrücken wurden für die Datenauswertung aus den Zeitreihen entfernt (Abbildung 36). Als direkte Folge dieser Arbeiten weisen verschiedene Messstellen seitdem nicht zu erklärende Druckanstiege in Verbindung mit außergewöhnlichen und unplausiblen Druckspitzen auf. Dieser Effekt trat bereits nach einem früheren Austausch der Messanlage Ende der 1990er Jahre auf und hat sich über die Jahre wieder abgebaut (Schneider 2014).

Eine weitere - allerdings einmalige - Fehlmessung trat am 12. Januar 2012 in den Porenwasserdruckmessprofilen 2.2 und 4.4 auf. Dort wurde an einzelnen, wasserseitig der Dichtwand eingebauten Gebern ein kurzzeitiger Druckanstieg aufgezeichnet (Abbildung 36), der nach Aussage des Betreibers nicht der tatsächlichen Druckentwicklung entsprach. Auch diese Ausreißer wurden aus der Zeitreihe entfernt und somit für die statistische Auswertung der Messdaten nicht berücksichtigt.

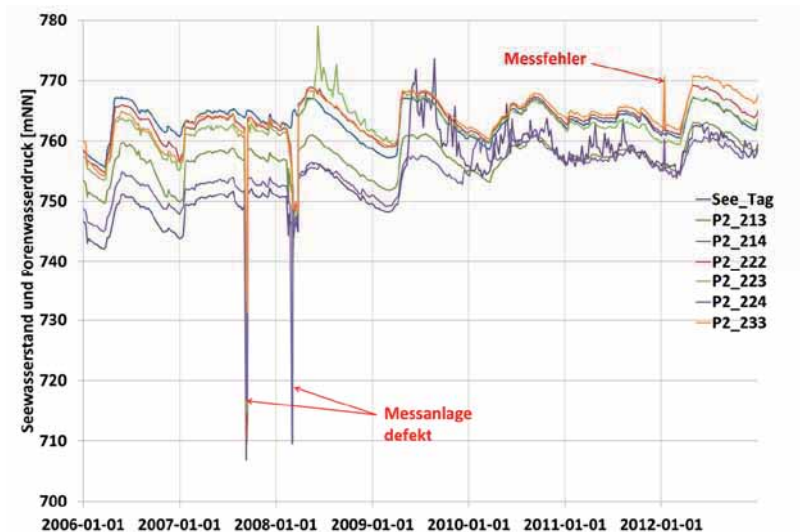


Abbildung 36: Zu bereinigende Messfehler beispielhaft am Porenwasserdruck-Messquerschnitt 2.2

7.1.3 Auswertung

7.1.3.1 Ermittlung der Reaktionszeiten - Korrelationsanalyse

Die bereits beschriebenen Störungen an der Messanlage in den Jahren 2007 und 2008 führen bei der Korrelationsanalyse zu teilweise starken Beeinflussungen der Ergebnisse. Für beide Jahre treten trotz der Datenbereinigung sowohl bei den Reaktionszeiten als auch bei den ermittelten Korrelationskoeffizienten starke Abweichungen zur restlichen Zeitreihe auf. Daher wurden die Jahre 2007 und 2008 für die anschließende Berechnung der mittleren Korrelationskoeffizienten und Reaktionszeiten nicht berücksichtigt. Die luftseitigen Standrohre sowie die Sickerwasserabflussmessungen sind hiervon unbeeinflusst.

Bei der Auswertung der Porenwasserdruckmessungen konnten für die wasserseitig der Tonbetondichtwand eingebauten Geber erwartungsgemäß die höchsten Korrelationen mit dem Seewasserspiegel ermittelt werden. 14 von 16 Messstellen liegen hier bei Werten von mindestens 0,9. Auffällig ist auch, dass die Geber direkt luftseitig der Dichtwand ebenfalls zum Teil sehr hohe Korrelationen aufweisen. Dies liegt unter Umständen an den zahlreichen herstellungsbedingten Fugen der Dichtwand. Im Vergleich dazu zeigen die Porenwasserdruckgeber in der luftseitigen Übergangszone zwischen Kern und Filtermaterial den geringsten bis nahezu keinen Zusammenhang mehr mit dem Oberwasserstand. Hier liegen die Korrelationskoeffizienten zwischen 0,1 (PWD 2.217) und 0,58 (PWD 2.017). Beispielhaft zeigt Abbildung 37 den zur Luftseite hin abnehmenden Einfluss des Seewasserstandes auf die Messstellen im Messhorizont II des Messprofils 2.0.

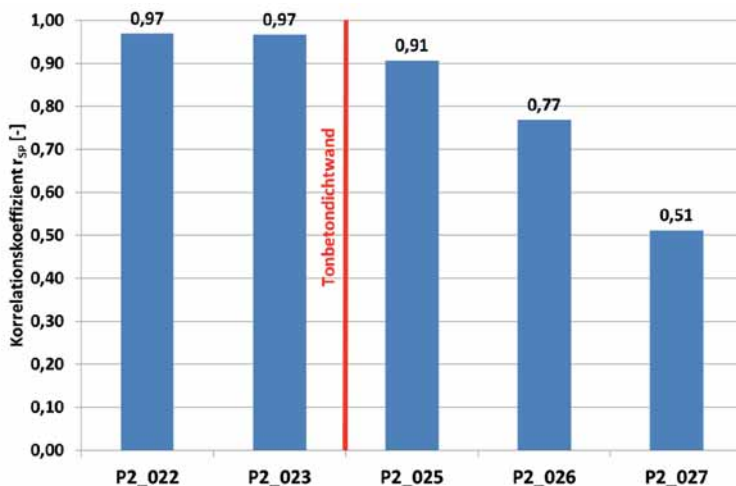


Abbildung 37: Korrelation der Porenwasserdrücke mit dem Seewasserstand im Messhorizont II des Messprofils 2.0 (Abbildung 32)

Die ermittelten Reaktionszeiten der Porenwasserdruckgeber zeigen ebenfalls deutlich die Unterschiede zwischen Wasser- (also vor der Tonbetonwand) und Luftseite. Während die wasserseitigen Geber sehr kurze Reaktionszeiten von maximal einer Woche aufweisen (Ausnahme PWD 4.434 mit elf Tagen) zeigen die luftseitig der Tonbetonwand installierten Messstellen deutlich längere Reaktionszeiten, bis sich Änderungen des Seewasserstandes dort bemerkbar machen. Wie zu erwarten ist, nehmen die Reaktionszeiten der Messstellen mit der Entfernung vom Oberwasser zu. Es fällt aber auch hier auf, dass fast alle Geber direkt luftseitig der Dichtwand immer noch sehr kurze Reaktionszeiten zwischen 4 und 7 Tagen aufweisen. Auf die Ermittlung der Reaktionszeit der Messstelle P4.435 wurde verzichtet, da aufgrund der seltenen Messung kein sinnvolles Ergebnis zu erwarten ist. Der luftseitig folgende Geber 4.436 besitzt mit 10 Tagen aber eine ebenfalls sehr kurze Reaktionszeit. Abbildung 38 zeigt exemplarisch die Reaktionszeiten im Messhorizont II des Messprofils 2.0.

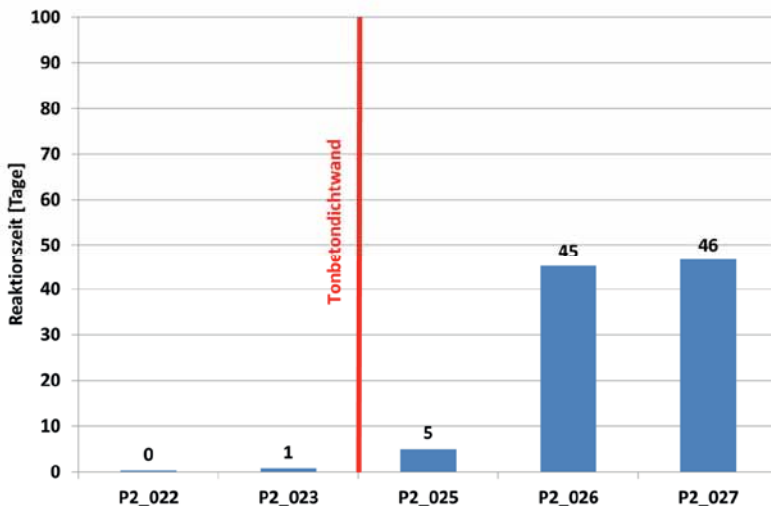


Abbildung 38: Ermittelte Reaktionszeiten der Porenwasserdruckmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands im Messhorizont II des Messprofils 2.0 (Abbildung 32)

Die Korrelationsanalyse der Vliesdruckmessstellen zeigt hingegen ein homogeneres Bild. Zwar offenbart sich über die Dammlänge eine tendenzielle Abnahme, dennoch korrelieren alle Messstellen stark mit dem Seewasserstand. Die ermittelten Koeffizienten liegen allesamt über 0,8, wobei die Messstelle im Block 10 des Kontrollgangs (linke Talflanke) mit 0,96 den stärksten Zusammenhang aufweist. Im Gegensatz dazu konnte für die Blöcke 60 und 69 (beide rechte Talflanke) der vergleichsweise schwächste Zusammenhang errechnet werden, trotz der immer noch hohen Werte von 0,85 bzw. 0,81 (Abbildung 39).

Die mittleren Reaktionszeiten der Vliesdruckmessstellen liegen in etwa im Bereich der Reaktionszeiten der wasserseitigen Porenwasserdruckgeber. Obwohl fast alle ermittelten Reaktionszeiten unter zehn Tagen liegen, sieht man deutlich die schnellere Reaktion zur Dammmitte

hin. Lediglich die Messstelle 3/31 (Schott 3, Block 31) weist mit zwei Wochen eine deutlich längere Reaktionszeit auf als die übrigen Messstellen (Abbildung 40). Dies liegt vor allem am deutlich veränderten Verhalten der Messstelle seit dem Messpumpentausch in 2008.

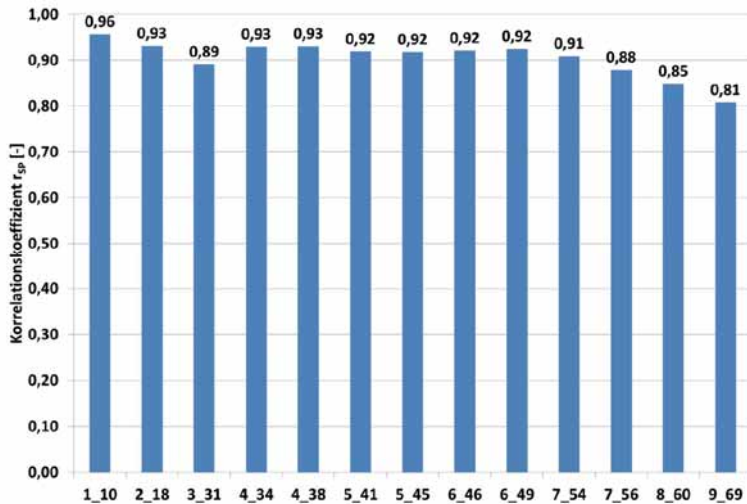


Abbildung 39: Korrelation der Vliesdruckmessstellen (Abbildung 34) mit dem Seewasserstand

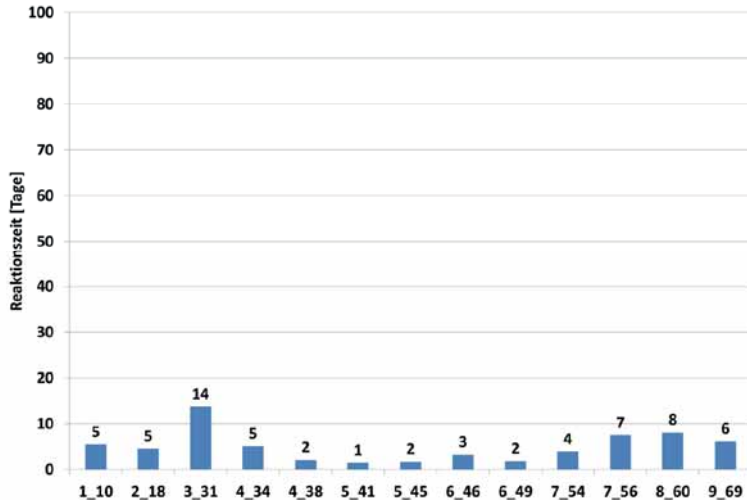


Abbildung 40: Ermittelte Reaktionszeiten der Vliesdruckmessstellen (Abbildung 34) auf Veränderungen des Seewasserstands

Auch die 30 regelmäßig beobachteten Piezometermessstellen verhalten sich ähnlich wie die Porenwasserdruckgeber. Die 12 wasserseitigen Piezometer korrelieren mit Werten über 0,96 erwartungsgemäß am stärksten mit dem Seewasserstand. Die 18 zur Luftseite abgeteuten Messstellen zeigen zwar geringere, aber dennoch hohe Korrelationen bis 0,94 (Piezometer 57 LS) an. Lediglich in Dammmitte und an der nördlichen Dammflanke ist der Einfluss des Dichtungsschleiers ausgeprägter (Abbildung 41).

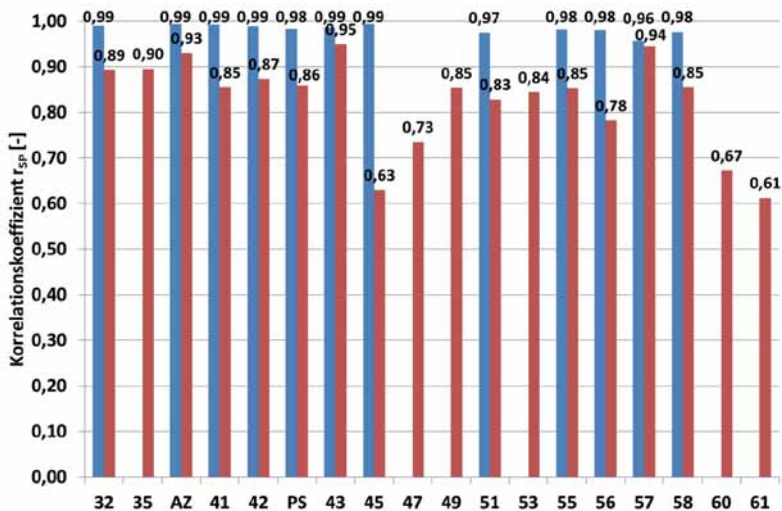


Abbildung 41: Korrelation der wasser- (blau) und luftseitigen (rot) Piezometermessstellen (Abbildung 34) mit dem Seewasserstand

Dieses Ergebnis wird auch durch die ermittelten Reaktionszeiten gestützt. An nahezu allen Messstellen sind Veränderungen des Stauspiegels sofort oder mit nur einem Tag Verzögerung nachzuvollziehen. Lediglich die luftseitigen Piezometer 32, 35 und 42 reagieren deutlich später als die übrigen Messstellen. Deren Zeitversatz liegt im Mittel bei vier Tagen bis zu einer Woche (Abbildung 42). Der Grund hierfür ist wieder im stark veränderten Verhalten der Messstellen seit den Arbeiten an der Messanlage zu finden. Seit diesem Zeitpunkt weist jede der drei Messstellen unterschiedlich starke Druckspitzen auf, die sich nicht durch den Einfluss des Seewasserstandes erklären lassen. Ließe man diese Ausreißer unberücksichtigt, so ergäben sich ähnliche Reaktionszeiten wie für die übrigen Piezometermessstellen.

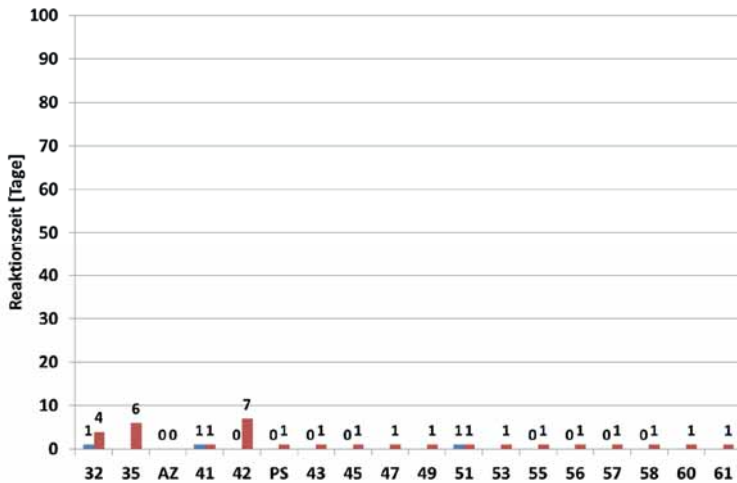


Abbildung 42: Ermittelte Reaktionszeiten der wasser- (blau) und luftseitigen (rot) Piezometermessstellen (Abbildung 34) auf Veränderungen des Seewasserstands

Die Wasserstände der acht Grundwassermessstellen im luftseitigen Stützkörper lassen bereits nach einer optischen Sichtung der Ganglinien keine größeren Abhängigkeiten der Messwerte von der Entwicklung des Seewasserstandes erwarten. Diese Vermutung wird durch die ermittelten Korrelationskoeffizienten gestützt (Abbildung 43). Die beiden Messstellen mit negativen Korrelationskoeffizienten (W13 und W36) scheinen sich auch bei Betrachtung der zugehörigen Ganglinien gegenläufig zum Seewasserstand zu verhalten. Sie haben ihr Maximum jeweils im Winter bzw. Frühjahr und sinken dann im Sommer auf ihr Jahrestief. Dies lässt eine Beeinflussung durch Oberflächenwasser vermuten. Für die übrigen Grundwasserstandrohre konnte mit Werten von unter 0,4 nur eine schwache Korrelation mit dem Seewasserstand ermittelt werden. Noch am stärksten korreliert die Grundwassermessstelle 25 mit dem Oberwassergeschehen (0,61), auch wenn dieser Zusammenhang anhand der Ganglinie nicht so deutlich zu sehen ist.

Diese vergleichsweise hohe Korrelation zwischen dem Grundwasserpegel 25 und dem Oberwasserstand spiegelt sich auch in den Reaktionszeiten wider. Während die übrigen sieben Messstellen mittlere Reaktionszeiten zwischen 9 und 61 Tagen aufweisen, reagiert die Grundwassermessstelle 25 ohne Zeitversatz auf den Seewasserstand (Abbildung 44).

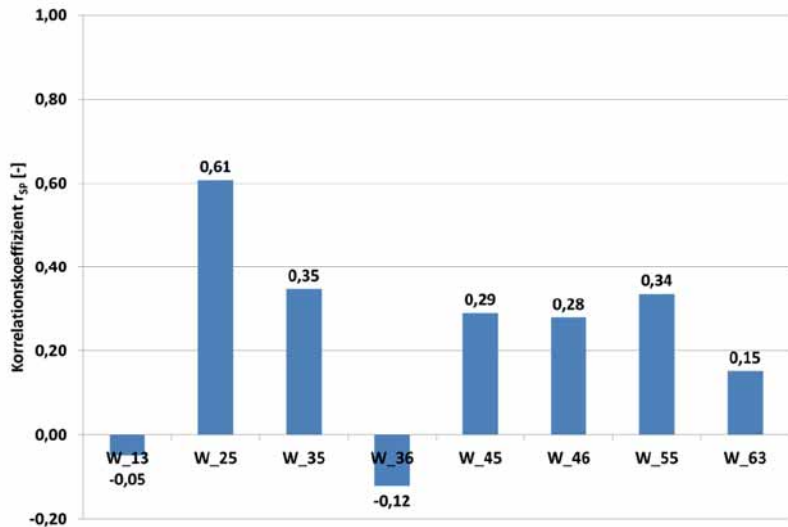


Abbildung 43: Korrelation der Grundwassermessstellen (Abbildung 35) mit dem Seewasserstand

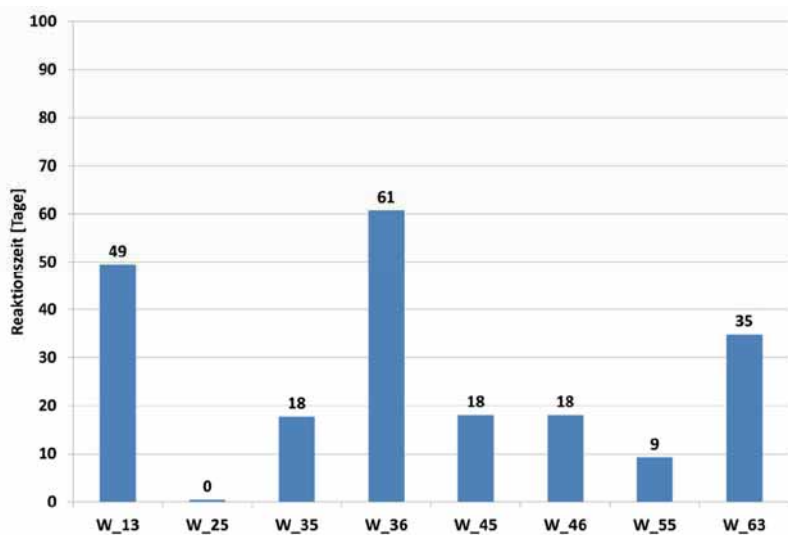


Abbildung 44: Ermittelte Reaktionszeiten der Grundwassermessstellen (Abbildung 35) auf Veränderungen des Seewasserstands

Zur statistischen Analyse der Dammsickerwassermessung werden nur die Schotts 2 bis 8 (SWS2 – SWS8) sowie die Gesamtsumme der Einzelschotts (SWSG) herangezogen. Aufgrund der nur bedarfsweisen händischen Messung liegen für die Schotts 1 und 9 keine Daten vor. Zur

Analyse der Dammunterströmung können die Daten des Grobdrain (SW_G) herangezogen werden.

Es zeigt sich, dass die Sickerwassermengen im luftseitigen Dammfilter nur schwach mit dem Oberwasserstand korrelieren. Der stärkste Zusammenhang konnte für die Schotts 4, 5 und 6 festgestellt werden (Abbildung 45). Diese drei Schotts decken zugleich den Bereich der größten Dammhöhe ab. Auch die Abflüsse aus dem Grobdrain korrelieren nur schwach mit dem See. Diese insgesamt schwache Korrelation aller Sickerwassermessstellen deutet darauf hin, dass die Sickerwasserabflüsse neben dem Seewasserstand noch von weiteren Variablen beeinflusst werden.

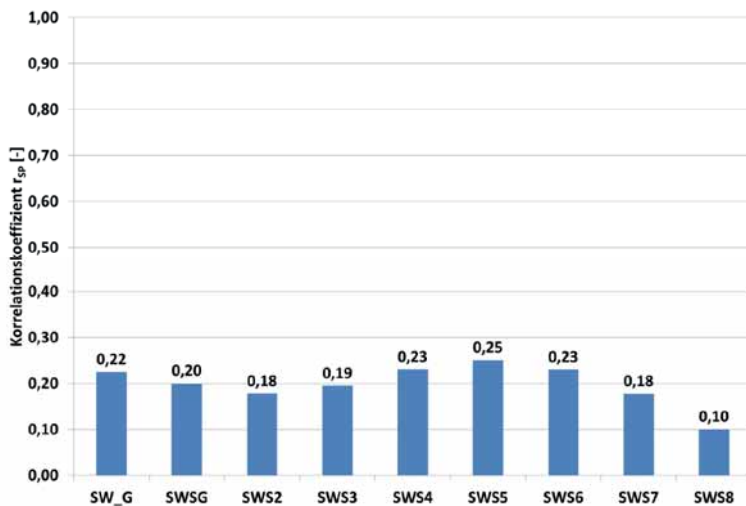


Abbildung 45: Korrelation der Sickerwasserabflüsse (Abbildung 34) mit dem Seewasserstand

Die Reaktionszeiten der Dammsickerwasserabflüsse auf Veränderungen des Oberwasserspiegels sind mit drei bis zehn Tagen vergleichsweise kurz. Noch deutlich schneller reagiert hingegen der Flächenfilter. Änderungen des Oberwasserstandes spiegeln sich dort vermeintlich ohne Zeitversatz in den Sickerwassermengen wider (Abbildung 46).

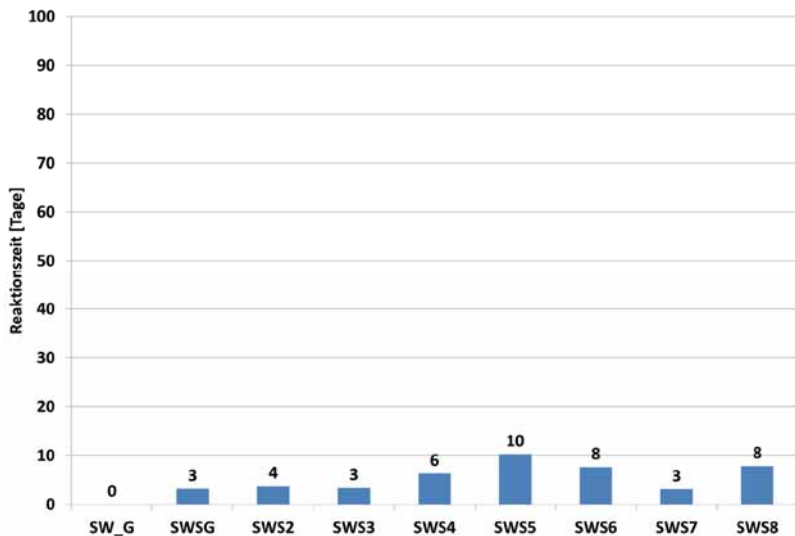


Abbildung 46: Ermittelte Reaktionszeiten der Sickerwasserabflussmessstellen (Abbildung 34) auf Veränderungen des Seewasserstands

7.1.3.2 Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen

7.1.3.2.1 Zu berücksichtigende äußere Einflüsse

Da während des Beobachtungszeitraumes keine baulichen Eingriffe in den Dammkörper stattgefunden haben, sind neben dem Seewasserstand und dem Niederschlag lediglich messanlagenspezifische Einflüsse zu berücksichtigen. Um die Reparaturarbeiten an der Messanlage mit dem Tausch der Pumpen entsprechend zu berücksichtigen, wurde für die Regression die Dummy-Variable „PuGLA“ eingeführt. Diese ist binär kodiert und weist bis 31.03.2008 den Wert Null, ab 01.04.2008 den Wert Eins auf. Um die Güte der Regressionsfunktion zu verbessern und genauere Schätzwerte für die Kovariablen zu erhalten, wurden bei einigen Messstellen Interaktionen zwischen „PuGLA“ und der Variable Zeit („Date“) eingeführt, die dazu dienen sollen, kontinuierliche Druckanstiege ab dem Zeitpunkt des Pumpenwechsels abbilden zu können.

Da der Unterwasserstand über die gesamte Zeitreihe nur minimalen Schwankungen unterliegt, führte die anfängliche Berücksichtigung des Unterwasserstandes lediglich dazu, dass die Konstante der Regressionsfunktion ihre Signifikanz verlor und die Kovariable Unterwasserstand („UW“) als hoch signifikant angesehen wurde und die Funktion der Konstante übernahm. Ein zusätzlicher Erklärungsgehalt für den beobachteten Messwert entstand dadurch nicht. Daher wurde die Kovariable UW in der Regressionsanalyse nicht weiter berücksichtigt.

7.1.3.2.2 Nachweis des Druckabbaus

Der Druckabbau über den Dammquerschnitt kann durch die Größe des Einflusses des Oberwasserstandes (Kovariablen „See_Tag“) auf die einzelnen Messstellen nachvollzogen werden. Die Größe des Regressionskoeffizienten von „See_Tag“ ist dabei ein direktes Maß für dessen Einfluss auf den Messwert. Er drückt aus, um wie viele Einheiten sich der Messwert ändert, sobald sich der Seewasserstand um eine Einheit verändert. Der Einfluss des Oberwasserstandes auf den Messwert sollte daher im Idealfall von der Wasser- zur Luftseite abnehmen und letztlich nicht mehr vorhanden sein. Die Betrachtung erfolgt dabei, soweit möglich, in Messprofilen von der Wasser- zur Luftseite, sowie getrennt für den Dammkörper und die Untergrundabdichtung. Die Porenwasserdruckmessstellen und die luftseitigen Grundwasserpegel bilden dafür insgesamt acht Messprofile zur Überwachung des Dammes. Ergänzend dazu gibt es die Vliesdruckmessstellen über dem Kontrollgang. Die Kontrolle der Untergrundabdichtung durch die Messung der Felsluftdrücke erfolgt durch die 30 vom Kontrollgang aus abgeteufte Piezometer.

Durch die Analyse der Porenwasserdruckmessungen kann der Druckabbau im Kern des Staudammes gut nachgewiesen werden. Exemplarisch zeigt sich dies wieder am Messquerschnitt 2.0 im Messhorizont II auf einer Höhe von 717,5 mNN. Während wasserseitig der Tonbetondichtwand an den Messstellen P2_022 und P2_023 der Einfluss des Sees noch bei über 90 % liegt, hat sich dieser luftseitig der Dichtwand auf 69 % und weiter Richtung Luftseite auf unter 20 % abgebaut. In der luftseitigen Übergangszone und an der Grundwassermessstelle W 25 liegt der Einfluss des Seewasserstandes nur noch bei 3 % (Abbildung 47). Ein vergleichbares Bild zeigt sich auch in den Messhorizonten I (700 mNN) und III (735 mNN).

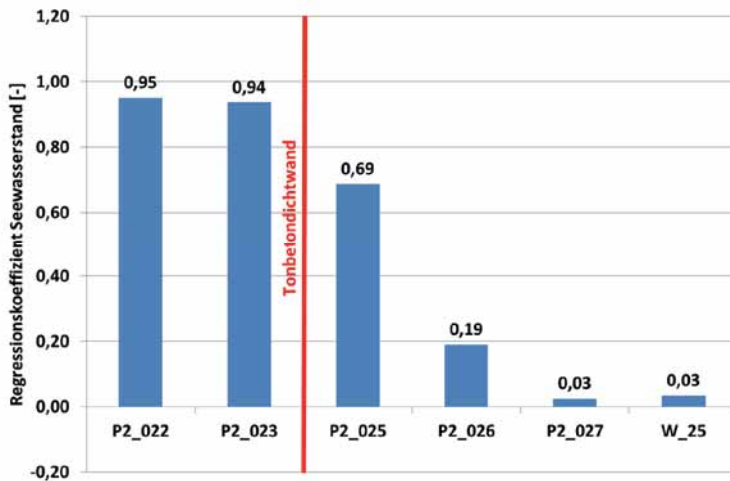


Abbildung 47: Einfluss des Seewasserstands auf die Porenwasserdruckgeber im Messhorizont II des Messquerschnitts 2.0 (Abbildung 32)

Im Messquerschnitt 2.2 kann der Druckabbau analog zum Querschnitt 2.0 nachvollzogen werden. Lediglich die Messstelle P2.214 zeigt mit 97 % einen um über 30 % höheren Einfluss des Seewasserstandes als die entsprechende Messstelle P2.014 im Messprofil 2.0. Seit 2009 ist am P2.214 allerdings ein nicht erklärbares, markant verändertes Verhalten mit großen Druckspitzen zu beobachten. Daher muss die Zuverlässigkeit dieses Gebers zumindest in Frage gestellt werden, die Ursache ist unklar. Luftseitig der Tonbetondichtwand ist hingegen ein vergleichbarer Druckabbau zu beobachten.

Im Gegensatz zu den Messquerschnitten 2.0 und 2.2 zeigt die Analyse des Messquerschnitts 4.4 einen lokal schlechteren Druckabbau. Während in den Messhorizonten I (700 mNN) und II (717,5 mNN) noch keine Auffälligkeiten zu sehen sind, zeigen sich im Messhorizont III deutlich höhere Drücke luftseitig der Tonbetondichtwand. So konnten für die beiden Geber 4.435 und 4.436 Restdrücke von über 84 % bzw. 78 % ermittelt werden (Abbildung 48). Die optische Sichtung der beiden Ganglinien bestätigt ebenfalls die hohen Druckniveaus beider Messstellen. Möglicherweise sind eine oder mehrere undichte Schlitzwandfugen in diesem Bereich die Ursache für diese hohen Drücke. Es stellt sich somit die Frage, ob diese Auffälligkeit auch durch weitere Messstellen bestätigt werden kann.

Zieht man zum Vergleich die gemessenen Vliesdrücke am Fuß der Tonbetondichtwand und die daraus ermittelten Regressionskoeffizienten heran, so zeigt sich, dass im nördlichen Bereich des Staudammes ebenfalls höhere Restdrücke vorhanden sind. Während die Vliesdruckmessstellen, abgesehen von den beiden Randblöcken in den Schotts 1 und 9, ein in etwa einheitliches Niveau aufweisen, zeigen die Geber in den Blöcken 49 (Schott 6) und 56 (Schott 7) Restdrücke von 78 % des Seewasserstandes, der Geber in Block 54 (Schott 7) sogar einen von 80 % (Abbildung 49).

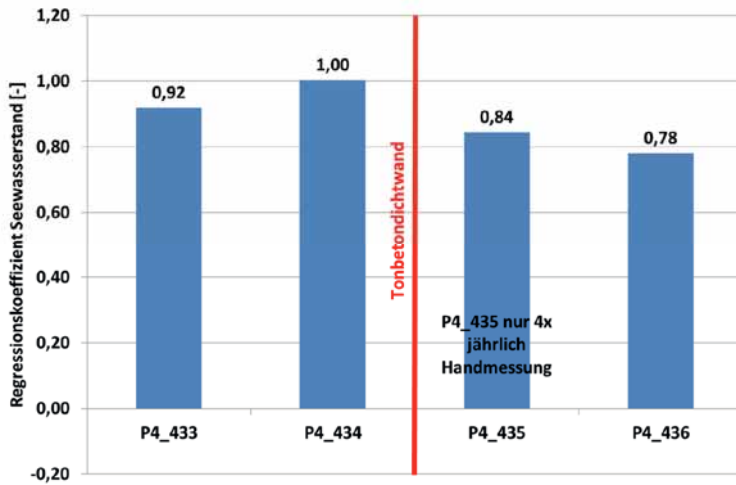


Abbildung 48: Einfluss des Seewasserstands auf die Porenwasserdruckgeber im Messhorizont III des Messquerschnitts 4.4 (Abbildung 32)

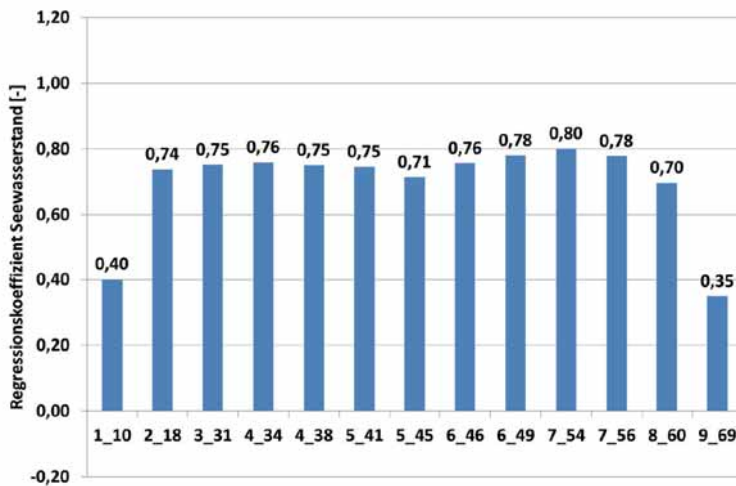


Abbildung 49: Einfluss des Seewasserstands auf die Vliesdruckmessstellen (Abbildung 34)

Der Porenwasserdruckmessquerschnitt 4.4 bei Station 0+470 m liegt im Bereich von Block 51, also ebenfalls in dieser Zone. Man muss jedoch auch hier beachten, dass alle diese Messstellen seit 2008 stark durch die Reparaturarbeiten an der Messanlage beeinflusst werden und ihr Verhalten markant geändert haben. An allen diesen Messstellen sind seitdem erhöhte Drücke und nicht erklärbare Druckspitzen zu beobachten.

Die Analyse der Grundwassermessstellen zeigt ebenfalls einen nach Norden hin zunehmenden Einfluss des Sees. Während für die Pegel W13, W25, W35, W36 und W63 keine oder nur minimale Restdrücke ermittelt werden konnten, nimmt der Einfluss des Sees an den Pegeln W45 und W46 bereits auf knapp 10 % bzw. 8,5 % zu. Die höchste Beeinflussung durch den Seewasserstand zeigt die Grundwassermessstelle W55 mit einem Regressionskoeffizienten von 0,19 (Abbildung 50). Auch diese Messstellen befinden sich wieder in dem Bereich des Dammes, der schon aufgrund der Porenwasser- und Vliesdruckmessungen in den Fokus gerückt ist.

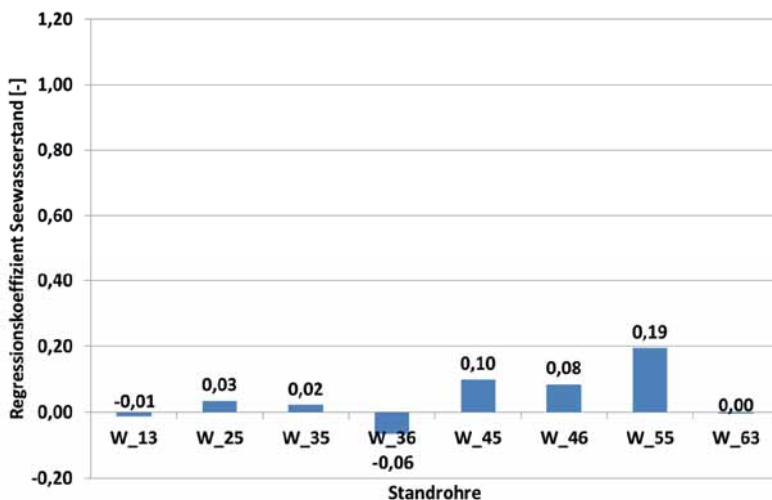


Abbildung 50: Einfluss des Seewasserstandes auf die luftseitigen Grundwasserstandrohre (Abbildung 35)

Im Gegensatz zu den Porenwasser- und Vliesdruckmessstellen ist an den Zeitreihen der Piezometer zur Überwachung des Untergrundes nahezu kein Einfluss der Pumpenwechsel 2007/2008 erkennbar. Grund hierfür kann sein, dass diese Messstellen tiefer liegen als die Messanlage selbst, während die übrigen Messstellen in Höhen über der Messanlage eingebaut sind. Daher kann auch der Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite an allen Messstellen gut nachvollzogen werden. Es fällt wieder auf, dass der Druckabbau nördlich von Block 45 (Abbildung 34) schlechter wird und der auf der Luftseite verbleibende Einfluss des Sees deutlich stärker ausgeprägt ist. Ab Block 53 liegen die an den luftseitigen Piezometern vorhandenen Restdrücke durchgehend bei über 30 %. Die beiden höchsten Restdrücke verzeichnen die luftseitigen Piezometer in Block 57 (60 %) und Block 58 (42 %) (Abbildung 51).

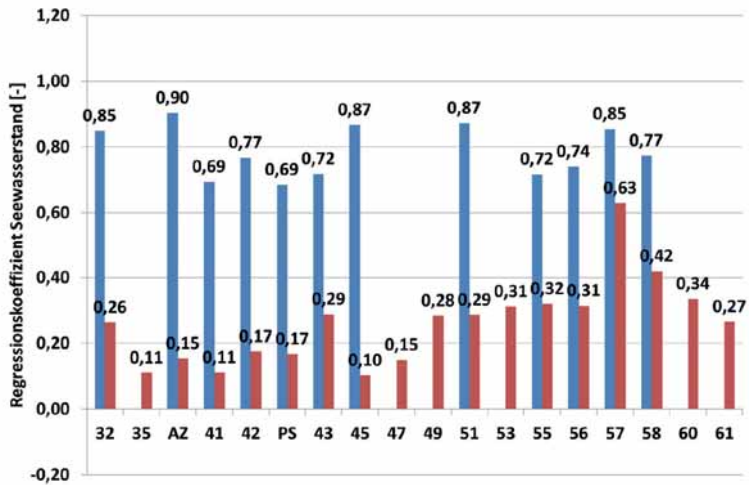


Abbildung 51: Druckabbau an den Piezometern im Untergrund (Abbildung 34) von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot)

Diese Auffälligkeiten wurden auch bereits im Sicherheitsbericht aus dem Jahr 1989 und in den jährlich durch den Betreiber aufzustellenden Jahresberichten dokumentiert (Abbildung 52).

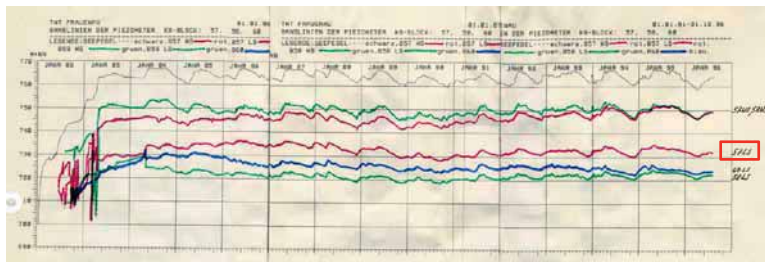


Abbildung 52: Ganglinien der Piezometer der Blöcke 57, 58 und 60 von 1982 bis 1996; 57LS (rot) liegt etwa 10 mWS höher als 58LS (grün) und 60LS (blau).

Somit ergibt sich ein schlüssiges Bild über den Zustand des Staudamms. Sowohl in den Messquerschnitten als auch an den Wasserdruckmessstellen längs des Dammes (Vlies- und Piezometerdrücke) kann der Druckabbau gut beobachtet und nachgewiesen werden. Der Bereich, in dem der vermeintlich schwächste Druckabbau festgestellt werden konnte, ist bei allen Messsystemen zu erkennen. Daher ist davon auszugehen, dass sich zwischen Station 0+470 m und 0+500 m eine Schwächezone des Dammbauwerkes befindet. In einem nächsten Schritt wird nun die zeitliche Entwicklung der Messwerte betrachtet.

7.1.3.2.3 Zeitlicher Trend der Messstellen

Die Trendbetrachtung der Messstellen hilft bei der Beurteilung, ob fortschreitende Veränderungen im Dammbauwerk oder im Untergrund der Talsperre zu beobachten sind.

Dabei fällt an nahezu allen Porenwasserdruckmessstellen auf, dass bis zum Pumpentausch an der Messanlage ein negativer Trend bei der Messwertentwicklung vorherrschte. Lediglich an den Gebern in der luftseitigen Übergangszone der Messprofile 2.0 und 2.2 ist für diesen Zeitraum ein leicht ansteigender Trend nachzuweisen (Abbildung 53). Seit dem mehrmaligen Tausch der Pumpe ist an den Messstellen eine deutliche Veränderung erkennbar. Dies betrifft sowohl die absoluten Messwerte, als auch den zeitlichen Trend, was wieder auf den sehr unruhigen Verlauf der Ganglinien und die nicht erklärbaren Druckspitzen zurückzuführen ist. Zudem weisen die meisten Porenwasserdruckgeber nach den Reparaturarbeiten einen deutlichen Anstieg ihres Messniveaus auf, der nicht durch den Seewasserstand erklärt werden kann. Es ist davon auszugehen, dass die Ursache hierfür allein in der Messanlage zu suchen ist.

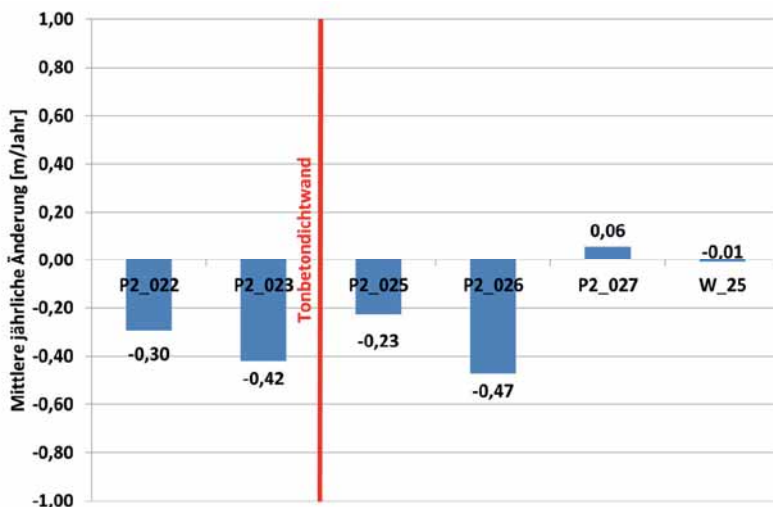


Abbildung 53: Durchschnittliche jährliche Änderung des Porenwasserdrucks im Messhorizont II des Messprofils 2.0, ohne den Einfluss des Pumpentausches

Auch die Entwicklung der Vliesdrücke wird durch die Reparaturen an der Messanlage stark beeinflusst. Bis zum Pumpentausch unterlagen alle Messstellen einer kontinuierlichen Druckverringerung. Nur die Messstellen 2/18 und 7/56 wiesen bis dahin einen leicht positiven Trend auf (Abbildung 54).

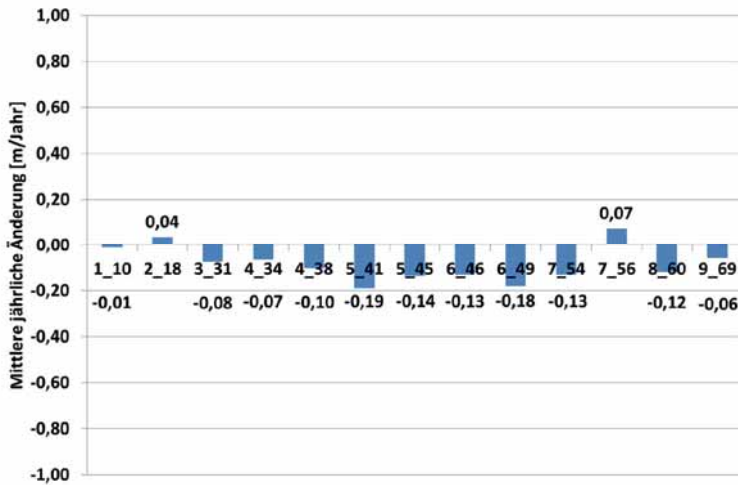


Abbildung 54: Mittlere jährliche Änderung des Vliesdrucks ohne den Einfluss des Pumpentauschs

Seit dem Pumpentausch ist jedoch bei allen Messstellen eine Druckzunahme zu verzeichnen, die sich bis Ende 2012 auf Beträge zwischen 1,5 und knapp 4,7 m summiert (Abbildung 55). Aus diesem Grund ist die Trendinterpretation hier mit sehr großen Unsicherheiten behaftet.

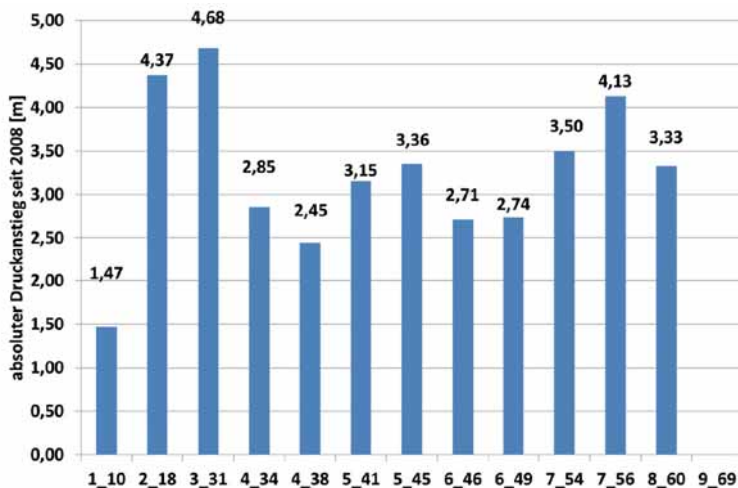


Abbildung 55: Absoluter Druckanstieg an den Vliesdruckmessstellen seit 2008

Die Trendbetrachtung der Piezometer ergibt hingegen ein nahezu einheitliches Bild. Während die Drücke an den wasserseitigen Piezometern abnehmen oder, wie in den Blöcken AZ, 51, 55

und 56, keine zeitliche Abhängigkeit aufweisen, sieht man an den luftseitigen Piezometern überwiegend Druckanstiege. Den stärksten Trend weist dabei wieder der luftseitige Piezometer in Block 57 mit einer mittleren jährlichen Zunahme von 0,36 m auf (Abbildung 56).

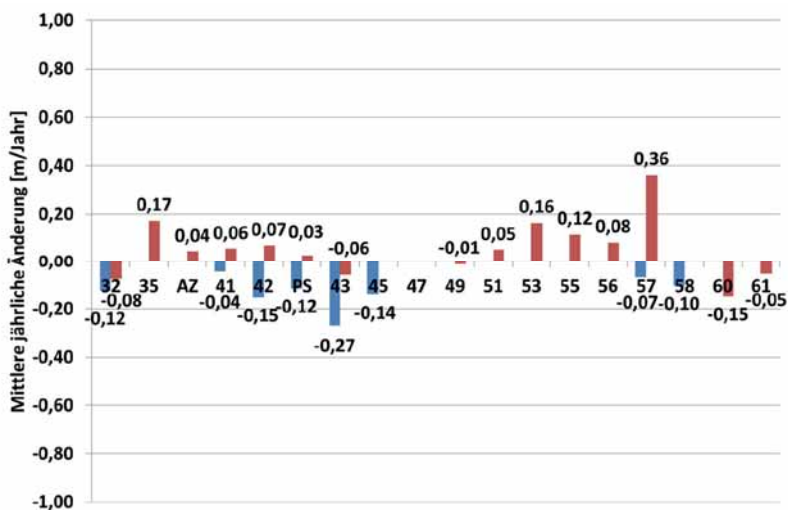


Abbildung 56: Mittlere jährliche Entwicklung der Piezometermessstellen der Wasser- (blau) und der Luftseite (rot)

Dieser Trend ist an der Ganglinie - unabhängig von der Messanlagenreparatur - schon lange vor 2008 zu sehen. Daher kann auch ein Zusammenhang mit diesen Arbeiten ausgeschlossen werden und es verdichten sich die Hinweise, dass in diesem Bereich des Absperrbauwerkes eine stete Verschlechterung des Druckabbaus zu beobachten ist. Die gemessene Ganglinie stützt diese Vermutung (Abbildung 57).

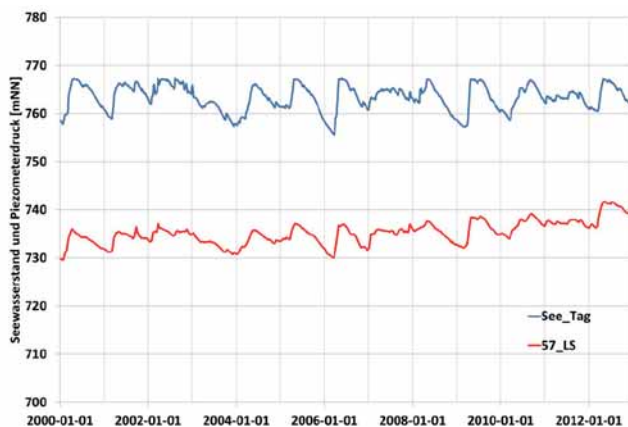


Abbildung 57: Ganglinie des Seewasserstandes und des luftseitigen Piezometers 57 (Abbildung 34)

Bei den Grundwassermessstellen ist nur an den Pegeln W13, W25 und W36 eine abnehmende Tendenz sichtbar. Die verbleibenden fünf Pegel unterliegen keiner zeitlichen Beeinflussung.

7.1.3.3 Regressionsanalyse der Sickerwasserabflussmessung

Obwohl alle Sickerwasserschotts - mit Ausnahme von Schott 1 und 9 - kontinuierliche Abflüsse aufweisen, kann im Rahmen der Regressionsanalyse nur für die Abschnitte 4 bis 6 ein statistisch hoch signifikanter Einfluss² des Wasserstands im Staubecken ermittelt werden. Die Schotts 5 und 6 erfassen dabei das Sickerwasser im Bereich der Dammhauptachse und der größten Dammhöhe.

Auch für Schott 3 kann ein Einfluss des Sees auf die Messwerte nachgewiesen werden. Im Gegensatz dazu werden die Sickerwasserabflüsse der Schotts 2, 7 und 8 nur vom Niederschlagsgeschehen dominiert, ein Einfluss des Sees besteht hier nicht. Eine zusätzliche Beeinflussung dieser Schotts besteht durch Hang- und Schneeschmelzwasser (*WWA DEG 2013*). Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass der Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwassermengen an der TWT Frauenau sehr gering ist. An der am stärksten beeinflussten Messstelle SWS5 steigt bei einem Seespiegelanstieg von einem Meter die Sickerwassermenge um etwa 0,003 l/s an (Abbildung 58).

Die Sickerwasserabflüsse im Grobdrain zeigen ebenfalls keinen Zusammenhang mit dem Oberwasserstand. Vielmehr beeinflussen auch hier die Niederschläge sowie Schneeschmelzvorgänge die abfließende Wassermenge (*WWA DEG 2013*).

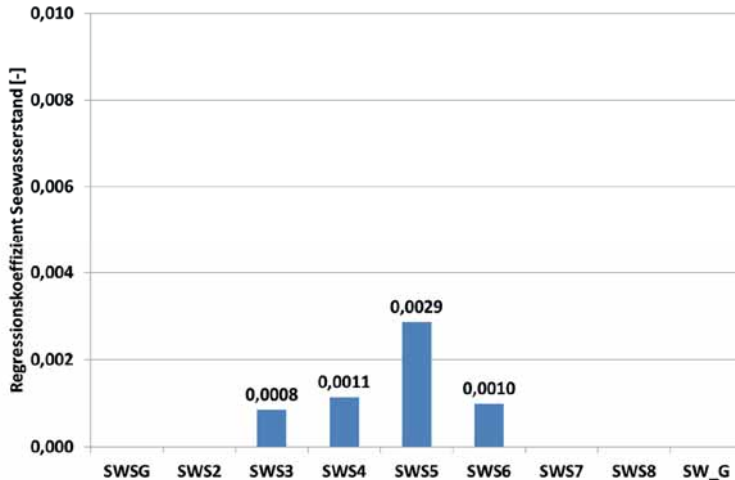


Abbildung 58: Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwasserabflussmengen im Damm und im Grobdrain

² Zur Signifikanz einzelner Variablen siehe Kapitel 5.2.3 *Testen der Modellannahmen* und Kapitel 5.3.2 *Regressionsanalyse*

Der langfristige Trend zeigt für alle Sickerwasserabflussmessstellen eine abnehmende Tendenz. Lediglich das Schott 2 und der Grobdrain unterliegen keinem Trend. Bei Schott 7, mit einer durchschnittlichen jährlichen Abnahme von 0,0024 l/s, ist die Verringerung der Sickerwasserabflüsse am stärksten ausgeprägt (Abbildung 59). Da aber Schott 7 bisher nicht vom Seewasserstand beeinflusst wird, ist daraus zu folgern, dass der ohnehin unerwünschte Einfluss von Niederschlags- und Hangwasser kontinuierlich geringer wird. Die schwach abnehmende Tendenz in den Schotts 3, 4, 5 und 6 belegt hingegen eine über die Jahre hinweg abnehmende Menge an Dammsickerwasser. Dies kann aber sowohl durch eine sich fortlaufend verbessernde Dichtwirkung des Dammkernes oder durch eine sich langsam verschlechternde Funktion der Filterzone hervorgerufen werden.

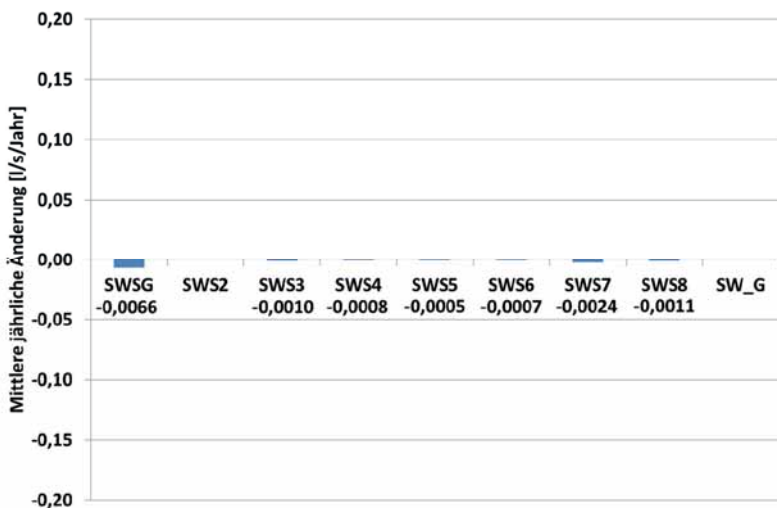


Abbildung 59: Zeitliche Entwicklung der Sickerwasserabflussmengen

7.2 Sylvensteinspeicher

7.2.1 Vorhandene hydrometrische Messsysteme

Im Auswertezeitraum bis Ende 2011 waren zur Überwachung des Dammbauwerks im Kern und der darunter anschließenden Dichtungsschürze insgesamt 52 pneumatisch betriebene Porenwasserdruckgeber eingebaut. Vier dieser Geber waren im Auswertezeitraum nicht mehr funktionsfähig, sodass 48 Messwertgeber auf vier verschiedenen Höhenniveaus verbleiben (Abbildung 60).

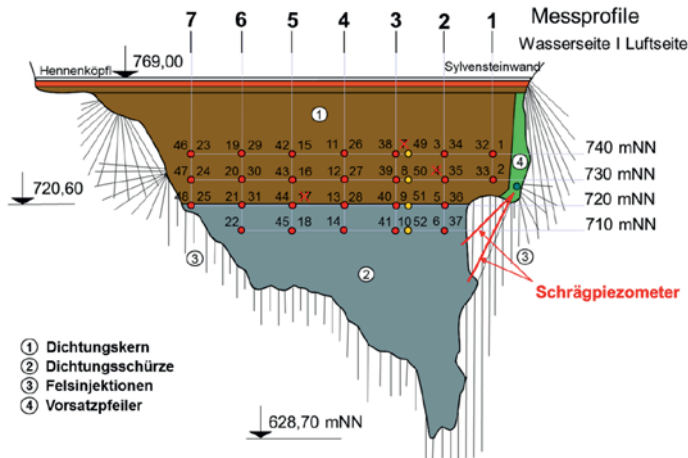


Abbildung 60: Längsschnitt durch den Sylvensteindamm mit Porenwasserdruckgebern und Schrägpiezometern (WWA Weilheim)

Je zwei Messhorizonte befinden sich dabei im Kern des Damms auf den Höhen 740 mNN und 730 mNN, während die anderen beiden Messhorizonten die Druckverhältnisse in der Dammaufstandsfläche auf 720 mNN und im Untergrund mit Dichtungsschürze auf 710 mNN überwachen. Ebenfalls zur Überwachung der Wasserdruckverhältnisse in der Dichtungsschürze wurden bereits 1960 zwei Piezometermessstellen in Betrieb genommen. Diese wurden vom Vorsatzpfeiler aus durch den Fels der Sylvensteinschulter in den Bereich der Dichtungsschürze abgeteuft. Zur Erfassung unterschiedlicher Bereiche erfolgte eine Bohrung im Winkel von 45° , die zweite wurde in einem Winkel von 63° hergestellt. Diese sind ebenfalls an die pneumatisch betriebene Messanlage angeschlossen.

Zur Überwachung der Unterströmung und der Grundwasserstände sind im luftseitigen Filter, sowie verteilt über den wasser- und luftseitigen Stützkörper, weitere 48 Standrohr-Messstellen angeordnet, die zum Teil bis zum Felshorizont abgeteuft wurden (Abbildung 61).

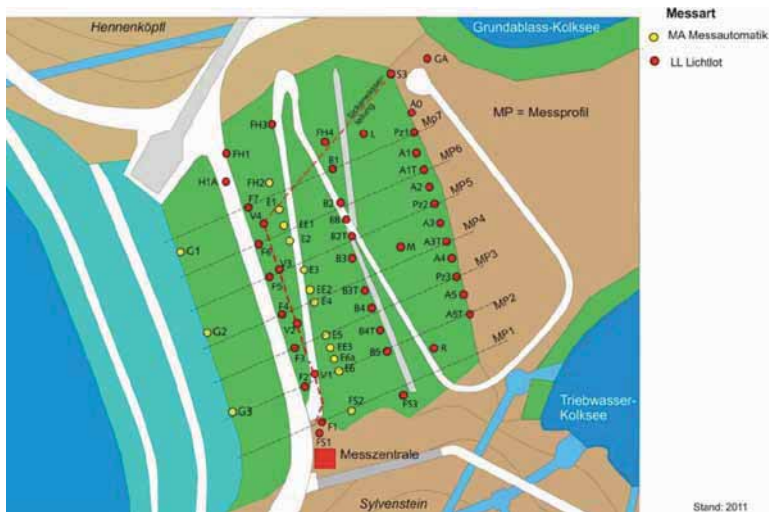


Abbildung 61: Standrohre und Piezometer getrennt nach Art der Datenerfassung (WWA Weilheim; Stand bis Mitte 2011)

Als Ergänzung zu den Porenwasserdruckmessstellen im Untergrund wurden auf der wasserseitigen Berme des Dammes drei Piezometerrohre (G1, G2, G3) angeordnet, mit deren Hilfe ebenfalls die Funktionstüchtigkeit der Dichtungsschürze kontrolliert werden kann. Diese drei Messrohre reichen jeweils bis zum anstehenden Fels hinab und sollten durch die Differenz zwischen Rohr- und Seewasserspiegel die Wasserdruckverhältnisse unter dem horizontalen Dichtungsteppich und somit den Druckabbau auf dem Sickerweg bis dorthin erfassen. Die Filterstrecken dieser Rohre beginnen daher erst unterhalb des wasserseitigen Dichtungsteppichs.

Aufgrund der nicht mehr funktionierenden Sickerwasserfassung, und als zusätzliche Messeinrichtung zu den Porenwasserdruckgebern, wurden 1999 luftseitig der Dammkrone sieben Pegelrohre in den luftseitigen Filter (F-Reihe) abgeteuft, um dort zumindest die Wasserstände beobachten. 2011 wurden diese Standrohre im Zuge der vorbereitenden Maßnahmen zur Entüchtung des Dammes (Dammkronenverbeiterung) verdämmt und die Messung folglich eingestellt. Die bis dahin gemessenen Werte werden aber zur Auswertung mit herangezogen.

Luftseitig vor der F-Reihe befinden sich vier weitere Standrohre, die sogenannte V-Reihe. Mit ihrer Hilfe sollen die Wasserstände in der am Fuß der Filterzone angeordneten Sickerwasserwanne erfasst werden. Daher sind sie im Bereich der Sickerwasserwanne auf einer Länge von 4 m perforiert. Im Zuge der sukzessiven Verbesserung der Bauwerksüberwachung und im Hinblick auf die Kontrollierbarkeit des Dammes während des Einbaus der neuen Dammdichtung 2012 wurden diese Pegel mit elektrischen Drucksonden und GSM-Modulen zur automatisierten Messwertübertragung ausgestattet. Vor dem Einbau der Drucksonden erfolgte die Messung durch Lichtlot.

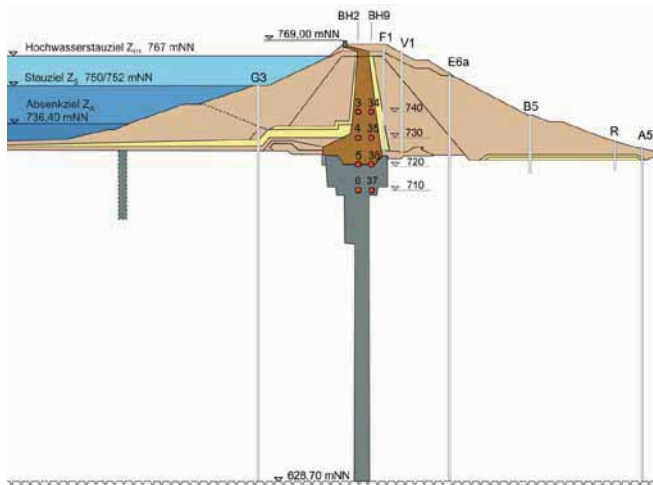


Abbildung 62: Dammquerschnitt mit Messeinrichtungen exemplarisch für das Messprofil 2 (WWA Weilheim)

Die 34 Standrohr- und Piezometermessstellen der E-, B-, L-M-R- und A-Reihe sollen die Unterströmung sowie die Grundwasserstände luftseitig der Kerndichtung bis zum Dammfuß überwachen. Alle diese Messstellen werden seit 1960, also kurz nach Inbetriebnahme des Staudammes, gemessen. Lediglich drei Pegel der E-Reihe (EE1, EE2 und EE3) wurden erst zehn Jahre später ergänzt. Um auch Aussagen über die Umströmung und die Verhältnisse in den Felsklüften zu erhalten, bestehen zudem am Hennenköpf vier (FH), am Sylvenstein drei Bohrungen (FS) in den anstehenden Fels.

7.2.2 Datengrundlage

7.2.2.1 Zeitreihe

Die zur Auswertung herangezogene Messreihe hat eine Länge von 16 Jahren. Sie beginnt am 01.01.1996 und endet am 31.12.2011 und umfasst somit 5844 Tage. Besondere Betriebszustände während des Betrachtungszeitraums waren die Seeabsenkung bis nahe an das Absenkeziel bei 736,40 mNN zu Revisionszwecken im Jahr 1999. Direkt im Anschluss an diese Maßnahme folgte das bis dahin größte Hochwasser mit einem Seewasserstand nahe des Vollstaus bei 762,85 mNN. Gerade diese beiden dicht aufeinander folgenden Ereignisse zeigen die in kurzer Zeit mögliche große Schwankungsbreite des Seewasserstandes am Sylvensteinspeicher. Weitere größere Seeabsenkungen unter 743 mNN fanden in den Jahren 1996, 2003, 2006 und 2007 statt. Der zweithöchste Seewasserstand im Betrachtungszeitraum stellte sich während des Hochwassers 2005 mit 762,42 mNN ein.

7.2.2.2 Datenerhebung und Messintervalle

Die Datenerhebung erfolgt am Sylvensteinspeicher durch unterschiedliche Messmethoden und in unterschiedlichen Messintervallen. Während der Seewasserstand kontinuierlich gemessen wird, wurden die Unterwasserstände der beiden Kolkseen lediglich alle zwei Wochen mittels Lichtlot erfasst. Seit 2011 sind auch in diesen beiden Messschächten elektrische Drucksonden zur kontinuierlichen Messung eingebaut.

Die Porenwasserdruckgeber und die beiden Schrägpiezometer werden im Normalbetrieb einmal täglich durch die Messanlage gemessen. Die Piezometer der G- und Standrohre der E-Reihe werden durch Einperlung durch dieselbe Messanlage täglich erfasst. Im Hochwasserfall besteht die Möglichkeit, das Messintervall zu erhöhen, so dass in einem zwei Stunden-Rhythmus aktuelle Messwerte vorliegen.

Die übrigen Piezometer und Grundwassermessstellen wurden bis zur Installation elektrischer Sonden 2011 einmal wöchentlich mit Lichtlot bzw. in der A-Reihe bis 2006 noch mit Schwimmer-Seil, danach ebenfalls manuell per Lichtlot gemessen. Unterhalb des Dammes befindet sich zudem eine Niederschlagsstation.

Eine Übersicht über die vorhandene Messausstattung gibt Tabelle 13.

Tabelle 13: Am Sylvensteinspeicher erhobene Messdaten zur Dammüberwachung

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Seewasserstand	1	kontinuierlich	5844	01.01.1996
Unterwasserstand GA-Kolksee	1	i.d.R. 2x/Woche	1038	02.01.1997
Unterwasserstand TW-Kolksee	1	i.d.R. 2x/Woche	1046	02.01.1997
Porenwasserdruck 1-31	29	täglich	5488	01.01.1996
Porenwasserdruck 32-48	17	täglich	4323	14.09.1999
Porenwasserdruck 49-52	4	täglich	1044	11.12.2008
Schrägpiezometer SCH45/SCH63	2	täglich	5712	01.01.1996
Standrohrpiezometer G-Reihe	3	täglich	4519	01.01.1996
Standrohre F-Reihe	7	i.d.R. 2x/Woche	779	10.01.2000
Standrohre V-Reihe	4	i.d.R. 2x/Woche	1157	02.01.1997
Standrohre E-Reihe	10	täglich	5430	01.01.1996
Standrohre/-piezometer B-Reihe	8	i.d.R. 1x/Woche	866	02.01.1997
Standrohre L-M-R	3	i.d.R. 2x/Woche	1224	02.01.1997
Standrohre A-Reihe	9	i.d.R. 1x/Woche	769	02.01.1997
Piezometer A-Reihe (PZ1, PZ2, PZ3)	3	i.d.R. 1x/Woche	953	02.01.1997
Niederschlag	1	kontinuierlich	5829	01.01.1996

Für die Auswertung wurden grundsätzlich Tagesmittelwerte bzw. die gemessenen Stichtagswerte verwendet.

7.2.2.3 Messfehler und Datenbereinigung

Während an den Standrohren und Piezometern wasser- und luftseitig des Kernes keine offensichtlichen Messfehler festzustellen waren, zeigten die Porenwasserdruckmessstellen durchaus auffällige Messwerte. Diese Auffälligkeiten waren zum einen gerätebedingt, z.B. durch Kondenswasser in der Messleitung sowie gelockerte Verschraubungen zwischen den Leitungsabschnitten oder klemmende Ventile am Drucksensor. Meist war eine zweifelsfreie Diagnose der Fehlerursache aufgrund der fehlenden Zugänglichkeit der Messstellen nicht möglich. Verstärkt betroffen waren hiervon die Porenwasserdruckgeber 4, 12 und 48.

Zum anderen wurden die Messwerte stark durch die umfangreichen Bohrmaßnahmen der Jahre 1999 (gesamter Damm; Erweiterung des Porenwasserdruckmesssystems), 2008 (Bereich Messprofil 3; Einbau von vier zusätzlichen Porenwasserdruckgebern) und 2009 (gesamter Damm; Erkundungsbohrungen zur Dammertüchtigung) beeinflusst. Für die statistische Analyse mussten in diesen Zeitbereichen zum Teil große Druckspitzen aus den Ganglinien entfernt werden. Andere, durch die Bohrmaßnahmen hervorgerufene, dauerhafte Veränderungen, wie z.B. die Verschiebung von Druckniveaus an einzelnen Messstellen, wurden nicht aus der Zeitreihe entfernt. Diese Effekte wurden mit Hilfe von binär kodierten Dummy-Variablen berücksichtigt.

Nicht ausgleichende Fehlmessungen verfälschen allerdings die Ganglinie des Wasserstandspegels am Grundausslasskolksee. Bis zum Jahr 2010 war der zugehörige Messschacht von einer dichten Tonpackung umgeben. Dies hatte einerseits zur Folge, dass der Pegelwert erst anzusteigen begann, sobald das Wasser von oben in den Messschacht gelang, da eine seitliche Zuströmung durch die umgebende Tonpackung verhindert wurde. Andererseits behinderte die Tonpackung im umgekehrten Fall auch die Entwässerung des Schachtes, so dass die Messstellen nach Beendigung hoher Speicherabgaben noch über einen längeren Zeitraum zu hohe Wasserstände anzeigte, als tatsächlich im Kolksee vorhanden waren. Erst 2010 wurde dieses Problem erkannt und behoben. Seitdem funktioniert die Messung zuverlässig.

Eine weitere ungewollte Beeinflussung zeigte sich auch an den Zeitreihen der Standrohre der E-Reihe. Bis zum 08. Dezember 2000 war die eingebaute Ausperlung auf einer Höhe von 722,09 mNN installiert. Somit konnten geringere Wasserstände, wie sie auch an den Zeitreihen der B-, L-M-R- und A-Reihe zu sehen sind, nicht aufgezeichnet werden. Seitdem die Einperlsonden um 0,59 m nach unten versetzt sind, können auch niedrigere Grundwasserstände bis 721,50 mNN messtechnisch erfasst werden.

7.2.3 Auswertung

7.2.3.1 Ermittlung der Reaktionszeiten – Korrelationsanalyse

Bei der Korrelationsanalyse der Porenwasserdruckgeber zeigen sich bereits deutliche Unterschiede zwischen den Gebern im Kern des Staudammes und den Messstellen in der Dammaufstandsfläche bzw. im Untergrund. Die Unterschiede zwischen Wasser- und Luftseite sind ebenfalls gut zu erkennen. Es fällt auf, dass die höchsten Korrelationen größtenteils an den wasserseitig im Kern befindlichen Gebern nachzuweisen sind. Auch der Schrägpiezometer SCH63 korreliert mit einem Koeffizienten von 0,97 stark mit dem Seewasserstand. Für die luftseitigen Geber konnten die höchsten Korrelationen im Messprofil 3 an den PWD-Messstellen 8, 9 und 10 ermittelt werden (Tabelle 14).

Tabelle 14: Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen mit dem Seewasserstand, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1996-2011 (Darstellung analog *Aufleger und Strobl (1996)*)

Mess- profile		7		6		5		4		3			2		1	
		BH14	BH7	BH6	K2	BH12	BH5	BH4	K1	BH10	BH3	BH3a	BH2	BH9	BH8	BH1
Einbauhöhe	740	0,97	0,57	0,82	0,22	0,96	0,34	0,81	0,27	0,92	-	0,53	0,95	0,26	0,86	0,69
	730	0,94	0,69	0,84	0,80	0,91	0,81	0,82	0,74	0,88	0,86	0,63	0,75	0,20	0,40	0,61
	720	0,97	0,68	0,91	0,82	0,99	-	0,92	0,90	0,94	0,90	0,68	0,84	0,79	0,63	SCH45
	710	-	-	0,96	-	0,95	0,92	0,95	-	0,87	0,87	0,58	0,79	0,70	0,97	SCH63

Auffällig ist außerdem, dass alle der im Jahr 1999 eingebauten Geber der Porenwasserdruckmessstränge BH12 und BH14 sehr stark mit dem Seewasserstand korrelieren. Dies betrifft auch die Geber im Kernbereich des Dammes.

Vergleichbare Ergebnisse lieferte die Untersuchung von *Aufleger und Strobl (1996)*. Im Rahmen dieser Untersuchung über die „Anpassung des Dichtungssystems im Zuge der Dammerhöhung“ wurden die Zeitreihen der Porenwasserdruckmessstellen von 1989 bis 1995 ausgewertet. Dabei konnten die höchsten Korrelationen ebenfalls im Untergrund der Talsperre nachgewiesen werden. Ähnlich wie bei den nun verwendeten Zeitreihen wurden auch damals die höchsten Korrelationskoeffizienten für das Messprofil 3 ermittelt, jedoch noch nicht derart ausgeprägt (Tabelle 15).

Tabelle 15: Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen mit dem Seewasserstand, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1989-1995 (*Aufleger und Strobl 1996*)

Mess- profile	7		6		5		4		3			2		1		
	BH14	BH7	BH6	K2	BH12	BH5	BH4	K1	BH10	BH3	BH3a	BH2	BH9	BH8	BH1	
Einbauhöhe	740	-	[0,24]	0,77	[0,21]	-	[0,09]	0,80	[0,14]	-	-	-	0,94	-	-	0,61
	730	-	0,65	0,88	0,83	-	0,68	0,85	[0,21]	-	0,75	-	0,61	-	-	0,86
	720	-	0,97	0,92	0,92	-	-	0,99	0,93	-	0,97	-	0,95	-	0,99	SCH45
	710	-	-	1,00	-	-	0,96	0,95	-	-	0,96	-	0,92	-	0,91	SCH63

Betrachtet man nun die errechneten Reaktionszeiten, so werden die Unterschiede zwischen den Gebern im Kern und denen in der Gründungsfuge bzw. im Untergrund noch deutlicher. Nahezu alle Geber in den Messhorizonten 720 mNN und 710 mNN reagieren ohne oder mit nur sehr geringer Zeitverzögerung auf Änderungen des Seewasserstandes. Im Vergleich dazu weisen die Geber im Kern deutlich längere Reaktionszeiten auf. Jedoch ist auch hier der Unterschied zwischen den zum Teil ebenfalls schnell reagierenden wasserseitigen und den deutlich später reagierenden luftseitigen Messstellen zu sehen. Die 1999 eingebauten wasserseitigen Geber der Stränge BH8, BH10, BH12 und BH14 reagieren zudem deutlich schneller als die Geber in den bereits deutlich früher eingebauten Strängen BH 4 und BH 6 (Tabelle 16).

Tabelle 16: Mittlere Reaktionszeit [in Tagen] der Porenwasserdruckmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1996-2011 (Darstellung analog *Aufleger und Strobl (1996)*)

Mess- profile	7		6		5		4		3			2		1		
	BH14	BH7	BH6	K2	BH12	BH5	BH4	K1	BH10	BH3	BH3a	BH2	BH9	BH8	BH1	
Einbauhöhe	740	2	62	27	58	1	87	30	42	3	-	40	3	33	2	43
	730	3	19	12	34	2	35	40	12	3	6	5	48	35	0	5
	720	0	0	1	6	0	-	0	1	0	0	0	0	0	0	SCH45
	710	-	-	0	-	0	0	0	-	0	0	0	0	0	0	SCH63

Die kurzen oder gar nicht vorhandenen Reaktionszeiten in der Dammaufstandsfläche und im Untergrund waren ebenfalls bereits in der Auswertung der Zeitreihe von 1989-1995 bei *Aufleger und Strobl (1996)* zu beobachten (Tabelle 17).

Tabelle 17: Mittlere Reaktionszeiten [in Tagen] der Porenwasserdruckmessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands, getrennt nach Messprofilen (Abbildung 60) sowie Wasser- (blau) und Luftseite für die Zeitreihe 1989-1995 (*Aufleger und Strobl 1996*)

Mess- profile	7		6		5		4		3			2		1	
	BH14	BH7	BH6	K2	BH12	BH5	BH4	K1	BH10	BH3	BH3a	BH2	BH9	BH8	BH1
Einbauhöhe	740	-	∞	38	∞	-	∞	31	∞	-	-	6	-	-	38
	730	-	14	21	24	-	36	29	∞	-	27	39	-	-	13
	720	-	0	1	4	-	-	0	0	-	0	0	-	0	SCH45
	710	-	-	0	-	-	0	0	-	0	-	0	-	0	SCH63

Die Analyse der Messwerte der Standrohre und Piezometer zeigt hingegen deutlich die Unterschiede zwischen Wasser- und Luftseite. Während die auf der wasserseitigen Berme angeordneten Piezometer der G-Reihe eine maximale Korrelation mit dem Seewasserstand von 1,0 aufweisen, zeigt sich luftseitig des Dichtkerns ein deutlich schwächerer Zusammenhang. Die Pegel der F-Reihe im luftseitigen Filter sowie die Pegel der V-Reihe mit ihrer Filterstrecke im Bereich der Sickerwasserwanne korrelieren mit Werten zwischen 0,3 und knapp über 0,4 nur schwach mit dem Oberwasserstand. Weiter in Richtung Luftseite zeigen auch die dort nacheinander angeordneten Standrohr- und Piezometerreihen (E-, B-, L-M-R- und A-Reihe) lediglich einen schwachen Zusammenhang mit dem Seewasserstand. Vielmehr scheinen die Grundwassermessstellen durch die Unterwasserstände in den Kolkseen beeinflusst zu sein (Abbildung

63). Die ermittelten Korrelationen können dabei zum Teil auch durch den Zusammenhang zwischen Einstau des Sees und gleichzeitig höheren Speicherabgaben bedingt sein.

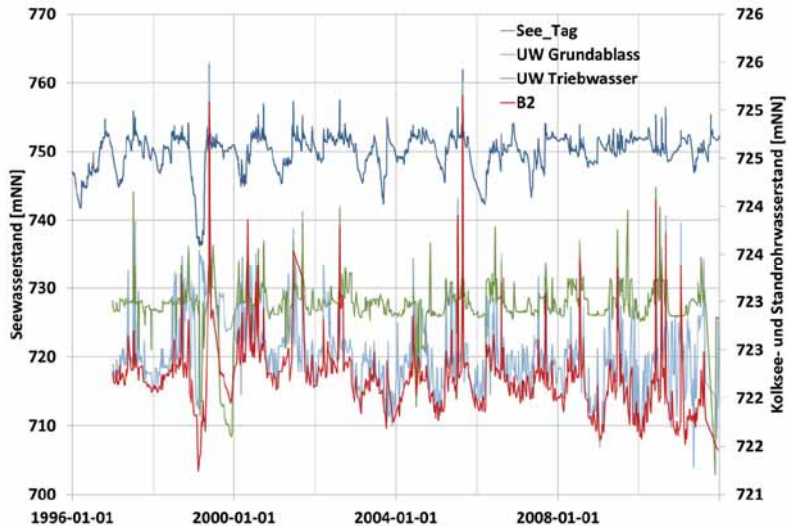


Abbildung 63: Durch die Unterwasserverhältnisse beeinflusste Standrohrwasserstände am Beispiel der Messstelle B2 (Abbildung 61)

Die ermittelten Reaktionszeiten verstärken die Annahme, dass zwischen dem Seewasserstand und den Messwerten auf der Luftseite nur ein schwacher Zusammenhang besteht. Lediglich an den Messstellen der G-Reihe herrscht kein Zeitversatz zwischen See- und Messwertänderung, was aufgrund ihrer Lage an der wasserseitigen Berme plausibel erscheint. An den luftseitigen Messstellen nimmt die Reaktionszeit mit der Entfernung vom Dammkern zu. Während die Reaktionszeit an den Messstellen der E-Reihe im Mittel 18 Tage beträgt, reagieren die Messstellen der B-, L-M-R- und A-Reihe im Mittel nach 21 bis 27 Tagen. Auffällig bei allen luftseitigen Pegelmessstellen ist allerdings, dass ab 2007 bzw. 2008 deutliche Zunahmen bei den Reaktionszeiten festzustellen ist. Dies liegt scheinbar am ab 2008 verwendeten Tagesmittelwert des Seewasserstandes. Bis 2008 liegt lediglich der 12-Uhr-Wert zur Auswertung vor. Bei den Korrelationskoeffizienten nimmt dadurch nur die Schwankungsbreite zwischen den Beobachtungsjahren ab.

Die Felspegel auf der Hennenköpfl- und der Sylvensteinseite (FH und FS) korrelieren ebenfalls mittel bis schwach mit dem Seewasserstand. Die stärksten Korrelationen an der Hennenköpflseite zeigen FH1 und FH3, mit Werten von 0,57 bzw. 0,68. Diese beiden Felsbohrungen befinden sich direkt an der linken Talflanke. Der Wasserspiegel in FH1 liegt aber mehrere Meter über dem Seewasserstand und ist somit wohl deutlich durch niederschlagsgespeiste Felsklüfte beeinflusst. Die beiden Messstellen im Dammbereich (FH2 und FH4) korrelieren mit 0,37 bzw. 0,41 deutlich schwächer. FH1, FH2 und FH3 reagieren mit einer Verzögerung von 14 bis 16

Tagen auf Änderungen des Seewasserstandes. Im Gegensatz dazu besitzt der, von der Kerndichtung am weitesten entfernte, FH4 eine Verzögerung von 26 Tagen. Damit reagiert die Messstelle ähnlich verzögert wie die luftseitigen Dammstandrohre.

Das einzige im Dammkern abgeteufte Standrohr H1A korreliert hingegen stark mit dem Oberwasserstand (0,82) und besitzt aufgrund seiner Lage eine entsprechend kurze Reaktionszeit von nur einem Tag.

7.2.3.2 Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen

7.2.3.2.1 Zu berücksichtigende äußere Einflüsse

Bereits die optische Sichtung der Zeitreihen macht deutlich, dass zur statistischen Analyse neben dem Seewasserstand eine größere Anzahl weiterer Einflüsse berücksichtigt werden muss. So gibt es, wie bereits erwähnt, einige Messstellen, die durch die zahlreichen Bohrmaßnahmen stark beeinflusst wurden. Daher werden die im Auswertzeitraum durchgeführten Bohrmaßnahmen 1999, 2008 und 2009 als binär kodierte Dummy-Variablen berücksichtigt. Auch die sechs Hochwasserereignisse, die die größten Stauhöhen hervorgerufen haben (1999, 2000, 2001, 2002, 2005, 2010), werden aufgrund der schnellen Seespiegelanstiege und den damit verbundenen Belastungen auf das Dammbauwerk als äußere Einflüsse in Form von Dummy-Variablen mit berücksichtigt. Zwei weitere Dummy-Variablen werden zur Analyse der Messwerte des Messprofils 1 (Abbildung 60) definiert. Die Variable MP1_04 soll grundsätzlich die auffällige Abhängigkeit von Oberflächenwasser ab 2004 abbilden. Durch die Variable Bau11 soll der Entfernung der Asphaltdecke auf der Dammkrone im Bereich dieses Messprofils während der Bauarbeiten im Jahr 2011, und damit dem noch verstärkten Einfluss von Oberflächenwasser Rechnung getragen werden. Eine Übersicht über die verwendeten Dummy-Variablen zeigt Tabelle 18.

Tabelle 18: Als Dummy-Variablen bei der Regressionsanalyse berücksichtigte Einzelereignisse

Ereignis	Variable	Berücksichtigt ab
Hochwasser 1999	HW99	21.05.1999
Hochwasser 2000	HW00	23.09.2000
Hochwasser 2001	HW01	20.06.2001
Hochwasser 2002	HW02	13.08.2002
Hochwasser 2005	HW05	24.08.2005
Hochwasser 2010	HW10	01.09.2010
Bohrkampagne 1999	Bohr99	07.07.1999
Bohrung 2008	Bohr08	21.11.2008
Bohrkampagne 2009	Bohr09	07.07.2009
Veränderung Messprofil 1 ab 2004	MP1_04	11.01.2004
Dammkronenverbreiterung 2011	Bau11	29.08.2011

7.2.3.2.2 Nachweis des Druckabbaus

Zur Überwachung des Dammbauwerks und der Kerndichtung stehen die Porenwasserdruckgeber in den Messhorizonten 740 und 730 mNN sowie die Standrohre im luftseitigen Filter (F-Reihe) und der Sickerwasserwanne (V-Reihe) zur Verfügung. Der Anschluss zwischen Kern und Untergrundabdichtung wird durch die Porenwasserdruckgeber im Messhorizont auf 720 mNN erfasst, der Untergrund durch die Geber auf 710 mNN. Zudem stehen zur Überwachung der Unterströmung die wasserseitigen Piezometer der G-Reihe und die luftseitigen Standrohre der E-, B-, L-M-R- und A-Reihe zur Verfügung (Abbildung 62). Da alle Porenwasserdruckgeber nachträglich in senkrechten Messsträngen mit jeweils drei oder vier Gebern eingebaut wurden, werden diese als eine Messeinheit betrachtet.

Die Auswertung der Porenwasserdruckgeber im Dammkern zeigt, dass mit diesen der Druckabbau über den Querschnitt gut nachvollzogen werden kann. Während der Seewasserstand auf die wasserseitig installierten Messstellen noch einen großen Einfluss von zum Teil knapp 90 % besitzt, ist für die luftseitigen Geber eine deutliche Reduktion nachzuweisen. So herrscht im Messhorizont 740 NN an den luftseitigen Geber nur noch ein Restdruck von unter 1 %. Lediglich im Messprofil 1 ist mit 10 % noch ein höherer Einfluss vorhanden (Abbildung 64).

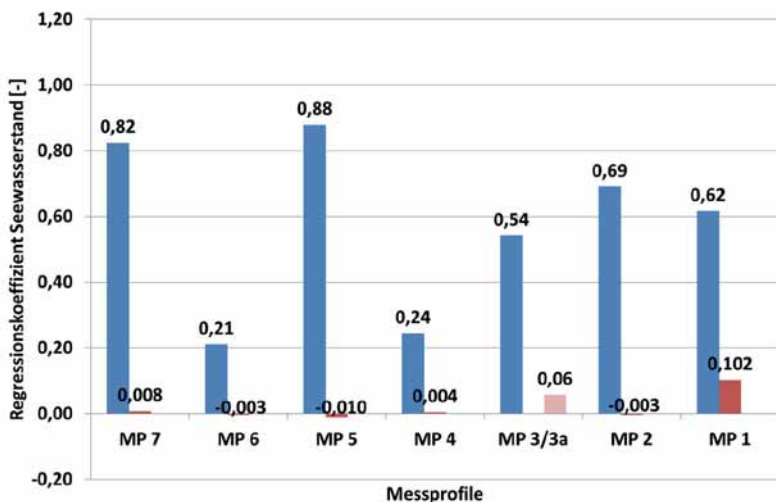


Abbildung 64: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 740 mNN je PWD-Messprofil

Für den zehn Meter tiefer liegenden Messhorizont 730 mNN konnten luftseitig Restdrücke bis 13 % ermittelt werden, nur im Messprofil 6 ist der Einfluss des Sees mit 21 % noch höher. Als Bestätigung der Ergebnisse der Korrelationsanalyse zeigt sich auch hier, dass die 1999 installierten wasserseitigen Geberstränge der Messprofile 3, 5 und 7 welche die höchste Beeinflussung durch den Seewasserstand aufweisen (Abbildung 65).

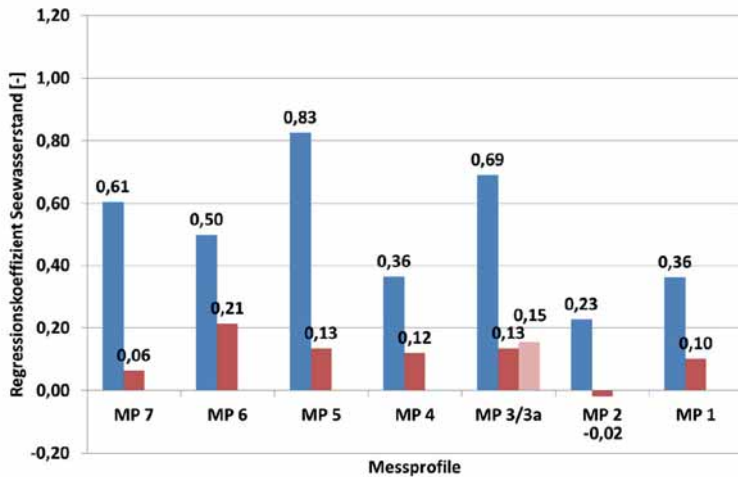


Abbildung 65: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 730 mNN je PWD-Messprofil

Im Bereich der Kernaufstandsfläche auf 720 mNN ist mit Ausnahme des Messprofils 5 (defekter luftseitiger Druckgeber) an allen Profilen der Vergleich von wasser- zu luftseitigen Gebern möglich und der Druckabbau ebenfalls gut nachvollziehbar. Auch hier zeigt sich wieder, dass die wasserseitigen Geber der Messprofile 3, 5 und 7 mit zum Teil über 80 % etwa doppelt so stark durch den Seewasserstand beeinflusst werden als der entsprechende Geber im Messprofil 4 (40 %). Im Vergleich zu den Messprofilen 2 und 6 (21 % bzw. 22 %) ist der Einfluss nahezu viermal so groß. Dies legt den Schluss nahe, dass der hohe Druck an diesen Messstellen eventuell auf einbaubedingte Anomalien zurückzuführen ist. Die luftseitigen Restdrücke bewegen sich zwischen 16 % (Messprofil 4) und 27 % (Messprofil 3) (Abbildung 66).

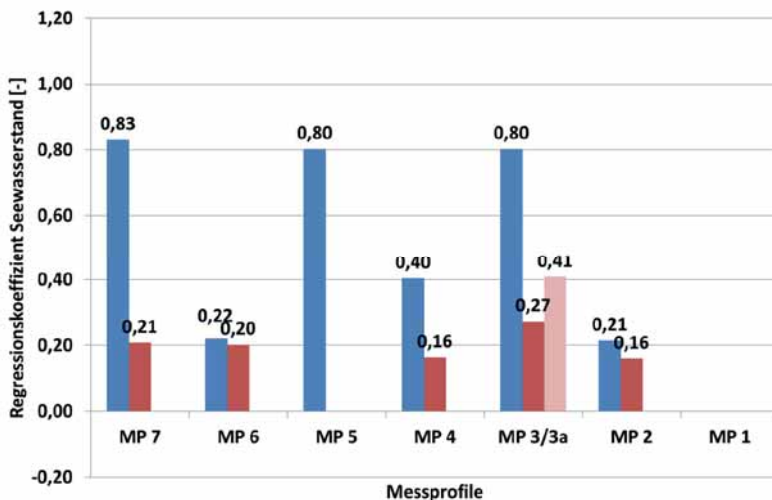


Abbildung 66: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 720 mNN je PWD-Messprofil

Im Messhorizont 710 mNN sind nur drei luftseitige Porenwasserdruckmessstellen vorhanden. Daher kann für die Messprofile 6 und 4 mit den höchsten wasserseitigen Drücken keine Aussage über den Druckabbau getroffen werden. In den Messprofilen 2, 3 und 5 hingegen sind auch in dieser Tiefe luftseitige Porenwasserdruckgeber installiert. Während in den Messprofilen 3 und 5 die wasserseitigen Geber Restdrücke von etwa 67 % anzeigen, sind an den weiter luftseitig gelegenen Gebern noch 34 % (Messprofil 3) bzw. 28 % (Messprofil 5) des Seedruckes vorhanden. Im Gegensatz dazu weist das Messprofil 2 mit 12 % an der Wasser- und lediglich 8 % an der Luftseite den mit Abstand geringsten Einfluss des Seewasserstandes auf (Abbildung 67).

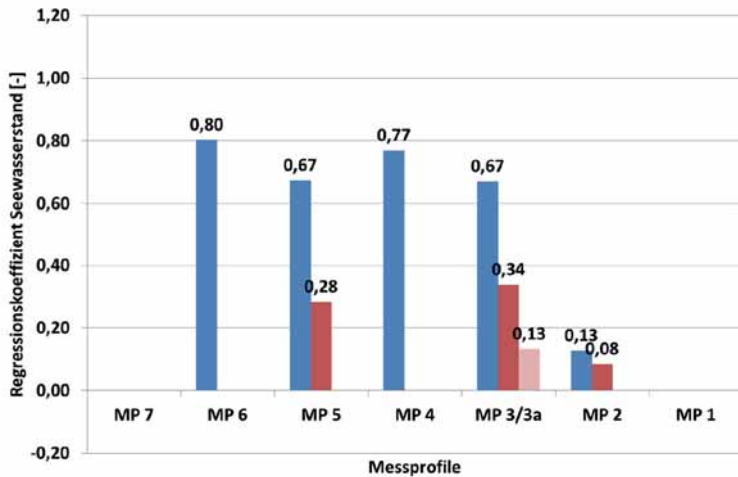


Abbildung 67: Druckabbau von der Wasser- (blau) zur Luftseite (rot) im Messhorizont 710 mNN je PWD-Messprofil

Eine Besonderheit stellen die Ergebnisse im Messprofil 3a dar, dessen vier Geber Ende 2008 zur Verifizierung des luftseitigen Geberstranges im Messprofil 3 eingebracht wurden. Die für die statistische Analyse zur Verfügung stehende Zeitreihe ist daher weitaus kürzer. Schon bei der Betrachtung der Ganglinien im Kern wird deutlich, dass die Stabilisierung der Messwerte zum Teil erst ab Mitte 2010, also etwa eineinhalb Jahre später eingetreten ist (Abbildung 68).

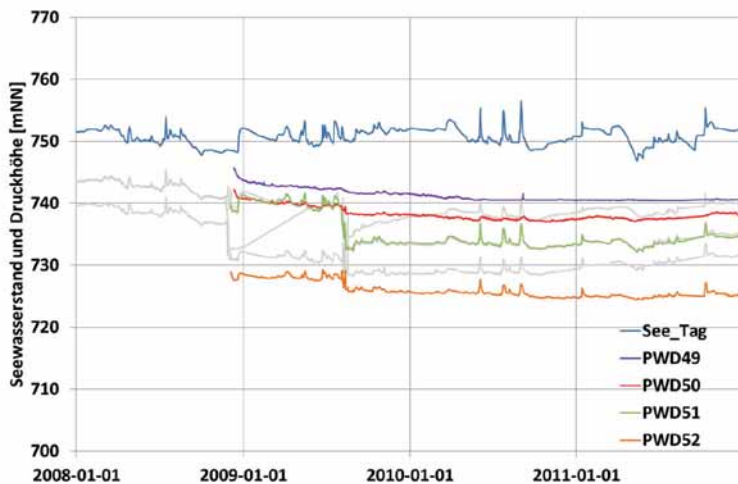


Abbildung 68: Druckverläufe an den vier zusätzlich eingebauten PWD-Gebern im Messprofil 3a (in grau die im Messprofil 3 vorhandenen luftseitigen Geber 8, 9 und 10)

Am Geber 49 auf 740 mNN ist seitdem nahezu keine Reaktion auf Schwankungen des Stauspiegels zu beobachten. Daher ist der ermittelte Restdruck von 5,7 % mit einer gewissen Unsicherheit behaftet, ebenso der für Geber 50 auf 730 mNN ermittelte Restdruck von 15 %. In der Dammaufstandsfläche und im Untergrund zeigen die Ganglinien hingegen plausible Verläufe, so dass die ermittelten Restdrücke von ca. 40 % in der Dammaufstandsfläche bzw. 13 % im Untergrund durchaus als realistisch und zugleich als Indiz für die vermutete Inhomogenität dieses Bereichs gewertet werden können.

Im Gegensatz dazu ist an den luftseitigen Standrohren nahezu kein Einfluss des Oberwasserstandes mehr statistisch nachzuweisen. Einzige Ausnahme bildet das Standrohr F7 im luftseitigen Filter (orographisch links), für das ein Einfluss in Höhe von 11 % ermittelt werden konnte. Dies liegt scheinbar an einer deutlich zeitverzögerten Be- und vor allem Entwässerung von Oberflächenwasser, ebenso am Standrohr F6. Keine der weiteren umliegenden Messstellen lässt hier eine Leckage des Kerns vermuten. Weiter in Richtung Sylvensteinseite (orographisch rechts) nimmt der Einfluss kontinuierlich bis auf unter 1 % ab (Abbildung 69). Auch für die Messstellen der V-Reihe konnte nur ein minimaler Einfluss des Seewasserstandes von unter 2 % auf die Wasserstände in der Sickerwasserwanne am Fuße des Filters ermittelt werden.

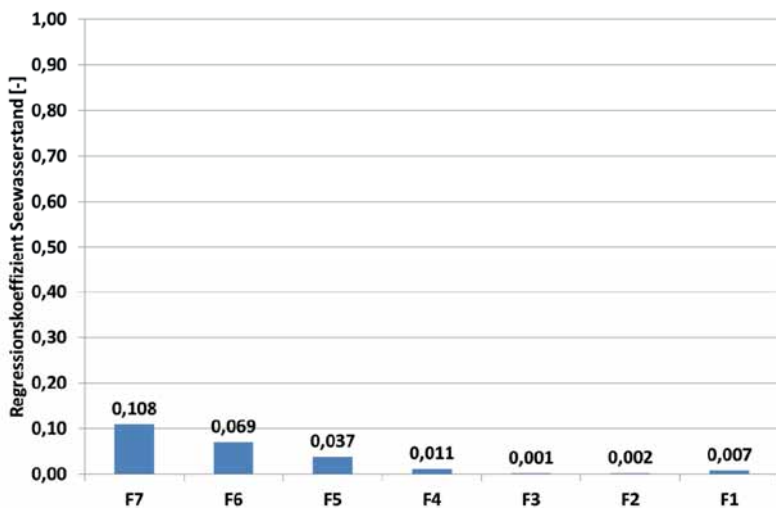


Abbildung 69: Einfluss des Seewasserstandes auf die Standrohre im luftseitigen Filter

Die Wasserspiegel in den Standrohren der E-Reihe werden bereits stark durch andere Einflüsse beherrscht. Während der errechnete Einfluss des Oberwasserstandes zwischen 1,8 und 2,7 % liegt, dominieren die Einflüsse der Wasserstände in den beiden Kolkseen unterhalb des Staudammes. Der Regressionskoeffizient des Grundausslasskolksees auf die gemessenen Wasserstände bewegt sich zwischen 0,45 und 0,50. Der Koeffizient für den Einfluss des Triebwasserkolksees liegt mit Werten zwischen 0,50 und 0,52 etwas höher. Es sei aber nochmals darauf

hingewiesen, dass am Wasserstandspegel des Grundausslasskolksees bis 2010 keine belastbaren Werte erhoben wurden.

Ein vergleichbares Bild zeigen die Ergebnisse für die Grundwassermessstellen der B-Reihe. Hier liegt der Einfluss des Oberwasserstandes im Bereich zwischen 2,6 und 2,9 %, während ebenfalls die Unterwasserverhältnisse dominieren. Wie es auch aufgrund der Lage der Messstellen zu erwarten ist, nimmt der Einfluss des Grundausslasskolksees von orographisch links nach orographisch rechts von etwa 48 % und 42 % ab, während der Einfluss des Triebwasserkolksees von 50 % auf mehr als 55 % zunimmt (Abbildung 70).

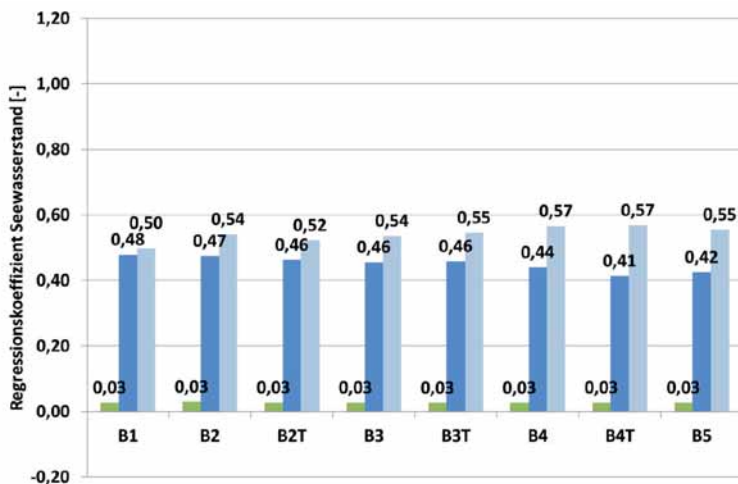


Abbildung 70: Beeinflussung der luftseitigen Standrohre durch die Wasserstände im See (grün), im Grundausslass- (dunkelblau) und Triebwasserkolksee (hellblau) am Beispiel der B-Reihe

Ähnliche Ergebnisse können für die Messstellen der L-M-R- und der A-Reihe ermittelt werden. Während der Einfluss des Seewasserstandes nur bei maximal etwa 3 % liegt (L-M-R), dominiert das Unterwassergeschehen die Messwerte. Auch an allen diesen Messstellen nimmt der Einfluss des Grundausslasskolksees mit zunehmender Entfernung ab und zugleich der Einfluss des Triebwasserkolksees zu.

Die Ergebnisse für die Felsbohrungen an der linken Talflanke zeigen ebenfalls nur einen geringen Einfluss des Sees bis maximal 5 % (FH4). An der rechten Talflanke unterliegt FS2 mit etwa 13 % der größten Beeinflussung durch den See. Aufgrund der Ganglinie der Messstelle und der minderen Güte des Regressionsmodells wirkt der errechnete Einfluss aber weit überschätzt. Die Ganglinie deutet eher auf eine über die Felsklüfte stattfindende Niederschlagsbeeinflussung hin, mit anschließender langsamer Entwässerung der Bohrung. Der für die Messstelle H1A im Dammkern ermittelte Restdruck von etwa 14 % erscheint hingegen plausibel.

Unterschiedlich stark sind die Einflüsse der großen Hochwasserereignisse und der Bohrmaßnahmen am Damm auf die Porenwasserdrücke und die Standrohrwasserspiegel. Am stärksten waren die Druckanstiege im luftseitigen Messprofi 3 als direkte Folge der Bohrkampagne 1999. Dort nahmen die Drücke während des Bohrens schlagartig um bis zu 15 m zu. Das Ergebnis der Regressionsanalyse zeigt jedoch, dass nahezu alle Messstellen von den zahlreichen Bohrungen sowie den Hochwasserereignissen beeinflusst wurden. Als Beispiel dient hier der PWD 13, dessen Druckverlauf sich ebenfalls nach den Bohrarbeiten 1999 deutlich verändert hat (Abbildung 71).

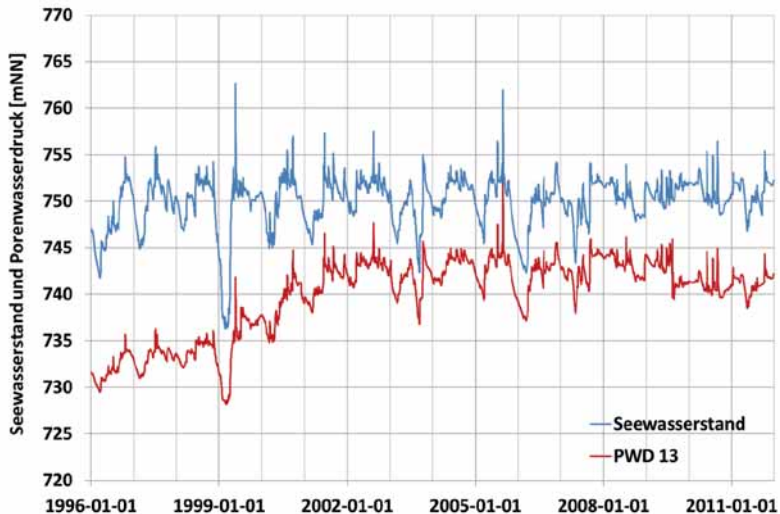


Abbildung 71: Veränderung des Druckniveaus am PWD 13 ab den Bohrarbeiten 1999 (Bauer und Haug 2014)

Durch die Berücksichtigung dieser Einzelereignisse bei der Regressionsanalyse in Form von Dummy-Variablen kann nachgewiesen werden, inwieweit das Verhalten des Porenwasserdruckgebers durch derartige Eingriffe beeinflusst wurde. Es zeigt sich, dass die Messstelle seit der Bohrkampagne 1999 deutlich stärker auf Änderungen des Seewasserstandes reagiert als noch zuvor. In der Spitze liegen diese Druckerhöhungen bei knapp 5,7 m (Abbildung 72). Dies und die Tatsache, dass Veränderungen des Sees weiterhin deutlich an der Messstelle nachvollzogen werden können, deuten darauf hin, dass das Gefüge des Dichtkerns im Bereich dieser Messstelle durch die Bohrarbeiten nachhaltig verändert wurde.

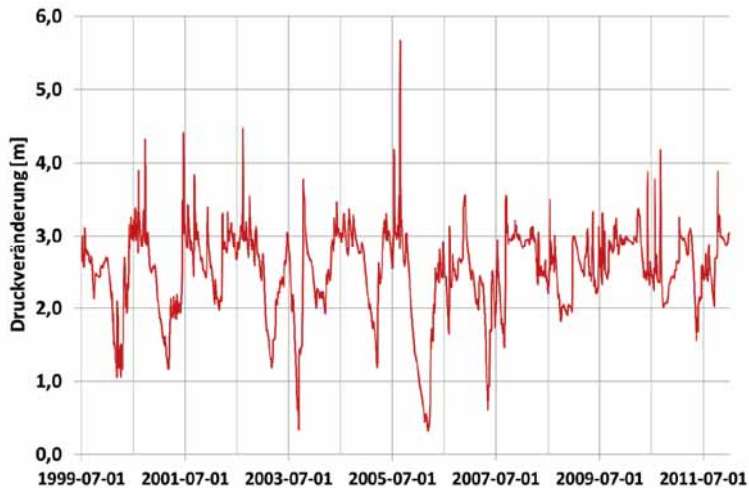


Abbildung 72: Veränderung der Druckverhältnisse am PWD 13 nach der Bohrkampagne 1999 (Bauer und Haug 2014)

7.2.3.2.3 Zeitlicher Trend der Messstellen

Die Porenwasserdrücke im Kern des Sylvensteindammes zeigen sowohl wasser- als auch luftseitig eine über die Jahre steigende Tendenz. Die Ausnahme bilden lediglich zwei Geber. Die stark auf Oberflächenwasser reagierende Messstelle 33 (auf 730 mNN wasserseitig im Messprofil 1) sowie der PWD 27 (auf 730 mNN luftseitig im Messprofil 4) zeigen eine stete Druckverringering.

In der Dammaufstandsfläche und im Untergrund ist die zeitliche Entwicklung nicht so eindeutig. Hier können sowohl Druckanstiege als auch Druckverringeringungen registriert werden. Die errechneten Druckzunahmen bewegen sich in einem ähnlichen Bereich wie innerhalb des Dammkernes. Dies spricht für die Inhomogenität des Bereiches, der durch die ursprüngliche Dichtungsschürze und die über die Jahre durchgeführten zahlreichen Injektionen und Bohrungen keine definierte Struktur mehr zu haben scheint. Einen Beleg hierfür liefert die Tatsache, dass neben dem PWD 13 fünf weitere Messstellen nach Bohrkampagnen bzw. Hochwasserereignissen ihr Verhalten unverkennbar verändert haben und zum Teil deutlich stärkere mittlere Druckanstiege aufweisen als vor dem jeweiligen Ereignis (Tabelle 19).

Tabelle 19: Änderung der zeitlichen Abhängigkeit der Dammmessstellen aufgrund äußerer Einwirkungen

Messstelle	Ereignis	Mittlerer jährlicher Anstieg bis Ereignis [m/Jahr]	Mittlerer jährlicher Anstieg nach Ereignis [m/Jahr]
PWD 6	Bohrkampagne 2009	+ 0,015	+ 0,95
PWD 18	Bohrkampagne 1999	+ 0,23	+ 0,18
PWD 21	Bohrkampagne 1999	+ 0,16	+ 0,28
PWD 25	Hochwasser 2005	- 0,15	+ 0,19
SCH45	Hochwasser 2005	- 0,04	+ 0,55

Aufgrund dieser Ergebnisse kann man davon ausgehen, dass die durchgeführten Bohrmaßnahmen, aber auch die Hochwasserereignisse im Bereich der Dammaufstandsfläche und im Untergrund zumindest punktuelle Veränderungen bewirkt haben, die an den Messstellen nachvollzogen werden können.

Die zeitliche Entwicklung der Messwerte an den luftseitigen Grundwassermessstellen und Piezometern ist dahingegen nahezu einheitlich. Mit Ausnahme des Pegels F7, der keinem Trend unterliegt, und V1, der einen minimalen Anstieg ($< 3 \text{ mm/Jahr}$) aufweist, zeigen alle Messstellen über die Jahre abnehmende Pegelstände. Bei den Pegeln der E-Reihe ist dies zunächst darauf zurückzuführen, dass die Einperlsonden im Dezember 2000 um 59 cm tiefer eingebaut wurden als bis dahin. So konnten ab diesem Zeitpunkt auch niedrigere Wasserstände erfasst werden. Die Ganglinien sind vergleichbar mit denen der weiteren luftseitigen Standrohre.

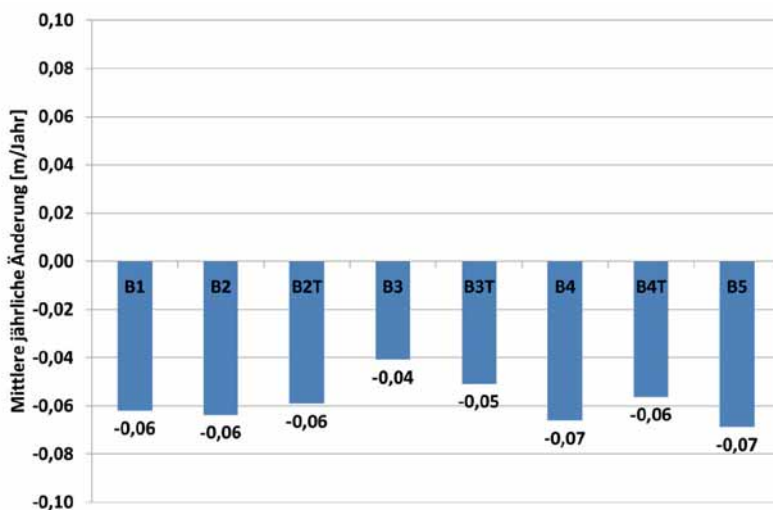


Abbildung 73: Zeitliche Entwicklung der luftseitigen Standrohrwasserstände am Beispiel der B-Reihe

Der wesentliche Einflussfaktor auf die zeitliche Entwicklung der luftseitigen Pegel und Piezometer ist die Entwicklung der Unterwasserverhältnisse. Durch seine Anordnung im Haupt-

schluss der Isar wirkt der Sylvensteinspeicher als großer Geschieberückhalt. Demzufolge gibt es in der Gewässerstrecke unterhalb des Staudammes ein Geschiebedefizit, das zu einer ausgeprägten Erosion der Flusssohle führt. Die Tendenz sinkender Wasserstände ist daher nicht nur an den luftseitigen Dammmessstellen zu beobachten. Am Oberflächenabflusspegel Sylvenstein/Isar, etwa 200 m unterhalb des Dammes, sowie an der Grundwassermessstelle LEN-1 im, gegenüber des Isarpegels gelegenen, Vorland kann man vergleichbar abnehmende Trends feststellen.

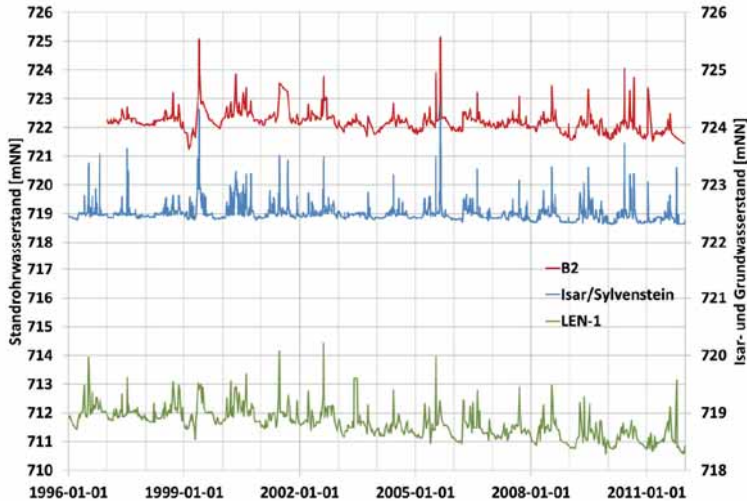


Abbildung 74: Abnehmende Isar- und Grundwasserstände (am Beispiel LEN-1) unterhalb des Sylvensteindammes

Eine Betrachtung der regelmäßig aufgenommenen Querprofile der Isar zwischen Flusskilometer 223,6 und 224,0, direkt unterhalb der Talsperre, zeigt die Tiefenerosion der Flusssohle ebenso deutlich und bestätigt diese Annahme. Das Problem der starken Beeinflussung der Messwerte wurde schon wenige Jahre nach der Inbetriebnahme der Talsperre erkannt. Um die Unterwasserverhältnisse zu stabilisieren und eine Vergleichbarkeit der Pegelmessungen zur Bewertung der Standsicherheit des Dammes zu erreichen, wurden im Juni 1966 an den beiden Kolkseausläufen Schwellen aus Steinwurf errichtet. So sollten in den Kolkseen annähernd konstante und damit über die Jahre vergleichbare Wasserstandsverhältnisse bewahrt werden. Im Dezember 1971 wurden die Schwellen zusätzlich durch das Einbringen von je einer Spundwandreihe in ihrer Höhe fixiert. Die Tiefenerosion der Flusssohle unterhalb der Schwellen und der damit verbundene sinkende Wasserspiegel der Isar konnte dadurch aber nicht aufgehalten werden. Ebenso wenig wurde dadurch eine Stabilisierung der Standrohrmesswerte erreicht.

Ein weiterer Faktor mit Auswirkungen auf alle luftseitig angeordneten Pegel und Piezometer war die Inbetriebnahme des zweiten Wasserkraftwerkes. Ab Ende 2002 konnte das neu gebaute zusätzliche Kraftwerk nahezu störungsfrei arbeiten. Als Folge davon konnte auch im Revi-

sionsfall eines Kraftwerks das Wasser über das zweite Kraftwerk und somit über den Triebwasserkolksee abgefahren werden. Im Umkehrschluss bedeutet das, dass der Grundablass und der zugehörige Kolksee seltener beaufschlagt wurden. In Verbindung mit der Erosion der Flusssohle sinken in der Folge auch dort die Wasserstände deutlich weiter ab, was dann zu einem Absinken der Standrohrwasserspiegel führt.

Zusätzlich verstärkt wird dieser Trend ab Mitte 2008 durch die Änderung der Bewirtschaftung der Talsperre. Bis 2008 wurde der Sylvensteinsee im Winter regelmäßig um 5 bis 10 m abgesenkt. Die Folge davon waren höhere Speicherabgaben und damit höhere Unterwasserstände während der wasserarmen Wintermonate. Seit dem Winter 2008/2009 wird auf winterliche Seeabsenkung verzichtet, weshalb auch in den Wintermonaten zum Teil nur sehr geringe Speicherabgaben an die Isar weitergegeben werden. Entsprechend niedriger sind demzufolge die Unterwasserstände.

Rückschlüsse auf eine Verschlechterung oder gar Verbesserung der Dichtwirkung der Dammkerns und der Dichtungsschürze sind daher durch die Betrachtung der Trends der Standrohrmessstellen nicht zu gewinnen.

Die Felspegel zeigen beidseits ansteigende Werte, wobei dieser Trend an der rechten Talflanke stärker ausgeprägt ist als an der linken. Die stärkste Zunahme zeigt sich für FS 3, der jedoch genau wie FS 2 stark von Tagwasserzutritten beeinflusst wird. Ob die ansteigenden Trends aus einer Zunahme der Umströmung resultieren oder durch die abnehmende Entwässerungsfähigkeit der Felsklüfte, kann auf Grundlage der Ergebnisse nicht beurteilt werden.

7.2.4 Messergebnisse während des Schlitzwandbaus 2012

Im Zuge der von 2011 bis 2015 durchgeführten Ertüchtigung des Sylvensteindammes wurde im Jahr 2012 eine 70 m tiefe 2-Phasen-Schlitzwand als neues Dichtungselement in den Damm und den Untergrund eingebaut. Diese liegt talwärts zur Dammlängsachse verschoben in der Achse der luftseitigen Porenwasserdruckgeber und besteht aus insgesamt 62 Lamellen (Abbildung 75).

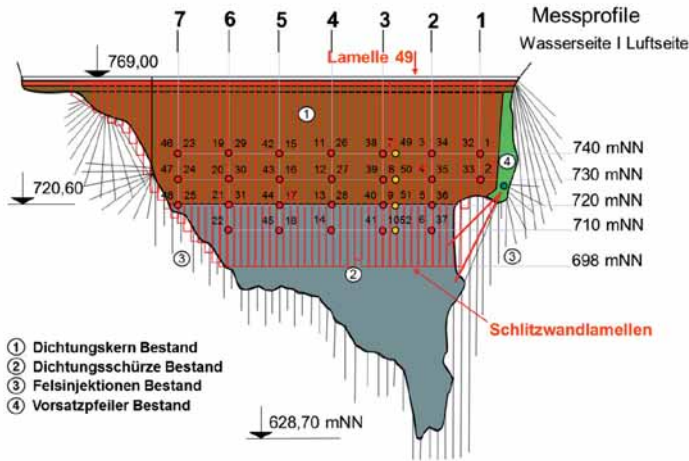


Abbildung 75: Schematische Darstellung der Schlitzwand mit Lamelleneinteilung

Zur besseren Überwachung der Auswirkungen dieses massiven Eingriffs in das Dammbauwerk wurde die Messfrequenz der Porenwasserdruckgeber für die Dauer der Arbeiten auf einen 2-Stunden-Rhythmus eingestellt. Da die Leitungstrasse der Porenwasserdruckgeber zu Beginn des Schlitzwandbaus kurzfristig mehrmals umgelegt werden musste, wurden die Porenwasserdrücke in den ersten beiden Wochen nicht erfasst. Die potenziellen Auswirkungen der in dieser Zeit bereits erstellten Schlitzwandlamellen sind folglich nicht beobachtet worden.

Um eine zusätzliche Sicherheit für den Fall einer Havarie zu gewährleisten, wurde der See für die Bauzeit zudem um etwa 5 m abgesenkt. Somit befand sich der Seewasserstand nahezu konstant auf einer mittleren Höhe von 744,75 mNN.

Es zeigte sich, dass die bereits bei der statistischen Analyse festgestellten Unterschiede zwischen den Porenwasserdruckgebern im Kern und denen in der Kernaufstandsfläche bzw. im Untergrund des Dammes, auch bei der Dichtwandherstellung zu beobachten waren. Die Porenwasserdruckgeber im Kern, insbesondere die wasserseitigen, registrierten einen Großteil der erstellten Lamellen kaum. Sie detektierten überwiegend keine oder nur unwesentliche Druckanstiege. Lediglich die direkt im jeweiligen Messprofil hergestellte Schlitzwandlamelle und deren direkte Nachbarlamellen wurden durch nennenswerte Druckanstiege registriert.

Evident ist folgende Beobachtung: An den luftseitigen PWD-Gebern im Kern, die sich jeweils direkt in der Achse der Schlitzwand befanden, wurden lediglich die unmittelbaren Nachbarlamellen durch hohe Anstiege von bis zu 20 m registriert, bevor die jeweiligen Porenwasserdruckgeber durch den Schlitzwandaushub zerstört wurden. Weiter entfernte Lamellen wurden nicht registriert. In den Messprofilen 5 und 6 wurden die luftseitigen Geber bereits kurz nach Wiederinbetriebnahme der Messanlage im Mai 2012 zerstört, sodass die Überwachung in die-

sen Bereichen nur noch von der Wasserseite aus möglich war. Markante Druckveränderungen waren dort nicht zu verzeichnen.

Ein anderes Verhalten konnte im Übergangsbereich zwischen Kern und Untergrund und in der Dichtungsschürze selbst, also in den beiden unteren Messhorizonten, beobachtet werden. Dort wurden zum Teil markante Druckanstiege registriert. Entgegen der Situation im Kern des Dammes wurde hier auch die Herstellung weiter entfernt liegender Lamellen deutlich registriert. Auffällig war, dass mit zunehmender Vervollständigung der Schlitzwand eine stete Zunahme des wasserseitigen Druckniveaus im Untergrund beobachtet werden konnte. Das Messprofil 2, das über der tiefsten Stelle der alluvialen Schotterrinne liegt, zeigte dabei die größte Druckentwicklung: Dort wurden sowohl die höchsten Druckspitzen registriert, als auch ein klar erkennbares, mit jeder Lamelle fortschreitendes Ansteigen des wasserseitigen Druckniveaus. Letztendlich näherten sich die Drücke dem Oberwasserstand im Staubecken an.

Ein Vergleich der Porenwasserdruckgeber 5 und 6 mit den benachbarten Gebern 40 und 41 im Messprofil 3 zeigt - in Abhängigkeit der Entfernung der jeweiligen Lamelle zur Messstelle - deutlich die größere Empfindlichkeit des Messprofils 2 gegenüber den aufgetragenen Drücken (Abbildung 76).

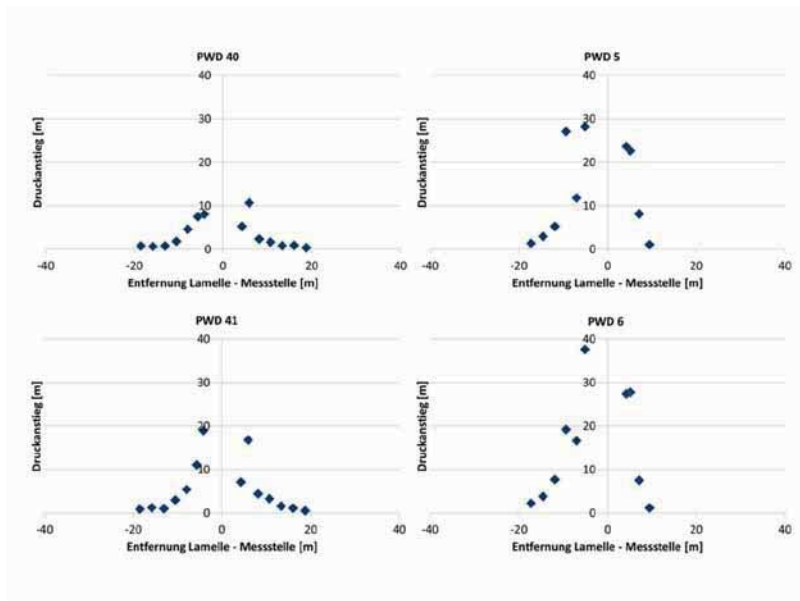


Abbildung 76: Vergleich der Druckanstiege der PWD-Geber 40 und 41 (Messprofil 3) mit den Gebern 5 und 6 (Messprofil 2) während des Schlitzwandbaus (Bauer et al. 2013)

Im weiteren Fortgang des Schlitzwandbaus zeigten die Porenwasserdrücke im Kern des Staubeckens die erwarteten Verläufe: An den wasserseitigen Porenwasserdruckgebern der Messprofile 2 bis 7 waren nur geringe oder keine Reaktion auf die Schlitzwandarbeiten festzu-

stellen. Auch die direkt in der Schlitzwandachse liegenden Geber der Luftseite registrierten den Bau entfernt liegender Lamellen nicht oder nur schwach. Direkt an das Messprofil grenzende Lamellen wurden verzögert und stark gedämpft erfasst. Der Abbau des durch die Stützsuspension aufgebracht Drucks verlief deutlich langsamer als der vorangehende Druckanstieg. Dies lässt auf eine gute Dichtwirkung des vorhandenen Kernes schließen. Auffällig war auch das Verhalten der luftseitigen Geber im Kern des Messprofils 2 vor deren Zerstörung. Anders als bei den übrigen Messprofilen war hier eine wesentlich stärkere Reaktion auf den Schlitzwandbau zu beobachten. Dies lässt eine deutlich schlechtere Wirkung des Dichtsystems in diesem Übergangsbereich zwischen Fels und alluvialen Schottern vermuten.

Auch hier zeigte die Entwicklung der Porenwasserdrücke im Bereich der Dammaufstandsfläche sowie in der eigentlichen Dichtungsschürze deutliche Unterschiede zu den Gebern im Kern. Selbst relativ weit entfernte Lamellen wurden durch deutliche Druckanstiege an den Porenwasserdruckgebern in der Gründungsebene registriert. Das deutet darauf hin, dass unterhalb des geschütteten Damms eine Querverteilung der durch die Stützsuspension eingebrachten Drücke stattgefunden hat, die sich, sowohl wasser- als auch luftseitig über mehrere Messprofile hinweg erstrecken konnte. Betrachtet man z. B. den Herstellungsprozess von Lamelle 49 zwischen Messprofil 2 und 3 (Abbildung 75), so wurden die Arbeiten an den wasserseitigen Gebern des Messprofils 2 mit Druckanstiegen von bis zu 28 m registriert, am Messprofil 3 mit Druckanstiegen bis 3,3 m und am Messprofil 4 mit bis zu 3,8 m.

Wie die Messdaten außerdem zeigen, stehen diese steilen Porenwasserdruckanstiege im Gründungsbereich des Staudammes in direktem Zusammenhang mit dem Moment des Durchstoßens der Dammaufstandsfläche beim Aushub bzw. Fräsen einer Schlitzwandlamelle. Anders als im Kernbereich war hier zudem ein deutlich schnellerer Abbau der aufgebracht Drücke zu beobachten. In der Summe deuten alle diese Reaktionen verstärkt auf das schon länger vermutete Vorhandensein einer Schwächezone im Bereich der Gründungsfuge des Dammkerns hin.

Von großer Wichtigkeit bei der Bewertung der Qualität der Porenwasserdruckmessungen ist aber folgende Beobachtung: Mit Fertigstellung der Dichtwand und Wiederaufbau des Speichersees konnte an allen wasserseitig verbliebenen Porenwasserdruckgebern ein sukzessives Ansteigen der Drücke gemessen werden. Die Porenwasserdrücke aller Messhorizonte näherten sich an den Seewasserstand an, wie es wasserseitig eines homogenen und funktionierenden Dichtungselementes zu erwarten war (Abbildung 77). Dies spricht zum einen für die korrekte Funktionsfähigkeit der eingebauten Porenwasserdruckgeber, zum anderen ist diese Beobachtung ein deutliches Indiz für den Erfolg der Dichtwandarbeiten am Sylvensteindamm (Bauer et al. 2013).

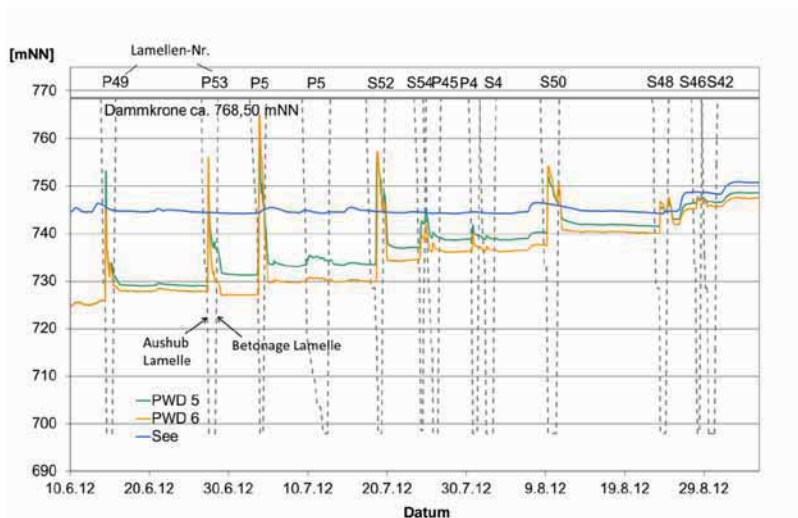


Abbildung 77: Sukzessives Ansteigen der wasserseitigen Drücke während des Schlitzwandbaus beispielhaft für die PWD-Geber 5 und 6 im Messprofil 2 (Bauer et al. 2013)

An allen anderen hydrometrischen Messstellen zur Dammüberwachung wurden keine Auswirkungen der Schlitzwandarbeiten beobachtet.

7.2.5 Weiterführende Überlegungen

Mit dem Abschluss der Ertüchtigungsmaßnahme Ende 2015 besitzt der Sylvensteindamm eine neue Dichtung in Form einer Zwei-Phasen-Schlitzwand. Diese reicht durch den gesamten Damm bis etwa 22 m in den eiszeitlichen Untergrund (bis etwa 698,00 mNN). Luftseitig davon wurden neben einem neuen Sickerwassersammelstollen 54 Drainagepfähle eingebaut. Diese wurden von der Dammkrone etwa 40 m tief nach unten gebohrt und über Horizontalbohrungen vom Sickerwasserstollen aus an diesen angeschlossen. Somit ist am Sylvensteindamm nach Jahrzehnten wieder die Fassung und Messung von Sickerwasserabflüssen möglich. Durch die Aufteilung auf 54 Einzelpfähle können mögliche Leckagen zudem schnell lokalisiert werden. Die Kontrollierbarkeit des Dammes ist dadurch deutlich verbessert worden. Dennoch verbleiben weiterhin zwei Defizite bei der Dammüberwachung.

Die Unterkante der Sickerpfähle befindet sich etwa auf 726 mNN, also ca. 6 m über der Dammgründungsebene. Weiter unterhalb befinden sich derzeit nur noch die wasserseitigen Porenwasserdruckgeber auf 720 mNN und 710 mNN sowie ein Piezometer, der vom Vorsatzpfeiler aus schräg in den Untergrund unter die Dichtwand reicht (Abbildung 75). Somit kann fast der gesamte Bereich unter 710 mNN aktuell nur durch die vorhandenen Standrohre überwacht werden. Somit stellt sich die Frage, wie bzw. ob zukünftig schnell ablaufende Schadensfälle im Bereich der Dammgründung in angemessener Zeit erkannt werden können.

Es böte sich natürlich an, den neuen Sickerwasserstollen als Ausgangspunkt für den Einbau weiterer Messstellen zu nutzen. Dabei gilt es, den zu erwartenden Erkenntnisgewinn mit dem Aufwand und den Auswirkungen auf das umgebende Gefüge abzuwägen.

Es ist davon auszugehen, dass jede luftseitig der neuen Dichtwand eingebrachte Messstelle - ähnlich den bestehenden Standrohren - hauptsächlich durch das Unterwassergeschehen beeinflusst werden wird.

Die Alternative wäre, neue Messstellen wasserseitig der Dichtwand einzubringen. Dazu könnten diese einerseits vom Stollen aus durch die Dichtwand gebohrt werden. Der offenkundige Nachteil hiervon wäre, dass dadurch das homogene Dichtwandgefüge bereits nach dieser kurzen Betriebszeit wieder gestört und somit potenzielle Fehlstellen aktiv produziert würden. Daher wird ein Durchbohren der neuen Dichtung vom Sickerwassersammelstollen aus vorerst nicht als Vorzugsvariante angesehen.

Das erneute Durchbohren des Staudammkerns wasserseitig der neuen Dichtwand als andere Alternative wird ebenfalls nicht favorisiert. Aufgrund der Erfahrungen der Vergangenheit ist davon auszugehen, dass das bestehende Kerngefüge und die darin noch vorhandenen Messstellen dadurch zum wiederholten Male massiv gestört würden. Es bestünde daher die Gefahr, dass auch die wenigen verbliebenen Messstellen wertlos werden würden.

Eine Lösung, die ohne Eingriffe in die bestehenden Dichtungssysteme durchgeführt werden könnte, wäre das Abteufen neuer Messstellen von der wasserseitigen Berme aus. Von dort könnten Messstellen als Schrägbohrungen in den Untergrund wasserseitig der Dichtwand eingebracht werden, die eine Überwachung auch unterhalb 710 mNN ermöglichen würden. Natürlich wären auch diese Messstellen lediglich punktuelle Einzelmessungen, die das Aufspüren plötzlicher Leckagen genauso wenig garantieren wie die bestehenden Porenwasserdruckgeber. Vor allem der Dichtwandbereich über der 100 m tiefen Schotterrinne wäre dabei zu priorisieren. Deutlich aufschlussreicher wäre hingegen ein flächiges Messinstrument, mit dem die Dichtwand im Untergrund über die gesamte Dammlänge hinweg zuverlässig kontrolliert werden könnte.

Den zweiten, derzeit nur bedingt überwachbaren, Bereich bilden der Anschluss der Dichtwand an den Vorsatzpfeiler sowie die Einbindung in den Fels der Sylvensteinschulter auf der orographisch rechten Seite (Abbildung 75). Diesen Bereich zu überwachen, sollte aber, im Gegensatz zur Dichtwandunterkante in Dammmitte, deutlich einfacher realisierbar sein. Denkbar wäre beispielsweise die Herstellung eines luftseitig der Dichtwand hergestellten Sammelschotts über die Länge der Sylvensteinschulter. Dazu wäre es möglich Injektionen vom Sickerwassersammelstollen aus bis auf den Fels einzubringen und so den Bereich zwischen Stollen und Felschulter abzudichten. Dadurch könnte zum einen der Einfluss des Unterwasserstandes ausgeschlossen und zum anderen könnte das die Fugen durchsickernde Wasser zwischen Dichtwand und Injektionen gesammelt werden. Die messtechnische Erfassung der Sickerwassermengen könnte im Vorsatzpfeiler erfolgen.

Die letztendlich zu bevorzugenden Varianten können im Rahmen dieser Arbeit nicht festgelegt werden. Hierfür müssen weitere Untersuchungen unter Abwägung von Aufwand, Kosten und Nutzen sowie des Risikos für das bestehende Dichtungselement und die Bauwerkssicherheit vorgenommen werden.

7.3 Windachspeicher

7.3.1 Vorhandene hydrometrische Messsysteme

Zur Überwachung des Staudammes dient eine Kombination aus Piezometern und Standrohren. Diese sind in drei Messprofilen über den Damm verteilt und nach ihrer Lage jeweils mit L, M oder R bezeichnet. Jedes dieser drei Profile besteht aus fünf Pegeln, wobei jeweils Pegel Nr. 2 wasserseitig der Dammkrone angeordnet ist, während sich die Pegel 3 bis 6 luftseitig der Dammkrone befinden (Abbildung 79).

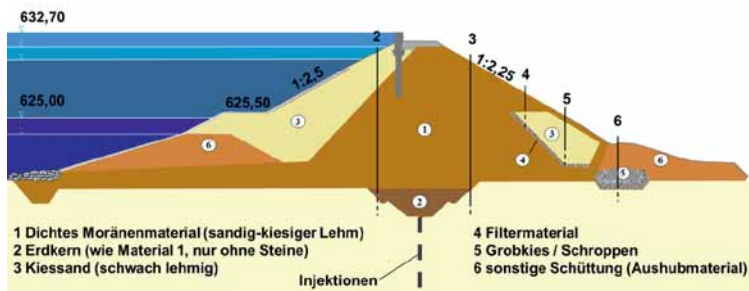


Abbildung 78: Dammquerschnitt des Windachspeichers mit Lage der Standrohre

Die Piezometer 2 und 3 erfassen dabei jeweils die Druckverhältnisse vor und nach der Untergrundabdichtung, die Standrohre 4 und 5 die Höhenlage der Sickerlinie bei Erreichen der luftseitigen Filterpackung sowie die Messstellen 6 die Wasserstände im luftseitigen Fußfilter (Abbildung 78). Die drei Standrohre an der wasserseitigen Berme sind nicht mehr zugänglich und werden daher auch nicht mehr gemessen. Alle Standrohr- und Piezometermessstellen werden automatisiert über eine Einperlmessung erfasst, das Messsignal automatisiert in einer Messanlage verarbeitet und in die Betriebszentrale übertragen. Zudem erfolgt eine wöchentliche Kontrollmessung mit Lichtlot, um bei Bedarf die Messanlage anpassen zu können. Um die Unterströmung und die Grundwasserverhältnisse auch im Dammvorland beurteilen zu können, befinden sich parallel zum Dammfuß fünf Grundwasserpegel (B1 bis B5) im luftseitigen Dammvorland (Abbildung 79).



Abbildung 79: Lageplan der Messeinrichtungen am Windachspeicher mit Flächenfilter an der linken luftseitigen Talflanke (rotes Rechteck)

Zur Kontrolle des Potenzialabbaus entlang des nachträglich errichteten Betriebsauslasses an der rechten Talflanke sind sechs Porenwasserdruckgeber (PW1-PW6) installiert, von denen fünf noch funktionsfähig sind. Die zahlreichen Aufschlussbohrungen im Vorfeld des Stollenbaus wurden zudem zu Grundwasser- und Piezometersmessstellen ausgebaut, mit denen die hydraulischen Verhältnisse von der Wasser- zur Luftseite ebenfalls erfasst werden können.

Am Grundablass und der Hochwasserentlastung hingegen, die beide durch das Dammbauwerk führen, gibt es keine Messeinrichtungen, um eventuelle Wasserwegigkeiten detektieren zu können. Die Ausnahme bilden zwei Messstellen luftseitig der Dammkrone. Zwischen dem Grundablass und der Hochwasserentlastung befindet sich der Dammpiezometer RH1, sowie zwischen der Hochwasserentlastung und dem Betriebsauslass der Piezometer R7.

Aufgrund des inhomogenen Untergrundes mit seiner stark wechselnden Geologie wurde seit der Inbetriebnahme der Anlage ein besonderes Augenmerk auf die Umströmung des Absperrbauwerks gelegt. Dafür gibt es an den beiden Talflanken eine Vielzahl an Standrohren (linker Hang - LH, rechter Hang - RH). Eine Übersicht über die vorhandenen Messeinrichtungen gibt Tabelle 20.

Sickerwasserabflüsse aus Durch- und Unterströmung werden getrennt in der luftseitigen Filterpackung und dem flächigen Dammfußfilter gefasst und in Sammelschächte abgeleitet. Um eventuelle Leckagen räumlich zuordnen zu können, entwässert jeder Rohrstrang maximal eine

Dammlänge von 33 m, weshalb in der Hauptsammelleitung insgesamt fünf Zwischenschächte angeordnet sind. Da alle Sickerwasserleitungen entlang des Dammes in der Vergangenheit nahezu trocken waren, erfolgt hier nur bei Bedarf eine händische Messung. Lediglich Rohr 4 direkt im Anschluss an die linke Talflanke liefert kontinuierlich Sickerwasser aus dem Dammfußfilter und wird daher automatisiert erfasst. Zur Entwässerung dieser trotz Schmalwand stark wasserführenden linken Talflanke, wurde im Hang ein Flächenfilter angeordnet. Dieser Flächenfilter liefert zugleich den Hauptteil des anfallenden Sickerwassers. Zur Auswertung stehen dazu insgesamt drei automatisiert gemessene Sickerwasserrohre zur Verfügung, die Rohre 0, 2 und 00. Ende 2014 wurde im Zuge der Modernisierung des Sickerwasserabflusssystems eine kontinuierliche Summenmessung für den gesamten Dammbereich nachgerüstet.

Zur Erfassung der gefallen Niederschläge befindet sich am Windachspeicher eine Niederschlagsstation.

Tabelle 20: Messeinrichtungen am Windachspeicher

Messstelle	Art	Lage	Messziel
L2, M2, R2	Piezometer	Damm wasserseitig Dammkrone	Wasserdruck vor Untergrundabdichtung
L3, M3, R3	Piezometer	Damm luftseitig Dammkrone	Wasserdruck nach Untergrundabdichtung
L4, M4, R4	Standrohr	Damm Filter luftseitig	Lage der Sickerlinie im oberen Filterbereich
L5, M5, R5	Standrohr	Damm Filter luftseitig	Lage der Sickerlinie im unteren Filterbereich
L6, M6, R6	Standrohr	Dammfußfilter	Wasserstand im Dammfußfilter
B1-B5	Standrohr	Dammfuß	Grundwasserstand
PW1-PW6	PWD	Entlang Betriebsauslass	Potenzialabbau entlang Massivbauwerk
LH1-LH14	Standrohre	Linke Talflanke	Grundwasserstand
RH1	Piezometer	Damm Luftseite	Wasserdruck
L7	Piezometer	Rechter Dammanschluss	Wasserdruck
RH2-RH5, P3/4, P5/6, BR1-BR7	Standrohre	Rechte Talflanke	Grundwasserstand
Rohr 0,00, 2	Sickerwasser	Linke Talflanke, Entwässerung Flächenfilter	Sickerwasserabfluss aus Umströmung
Rohr 4	Sickerwasser	Luftseitiger Dammfußfilter linke Flanke	Sickerwasserabfluss aus Unterströmung

7.3.2 Datengrundlage

7.3.2.1 Zeitreihe

Die zur Auswertung herangezogene Zeitreihe beginnt am 01. Januar 1990 und endet am 31.12.2012 und umfasst somit einen Zeitraum von 23 Jahren bzw. 8401 Tagen. Die höchsten

Seewasserstände am Windachspeicher traten beim Pfingsthochwasser im Mai 1999 mit 630,17 mNN und etwa ein Jahr später bei einem Hochwasser im August 2000 mit 630,33 mNN auf. Die tiefsten Seewasserstände wurden im Januar 1990 mit knapp unter 623 mNN und im November 2010 mit knapp über 623 mNN erreicht. Zur Auswertung der Daten wird auf Tagesmittelwerte zurückgegriffen. Baumaßnahmen mit relevanten Eingriffen in den Dammkörper und somit Auswirkungen auf die Messeinrichtungen fanden im Beobachtungszeitraum nicht statt.

7.3.2.2 Datenerhebung und Messintervalle

Alle Messstellen wurden im Betrachtungszeitraum ca. einmal wöchentlich gemessen, Sickerwasserabflüsse zumeist dreimal pro Woche. Seit 2011 werden sowohl die Porenwasserdrücke als auch die Sickerwassermengen täglich erfasst. Die verwendeten Messdaten sind zum großen Teil händisch erhobene Werte, da dies während des Auswertungszeitraumes die gängige Praxis vor Ort war. Die wenigen automatisiert erhobenen Daten der Einkerlmessung an den Piezometern und Standrohren sowie der Porenwasserdrücke sind aufgrund von Mess- und Übertragungsfehlern oftmals nicht plausibel. Erst ab 2011 kann auf verlässliche und automatisiert erhobene Daten zurückgegriffen werden.

Eine Übersicht über die Messstellen mit zugehörigen Messintervallen gibt Tabelle 21.

Tabelle 21: Am Windachspeicher erhobene Messdaten

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Seewasserstand	1	kontinuierlich	8384	01.01.1990
Unterwasserstand	1	kontinuierlich	8401	01.01.1990
Standrohre/Piezometer L-, M-, R-Rohre	17	wöchentlich	1035	02.01.1990
Standrohre Dammfuß 81-B5	5	wöchentlich	1259	02.01.1990
Porenwasserdruck PW1-PW6	6 (5)	wöchentlich/täglich	1109 (1210)	14.04.1997
Standrohre re. Flanke RH-, P-, BR-Rohre	12	wöchentlich	1254	02.01.1990
Standrohre li. Flanke LH-Rohre	10	wöchentlich	1066	02.01.1990
Sickerwasserrohre 0, 00, 2, 4	4	wöchentlich/kontin.	2594	01.01.1990
Niederschlag	1	täglich	7665	01.01.1990

7.3.2.3 Messfehler und Datenbereinigung

Größere Datenbereinigungen waren an den vorliegenden Messdaten nicht erforderlich. Es wurden lediglich einzelne Ausreißer entfernt, die offensichtlich auf falscher Ablesung oder Übertragungsfehlern beruhten.

7.3.3 Auswertung

7.3.3.1 Ermittlung der Reaktionszeiten – Korrelationsanalyse

Mit Hilfe der Standrohrprofile L, M und R (Abbildung 79) werden sowohl das Dammbauwerk als auch die Untergrundabdichtung überwacht. Das Funktionieren der Untergrundabdichtung lässt sich jeweils an den Piezometern 2 und 3 überprüfen (Abbildung 78), deren Filterstrecken in der Dammgründung liegen.

Die wasserseitigen Messstellen L 2, M 2 und R 2 weisen dabei erwartbar hohe Korrelationen mit dem Seewasserstand von über 0,90 auf. Luftseitig der Untergrundabdichtung korreliert nur noch L 3 stark mit dem Oberwassergeschehen, während M 3 und R 3 deutlich weniger durch den See beeinflusst werden. Dies kann unter Umständen auf eine verstärkte Umströmung des Dammes an der linken Flanke zurückzuführen sein. Auch weiter in Richtung Luftseite zeigen die Standrohre in Dammmitte und im rechten Dammbereich annähernd identische mittlere bis schwache Korrelationen. Die nun tendenziell niedrigeren Werte an den linken Standrohren können durch den dort befindlichen Flächenfilter bedingt sein, der die Flanke entwässert. Für diese Vermutung spricht zudem, dass am Pegel R4 in der luftseitigen Filterpackung mehr als dreimal so häufig Wasserstände festgestellt werden können als in den vergleichbaren Pegeln M 4 und L 4, die die meiste Zeit trocken sind.

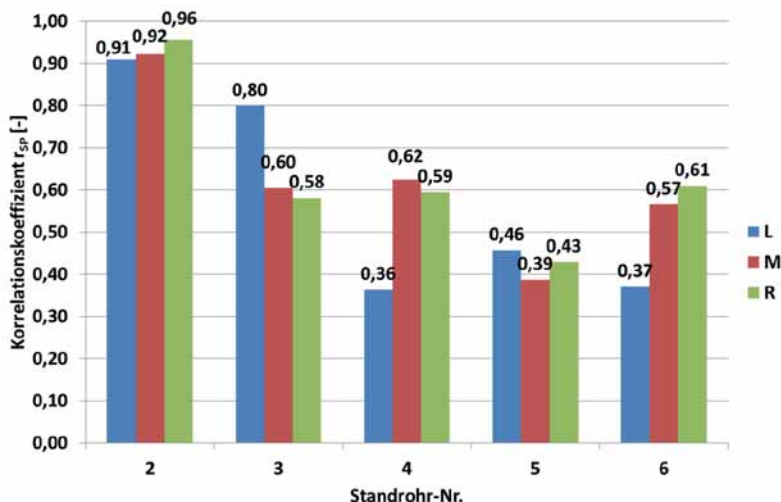


Abbildung 80: Korrelation der Standrohrmessstellen über den Dammquerschnitt (Abbildung 78) mit dem Seewasserstand

Die Ermittlung der Reaktionszeiten zeigt, dass die Piezometer wasser- und luftseitig der Untergrundabdichtung am schnellsten auf Stauspiegeländerungen reagieren. Der Pegel R3 scheint nach einer optischen Sichtung der Ganglinie stark durch Tagwasserzutritte beeinflusst, daher

sind die Ergebnisse der Korrelationsanalyse für diesen Pegel weniger stark belastbar. Für die Messstellen L 4, M 4 und R 4 wurde aufgrund der wenigen Messwerte auf die Ermittlung von Reaktionszeiten verzichtet. Auffällig sind die sehr kurzen Reaktionszeiten am Dammfuß der M- und R-Reihe, die in Kombination mit den höheren Korrelationskoeffizienten auf eine verstärkte Unterströmung in diesem Bereich hinweisen.

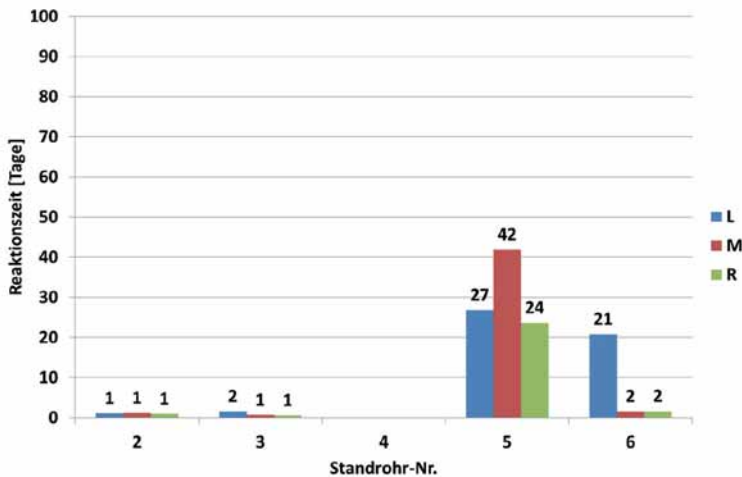


Abbildung 81: Reaktionszeiten der Standrohrmessstellen über den Dammquerschnitt (Abbildung 78) auf Veränderungen des Seewasserstands

Zwei weitere Piezometerrohre befinden sich noch im rechten Dammbereich. Zum einen die Messstelle R 7, orographisch rechts des Stollens der Hochwasserentlastungsanlage, zum anderen der Piezometer RH 1, zwischen dem Grundausslassstollen und der Hochwasserentlastung. Während für die Messstelle R 7 mit 0,51 gerade noch eine mittlere Korrelation mit dem Oberwasserstand ermittelt werden konnte, zeigt die Analyse für RH1 mit 0,89 einen starken Zusammenhang mit der Stauhöhe im See. Die 4 m lange Filterstrecke des RH 1 liegt dabei im Dichtkern des Dammes. Auffällig ist weiter, dass RH 1 mit einer Reaktionszeit von nur einem Tag auch deutlich schneller auf Stauspiegeländerungen reagiert als die Messstelle R 7, für die eine mittlere Reaktionszeit von 21 Tagen ermittelt werden konnte.

Für die Standrohre der B-Reihe, die luftseitig des Dammfußes angeordnet sind, konnte eine mittlere Korrelation mit dem Seewasserstand ermittelt werden. Es fällt aber auf, dass auch hier für die Messstellen auf der orographisch rechten Seite die höheren Korrelationen (Abbildung 82) ermittelt werden konnten. Dies deckt sich mit den höheren Korrelationen der Messstellen M 6 und R 6. Bereinigt um vereinzelte Ausreißerjahre, reagieren die Standrohre der B-Reihe alle mit einer Verzögerung von nur einem Tag.

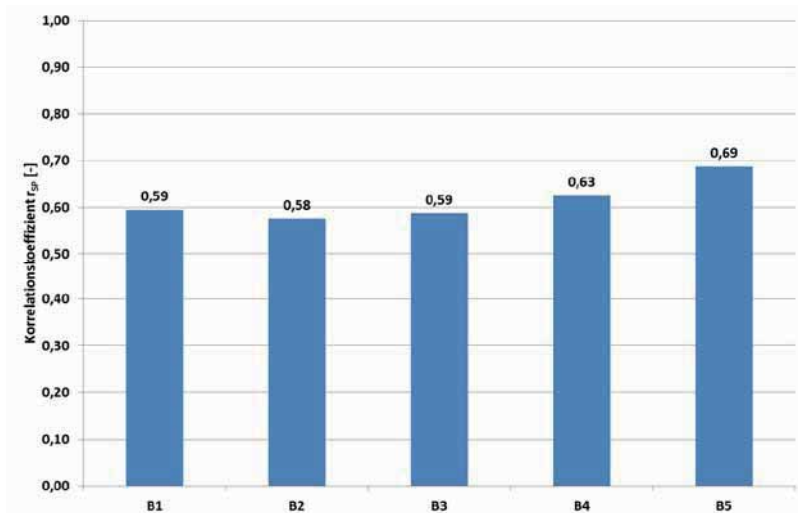


Abbildung 82: Korrelation der Standrohrwasserstände im luftseitigen Dammvorland (Abbildung 79) mit dem Seewasserstand

Die zur Überwachung des Druckabbaus eingebauten Porenwasserdruckgeber entlang des Betriebsauslasses zeigen starke bis mittlere Korrelationen mit dem Speicherwasserstand. Während die PWD-Geber 2, 3 und 4 wasser- bzw. luftseitig der Dammachse mit Koeffizienten über 0,88 einen starken Zusammenhang erkennen lassen, ist für PWD 5 und 6 nur noch eine mittlere Korrelation erkennbar. Der mittlerweile als defekt anzusehende PWD 1 wurde noch mit ausgewertet, besitzt aber aufgrund der häufigen Fehlmessungen und Datenlücken die schwächste Korrelation aller Porenwasserdruckgeber. Mit Ausnahme von PWD 6 konnte für alle Porenwasserdruckmessstellen eine Reaktionszeit von nur einem Tag ermittelt werden. Einzig PWD 6 reagiert mit einem Zeitversatz von elf Tagen deutlich später.

Die Analyse der Standrohrpiezometer entlang des Betriebsauslasses und der rechten Talflanke bestätigt das an den Porenwasserdruckmessstellen gewonnene Bild. Von der Wasserseite bis fast an das Tosbecken des Betriebsauslasses luftseitig des Dammes korrelieren die Messwerte stark mit dem Oberwasserstand. Lediglich für die Messstellen BR 1, RH 4 und RH 2 ist der Zusammenhang schwächer ausgeprägt. Die Sichtung der Ganglinien der Messstellen RH 2 und RH 4 zeigt, dass die Wasserstände in den Pegeln ein bis zwei Meter über Seenniveau liegen und gegenüber diesem deutlich langsamer ansteigen und wieder absinken. Daher kann man davon ausgehen, dass die Wasserstände beider Messstellen stark vom Grundwassergeschehen des Hanges oberhalb der Messstellen beeinflusst werden. Als einzige Messstellen weisen beide eine rechnerische Reaktionszeit von über 40 Tagen auf, während alle anderen Standrohre an der rechten Talflanke bereits nach einem Tag auf Seespiegeländerungen reagieren.

An der gegenüberliegenden linken Talflanke zeigt sich ein vergleichbares Bild. Hier konnte für alle Messstellen ein starker Zusammenhang mit dem Seewasserstand von über 0,87 ermittelt

werden. Die Reaktionszeiten von nur einem Tag an allen Messstellen scheinen das Vorhandensein wasserführender Schichten und die Umströmung des Bauwerks zu bestätigen. Auch für die Standrohre L 7, LH 5 und LH 8 wurden die Korrelationen und Reaktionszeiten ermittelt, aufgrund der wenigen Messwerte allerdings nur über die gesamte Zeitreihe. Trotz der Tatsache, dass für alle drei Messstellen nur sehr wenige Messwerte vorliegen, ergab die Korrelationsanalyse vergleichbare Ergebnisse zu den umliegenden Messstellen.

Im Gegensatz dazu korrelieren die Sickerwasserabflüsse schwächer mit dem Stauspiegel im See. Für drei der vier Messstellen konnten nur mittlere Korrelationen zwischen 0,53 und 0,61 ermittelt werden, für Rohr 2 sogar nur ein schwacher Zusammenhang mit einem Korrelationskoeffizienten von 0,36. Während alle Rohre annähernd ohne Zeitversatz auf Seespiegeländerungen reagieren, zeigt auch hier Rohr 2 mit 38 Tagen die größte Verzögerung.

7.3.3.2 Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen

7.3.3.2.1 Zu berücksichtigende äußere Einflüsse

Die Messstellen am Windachspeicher werden nur vom Wasserstand im Speicherbecken, dem Unterwasserstand und dem Niederschlag beeinflusst. Weitere Einflüsse sind nicht bekannt.

7.3.3.2.2 Nachweis des Druckabbaus

Der Druckabbau im Kern und durch die Untergrundabdichtung zeigt sich in den Ergebnissen der Regressionsanalyse deutlich. Während an den wasserseitigen Piezometern noch Drücke zwischen 78 % und 91 % vorhanden sind, bauen sich diese auf unter 3 % bis zum luftseitigen Dammfußfilter ab (Messstellen L 6, M 6 und R 6). Es zeigt sich, dass M 6 und R 6 deutlich stärker vom Unterwassergeschehen in der Windach beeinflusst werden als vom Seewasserstand. Aufgrund der meist geringen Schwankungsbreiten des Unterwasserstandes fällt dies nicht sofort auf, der Einfluss ist jedoch für beide Messstellen signifikant. Aufgrund der Entfernung reicht dieser Einfluss allerdings nicht bis zur Messstelle L 6.

Das M-Profil in Dammmitte weist insgesamt den besten Druckabbau auf, die Restdrücke luftseitig der Dammkrone liegen hier bei unter 4 %. Für die Messstellen in der luftseitigen Filterpackung der beiden Randprofile L und R konnten hingegen noch 13 % (L4) bzw. 14 % (R4) des Staudruckes ermittelt werden. Da der Einfluss des Sees zudem hoch signifikant ist, ist hierin ein weiteres Indiz für die Umströmung des Dammes zu sehen. Dafür sprechen auch die Ergebnisse der luftseitig der Untergrundabdichtung angeordneten Piezometer L 3, M 3 und R 3. Während an den Randbereichen luftseitig der Untergrundabdichtung noch 28 % (L 3) bzw. 37 % (R 3) des Staudruckes ermittelt werden konnten, ist in Dammmitte kein signifikanter Restdruck mehr nachzuweisen (Abbildung 83).

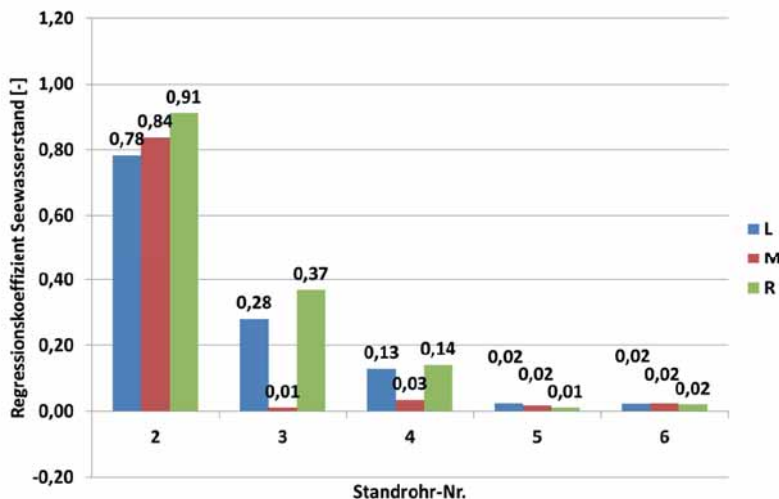


Abbildung 83: Druckabbau über den Dammquerschnitt und durch den Untergrund

Für den bereits bei der Korrelationsanalyse auffälligen Piezometer RH 1 im Kernbereich luftseitig der Dammkrone konnten noch über 77 % des Staudruckes ermittelt werden. In Verbindung mit der sehr kurzen Reaktionszeit des RH 1 von nur einem Tag sollte dieser Bereich einer verstärkten Beobachtung unterzogen werden.

Die fünf Grundwassermessstellen im luftseitigen Dammvorland haben, ähnlich den Pegeln im luftseitigen Dammfußfilter, Restdrücke von unter 5 %, wobei von links nach rechts eine leichte Zunahme von 1,7 % auf 4,7 % zu verzeichnen ist. Dies deckt sich mit den Ergebnissen der Korrelationsanalyse. Zudem sind diese fünf Messstellen stark vom Unterwasserstand abhängig, dessen Einfluss ein Vielfaches des Einflusses des Sees beträgt. Der Einfluss des Unterwassers kann für diese Pegel als dominant angesehen werden.

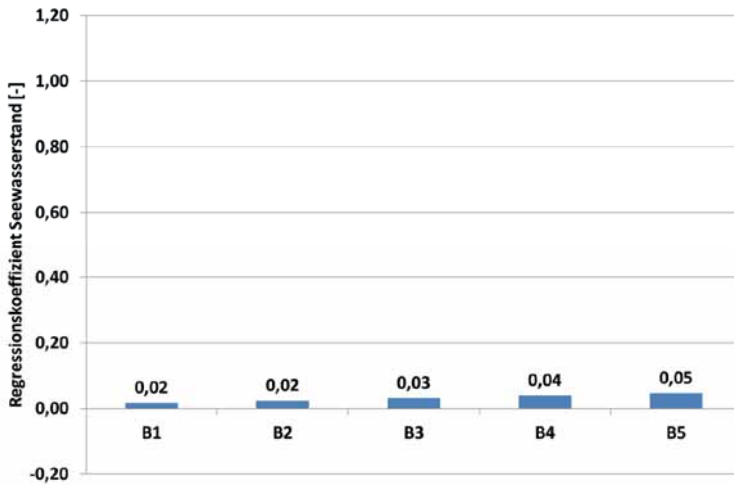


Abbildung 84: Einfluss des Seewasserstands auf die fünf Grundwasserstandrohre im luftseitigen Vorland

Ein weiteres Indiz für die Inhomogenität des Untergrundes und die Umströmung des Staudammes geben die Ergebnisse für die fünf noch funktionstüchtigen Porenwasserdruckmessstellen entlang des Betriebsauslasses. Aufgrund des Defektes von PWD 1 sind links des Betriebsauslasses nur noch die Geber 3 und 5 vertrauenswürdig. Zwischen diesen kann allerdings nur ein geringer Druckabbau von unter 5 % ermittelt werden. Somit verbleibt am PWD 5 ein Restdruck von knapp 63 % (Abbildung 85).

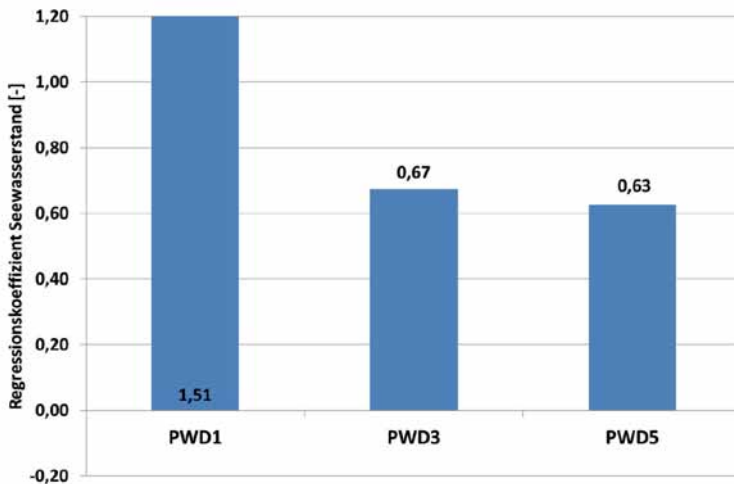


Abbildung 85: Druckabbau links entlang des Betriebsauslasses (Abbildung 79)

Rechts des Stollens kann zwischen PWD 2 und PWD 4 nahezu kein Druckabbau nachgewiesen werden. Erst weiter in Richtung Luftseite zwischen PWD 4 und PWD 6 reduziert sich der Einfluss des Seewasserstandes um mehr als die Hälfte auf etwa 30 % (Abbildung 86). Damit ist der am PWD 6 noch vorhandene Restdruck um über 30 % geringer als am gegenüberliegenden PWD 5. Im Zusammenhang mit der deutlich längeren Reaktionszeit des PWD 6 erscheint dies auch plausibel.

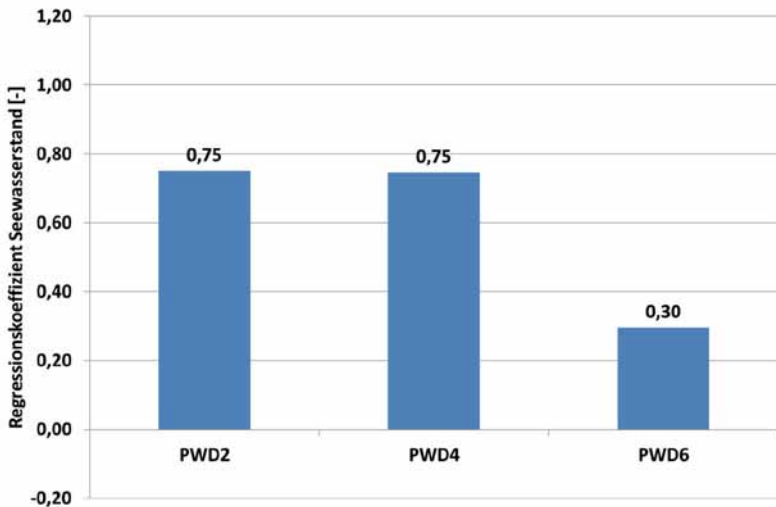


Abbildung 86: Druckabbau rechts entlang des Betriebsauslasses (Abbildung 79)

Die ebenfalls rechts des Betriebsauslasses angeordneten „BR“-Standrohre zeigen hingegen einen steten Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite. Da deren Filterstrecken jedoch in anderen Höhen als die Porenwasserdruckgeber angeordnet sind, können hier keine direkten Vergleiche gezogen werden. Zudem werden die tiefen BR-Standrohre zum Teil stark vom Unterwasserstand beeinflusst, was wiederum für die hohe vorhandene Durchlässigkeit des Untergrundes spricht. Sogar am wasserseitig gelegenen BR 6 kann noch ein Einfluss des Unterwassers nachgewiesen werden, wenn auch nur von 9 %.

Auch die Ergebnisse der übrigen Messstellen an der rechten Flanke liefern kein einheitliches Bild. Während an den durch den Betriebsauslass getrennten Messstellen RH 3 und P 3/4 ein annähernd identischer Restdruck von etwa 75 % des Seewasserstandes ermittelt werden konnte, zeigen die vom Hangwasser überlagerten Pegel RH 2 und RH 4 nur 26 % bzw. 19 % Restdruck. Dies entspricht einem Druckabbau von etwa 80 %. Im Gegensatz dazu steigt am RH 5 weiter in Richtung Luftseite der Einfluss des Sees wieder auf 37 % an.

An den Messstellen des linken Talhangs sind dagegen deutliche Unterschiede zwischen der Reihe direkt oberhalb des Flächenfilters und der noch einige Meter weiter nördlich angeordneten Reihe im Bereich der Dammkronenzufahrt zu sehen. Während die Reihe oberhalb des Flä-

chenfilters kurz vor dem Betriebsgebäude nur noch einen Restdruck von 27 % aufweist, konnten für die weiter nördlich gelegene Pegelreihe immer noch über 60 % nachgewiesen werden. Grund hierfür dürfte die nachträglich eingebaute Schmalwand sein, die die Umströmung im direkten Dammbereich reduziert.

Trotz der vergleichsweise geringeren Korrelation ist der Einfluss des Seewasserstandes für alle Sickerwasserabflussmessstellen hoch signifikant. Am stärksten beeinflusst wird dabei Rohr 0, an dem die Sickerwassermenge je Meter Seeanstieg um fast 1,3 l/s zunimmt. Bei Rohr 00 ist in diesem Fall ein Anstieg um fast 0,3 l/s zu verzeichnen. Diese Beeinflussung der Sickerwassermengen im Flächenfilter ist ein weiterer Beleg für die Umströmung des Dammbauwerkes. Signifikant ist für beide Rohre zudem der Einfluss des Niederschlags. Da der Flächenfilter den linken Hang entwässert, ist auch dies plausibel. Rohr 4 mit 0,2 l/s und Rohr 2 mit 0,08 l/s reagieren schwächer auf Änderungen des Seewasserstandes, dennoch ist auch hier dessen Einfluss hoch signifikant. Grund für den geringeren Einfluss des Seewasserstandes könnte die direkt oberhalb gelegene Schmalwand sein.

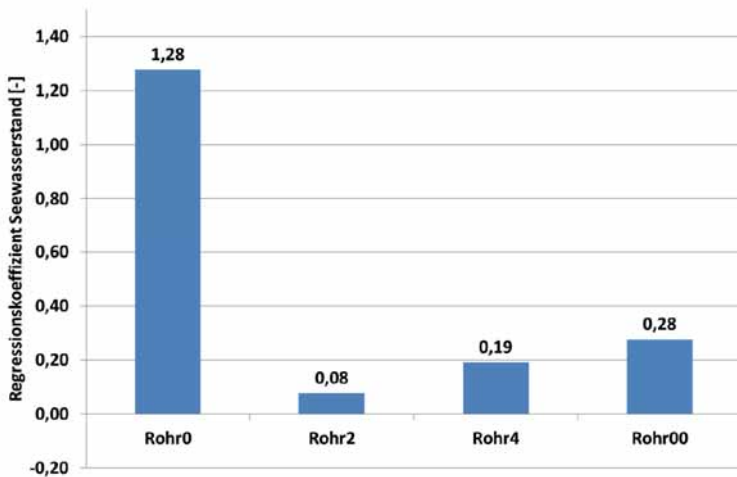


Abbildung 87: Einfluss des Seewasserstandes auf die erfassten Sickerwasserabflüsse

7.3.3.2.3 Zeitlicher Trend der Messstellen

Die Messstellen am Damm, im Vorland und an den Talflanken des Windachspeichers zeigen fast alle eine ansteigende Tendenz ihrer Messwerte. Während in Dammmitte (M-Pegel) die jährliche Zunahme bei maximal 7 mm/Jahr (M6) liegt, steigen die Pegel der L- und R-Reihe um Beträge zwischen 4 mm/Jahr und 3,5 cm/Jahr (L 3) an. Für die Messstelle R 3 wurde eine jährliche Zunahme von 9,0 cm/Jahr ermittelt, dieses Ergebnis ist jedoch durch offensichtliche Tagwasserzutritte stark verfälscht. Am luftseitigen Dammvorland liegt die Zunahme zwischen

2 mm/Jahr (B 5, rechte Seite) und 6 mm/Jahr (B 1, linke Seite). Der aufgrund seines hohen Restdruckes und der kurzen Reaktionszeit auffällige RH 1 bleibt in seinem Niveau gleich.

An den Standrohren der linken und rechten Talflanke bewegen sich die Beträge der jährlichen Zunahme im Bereich zwischen 3 mm bis 2 cm (L 7). Einzig die Pegel R 7 und BR 1 (beide an der rechten Talflanke) weisen einen negativen Trend auf.

Anders verhalten sich die Porenwassergeber. Mit Ausnahme des defekten PWD 1 weisen alle Geber einen negativen Trend auf, das heißt, die gemessenen Porenwasserdrücke verringern sich von Jahr zu Jahr. Dies beginnt bei 8 mm/Jahr am PWD 2 und reicht bis zu 8,3 cm/Jahr am PWD 5 (hauptsächlich beeinflusst durch einen nicht erklärbaren Druckabfall Ende 2010). Lediglich PWD 4 unterliegt keiner zeitabhängigen Veränderung.

Ansteigende Trends zeigen sich auch bei den Sickerwassermengen. Am stärksten ist dieser bei Rohr 4 und Rohr 0 zu beobachten. Für beide Messstellen kann eine jährliche Zunahme von 0,03 l/s ermittelt werden. Mit einem Anstieg von etwa 0,01 l/s/Jahr zeigt Rohr 00 einen etwas geringeren Trend. Einzig an Rohr 2 verringert sich der Sickerwasserabfluss kontinuierlich. Hier ist ein mittlerer jährlicher Rückgang von 0,058 l/s festzustellen.

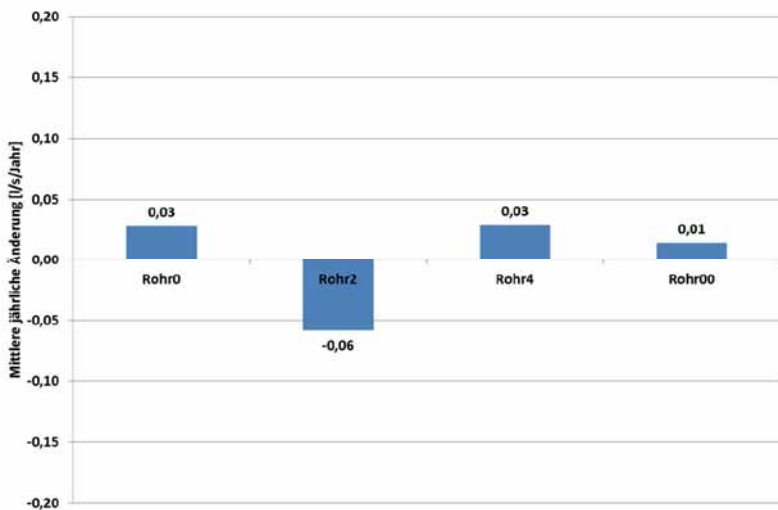


Abbildung 88: Mittlere jährliche Veränderung der Sickerwasserabflussmengen

7.4 Brombachhauptsperr

7.4.1 Vorhandene hydrometrische Messsysteme

Die Brombachhauptsperr besitzt aufgrund ihrer Länge von 1,7 km eine große Anzahl an Messeinrichtungen zur Überwachung der Durchsickerung von Damm und Untergrund. Der Großteil

der Messstellen ist in Dammmitte zwischen Station 0+795 und Station 1+290 konzentriert, wodurch neben dem Bereich der größten Dammhöhe auch der Bereich der Erosionsrinne des ursprünglichen Brombachlaufs abgedeckt wird.

Dort befinden sich die Messquerschnitte I (km 1+047,5) und II (km 1+290), in denen sowohl Porenwasserdrücke als auch vertikale und horizontale Erddrücke in der Dammschüttung gemessen werden. Im Messquerschnitt IIa (km 1+330) sind vier weitere Erddruckgeber installiert.

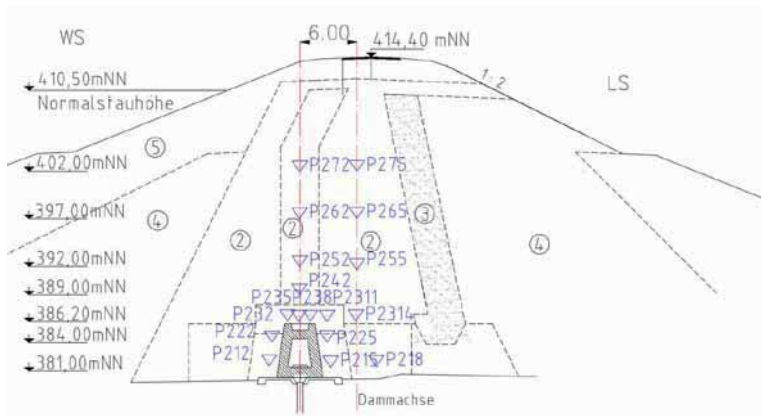


Abbildung 89: Dammschnitt mit Porenwasserdruckgebern im Messquerschnitt II bei km 1+290 (WWA Ansbach)

Zusätzlich befinden sich im Kern luftseitig des Kontrollgangs zwischen km 0+835 und km 1+234 im Abstand von 50 m neun weitere Porenwasserdruck-Messprofile. Jedes dieser Profile besteht aus drei hintereinander liegenden Gebern (Abbildung 90).

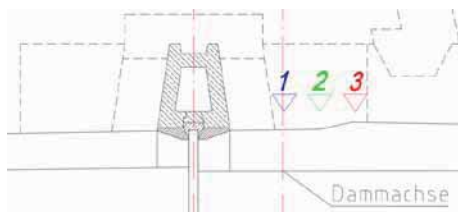


Abbildung 90: Anordnung der luftseitigen Porenwasserdruckgeber in neun Messquerschnitten (WWA Ansbach)

Sechs weitere Messquerschnitte dienen zur Kontrolle der Untergrundabdichtung sowie der Kontaktzone Kontrollgang – Schlitzwand. Diese befinden sich ebenfalls im mittleren Bereich des Dammes zwischen km 0+796 und km 1+291. In diesen Messquerschnitten sind je vier Piezometer vom Kontrollgang aus in das wasserseitig anschließende Kernmaterial sowie in den Untergrund eingebracht worden (Abbildung 91). An der wasserseitigen Wand des Kontrollgangs befindet sich dabei je ein Doppelpiezometer, wobei einer der beiden Messwertaufnehmer zwei Meter von der Wand entfernt, der andere direkt an der Kontrollgangwand angeordnet

net ist. Zwei weitere Piezometer wurden jeweils von der Sohle des Kontrollgangs in den Untergrund abgeteuft, dabei einer wasserseitig, der andere luftseitig der Dichtwand. Dadurch soll die Dichtheit der Fuge zwischen Kontrollgang und Dichtwand kontrolliert werden.

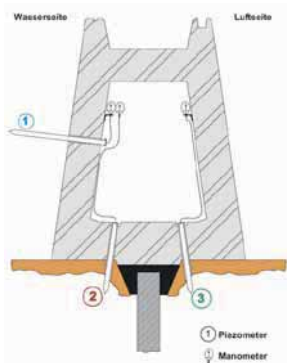


Abbildung 91: Piezometeranordnung in den sechs Messprofilen vom Kontrollgang aus (WWA Ansbach)

Zwei einzelne Piezometer, allerdings nur von der luftseitigen Kontrollgangsohle in den Untergrund, befinden sich bei km 0,965 und km 1+128.

Im Bereich des Betriebsauslassstollens wurden zwei Piezometer durch die luftseitige Wand des Kontrollgangs in das dort anschließende Kernmaterial eingebracht (km 0+814 und km 0+826), ebenso nördlich und südlich des Grundablassstollens (km 1+246 und km 1+254) (Abbildung 93). Der Druckabbau entlang des Betriebsauslasses wird mit je vier Piezometer an der Nord- und der Südseite des Massivbauwerks überwacht.

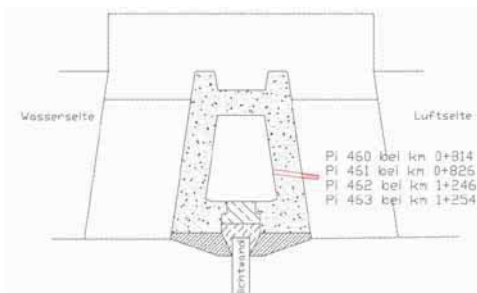


Abbildung 92: Piezometer durch die luftseitige Kontrollgangswand (WWA Ansbach)

Zur Messung der Totalspannungen am Dichtwandkopf sind zwischen km 0+950 und km 1+082 zehn einzelne Erddruckgeber angeordnet (Abbildung 93). Diese waren vor allem während des Ersteinstaus und der Konsolidierungsphase des Dammes von großem Interesse, um das Setzungsverhalten des Kontrollgangs im Zusammenspiel mit dem Dichtwandkopf zu bewerten. Ergänzend wurde im Jahr 1999 im Bereich der Erosionsrinne (km 1+008) eine weitere Piezome-

termessstelle am Dichtwandkopf eingerichtet. Diese soll die Funktionsfähigkeit des Anschlusses der Dichtwand an den Kontrollgang dokumentieren.

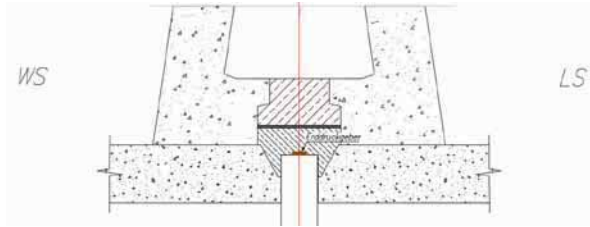


Abbildung 93: Lage der Erddruckgeber am Dichtwandkopf (WWA Ansbach)

Ein weiterer Dammessquerschnitt befindet sich außerhalb dieses dicht instrumentierten Bereichs. Bei km 0+485 werden im Messquerschnitt III - analog zu den Messquerschnitten I und II - ebenfalls Porenwasser- und Erddrücke gemessen. Dieser Querschnitt befindet sich in etwa in dem Bereich, in dem die Unterkante der Dichtwand um zwanzig Meter nach oben springt.

Die Überwachung der Unter- und Umströmung des Bauwerks sowie der Druckverhältnisse im Untergrund erfolgt über zahlreiche Standrohre. Diese sind über den gesamten luftseitigen Dammbereich angeordnet. Da der Untergrund an der Sperrenstelle stark geschichtet ist, befinden sich auch die Filterstrecken der Standrohre in unterschiedlichen Tiefen. So sind in etwa 13 Profilen 36 Standrohrpiezometer angeordnet, deren Filterstrecken im Unteren Burgsandstein angeordnet sind. Ebenfalls über die gesamte Dammlänge verteilt wurden über die Jahre 34 Grundwasserpegel gebohrt, die die Wasserstände in der obersten Schicht, dem Mittleren Burgsandstein erfassen. Vier Standrohre bei km 1+050 dokumentieren die Wasserstände im Dammkern, zudem fünf weitere über die Dammlänge verteilte Standrohre, die Wasserstände im Kaminfilter. Eine Übersicht über die hydrometrischen Messstellen zeigt Tabelle 22.

Tabelle 22: Übersicht über die hydrometrischen Messeinrichtungen an der Brombachhauptsperr

Messquerschnitt I	P113-P191	Porenwasserdruck	km 1+047
	E111-E192	Erddruck vertikal	km 1+047
	EH101-EH105	Erddruck horizontal	km 1+047
Messquerschnitt II	P212-P275	Porenwasserdruck	km 1+290
	E211-E274	Erddruck vertikal	km 1+290
	EH213-EH276	Erddruck horizontal	km 1+290
Messquerschnitt IIa	E501-503	Erddruck vertikal	Km 1+330
	EH504	Erddruck horizontal	Km 1+330
Messquerschnitt III	P313-P391	Porenwasserdruck	km 0+485
	E311-E392	Erddruck vertikal	km 0+485
	EH301-EH315	Erddruck horizontal	km 0+485
9 Messquerschnitte luftseitig Kontrollgang	P401-P483	Porenwasserdruck	km 0+835 - km 1+234
6 Messquerschnitte um Kontrollgang	Pi287-Pi397	Piezometer Wasserdruck am Kontrollgang (KG)	km 0+796 - km 1+291
Einzelpiezometer vom Kontrollgang	Pi460	Piezometer Wasserdruck am KG (Betriebsauslass)	km 0+814
	Pi461	Piezometer Wasserdruck am KG (Betriebsauslass)	km 0+826,85
	Pi450 / Pi451	Wasserdruck am KG	km 0+965 / km 1+129
	Pi462 / Pi463	Wasserdruck am KG	km 1+246 / km 1+254
	Pi464	Wasserdruck am Dichtwandkopf	km 1+008
Erddruckgeber im Dichtwandkopf	E277-E286	Totalspannungen im Dichtwandkopf	km 0+950 - km 1+082
Piezometer entlang Betriebsauslass	Pi453 / Pi455 / Pi457 / Pi459	Wasserdruck entlang Betriebsauslass	BA-Stollen Nord
Piezometer entlang Betriebsauslass	Pi452 / Pi454 / Pi456 / Pi458	Wasserdruck entlang Betriebsauslass	BA-Stollen Süd
Standrohre	70 Stück	Wasserdruck und Grundwasserstände	km 0+000 – km 1+800
	360/90 / 361/90 / 362/90 / 379/00	Wasserdruck Dammkern	km 1+050
	348/90 / 349/90 / 350/90 / 351/90 / 352/90	Wasserstand Kamindrain	km 0+390 – km 1+410

7.4.2 Datengrundlage

7.4.2.1 Zeitreihe

Die zur Auswertung herangezogenen Daten umfassen den Zeitraum von 01.01.2000 bis 31.12.2012, also insgesamt 13 Jahre bzw. 4749 Tage. Weiter zurückliegende Messergebnisse wurden hier nicht betrachtet, da erst im März 1995 mit dem endgültigen Einstau des Großen Brombachsees begonnen wurde. Das Stauziel von 410,5 mNN wurde schließlich im Juni 1999 erreicht, so dass erst ab diesem Zeitpunkt von einem Regelbetrieb der Talsperre gesprochen werden kann. Besondere Vorkommnisse sind im Betrachtungszeitraum nicht vorhanden. Der tiefste Seewasserstand mit 405,40 mNN wurde als Folge des sogenannten Jahrhundertsommers 2003 am 08. Januar 2004 erreicht. Die Auswirkungen der Trockenheit spiegeln sich bis in das Jahr 2007 an den niedrigeren Seewasserständen wider.

7.4.2.2 Datenerhebung und Messintervalle

Aufgrund der großen Länge des Dammbauwerkes wurden an der Brombachhauptsperr zwei unabhängige ölhdraulische Messanlagen für Porenwasser- und Erddrücke installiert. Die Dammmitte, also der Bereich mit der größten Messstellendichte, deckt eine Messanlage in der Schieberkammer des Grundablasses ab. Durch sie werden die Messquerschnitte I, II und IIa sowie die Erddruckgeber im Dichtwandkopf erfasst, ebenso 20 der 24 Piezometer in den sechs Messquerschnitten um den Kontrollgang sowie die 27 luftseitigen Porenwasserdruckgeber in neun Messquerschnitten. Eine im Kontrollgang installierte zweite Messanlage erfasst den außerhalb dieses Bereiches liegenden Messquerschnitt III mit seinen Porenwasser- und Erddruckmessstellen sowie die restlichen vier Piezometer 394 bis 397 um den Kontrollgang (Tabelle 23). Die automatisierte Datenerhebung erfolgt jeweils montags, mittwochs und freitags.

Tabelle 23: Aufteilung der Messstellen auf die beiden Messanlagen

	Porenwasserdruck	Erddruck vertikal	Erddruck horizontal	Piezometer in 6 MQs
Messanlage Grundablass	MQ I (P113-P191) MQ II (P212-P275) 9MQs (P401-P483)	MQ I (E111-E192) MQ II (E211-E274) MQ IIa (E501-E503) DW-Kopf (E277-E286)	MQ I (EH101-EH115) MQ II (EH213-EH276) MQ IIa (EH504)	Pi287-Pi306
Messanlage Kontrollgang	MQ III (P313-P391)	MQ III (E311-E392)	MQ III (EH301-EH315)	Pi394-Pi397

Zur Kontrolle der an die Messanlagen angeschlossenen Piezometer Pi 287 bis Pi 397 findet einmal wöchentlich eine Manometerablesung statt. Alle weiteren Piezometermessstellen Pi 450 bis Pi 464 werden ebenfalls einmal pro Woche durch Manometerablesung erfasst, eine automatisierte Messung erfolgt hier nicht.

Die meisten der luftseitig über den Damm verteilten Standrohrmessstellen werden manuell mit einem Lichtlot in 14-tägigem Rhythmus gemessen. Ausgewählte Messstellen wurden mit GSM-Modulen zur Datenfernübertragung ausgerüstet.

Sickerwasser wird an der Brombachhauptsperrung getrennt für Damm und Untergrund gefasst und gemessen. Dammsickerwasser wird zunächst im luftseitigen Filter, dem Kamindrän gefasst und in den Kontrollgang abgeleitet. Zur schnelleren Lokalisierung eventueller Leckagen erfolgt die Fassung abschnittsweise in je 100 m langen Einzelschotts. Jede dieser Sektionen kann dabei einzeln händisch gemessen werden (Abbildung 94).

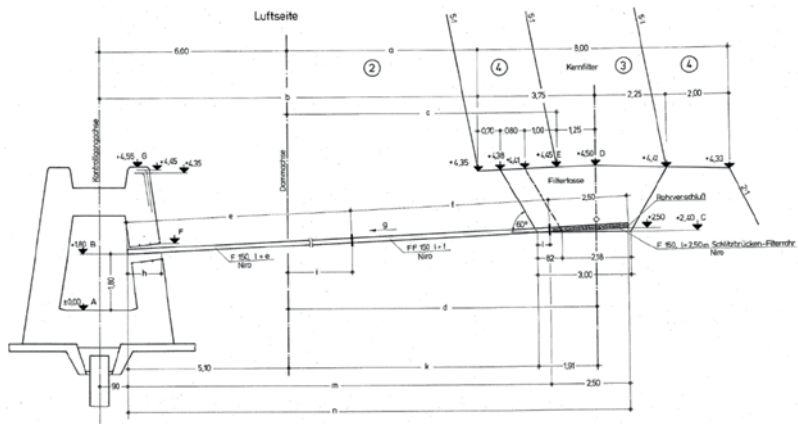


Abbildung 94: Ableitung des Sickerwassers aus dem Kaminfilter in den Kontrollgang (WWA Ansbach)

Der Nordteil des Dammes von km 0+000 bis zum Tiefpunkt des Kontrollganges bei km 1+200 besteht dabei aus zwölf, der Südteil von km 1+200 bis km 1+700 aus fünf Einzelschotts. Sowohl der Nord-, als auch der Südteil besitzen eine automatisierte Sammelmessung, in der die Abflusssumme der Einzelschotts kontinuierlich erfasst wird (Abbildung 95).

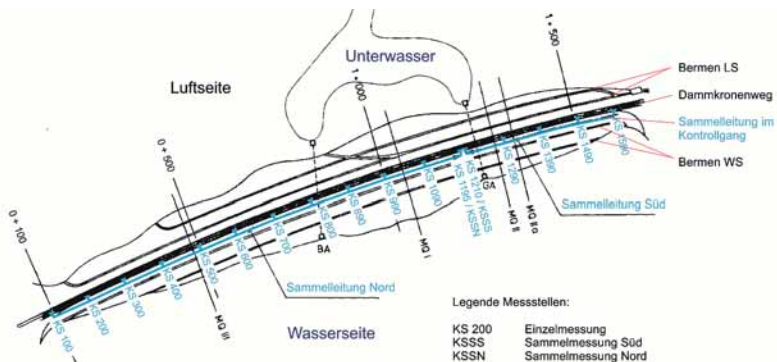


Abbildung 95: Lageplan der Sickerschotts des Kaminfilters (WWA Ansbach, bearbeitet)

Zusätzlich zur Messung des Kernsickerwassers wurde luftseitig ein Dammfußdrän als Flächenfilter angeordnet. Dieser besteht aus mehreren Flächenfiltern, die zum Teil wieder in einzelne Schotts unterteilt sind (Abbildung 96).

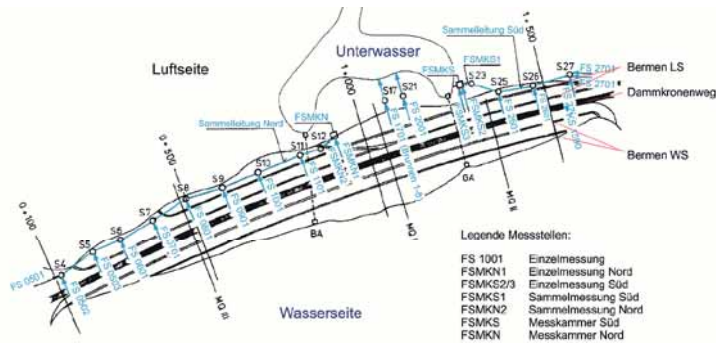


Abbildung 96: Lageplan der Einzel- und Sammelmessungen des Dammfußfilters (WWA Ansbach, bearbeitet)

Um den Bereich der Erosionsrinne in Dammmitte noch intensiver beobachten zu können, sind luftseitig des Dammfußes zudem 8 Entspannungsbrunnen (ehemals Absenkb Brunnen einer Wasserhaltungsanlage aus der Bauzeit) angeordnet. Durch sie sollen die Grundwasserstände nachvollzogen werden. Diese Brunnen sind mit einem Überlauf versehen, der etwa 1 m über dem planmäßigen Unterwasserstand liegt, wobei die überlaufende Wassermenge als Summenmessung händisch kontrolliert wird (FS1701). Eine Übersicht über die Sickerwasserabflussmессeinrichtungen gibt Tabelle 24.

Tabelle 24: Übersicht über die Sickerwasserabflussmessstellen an der Brombachhauptsperrre

Kamindrain		
KS 100 / 200 / 300 / 400 / 500 / 600 / 700 / 800 / 890 / 990 / 1090 / 1190	Einzelschotts Nord	km 0+000 – 1+200
SW_N	Summenmessung Nord	
KS 1210 / 1290 / 1390 / 1490 / 1590	Einzelschotts Süd	km 1+200 – 1+700
SW_S	Summenmessung Süd	
Dammfußdrain - Nord		
FS 0501 / 0502 / 0503 / 0601 / 0701 / 0801 / 0901 / 1001 / 1101	Einzelschotts Nord	km 0+000 – 0+820
FSMKN2	Summenmessung Einzelschotts Nord	
FSMKN1	Einzelfußdrain	km 0+820 – 0+920
Dammfußdrain - Süd		
FS1701	Sammelmessung B1 – B8	km 1+000 – 1+160
FS2001	Einzelfußdrain	km 1+127 – 1+250

FSMKS3	Einzelfußdrain	km 1+279
FSMKS2	Einzelfußdrain	km 1+280 – 1+380
FS 2701 / 2702 / 2703 / 2601 / 2501	Einzelschotts Süd	km 1+380 – 1+700
FSMKS1	Summenmessung Einzelschotts Süd	

Die gefallenen Niederschläge wurden bis zum Jahr 2003 durch die Station Ramsberg erfasst, ab 2003 an der Station Pleinfeld/Mandlesmühle unterhalb der Brombachhauptsperr, auf einer Höhe von 380 mNN. Eine Gesamtübersicht über alle vorhandenen Messeinrichtungen und deren Messintervalle zeigt Tabelle 25.

Tabelle 25: An der Brombachhauptsperr vorhandene Messstellen

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Seewasserstand	1	Kontinuierlich	4747	01.01.2000
Unterwasserstand	1	kontinuierlich	4746	22.03.2000
Porenwasserdruck MQ I	9	Mo/Mi/Fr	1957	03.01.2000
Porenwasserdruck MQ II	16	Mo/Mi/Fr	1931	03.01.2000
Porenwasserdruck MQ III	10	Mo/Mi/Fr	1866	03.01.2000
Porenwasserdruck in 9 MQs	26	Mo/Mi/Fr	1907	03.01.2000
Erddruck vertikal MQ I	18	Mo/Mi/Fr	1942	03.01.2000
Erddruck horizontal MQ I	4	Mo/Mi/Fr	1941	03.01.2000
Erddruck vertikal MQ II	17	Mo/Mi/Fr	1973	03.01.2000
Erddruck horizontal MQ II	17	Mo/Mi/Fr	1981	03.01.2000
Erddruck vertikal MQ IIa	3	Mo/Mi/Fr	1975	03.01.2000
Erddruck horizontal MQ IIa	1	Mo/Mi/Fr	1982	03.01.2000
Erddruck vertikal am Dichtwandkopf E277-E286	10	Mo/mi/Fr	1976	03.01.2000
Erddruck vertikal MQ III	16	Mo/Mi/Fr	1897	03.01.2000
Erddruck horizontal MQ III	4	Mo/Mi/Fr	1899	03.01.2000
Piezometer in 6 MQs am KG – Messautomatik Pi287-Pi397	24	Mo/Mi/Fr	1955	03.01.2000
Piezometer in 6 MQs am KG – Manometerablesung Pi287-Pi397	24	wöchentlich	580	12.01.2000
Piezometer am KG/BA - Manometerablesung Pi460/Pi461	2	wöchentlich	580	12.01.2000
Piezometer am KG/GA - Manometerablesung Pi462/Pi463	2	wöchentlich	580	12.01.2000

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Piezometer Wasserdruck am KG Manometerablesung Pi450/Pi451	2	wöchentlich	581	12.01.2000
Piezometer am Dichtwandkopf Manometerablesung Pi464	1	wöchentlich	579	12.01.2000
Piezometer entlang BA Süd Manometerablesung Pi453/Pi459	4	wöchentlich	584	12.01.2000
Piezometer entlang BA Nord Manometerablesung Pi452/Pi458	4	wöchentlich	582	12.01.2000
Standrohre Filterstrecke im mittleren Burgsandstein	34	14-tägig / 4 Messstellen kontinuierlich	855	10.01.2000
Standrohre Filterstrecke im unteren Burgsandstein	36	14-tägig / 6 Messstellen kontinuierlich	858	10.01.2000
Standrohre Filterstrecke im Dammkern	4	14-tägig	330	10.01.2000 bzw. 24.07.2000
Standrohre – Filterstrecke im Kamindrän	5	14-tägig	0	-
Sickerwasserabfluss				
Kamindrän – Schotts Nord	12	3-monatlich	71	12.01.2000
Kamindrän – Sammelmessung Nord - Hand- messung	1	3-monatlich	71	12.01.2000
Kamindrän – Sammelmessung Nord - Messau- tomatik	1	kontinuierlich	4746	01.01.2000
Kamindrän – Schotts Süd	5	3-monatlich	71	12.01.2000
Kamindrän – Sammelmessung Nord - Hand- messung	1	3-monatlich	71	12.01.2000
Kamindrän – Sammelmessung Süd - Messau- tomatik	1	kontinuierlich	4746	01.01.2000
Fußdrän – Schotts Nord	9	4-wöchig	205	11.01.2000
Fußdrän – Sammelmessung Schotts Nord	1	4-wöchig	203	11.01.2000
Einzelfußdrän Nord	1	4-wöchig	205	11.01.2000
Fußdrän – Schotts Süd	5	4-wöchig	164	11.01.2000
Fußdrän – Sammelmessung Süd	1	4-wöchig	205	11.01.2000
Einzelfußdrän Süd	3	4-wöchig	202	11.01.2000
Sammelmessung B1-B8 (FS1701)	1	4-wöchig	193	11.01.2000

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Niederschlag	1	kontinuierlich	4730	01.01.2000

7.4.2.3 Messfehler und Datenbereinigung

Vor der statistischen Auswertung werden die vorliegenden Messdaten auf Fehlwerte hin untersucht. Bei den über die beiden ölhydraulischen Messanlagen erhobenen Daten kann auf zwei sogenannte Nullgeber zurückgegriffen werden, durch die messanlagenbezogene Fehler identifiziert werden können. Diese beiden Nullgeber waren früher regulär an die beiden Messanlagen angeschlossen, aber nicht im Dammkörper eingebaut. Stattdessen befanden sich die Geber in einer Kiste, so dass diese theoretisch keinen Druck anzeigen durften. Wurde an einem der Geber dennoch ein Druck registriert, so war davon auszugehen, dass es sich um ein anlagenspezifisches Phänomen handelt und daher auch bei allen anderen angeschlossenen Gebern auftritt. Heute findet diese Qualitätssicherung durch eine Ringleitung an jeder Messanlage statt, durch die das Öl gepumpt wird. Die Bezeichnung *Nullgeber* wird für die Auswertung aber dennoch beibehalten.

Um die messanlagenbedingten Einflüsse bei der Auswertung zu minimieren, werden die gemessenen Porenwasser- und Erddrücke daher in einem ersten Schritt um die Werte dieser Nullgeber (Abbildung 97) bereinigt.

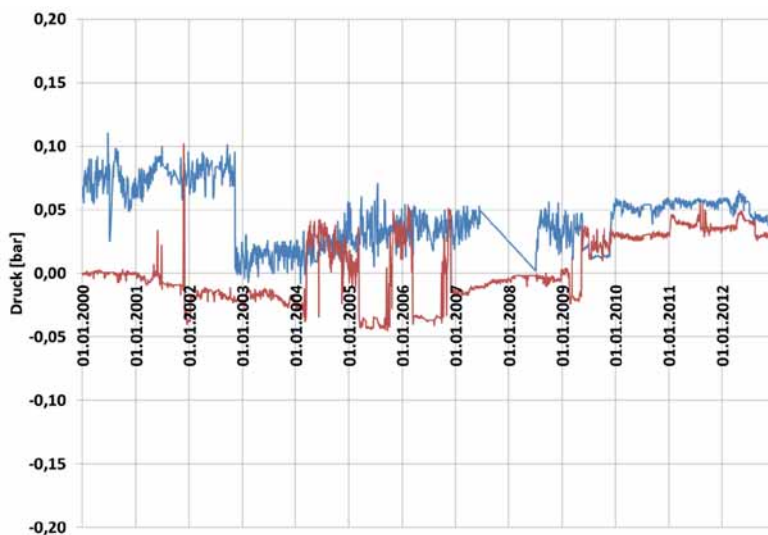


Abbildung 97: Werte der Nullgeber der Messanlagen im Grundausschlass (rot) und im Kontrollgang (blau)

Nach dieser ersten Bereinigung werden zusätzlich einzelne, nicht erklärbare Ausreißer an verschiedenen Gebern gelöscht. Dies beschränkt sich jedoch auf auffällige Einzelmessungen und nicht auf systematisch aufgetretene Messspitzen. Solche Ausreißer waren zum Beispiel in den Ganglinien der Piezometermessstellen zu finden, an denen im September/Oktober 2009 die vorhandenen Manometer ausgetauscht wurden (Abbildung 98).

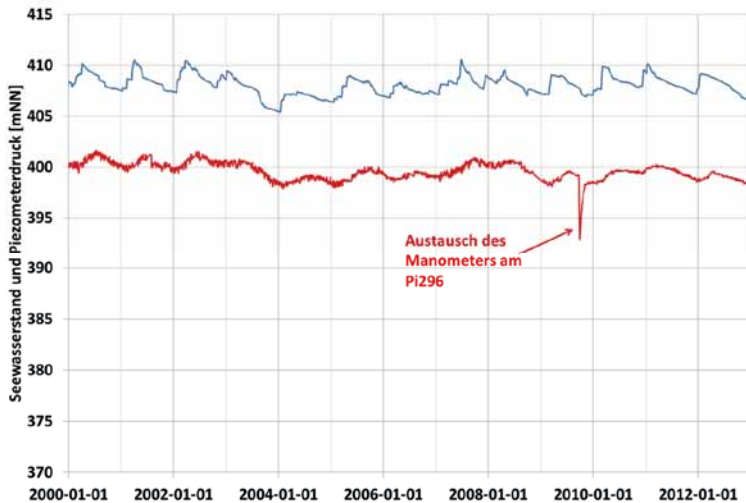


Abbildung 98: Fehlwert verursacht durch Tausch des Manometers (hier beispielhaft für den Piezometer 296), in Blau der Seewasserstand

Deutlich schwieriger stellt sich die Weiterverarbeitung der Daten derjenigen Messwertgeber dar, die über die Messanlage im Grundablass erhoben wurden. In den Ganglinien sind zum Teil starke, nicht erklärbare Druckanstiege festzustellen, die nicht durch äußere Einflüsse erklärbar sind.

Davon betroffen sind neben den in den neun luftseitigen Messprofilen angeordneten Porenwasserdruckgebern, den luftseitigen Porenwasserdruckgebern des Messquerschnitts I und zum Teil des Messquerschnitts II, auch die luftseitig in der Kontrollgangsohle angeordneten Piezometer. Einzige Ausnahme ist hier Pi 394, der an die andere Messanlage angeschlossen ist. Nach Aussage des Betreibers und des Messanlagenherstellers könnte die Ursache für die unerklärbaren Druckanstiege in der zu langen Rücklaufleitung zwischen den Gebern und der Messanlage liegen. Dafür spricht, dass die betroffenen Geber alle an die gleiche Rücklaufleitung angeschlossen sind. Unter Umständen wird durch zu kurze Ruhezeiten zwischen den einzelnen Messungen kein vollständiger Druckabbau in der Rückleitung ermöglicht, was in der Folge zu stetig ansteigenden Drücken im System führt (WWA AN und LfW 2002). Denkbar wäre aber auch eine kontinuierliche Einengung des Leitungsquerschnitts durch Ablagerungen (WWA AN 2010).

Um diese ungewollten Effekte zu reduzieren und die Messdrücke wieder auf ein plausibles Maß zu verringern, wurden verschiedene Maßnahmen ergriffen. Für die Porenwasserdruckgeber in den neun Messquerschnitten wurde zunächst eine Verlängerung der Pausenzeiten zwischen den Messungen versucht (2000) sowie eine Verlängerung der Anpumpzeit der Geber, um eine Art Spülwirkung für die Leitung zu erzielen (2002). Im Jahr 2003 wurde diese längere Anpumpzeit auch noch auf die luftseitigen Porenwasserdruckgeber der Messprofile I und II erweitert. Alle diese Maßnahmen führten zu einem kurzzeitigen Absinken der gemessenen Drücke, der Effekt war jedoch nicht von Dauer. Als im Jahr 2005 noch eine separate Rücklaufleitung installiert wurde, wurden die darauf folgenden Anstiege zwar geringer, sie waren jedoch immer noch vorhanden (WWA AN 2010). Daher entschied sich der Betreiber in Absprache mit dem Messanlagenhersteller, im Jahr 2009 einen dreimonatigen Versuch durchzuführen, bei dem die Rückleitung von der Messanlage abgekoppelt wurde, damit das zur Messung verwendete Öl frei ausfließen konnte. Folge des Versuchs war ein deutlich erkennbares Absinken der Messdrücke für die Dauer des Versuchs sowie ein anschließend nahezu stabilisiertes Druckniveau (Abbildung 99).

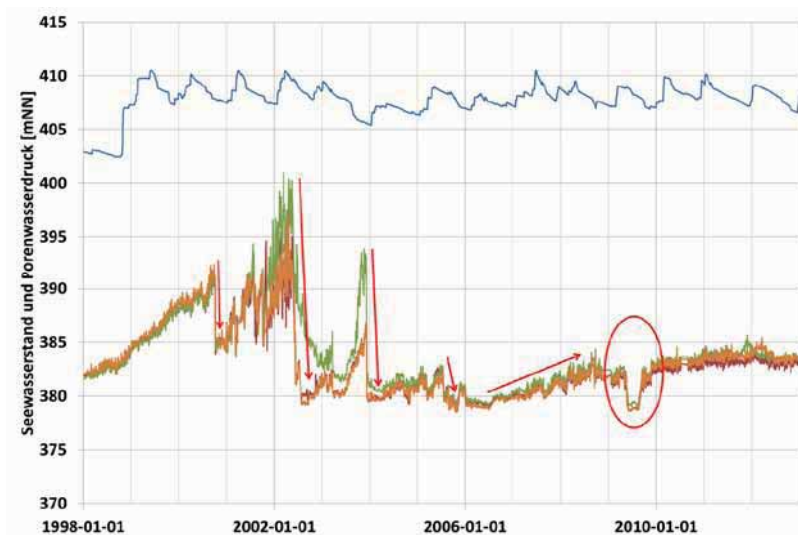


Abbildung 99: Exemplarische Messwertentwicklung der in den neun luftseitigen Messprofilen installierten Porenwasserdruckgeber (hier P451, P452 und P453 bei km 1+085) und die Reaktionen auf Veränderungen an der Messanlage; in Blau der Seewasserstand

7.4.3 Auswertung

7.4.3.1 Ermittlung der Reaktionszeiten - Korrelationsanalyse

7.4.3.1.1 Porenwasserdrücke

Bei der Korrelationsanalyse der Porenwasserdrücke in den drei Hauptmessquerschnitten zeigt sich deutlich die Wirkung der Kerndichtung. Während die Geber im wasserseitigen Stützkörper und im Kern wasserseitig der vergüteten Kernzone hohe Korrelationen mit dem Seewasserstand aufweisen, nimmt der Zusammenhang in Richtung Luftseite und nach oben hin ab. Die höchsten Korrelationskoeffizienten von über 0,9 wurden dabei in den Messquerschnitten I und III ermittelt, wobei auch für die wasserseitigen Geber des Messquerschnitts II Korrelationen von über 0,8 nachzuweisen sind. Weiter in Richtung der Luftseite folgen die meisten Geber der vergüteten Kernzone über dem Kontrollgang. Den schwächsten Zusammenhang mit dem Seewasserstand zeigen erwartungsgemäß die Geber im Kern luftseitig der vergüteten Kernzone, sowie die in den höchsten Messhorizonten angeordneten Messstellen, die durchweg Werte kleiner 0,2 aufweisen (Abbildung 100).

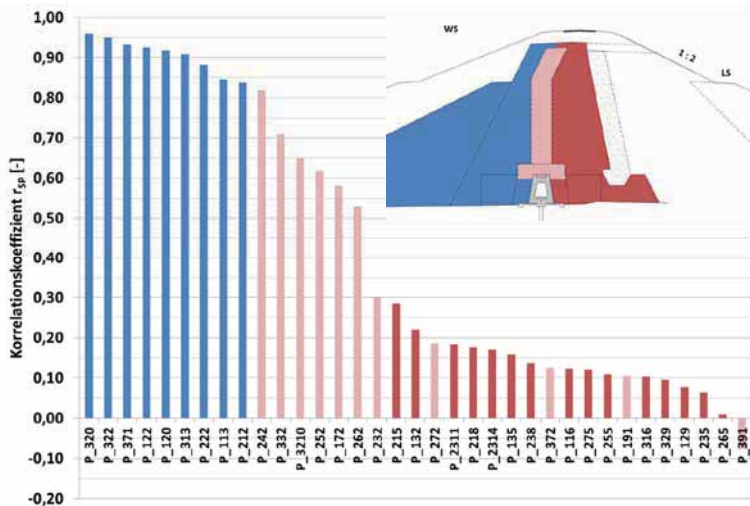


Abbildung 100: Korrelation der Porenwasserdrücke in den Messquerschnitten I, II und III mit dem Seewasserstand, differenziert nach ihrer Lage im Querschnitt

Die Reaktionszeiten der Porenwasserdruckgeber ergeben ebenfalls ein plausibles Bild. Die wasserseitig der vergüteten Kernzone eingebauten Porenwasserdruckgeber zeigen erwartungsgemäß die kürzesten Reaktionszeiten auf Änderungen des Seewasserspiegels. Die Geber in der vergüteten Kernzone und im Kern luftseitig davon reagieren deutlich später, zum Teil erst nach mehr als 40 Tagen (Abbildung 101).

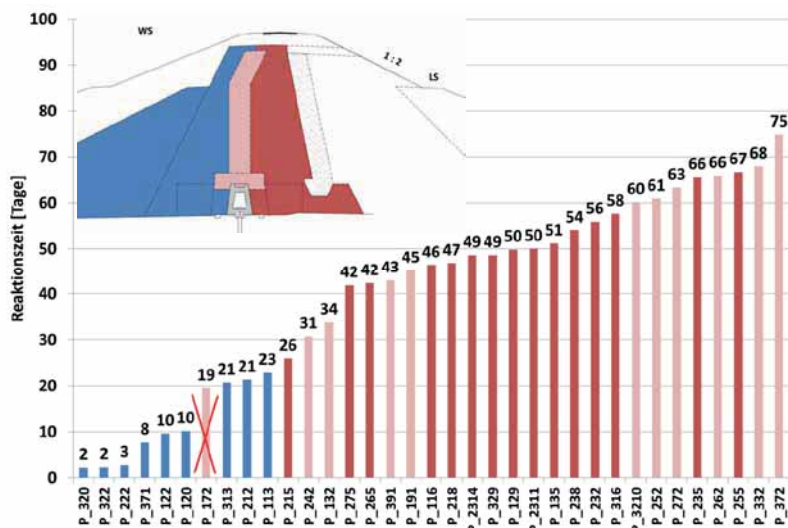


Abbildung 101: Reaktionszeiten der Porenwasserdruckgeber in den drei Messquerschnitten wasserseitig der vergüteten Kernzone (blau) und in bzw. luftseitig der vergüteten Kernzone (rot) auf Veränderungen des Seewasserstands

Einziges Ausnahmefall ist der Geber P172 in der vergüteten Kernzone des Messprofils I. Dieser weist eine vergleichbar kurze Reaktionszeit, wie die wasserseitigen Messstellen, auf. Schon die optische Überprüfung der Ganglinie des Gebers zeigt bis Ende 2002 eine direkte Abhängigkeit vom Seewasserstand. Etwa ab Beginn des Jahres 2003 wird die Ganglinie durch deutlich unruhigeres Verhalten und nicht erklärbare Druckanstiege nicht mehr zuverlässig interpretierbar. Schon seit Beginn der Aufzeichnungen lagen die gemessenen Werte etwa 9 bis 10 m (also knapp 1 bar) über dem Seewasserstand. Anfang 2010 ist ein weiterer Sprung des Messniveaus nach oben erfolgt, sodass die Drücke jetzt 20 m bis 25 m über dem Seewasserstand liegen (Abbildung 102). Daher muss diese Messstelle als defekt angesehen werden.

Obwohl auch die Drücke der wasserseitigen PWD-Gebern 120, 122, 212, 222 sowie 320 und 322 über dem Speicherwasserstand liegen, bilden diese aber die Wasserstandsentwicklung im See gut ab. Es ist daher wahrscheinlich, dass der Grund hierfür entweder in einer falsch hinterlegten Einbauhöhe oder in einem Vorzeichenfehler bei der Weiterverarbeitung im System zu finden ist.

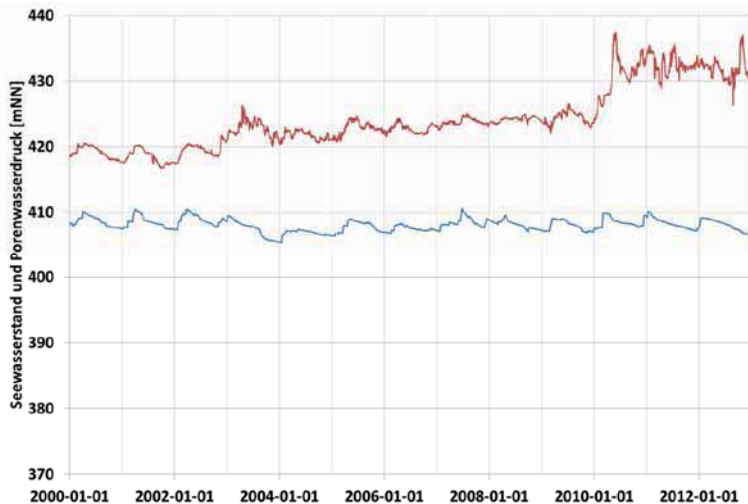


Abbildung 102: Gemessener Druckverlauf am P172

In den neun luftseitig des Kontrollgangs angeordneten Porenwasserdruckmessstellen (P401-P483) hingegen ergibt sich ein einheitliches Bild schwacher Korrelation. Die ermittelten Korrelationskoeffizienten liegen hier zwischen 0,044 und 0,33. Auf die Probleme bei der Messwert-erhebung und vor allem bei der Auswertung dieser Messstellen wurde in Kapitel 7.4.2.3 bereits hingewiesen. Daher haben hier vor allem die ermittelten Reaktionszeiten im Hinblick auf die anschließende Regressionsanalyse nur eine begrenzte Aussagekraft. Die mittleren Reaktionszeiten dieser Porenwasserdruckgeber liegen zwischen 31 und 58 Tagen.

7.4.3.1.2 Piezometer um Kontrollgang (Station 0+795 bis 1+290)

Aussagekräftiger ist die Analyse der Piezometermessstellen um den Kontrollgang von km 0+796 bis km 1+291. Mit diesen Piezometern wird die Funktionsfähigkeit der Untergrundabdichtung im Bereich der größten Dammhöhen überwacht. Von Vorteil ist bei diesen Messstellen, dass die Messwerte zusätzlich zur Erfassung durch die Messanlage wöchentlich durch eine Manometerablesung dokumentiert werden. Somit lässt sich auch der Vergleich zwischen den automatisiert erhobenen und den abgelesenen Daten ziehen.

Die wasserseitig der Dichtwand angeordneten Piezometer zeigen ihrer Lage gemäß hohe Korrelationen mit dem Seewasserstand, während die Messstellen in der Kontrollgangsohle luftseitig der Dichtwand Korrelationskoeffizienten zwischen 0,16 und 0,33 aufweisen. Auffällig sind allerdings die beiden luftseitigen Piezometer Pi287 (km 0+871) und Pi303 (km 1+291), die mit Koeffizienten von 0,531 bzw. 0,815 eine deutlich stärkere Abhängigkeit von der Entwicklung des Seewasserstandes zeigen.

Im Vergleich dazu ergibt die Auswertung der Manometerwerte bei fast allen Messstellen höhere Korrelationen mit dem Seewasserstand. Dies liegt bei den luftseitigen Piezometern zum einen daran, dass die durch Ablesung gewonnenen Daten unbeeinflusst von den Problemen mit der Rücklaufleitung zur Messanlage sind. Zum anderen - und das trifft nun auf alle diese Piezometermessstellen zu - sind die Ganglinien der manuell erhobenen Daten aufgrund der weniger Messwerte weitaus glatter als die etwas „flimmernden“ Zeitreihen der Messautomatik.

In der Gesamtbetrachtung bestätigt sich allerdings das Ergebnis der automatisierten Daten, denn auch hier korrelieren die luftseitigen Piezometer 287 und 303 am stärksten mit dem Wasserstand im Großen Brombachsee. Auffällig ist aber, dass der luftseitige Piezometer 394, der auf Grundlage der automatisierten Messwerte die schwächste Korrelation aufweist (0,16), bei den Manometerwerten deutlich stärker mit der Stauhöhe korreliert (0,74) (Abbildung 103).

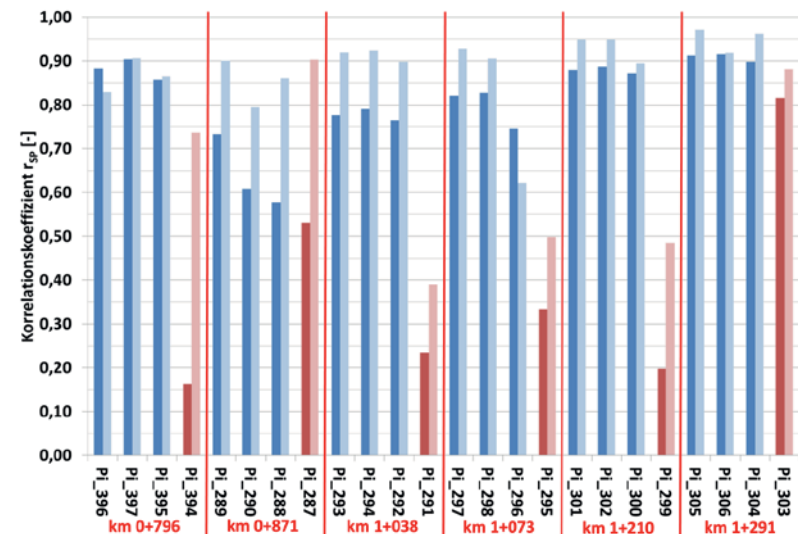


Abbildung 103: Vergleich der Korrelation zwischen Piezometerdrücken und Seewasserstand für Wasser- (blau) und Luftseite (rot); die Manometerwerte in blassem Blau bzw. Rot

Ähnlich den Porenwasserdruckmessungen im Damm, sollte auch an den Reaktionszeiten der Piezometer ein deutlicher Unterschied zwischen wasser- und luftseitig angeordneten Messstellen sichtbar sein. Es wäre zu erwarten, dass Reaktionen bei Veränderungen der Stauhöhe auf der Luftseite deutlich später auftreten als auf der Wasserseite. Solch ein Verhalten ist aber nur an den Piezometern bei km 1+038 (Pi291 - Pi294) und km 1+073 (Pi295 - Pi298), also im Bereich der Erosionsrinne des Brombachs, sowie bei km 1+210 (Pi299 - Pi302) zu beobachten. Bei km 0+871 (Pi287 - Pi290) weisen die beiden Sohlpiezometer deutlich kürzere Reaktionszeiten auf als die an der wasserseitigen Kontrollgangwand. Die südlichsten Messstellen bei km 1+291

(Pi303 - Pi306) reagieren sogar alle innerhalb von weniger als zehn Tagen auf Änderungen des Seewasserstandes.

Auf Grundlage der Manometerwerte lassen sich gerade an den luftseitigen Piezometern deutlich kürzere Reaktionszeiten ermitteln. Dies ist wieder auf die oben bereits beschriebenen Probleme mit der Rücklaufleitung der Messanlage zurückzuführen. Daher werden die Manometerwerte als die verlässlicheren Werte angesehen. Lediglich am luftseitigen Pi291 (km 1+038) ergibt sich bei Verwendung der Manometerwerte eine um acht Tage längere Reaktionszeit (54 Tage gegenüber 46 Tage). Bei den wasserseitigen Messstellen stimmen die Reaktionszeiten tendenziell überein (Abbildung 104).

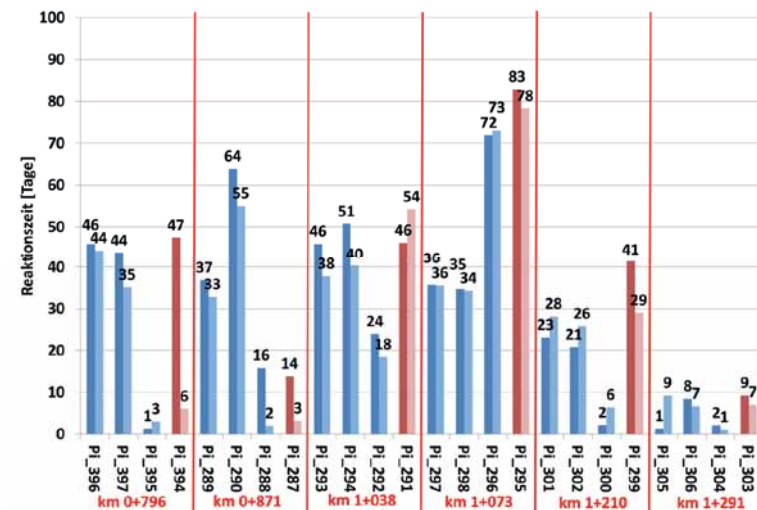


Abbildung 104: Vergleich der Reaktionszeiten der Piezometermessstellen auf Veränderungen des Seewasserstands für Wasser- (blau) und Luftseite (rot); die Manometerwerte in blassem Blau bzw. Rot

7.4.3.1.3 Weitere Piezometermessstellen

Die Messwerte der übrigen Piezometer werden ausschließlich durch Manometerablesung erhoben. Dabei zeigt sich, dass die Piezometer Pi460 und Pi461 in der luftseitigen Kontrollgangwand nördlich und südlich des Betriebsauslasses stärker mit dem Oberwasserstand korrelieren als die in gleicher Position angeordneten Piezometer Pi462 und Pi463 etwa 400 m weiter südlich am Grundablass. Weiter kann man feststellen, dass die beide Piezometer Pi450 und Pi451 in der luftseitigen Kontrollgangsohle nur schwach bis mittel mit dem Stauspiegel korrelieren, während Pi464 im Dichtwandkopf, also im Übergang zwischen Dichtwand und Kontrollgang, mit 0,944 einen starken Zusammenhang zwischen Seewasserstand und Messwerten erkennen lässt.

Dies zeigt sich auch bei den ermittelten Reaktionszeiten. Die am stärksten mit dem Seewasserstand korrelierenden Messstellen Pi460 und Pi464 weisen mit acht Tagen auch die kürzeste Reaktionszeit auf. Im Gegensatz dazu reagieren die beiden Sohlpiezometer Pi450 und Pi451 erst nach 23 bzw. 41 Tagen, die drei weiteren an der luftseitigen Wand installierten Druckmessstellen sogar erst nach über zwei Monaten (Pi461, Pi462, Pi463).

Die insgesamt acht Piezometer entlang des Betriebsauslasses dienen der Überwachung der Kontaktzone des Massivbauwerks mit dem Untergrund. Erwartungsgemäß ergeben sich für die beiden wasserseitig der Dichtwand angeordneten Piezometer 452 und 453 die größten Korrelationen mit dem Seewasserstand. Beide Messstellen weisen Korrelationskoeffizienten von über 0,96 auf. Für die sechs Piezometer in Richtung Luftseite können ebenfalls hohe Korrelationskoeffizienten von über 0,75 ermittelt werden.

Die ermittelten Reaktionszeiten nehmen entlang des Betriebsauslasses in Richtung Luftseite zu. Während die beiden wasserseitigen Piezometer nach zwei bzw. drei Tagen reagieren, erfahren die Geber in Richtung Luftseite eine Verzögerung von bis zu zwei Wochen. Die Reaktionszeiten der direkt luftseitig der Dichtwand angeordneten Piezometer 454 und 455 sind dabei vergleichbar mit denen der luftseitigen Piezometer Pi394 bei km 0+795 und Pi287 km 0+870.

7.4.3.1.4 Standrohre

Über die Brombachhauptsperre, die zugehörigen Talflanken und das Vorland luftseitig des Dammes sind 79 Grundwassermessstellen und Piezometer verteilt. Beim Großteil der Messstellen liegt die Filterstrecke entweder im mittleren Burgsandstein, auf dem der Kontrollgang und das Dammbauwerk gegründet sind, oder im unteren Burgsandstein. Dieser untere Burgsandstein ist vom mittleren Burgsandstein durch eine etwa 3 bis 5 m dicke Lettenschicht getrennt (Abbildung 29).

Die Korrelationsanalyse der Pegel- und Piezometermessstellen zeigt, dass die Messstellen, die am stärksten mit dem Seewasserstand korrelieren, ihre Filterstrecke meist im unteren Burgsandstein haben. Dies sind zum einen die wasserseitig der Untergrundabdichtung angeordneten Messstellen, andererseits diejenigen, die in den Randbereichen des Bauwerks liegen. Dort befindet sich die Dichtwandunterkante nur knapp unterhalb der ersten Lettenschicht, weshalb die Schicht des unteren Burgsandsteins kaum abgedichtet wird. Die Standrohre in Dammmitte korrelieren hingegen schwächer mit dem Seewasserstand. In diesem Bereich besitzt die Dichtwand auch ihre größte Tiefe.

Dementsprechend zeigen auch die Messstellen mit der Filterstrecke im mittleren Burgsandstein insgesamt eine schwächere Korrelation mit dem Seewasserstand. Durch die Dichtwand in Verbindung mit der, die beiden Sandsteinschichten trennenden, Lettenschicht, werden diese weniger tief reichenden Standrohre vom Oberwassergeschehen abgeschirmt. Daher erscheint das ermittelte Ergebnis plausibel (Abbildung 105).

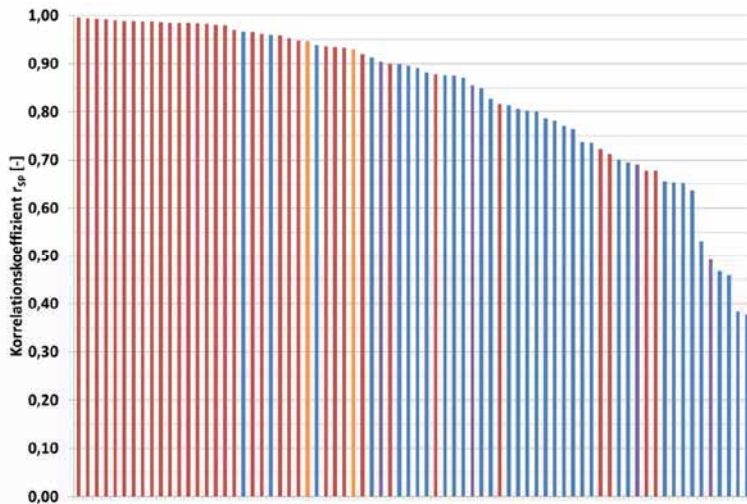


Abbildung 105: Korrelation der Standrohre mit dem Seewasserstand nach Lage der Filterstrecke: Im unteren Burgsandstein (rot), im Coburger Sandstein (orange), im mittleren Burgsandstein (blau) und im Dammkern und -gründungsbereich (lila)

Der Einfluss der Dichtwand spiegelt sich auch in der Ermittlung der Reaktionszeiten wider. Für die Standrohre des mittleren Burgsandsteins ergeben sich tendenziell größere Reaktionszeiten als für die Messstellen des unteren Burgsandsteins. Ausgenommen sind die Messstellen des unteren Burgsandsteins, die in Dammmitte im Bereich der größten Schlitzwandtiefe liegen. Diese weisen Reaktionszeiten von 14 bis 24 Tagen auf. Der Großteil reagiert jedoch im Zeitraum von einem Tag bis etwa einer Woche.

Die längsten Reaktionszeiten besitzen die Messstellen 360/90 und 362/90, die mit einer Verzögerung von 75 bzw. 53 Tagen reagieren. Dies ist ebenfalls plausibel, da sich die Filterstrecken beider Messstellen im Dammkern befinden. Ebenfalls mit der Filterstrecke im Dammkern befindet sich die Messstelle 361/90 die rechnerisch mit elf Tagen Verzögerung reagiert. Die zugehörige Ganglinie deutet aber nur einen minimalen Zusammenhang mit dem See an, ebenso die Ganglinie der Standrohrmessstelle 379/00. Diese reagiert nach 19 Tagen auf Änderungen des Oberwasserstandes, obwohl sich deren Filterstrecke im Bereich der luftseitigen Kontrollgangwand befindet (Abbildung 106).

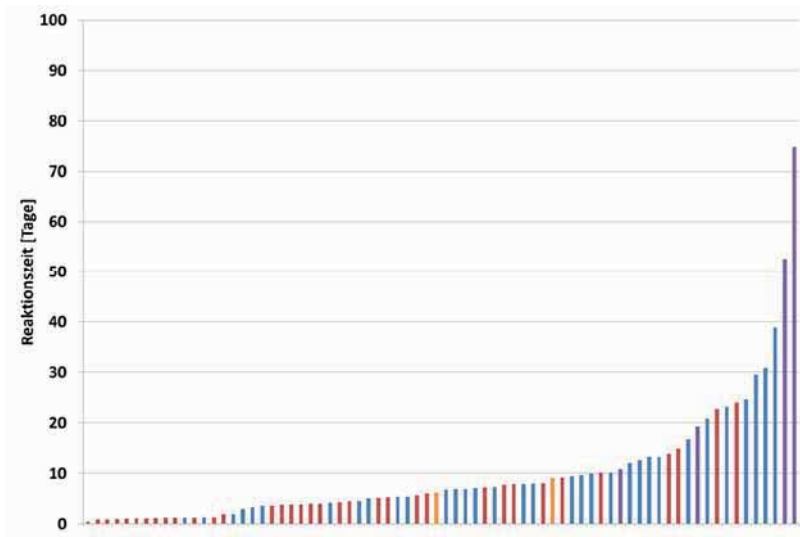


Abbildung 106: Reaktionszeiten auf Veränderungen des Seewasserstands nach Lage der Filterstrecken: Im Dammkern (lila), im mittleren Burgsandstein (blau), im unteren Burgsandstein (rot) und im Coburger Sandstein (orange)

7.4.3.1.5 Erddruckmessstellen

Die Erddruckgeber in den drei Hauptmessquerschnitten der Brombachhauptsperr sind zur Beobachtung der vertikalen und horizontalen Erdspannungen installiert, ebenso die vier Geber im Messquerschnitt IIa bei km 1+330. Im Bereich der Erosionsrinne zwischen km 0+950 und km 1+082 befinden sich außerdem 10 vertikale Erddruckgeber am Dichtwandkopf, um die Spannungen im Asphaltverguss zu erfassen.

Grundsätzlich sollen Erddruckgeber dazu dienen, die Totalspannungen während der Schüttung im Inneren des Dammbauwerkes zu dokumentieren. Auch die nach Abschluss der Dammschüttung einsetzende Konsolidierung des Bauwerks sowie die Spannungumlagerungen während des Ersteinstaus können mit den Erddruckgebern messtechnisch überwacht und nachvollzogen werden. Unter Verwendung dieser Daten ist es möglich, die zu Grunde gelegten Lastannahmen zu validieren und die Gefahr von Rissbildungen und das Tragverhalten des Dammes zu beurteilen. Nach abgeschlossener Konsolidierung und während des darauf folgenden Betriebs der Talsperre sind die Änderungen der Totalspannungen nur noch geringer Natur, sodass auch die Auswertung der Messwerte und die daraus abzuleitenden Folgerungen nur noch von beschränkter Aussagekraft sind (Aufleger 1996).

Folglich bewegen sich die Erddruckgeber der Brombachhauptsperr nach dem Ende der Dammschüttung und der Konsolidierung fast alle auf ihrem dadurch erreichten Niveau. Messwertschwankungen sind fast ausschließlich durch Wasserspiegeländerungen im Stausee bedingt (Abbildung 107).

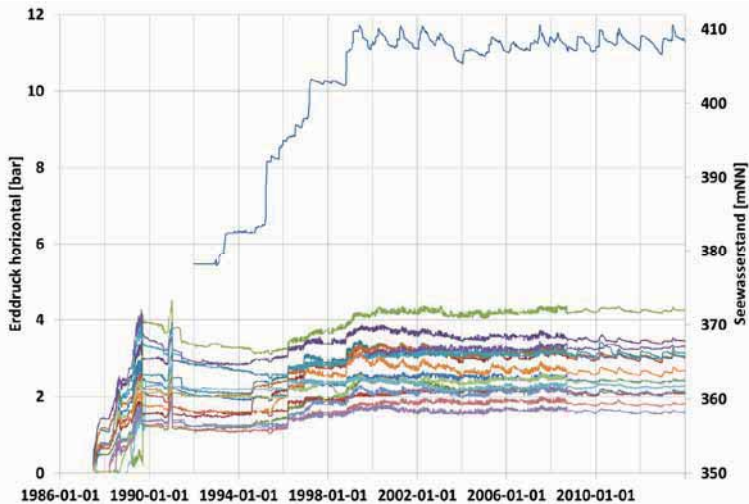


Abbildung 107: Entwicklung der gemessenen totalen vertikalen Spannungen im Messquerschnitt I von August 1986 bis 2013

Obwohl die Überwachung des Druckabbaus nicht die originäre Aufgabe von Erddruckgebern darstellt, soll hier dennoch auf die Auswirkungen von Ein- und Abstauvorgängen auf die Messwerte eingegangen werden.

Die Erddruckgeber, die am stärksten mit dem Oberwasserstand korrelieren, befinden sich großteils im Messquerschnitt III rund um den Kontrollgang. Dabei befinden sich zwei der vier Geber mit der stärksten Korrelation luftseitig des Kontrollganges in der Kernzone 2a aus schluffigem Sand. Bis auf vier Erdspannungsgeber (davon drei im Messquerschnitt II) weisen alle wasserseitig der vergüteten Kernzone eingebauten Erddruckgeber Korrelationskoeffizienten von über 0,7 auf.

Die Reaktionszeiten der Messstellen reichen von einem Tag (wasserseitig im MQ I und MQ III) bis über 2,5 Monate. Grundsätzlich ist auch hier eine Abnahme der Korrelationskoeffizienten von der Wasser- zur Luftseite bzw. mit zunehmender Einbauhöhe im Damm festzustellen. Ebenso ist in Richtung Luftseite eine Zunahme der Reaktionszeiten zu verzeichnen.

Auffällig ist, dass von den Spannungsgebern im Dichtwandkopf E277 und E286 zum einen mit 0,79 bzw. 0,77 hohe Korrelationen aufweisen, und zum anderen mit zwei (E277) bzw. 18 Tagen (E286) im Vergleich zu den übrigen Gebern im Dichtwandkopf schnell reagieren. Die übrigen Geber reagieren frühestens nach 48 (E282), spätestens nach 74 Tagen (E279).

7.4.3.1.6 Sickerwasserabflussmessungen

Die Sammelmessungen der Sickerwasserschotts Nord und Süd des Kaminfilters korrelieren mittel bis schwach mit dem Seewasserstand, der zugehörige Korrelationskoeffizient beträgt

0,42. Obwohl für einzelne Schotts eine vermeintlich starke Abhängigkeit von Veränderungen des Seewasserstandes ermittelt wurde (KS200, KS300, KS700, KS1590; Abbildung 108), reagierten die Messstellen im gesamten Beobachtungszeitraum nur minimal.

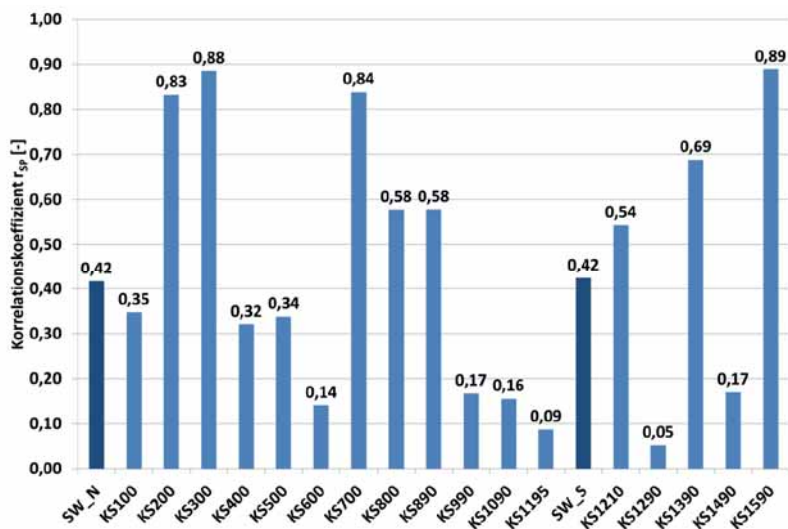


Abbildung 108: Korrelation der Dammsickerwasserabflussmessung (Abbildung 95) mit dem Seewasserstand

Mit Ausnahme des Schotts KS100 am nördlichen Ende des Dammbauwerkes, das auf Veränderungen des Oberwassers (auch durch Tagwasserzutritt bei ergiebigem Niederschlag) sofort reagiert, zeigen alle anderen Schotts Reaktionszeiten von mindestens knapp drei Wochen, ein Großteil der Schotts sogar zwei bis drei Monate (Abbildung 109).

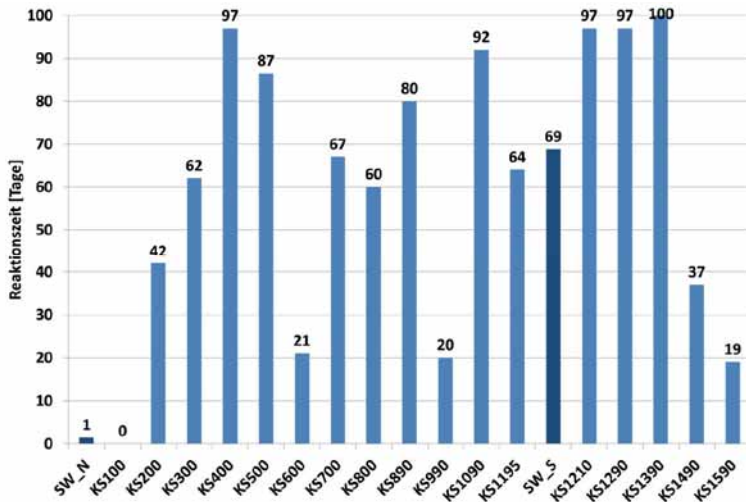


Abbildung 109: Reaktionszeiten der Dammsickerwasserabflussmessung auf Veränderungen des Seewasserstands

Am Dammfußdrain korrelieren die gemessenen Sickerwasserabflüsse deutlich stärker mit dem Seewasserstand. Viele Schotts weisen Korrelationskoeffizienten von über 0,7 auf (Abbildung 110).

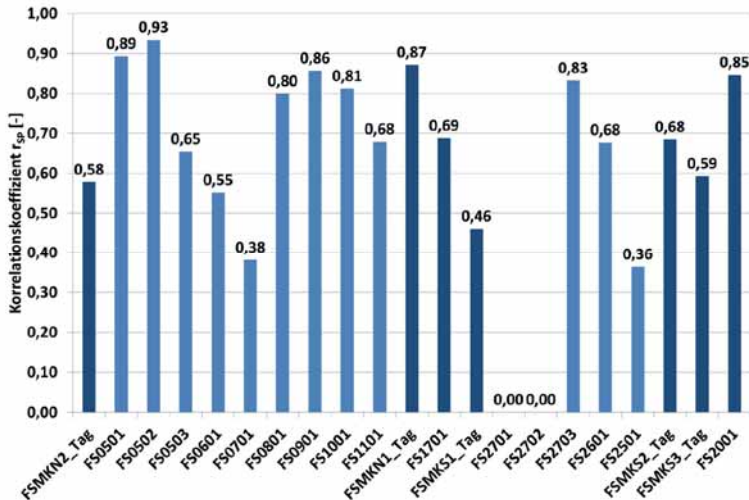


Abbildung 110: Korrelation der Einzelschotts des Dammfußdrains (hellblau) sowie der zugehörigen Summenmessungen und Einzelfußdrains (Abbildung 96) mit dem Seewasserstand

Die Sickerwasserabflussmessstellen im nördlichen Bereich reagieren zudem ohne Zeitversatz. Die Ausnahme bilden die Schotts FS501, FS502 und FS503, die erst mit einer Woche Verzögerung reagieren. Auch die fünf Einzelschotts FS2501, FS2601, FS2701, FS2702 und FS2703 im südlichen Dammbereich reagieren ohne Zeitverzögerung. Am trägsten reagiert der Einzelfußdrain FSMKS3 mit einer Verzögerung von etwa 36 Tagen (Abbildung 111).

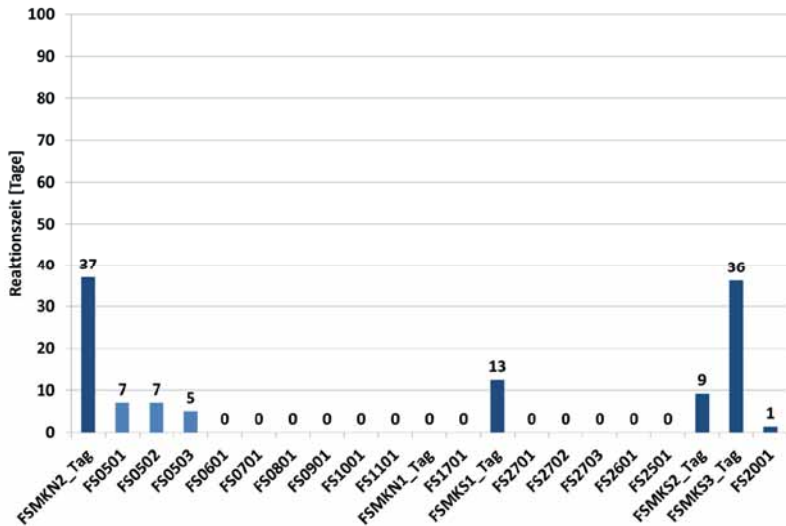


Abbildung 111: Reaktionszeiten der Sickerwasserabflussmessung am Dammfuß auf Veränderungen des Seewasserstands

7.4.3.2 Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen

7.4.3.2.1 Zu berücksichtigende äußere Einflüsse

An der Brombachhauptsperr gab es bis zum Ende des Auswertezitraums keine baulichen Eingriffe in den Dammkörper mit Auswirkungen auf die erhobenen Messwerte. Aufgrund der Probleme mit der Rücklaufleitung der Messanlage im Grundausslass, müssen für die Regressionsanalyse allerdings mehrere Dummy-Variablen zur Berücksichtigung dieser Einzeleffekte mit aufgenommen werden. Auch notwendige Wartungsarbeiten, z.B. die Erneuerung der Steuerung der Messanlage oder der Tausch von Motorpumpen und Platinen, haben zum Teil Sprünge in den Messdaten hinterlassen, die mit Hilfe von Dummy-Variablen berücksichtigt werden. Insgesamt werden daher 14 Dummy-Variablen für die automatisiert gemessenen Werte definiert. Dazu kommen weitere Variablen für die an manchen Messstellen bis 2003 zu sehende Druckverringerng sowie der Austausch der Manometer an den Piezometern (Tabelle 26).

Tabelle 26: Dummy-Variablen zur Regressionsanalyse der Messstellen an der Brombachhauptsperr

Ereignis	Variable	Berücksichtigt ab
Wartung Messanlage 2002	Wart02	12.11.2002
Wartung Messanlage 2004	Wart04	03.11.2004
Wartung Messanlage 2006	Wart06	06.12.2006
Tausch Platine und Motorpumpe 2008	TGA	01.04.2008
Wartung MQ III 2008	Wart08_1	27.11.2008
Wartung komplett 2008	Wart08_2	16.01.2009
Wartung MQ I teilw.	Wart08_3	11.03.2009
Erneuerung Messanlage 2009	EGA09	23.11.2009
Spülung Rücklaufleitung 2000	Spuel00	04.10.2000
Spülung Rücklaufleitung 2001	Spuel01	14.02.2001
Spülung Rücklaufleitung 2002	Spuel02	05.06.2002
Spülung Rücklaufleitung 2003	Spuel03	12.12.2003
Spülung Rücklaufleitung 2005	Spuel05	15.07.2005
Versuch Rücklaufleitung 2009	SpuelV09	20.05.2009-07.09.2009
Druckabfall an einzelnen Messstellen	DA	bis 31.03.2003
Manometertausch an Piezometern	MT_i	Individuell je Messstelle

Die Modifikationen an der Rückleitung der Messanlage werden einheitlich mit der Variablenbezeichnung „Spuel“ bzw. nach dem im Jahr 2009 durchgeführten Versuch mit „SpuelV“ bezeichnet. Weitere anlagenspezifische Einflüsse sind bereits durch die Bereinigung der automatisierten Daten um die Ergebnisse der Nullgebermessungen berücksichtigt.

7.4.3.2.2 Nachweis des Druckabbaus

Bei der Betrachtung der drei Porenwasserdruck-Messquerschnitte zeigt sich bereits durch die optische Sichtung der Ganglinien ein Druckabbau von etwa 15 bis 20 m zwischen den Messstellen wasserseitig der vergüteten Kernzone und luftseitig davon.

Im Messquerschnitt I bei km 1+047,5 konnten für die drei wasserseitig gelegenen Porenwasserdruckgeber Restdrücke von 80 % (P113) bis 93 % (P120) ermittelt werden. Für die luftseitigen Geber P116, P129 und P135 konnte hingegen kaum ein Einfluss des Sees nachgewiesen werden. Dies liegt zum Teil an den messanlagenspezifischen Einflüssen in deren Zeitreihen. Die beiden PWD-Geber P132 (Messhorizont 386 mNN) und P191 (396 mNN) in der vergüteten Kernzone zeigen identische Restdrücke von etwa 7 %. Lediglich für den als defekt einzustufenden Geber P172 (390 mNN) kann ein sehr hoher Restdruck von 71 % ermittelt werden. Zwar müssen dessen Messwerte seit 2010 angezweifelt werden, dennoch bildete der Geber ab dem erstmaligen Einstau bis Ende 2003 die Änderungen des Seewasserstandes gut ab. Trotz der

auffälligen Änderung der Messstellencharakteristik ab 2003 konnten Änderungen des Seewasserstandes weiterhin qualitativ nachvollzogen werden. Dieser Bereich sollte daher unter Beobachtung bleiben.

Im Gegensatz dazu zeigen die PWD-Geber in der vergüteten Kernzone des Messquerschnitts II mit zunehmender Einbauhöhe einen abnehmenden Restdruck. Während für den Geber P242 noch 53 % ermittelt werden konnten, sind am drei Meter höher eingebauten P252 nur noch 30 % vorhanden. Weitere fünf Meter darüber zeigt P262 noch 25 %, am nochmals fünf Meter höher liegenden Geber P272 sind nur noch knapp 6 % zu ermitteln. Für den Geber P235 direkt über dem Kontrollgang war keine sinnvolle Datenanpassung möglich, daher auch der Regressionskoeffizient von -0,34 (Abbildung 112).

Ähnlich wie im Messquerschnitt I kann luftseitig der vergüteten Kernzone kein sinnvoller Einfluss des Seewasserstandes mehr ermittelt werden. Auch hier werden die Ganglinien stark von den messanlagenspezifischen Einflüssen geprägt. In der Deformationsschicht über dem Kontrollgang ist im Zuge der Regressionsanalyse für keine Messstelle ein sinnvoller Zusammenhang zwischen Oberwasserstand und Messwert nachzuweisen. Anhand der gemessenen Ganglinien kann man von der vergüteten Kernzone bis zu den Messstellen luftseitig davon eine Druckabnahme von 10 m nachvollziehen, jedoch ist auch dort keine Reaktion auf den Seewasserstand erkennbar. Im Gegensatz dazu bilden die Messstellen wasserseitig der vergüteten Kernzone das Oberwassergeschehen gut ab, die Messstellen weisen Restdrücke von 98 bis 99 % auf. Daraus ist zu folgern, dass vor der vergüteten Kernzone der gesamte Wasserdruck ansteht.

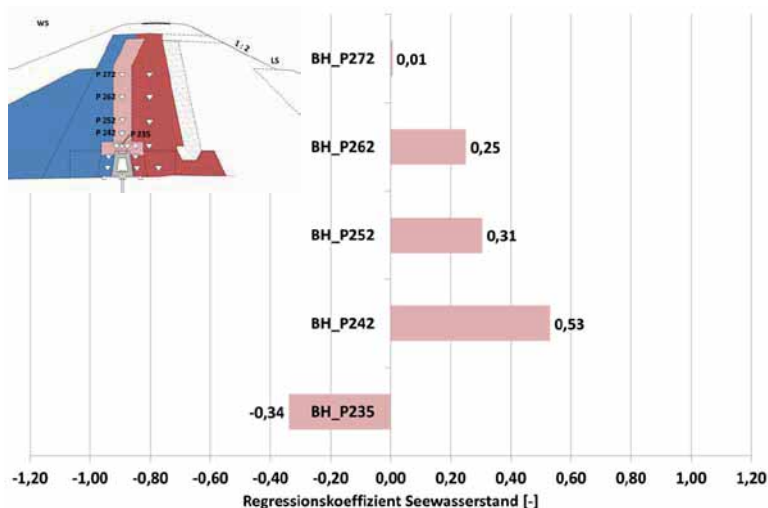


Abbildung 112: Nach oben hin abnehmender Einfluss des Seewasserstandes in der vergüteten Kernzone des Messquerschnitts II

Anders als in den Messquerschnitten I und II lässt sich im Messquerschnitt III in allen Messhorizonten ein guter Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite nachweisen. Während im wasserseitigen Stützkörper zum Teil noch der volle Wasserdruck ansteht, sind im wasserseitigen Kernbereich schon fünf, in der wasserseitigen Übergangszone zum Kontrollgang bereits über 17 % des Wasserdrucks abgebaut. In der Deformationsschicht und der vergüteten Kernzone über dem Kontrollgang (P3210 und P332) sind nur noch 25 % des ursprünglichen Druckes zu ermitteln, weiter oben nur noch 7 % (P372) bzw. 6 % (P391). An den beiden Messstellen luftseitig der vergüteten Kernzone ist der Wasserdruck vollständig abgebaut, die vorhandenen Restdrücke bewegen sich im Bereich weniger Promille. Insgesamt kann man feststellen, dass die Messwerte im Messquerschnitt III durch die separate Messanlage von deutlich höherer Qualität sind.

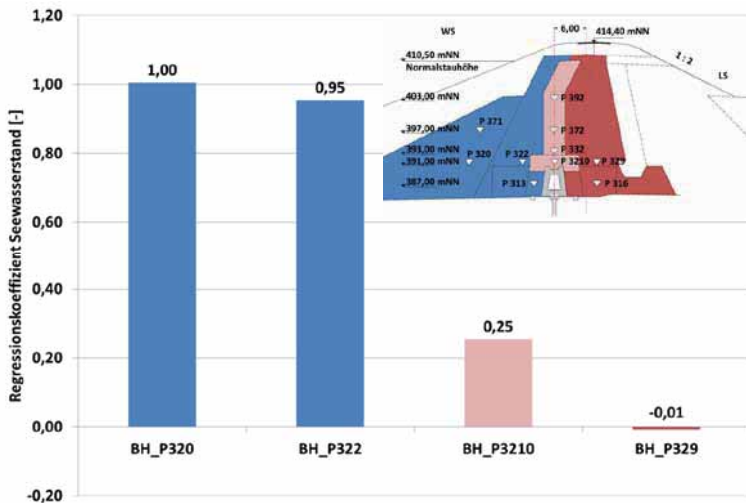


Abbildung 113: Druckabbau im Messhorizont 391 mNN des Messquerschnitts III

Gänzlich anders ist die Aussagekraft der 27 Porenwasserdruckgeber in den neun Messprofilen in der luftseitigen Übergangszone zwischen Kontrollgang und umgebenden Kern. Diese sind hauptsächlich durch die Störeinflüsse aus der Rücklaufeitung der Messanlage geprägt. Daher lassen die Ganglinien nahezu keine Rückschlüsse zu, ob noch weitere Einflüsse in die gemessenen Werte mit eingehen. Folglich zeigt die Regressionsanalyse für fast alle diese Messstellen keinen signifikanten Einfluss des Seewasserstandes. Dies wäre aufgrund der Lage der Messstellen auch wünschenswert. Durch die überaus starke Beeinflussung der Messwerte, auch durch die Tests und Versuche zur Verbesserung des ölhydraulischen Flusses in der Rücklaufeitung, muss die Aussagekraft dieser Messstellen zum jetzigen Zeitpunkt in Frage gestellt werden.

Ein aussagekräftigeres Ergebnis liefern die 24 Piezometer um den Kontrollgang. Im annähernd gleichen Dammschnitt konnten für die wasserseitigen Piezometermessstellen, sowohl an-

hand der automatisierten Werte als auch anhand der Manometerablesungen, tendenziell gleiche Restdrücke ermittelt werden. Lediglich an den Piezometern 395, 396 und 397 bei km 0+796 liegen die ermittelten Restdrücke an den Manometern deutlich über den Werten aus der Messanlage. Da auch die Ganglinien der Manometermessungen über den durch die Messanlage ermittelten liegen, könnte die Ursache hierfür eher im Bereich der Parametereinstellungen der Messanlage zu finden sein.

Luftseitig unterscheiden sich die Ergebnisse deutlicher voneinander. Fast immer zeigen die Manometermessstellen die höheren Restdrücke gegenüber den automatisierten Werten. Dies liegt aber auch hier zu einem großen Teil an den Problemen mit der Rücklaufleitung der Messanlage, durch die die Messwerte überaus stark beeinflusst werden. So ergeben sich für die Piezometer 291, 295 und 299 negative Regressionskoeffizienten für den Einfluss des Stauspiegels. Dies wird durch die Auswertung der Manometerwerte jedoch nicht bestätigt. Hier wurden Restdrücke zwischen knapp 8 und 23 % ermittelt (Abbildung 114).

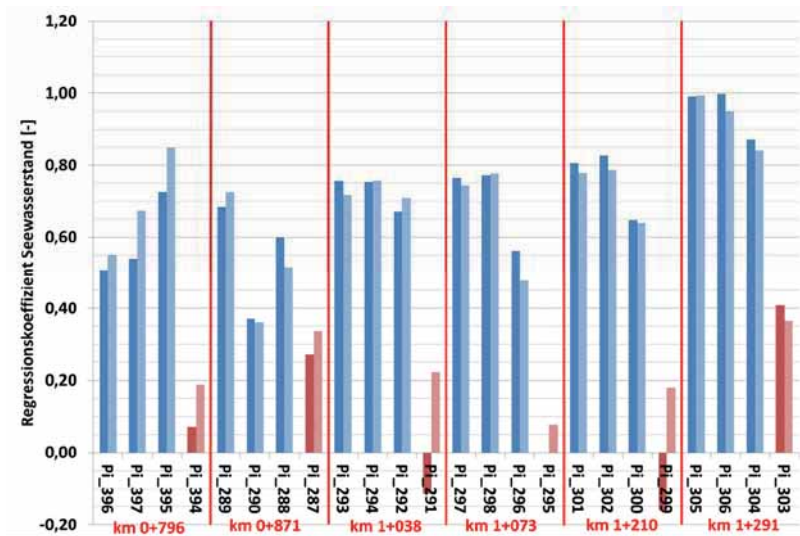


Abbildung 114: Einfluss des Seewasserstands auf die Piezometer um den Kontrollgang wasserseitig (blau) und luftseitig der Untergrundabdichtung (rot)

Dennoch sieht man an den Ergebnissen deutlich den Einfluss der Untergrundabdichtung. An allen wasserseitigen Messstellen herrschen im Vergleich hohe Drücke, während an den luftseitigen Piezometern eine deutliche Druckreduktion nachgewiesen werden kann.

Auffällig sind aber die hohen luftseitigen Restdrücke am Piezometer 287 (km 0+871) mit 27 % (Messanlage) bzw. 34 % (Manometer) und vor allem am Piezometer 303 (km 1+291, Messquerschnitt II) mit 41 % (Messanlage) bzw. 37 % (Manometer). Schon die Ganglinien der beiden Geber liegen auffallend höher als die der übrigen luftseitig installierten Piezometer und bilden im Gegensatz zu diesen auch den Verlauf des Seewasserstandes deutlich ab.

Die hohen Regressionskoeffizienten der wasserseitig in der Übergangszone Kern/Kontrollgang liegenden Geber 305 und 306 (km 1+291) bestätigen die Ergebnisse für die Porenwasserdruckgeber 212 und 222 des Messquerschnitts II. Im Gegensatz dazu stehen die beiden Piezometer im Untergrund. Sowohl der wasserseitige Piezometer 304 als auch der luftseitig der Dichtwand angeordnete Pi303 zeigen deutlich höhere Drücke als die vergleichbaren Piezometer der übrigen Profile. Nur geringfügig niedriger sind die Drücke am luftseitigen Pi287. Dies deutet auf lokale Unstetigkeiten der Untergrundabdichtung im Bereich von km 0+871 und km 1+1291 hin. Die Ursache für diese punktuell höheren Restdrücke scheinen undichte Schlitzwandfugen in diesen Bereichen zu sein (*Riedel 2014*).

Die ebenfalls von der luftseitigen Kontrollgangsohle gebohrten Einzelpiezometer 450 und 451 (Manometerablesung) bewegen sich mit Restdrücken von 16 bzw. 27 % ebenfalls im Bereich der anderen luftseitigen Piezometer und verstärken die Vermutung lokaler Unstetigkeiten.

Auffällig ist hingegen die Messstelle Pi 464 am Dichtwandkopf bei Station 1+008. Neben der bereits erwähnten hohen Korrelation mit dem Oberwasserstand ist an diesem Piezometer auch ein Restdruck von 74 % vorhanden. Dieser hohe Staudruck wird auch bereits im Ein- und Auslassungsbericht erwähnt (*WWA AN und LfW 2002*). Nach Aussage des Betreibers ist dieser hohe Restdruck vermutlich auf undichte Dichtwandfugen in Verbindung mit dem dichten Asphaltverguss des Dichtwandkopfes zurückzuführen. Der Stauwasserdruck kann sich so über diese Fugen im Dichtwandkopfbereich verteilen (*Riedel 2014*).

An den Piezometern Pi 461, 462 und 463 von der luftseitigen Kontrollgangwand in die Übergangszone ist der Einfluss des Seewasserstandes kaum mehr vorhanden und liegt zwischen 2 % und knapp 4 %. Lediglich am Pi 460 sind noch 21 % des Staudruckes vorhanden, was aber dennoch einem Druckabbau von fast 80 % entspricht. Während die zugehörige Ganglinie bis 2003 noch einen Einfluss des Seewasserstandes erkennen lässt, wird dieser in den darauf folgenden Jahren immer geringer und ist heute nicht mehr zu erkennen. Der Ganglinienverlauf ab Mitte 2009 lässt keinen Zusammenhang mit dem Oberwasserstand mehr erkennen.

Der Druckabbau entlang des Betriebsauslasses wird durch die Piezometer entlang des Massivbauwerks bestätigt. Während die beiden wasserseitigen Geber Pi 452 und 453 noch zu 69 % bzw. 64 % vom See beeinflusst werden, sind bis zur letzten Messstelle auf der Luftseite etwa 85 % des Seedruckes abgebaut und nur noch 17 % (Pi 458) bzw. 15 % (Pi 459) vorhanden (Abbildung 115).

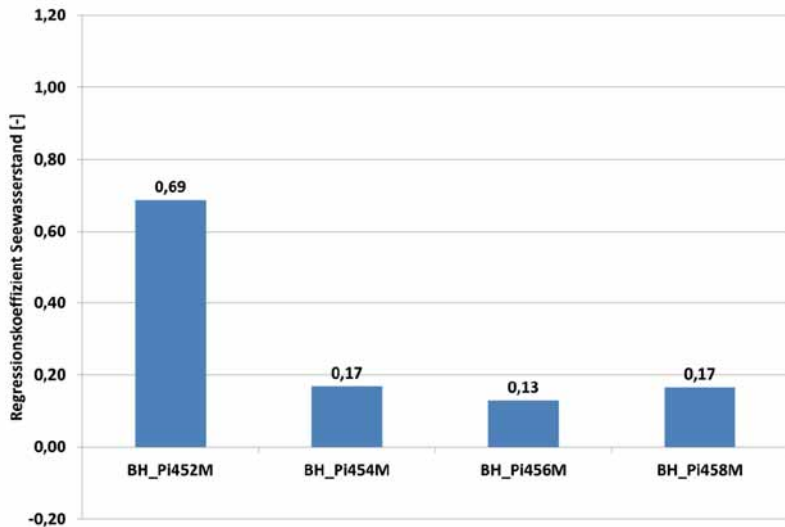


Abbildung 115: Druckabbau entlang der nördlichen Wand des Betriebsauslasses

Das Bild eines funktionierenden Dichtungssystems wird auch durch die Auswertung der 79 Standrohrmessstellen bestätigt. Zwischen den wasserseitig der vergüteten Kernzone angeordneten Standrohren und denen im luftseitigen Dammbereich und im Dammvorland kann der Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite deutlich nachvollzogen werden. Liegt der Einfluss des Sees wasserseitig zum Teil bei über 0,8 (am Pegel 208/88 sogar 1,0), so kann man luftseitig davon eine deutliche Reduktion auf Werte zwischen 0,44 und 0,02 feststellen. Betrachtet man den Dammlängsschnitt, so ist deutlich zu erkennen, dass die Pegel mit der Filterstrecke im mittleren Burgsandstein - also direkt unterhalb der Dammaufstandsfläche - geringere Restdrücke aufweisen als die Standrohre, deren Filter im unteren Burgsandstein angeordnet sind. Grund hierfür ist der Verlauf der Schlitzwandunterkante. Da diese auf ihrer gesamten Länge mindestens in die unter dem mittleren Burgsandstein anschließende Lettenschicht einbindet, ist der Einfluss des Oberwasserstandes auf diese Messstellen gering. Die Restdrücke reichen von 2 % in Dammmitte bis knapp 30 % an den Randbereichen, was auf eine Umströmung der Dichtwand in den Randbereichen schließen lässt. Dieses Ergebnis hat sich bereits in der Korrelationsanalyse angedeutet.

Entsprechend anders sehen die Ergebnisse für die Standrohre des unteren Burgsandsteins aus. An den ermittelten Regressionskoeffizienten kann man im Längsschnitt ebenfalls deutlich den Einfluss der Dichtwandunterkante erkennen. In den Randbereichen zwischen km 0+000 und km 0+500 sowie zwischen km 1+600 und km 1+700 bindet die Dichtwand nicht in die unter dem unteren Burgsandstein folgenden Basisletten ein, sondern endet im unteren Burgsandstein. Durch die so geschaffenen Strömungsfenster stellen sich dort bereits an den wasserseitigen Standrohren geringere Restdrücke ein als zur Dammmitte hin. Auf der Luftseite verhält es

sich dementsprechend umgekehrt. Hier ist der Einfluss des Seewasserstandes auf die Druckverhältnisse in den Randbereichen deutlich größer als bei den Messstellen in Dammmitte. Während an den Rändern der ermittelte Einfluss des Oberwasserstandes zwischen 30 % und 40 % liegt, sind an den Messstellen in Dammmitte zum Teil nur noch Restdrücke von 3 % bis 4 % vorhanden. Am südlichen Ende macht sich der höhere Einfluss des Sees bereits an den Standrohren ab km 1+490 bemerkbar. Hier fallen die Basisletten leicht nach unten ab, wodurch das durchströmte Fenster zwischen der Unterkante der Dichtwand und der dichten Lettenschicht noch etwas größer wird. Bemerkbar macht sich dies an Regressionskoeffizienten von über 0,2. In Dammmitte konnte nur für die vier Standrohre, deren Filterstrecke im Dammkern angeordnet ist, ein größerer Einfluss des Oberwasserstandes ermittelt werden, der zum Teil bei über 40 % liegt.

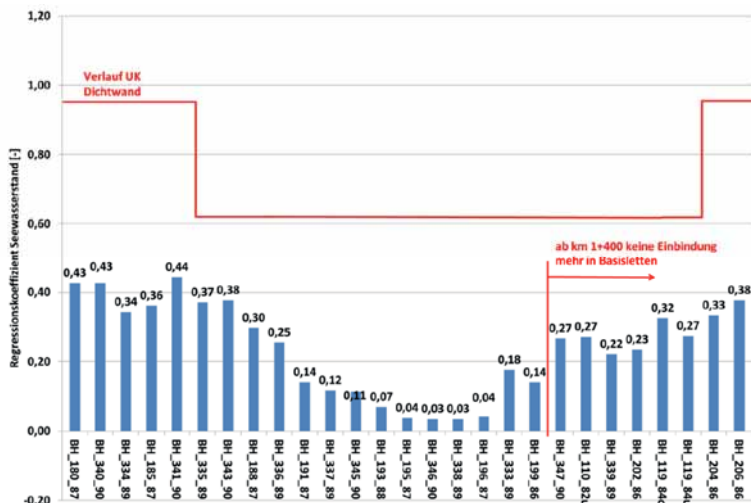


Abbildung 116: Staudruck an den Standrohren mit Filterstrecke im unteren Burgsandstein mit qualitativem Verlauf der Dichtwandunterkante

In den Standrohren im luftseitigen Kaminfilter wurden im Beobachtungszeitraum keine Wasserstände festgestellt, was auf einen funktionierenden Filter schließen lässt. Demzufolge war eine Auswertung dieser Messstellen nicht möglich.

Den bisher an den meisten Messstellen nachzuverfolgenden Druckabbau über den Dammquerschnitt kann man auch an den vertikalen Erddruckgebern gut nachvollziehen, deren Messwertschwankungen fast ausschließlich durch die Wasserstandsbewegungen im See zustande kommen. Dies ist an den Ganglinien gut zu erkennen, da die Veränderungen der Messwerte immer reversibler Natur sind. Eine dauerhafte Spannungumlagerung ist aufgrund der Messwerte nicht zu erkennen.

An den horizontalen Erddruckmessstellen hingegen ist der Unterschied zwischen Wasser- und Luftseite weitaus geringer. Dies kommt daher, dass bei Einstau des Sees der Damm in Richtung Luftseite belastet wird und so auch auf den luftseitigen, horizontalen Erddruckgeber wirkt. Da auch hier die Druckveränderungen stets reversibler Natur sind, erscheinen die Ergebnisse plausibel.

An insgesamt vier Erddruckmessstellen konnte im Beobachtungszeitraum ein nicht erklärbarer Druckabfall festgestellt werden. Am Geber E 1211 im Messquerschnitt 1 begann ab Dezember 2008 der Druck abzusinken. Nach einer Stabilisierungsphase mit einem etwa 1,5 bar niedrigerem Druck in den Jahren 2011 und 2012 war der Geber ab Dezember 2012 drucklos. Da in der Folge auch kein Messdruck mehr aufgebaut werden konnte, ist zu vermuten, dass eine Leckage am Geber aufgetreten und er somit als defekt anzusehen ist. Auch an den horizontalen Erddruckgebern 276 (MQ II) sowie 301 und 314 (MQ III) konnten nicht erklärbare Druckabfälle festgestellt werden. Da jedoch alle umliegenden Messstellen keinerlei Hinweise auf eine Veränderung des Spannungszustandes oder des Druckabbaus im Dammbauwerk liefern, muss auch hier von einem Fehler an den jeweiligen Erddruckgebern ausgegangen werden. Bisher konnte diese Druckentwicklung von Betreiberseite nicht abschließend aufgeklärt werden (WWA AN 2013).

7.4.3.2.3 Zeitlicher Trend der Messstellen

Zur langfristigen Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes ist die Kenntnis der Messwertentwicklung unabdingbar. Jedoch müssen die statistisch ermittelten Trends immer kritisch geprüft werden.

An den Hauptmessquerschnitten I (km 1+047,5) und III (km 0+485) z.B. zeigen alle wasserseitig der vergüteten Kernzone angeordneten Geber einen tendenziell abnehmenden Druckverlauf, während für alle in oder luftseitig der vergüteten Kernzone angeordneten Geber ansteigende Tendenzen ermittelt wurden. Dies würde zunächst für eine Verschlechterung des Druckabbaus über den Messquerschnitt sprechen. Hier ist es jedoch erforderlich, die Ganglinien der Messstellen mit den statistischen Ergebnissen zu vergleichen.

Während der abnehmende Trend der wasserseitigen Messstelle P 113 plausibel erscheint, werden die luftseitigen Ganglinien stark durch die anlagenbedingten Druckanstiege beeinflusst (P 116, P 129, P 135). Der defekte Geber P 172 weist den stärksten Trend auf und wird daher nicht weiter gewertet. Die Geber P 132 und P 191 hingegen zeigen zwar kaum Reaktionen auf den Seewasserstand, dennoch kann man an beiden Ganglinien deutlich die mehrere Jahre dauernde, stark gedämpfte Reaktion auf den Ersteinstau des Sees beobachten. Die Folge ist ein über die Jahre ansteigendes Druckniveau, das somit den ermittelten Trend bedingt.

Für den Messquerschnitt III wurden ähnliche Trends ermittelt. Die wasserseitigen Porenwasserdruckgeber zeigen keinen oder einen abnehmenden Trend an, während die luftseitigen Messstellen alle eine ansteigende Tendenz aufweisen (Abbildung 117). Im Gegensatz zum Messquerschnitt I erscheinen hier die Trends durchaus plausibel, wobei die luftseitig der ver-

güteten Kernzone angeordneten Geber einen schwächeren Anstieg aufweisen als die in der vergüteten Kernzone angeordneten.

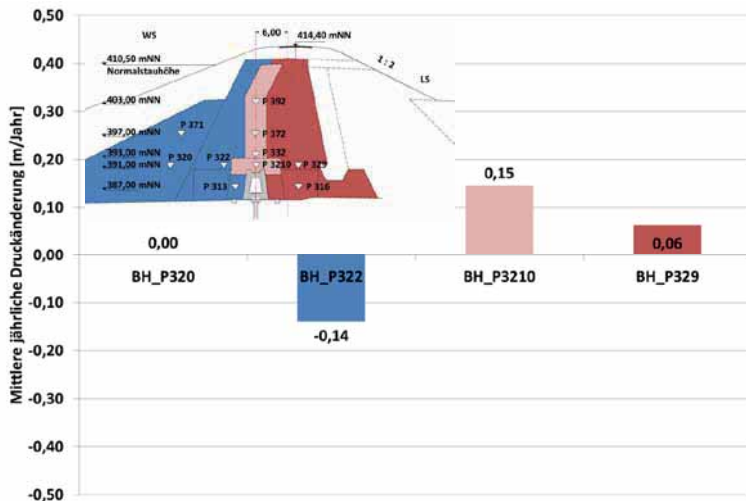


Abbildung 117: Mittlere jährliche Druckänderung beispielhaft für den Messhorizont 391 mNN des Messquerschnitts III

Im Messquerschnitt II konnte für alle PWD-Geber ein negativer Trend ermittelt werden. Hier ist jedoch auch wieder anzumerken, dass die Ganglinien der Messstellen luftseitig der vergüteten Kernzone keine offensichtliche Reaktion im Zusammenhang mit dem See erkennen lassen. Die Messstellen P 232 und P 265 sind aufgrund der angezeigten Druckverläufe als defekt anzusehen, der Geber P 275 aufgrund seines ebenfalls unerklärlichen Druckverlaufes zumindest als zweifelhaft.

Die ermittelten zeitlichen Trends der PWD-Geber in den Messquerschnitten müssen daher aufgrund der vielen Störeinflüsse an den luftseitigen Messstellen als wenig aussagekräftig bewertet werden. Dasselbe gilt für die Porenwasserdruckgeber P401 bis P483 in den neun luftseitigen Messquerschnitten, für die durchweg positive Trends ermittelt wurden.

Bei den Piezometermessstellen Pi 287 bis Pi 394 in den sechs Messquerschnitten um den Kontrollgang ergibt sich im Hinblick auf die zeitliche Entwicklung der gemessenen Drücke ein ähnliches Bild. Fast alle wasserseitigen Messstellen besitzen einem abnehmenden Trend, während die Messstellen auf der Luftseite einen kontinuierlichen Druckanstieg zu verzeichnen haben. An den Piezometern bei km 0+796 zeigen die automatisierten Werte und die Manometerablesungen genau gegenläufige Trends, während an den übrigen Piezometern beide Werte qualitativ gut übereinstimmen (Abbildung 118). Der Grund für die zum Teil großen Abweichungen an den luftseitigen Messstellen zwischen Messanlagen- und Manometerwert ist auch hier wieder in der starken Beeinflussung durch die Rücklaufleitung zu suchen. Die dauerhafte Funktionsfä-

higkeit der Untergrundabdichtung sollte daher regelmäßig durch die Manometerablesungen beobachtet werden, was vom Betreiber ohnehin regelmäßig durchgeführt wird.

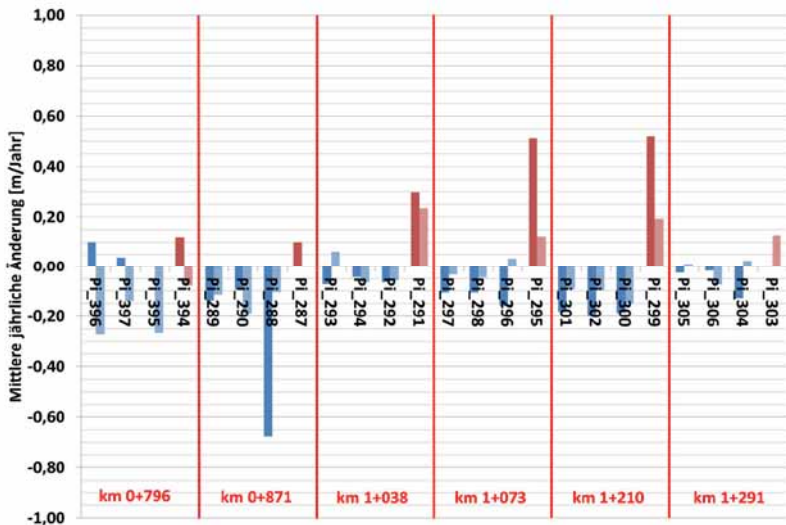


Abbildung 118: Mittlere jährliche Druckänderung an den Piezometern um den Kontrollgang wasserseitig (blau) und luftseitig der Untergrundabdichtung (rot)

Für die Piezometer entlang des Betriebsauslasses sowie die weiteren luftseitigen Piezometer konnten sinkende Tendenzen festgestellt werden. Einzig für die drei Piezometer 450, 451 und 461 konnten steigende Drücke ermittelt werden. Deren Ganglinien lassen jedoch keinen Zusammenhang mit dem Seewasserstand erkennen.

An den Grundwassermessstellen ist nahezu überall eine abnehmende Tendenz der Messwerte erkennbar. Ansteigende Trends konnten für 16 Messstellen ermittelt werden. Die stärksten Anstiege zeigen hier die Messstellen 374/98 und 376/98 an beiden Seiten des Grundablasses mit 3 cm bzw. knapp 7 cm pro Jahr. Unter Umständen ist hier die Entstehung eines bevorzugten Sickerweges zu beobachten. Auch die Messstelle 187/87 am nördlichen Dammfuß weist einen kontinuierlichen Anstieg von knapp 7 cm pro Jahr auf. Diese Bereiche sollten auch zukünftig verstärkt kontrolliert werden.

7.4.3.3 Regressionsanalyse der Sickerwasserabflussmessung

Die Messreihen der Dammsickerwasserabflüsse im Kaminfilter zeigen größtenteils keine Reaktion auf den Wasserstand im Stausee. Im 1,2 km langen nördlichen Abschnitt zeigt lediglich das Schott KS200 einen hoch signifikanten Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwasser- menge, die absolute Menge ist aber gering. Bei einem Meter Anstieg des Seewasserstandes steigt die dort gemessene Sickerwasserabflussmenge um 0,000216 l/s an. Die Summenmes- sung des gesamten nördlichen Abschnitts wird aber deutlich durch das nördlichste Schott

KS100 beeinflusst, das wiederum stark vom Niederschlagsgeschehen geprägt ist. Alle weiteren Schotts liefern nur unbedeutende Sickerwassermengen und werden durch den Seewasserstand nicht signifikant beeinflusst. Im deutlich kürzeren südlichen Abschnitt zeigt nur das Schott KS1590 mit einer Zunahme der Sickerwasserabflüsse von 0,000296 l/s bei einem Meter Seewasseranstieg einen hoch signifikanten Zusammenhang. Grund hierfür können Umströmungsvorgänge an der südlichen Talflanke sein. Für die anderen vier Einzelschotts ist der Einfluss des Sees nicht signifikant. Anders als im Nordbereich zeigt die Summenmessung Süd nahezu keine Schwankungen und bewegt sich den gesamten Betrachtungszeitraum zwischen um 0,009 l/s und 0,015 l/s. Die Schwankungen liegen hier bereits im Bereich der Messgenauigkeit, ebenso der ermittelte Anstieg der Sickerwassermenge von 0,000175 l/s bei einem Meter Stauerhöhung.

Im Gegensatz dazu zeigen fast alle Sickerwasserschotts des Dammfußfilters einen hoch signifikanten Einfluss des Seewasserstandes auf die gemessenen Sickerwassermengen. Im nördlichen Abschnitt zwischen 0+000 und 0+820 zeigen alle Einzelschotts einen ausgeprägten Einfluss des Seewasserstandes. Am stärksten reagieren die Schotts FS0502, 0503 und 0601, die mit Sickerwasseranstiegen von 0,06 l/s bis 0,08 l/s auf einen Meter Seespiegelanstieg reagieren. Die Summenmessung des nördlichen Dammfußfilters steigt dabei um 0,23 l/s je Meter Oberwasseranstieg (Abbildung 119).

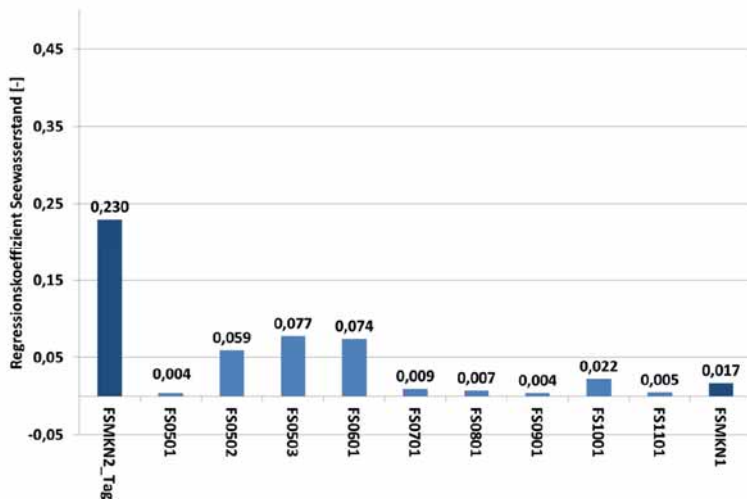


Abbildung 119: Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Nord; die Einzelschotts sind in Hellblau dargestellt

Im südlichen Dammfußfilter reagieren die Einzelfußdrains FS2001 und FSMKS2 am stärksten auf den Seewasserstand. FS2001 deckt den Bereich zwischen km 1+127 und km 1+250 ab, FSMKS2 den Bereich zwischen km 1+280 und km 1+380. An beiden Messstellen steigen die

gemessenen Sickerwasserabflüsse je Meter Stauspiegeländerung um 0,09 l/s an. Die Messstelle FS2001 wird jedoch maßgeblich vom Unterwasserstand mit beeinflusst, was bei der Interpretation der Sickerwassermengen immer mit berücksichtigt werden muss. Je Meter ansteigenden Unterwasserspiegels ist an dieser Messstelle ein Sickerwasseranstieg von 0,33 l/s zu erwarten. FSMKS2 entwässert hingegen den Bereich, in dem sich auch der bereits auffällige luftseitige Piezometer 303 befindet.

Auch auf die Einzelschotts FSMKS3 und FS1701 ist der Einfluss des Sees hoch signifikant. Hier jedoch liegt die errechnete Sickerwasserzunahme je Meter Seewasseranstieg deutlich niedriger bei 0,017 l/s bzw. 0,023 l/s (Abbildung 120).

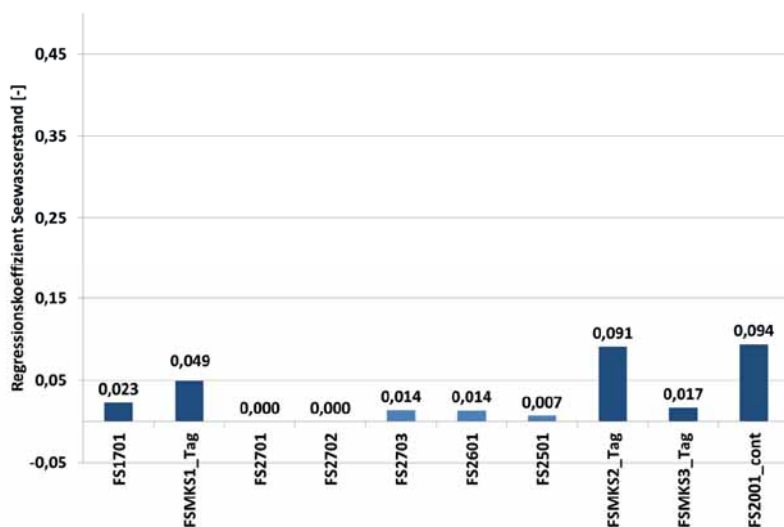


Abbildung 120: Einfluss des Seewasserstands auf die Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Süd. Die Einzelschotts sind in Hellblau dargestellt

Einen weniger starken Einfluss hat der Speicherwasserstand auf die Summe der Sickerwasserabflüsse der fünf südlichen Einzelschotts, die am Datenpunkt FSMKS1 erfasst werden. Diese Messstelle zeigt eine Sickerwasserzunahme von 0,05 l/s bei einem Meter Seeanstieg. Die beiden südlichsten Einzelschotts FS2701 und FS2702 führen sogar nahezu nie Sickerwasser und können daher als annähernd trocken angesehen werden. Zur Mitte hin, an den Schotts FS2703, FS2601 und FS2501, nehmen die Sickerwasserabflüsse dann zu, FS2601 fördert sogar kontinuierlich Sickerwasser von mindestens 0,11 l/s.

Die Sickerwassermengen im Kaminfilter und am Dammfuß unterscheiden sich auch im Hinblick auf ihre zeitliche Entwicklung. Für die Messstellen des Kaminfilters konnten nur minimale zeitliche Veränderungen errechnet werden. Diese trifft sowohl für den Nord-, als auch den Südtteil des Kaminfilters zu. Diese sind allerdings so gering, dass man für den Auswertzeitraum von keiner merklichen Veränderung des Sickerwasserverhaltens ausgehen kann.

Für die Messstellen des Fußfilters hingegen konnten deutliche Trends ermittelt werden. Die Abflusssummenmessung des Nordbereichs des Dammfußfilters weist einen stark steigenden Trend auf und nimmt pro Jahr um 0,13 l/s zu. Den Hauptanteil hierzu liefern wieder die Einzelschotts FS0503 und FS0601 mit jährlichen Zunahmen von 0,03 l/s bzw. 0,06 l/s. Auch der Sickerwasserabfluss im Schott FS0701 steigt im Mittel jährlich um 0,02 l/s. Eine äußerst geringe Zunahme ist noch für Schott FS0801 zu ermitteln. Hier steigt der Sickerwasseranfall jährlich aber nur um 0,0007 l/s. Alle weiteren nördlichen Schotts zeigen eine leicht abnehmende Tendenz (Abbildung 124).

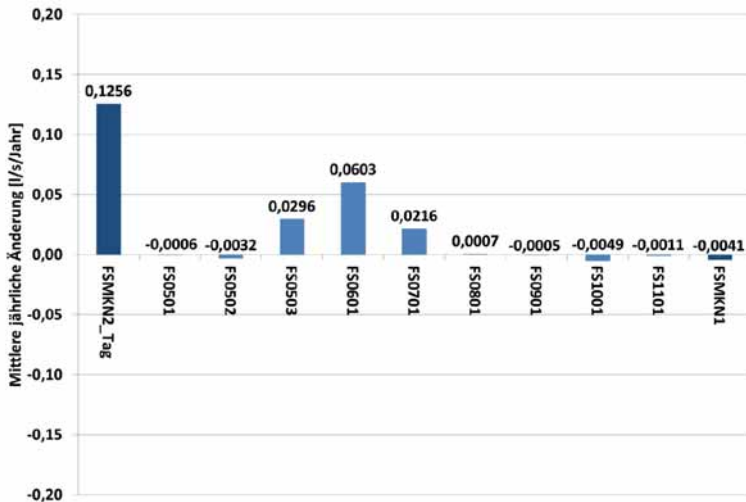


Abbildung 121: Mittlere jährliche Änderung der Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Nord

Im südlichen Fußfilter zeigen nur die Einzelschotts FSMKS2 und FSMKS3 eine ansteigende Tendenz. Das Maximum konnte hier für FSMKS2 mit 0,05 l/s ermittelt werden. Alle weiteren Messstellen weisen eine Abnahme des Sickerwasserabflusses auf. Am stärksten ist dies an der Messstelle FS2001 ausgeprägt. Hier verringerte sich die Sickerwassermenge seit 2008 jährlich um 0,07 l/s, nachdem sie zwischen 2000 und 2008 um ca. 0,15 l/s jährlich gestiegen war (Abbildung 122).

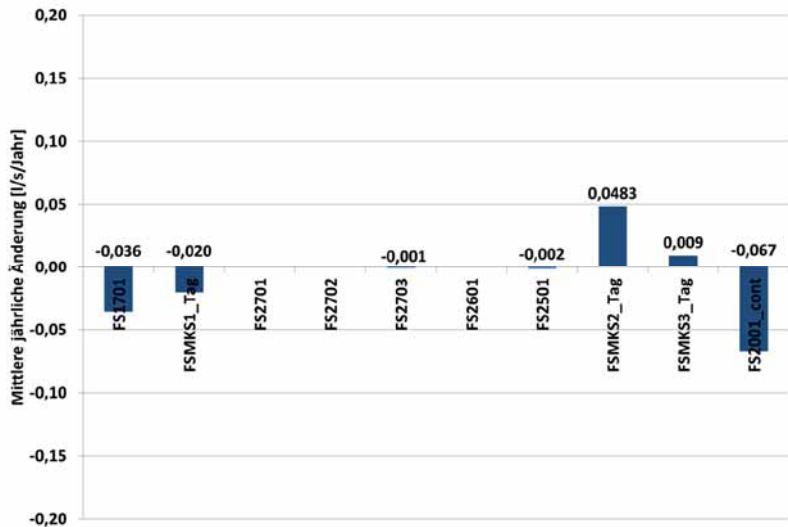


Abbildung 122: Mittlere jährliche Änderung der Sickerwasserabflussmengen im Dammfußdrain Süd

7.5 Lechstaustufe 6 - Dornau

7.5.1 Vorhandene hydrometrische Messsysteme

Zur Überwachung der hydraulischen Sicherheit der Talsperre Dornau waren über das Dammbauwerk bis zum Jahr 2012 luftseitig 16 Standrohrpiezometer verteilt, die zum Teil kontinuierlich, zum Teil jedoch auch seltener gemessen werden, bis hin zu Drei-Monats-Intervallen. Weitere Standrohre sind im Dammvorland, also zwischen Damm und Mittelwasserbecken bzw. Unterwasser, und an den Dammflanken angeordnet. Eine 14-tägig beobachtete Messstelle befindet sich zudem im Dammkern.



Abbildung 123: Lageplan des Staudammes mit Messeinrichtungen bis 2012 (E.ON Kraftwerke)

Um durch indirekte Messverfahren Informationen über den Zustand des Dammes zu erhalten, waren ebenfalls bis zum Jahr 2012 insgesamt zehn Porenwasserdruckmessstellen, verteilt auf drei Messquerschnitte bei den Stationen 119,2, 209,2 und 248,0, installiert (Abbildung 124). Während das Profil 119,2 etwa in Dammmitte liegt, befinden sich die beiden letztgenannten Profile im Bereich der rechten Talflanke, in dem der Damm nicht auf Flinzmergel gegründet wurde.

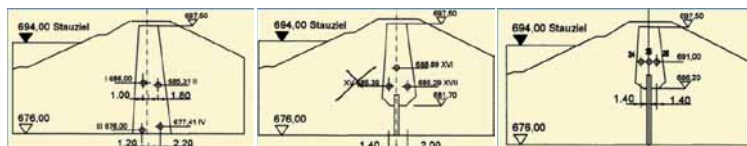


Abbildung 124: Porenwasserdruckgeber in den Profilen 119,2, 209,2 und 248,0 (E.ON Kraftwerke)

In einem weiteren Querschnitt auf der rechten Dammseite bei Station 255,0 befinden sich zudem drei Erddruckgeber zur Messung des horizontalen Erddrucks (Abbildung 125).

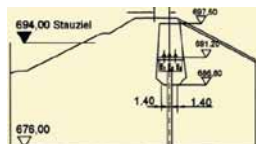


Abbildung 125: Erddruckgeber im Profil 255,0 (E.ON Kraftwerke)

Das ehemalige Profil 252,2 bestand ursprünglich aus drei Porenwasserdruckgebern. Mittlerweile existiert nur noch der Porenwasserdruckgeber V. Die beiden anderen Geber VI und VII in diesem Profil wurden aufgrund von unplausiblen, weit über dem Stauziel liegenden Messwerten, nur bis 2004 messtechnisch erfasst. Daher wurde dieses Messprofil durch die nachträglich

eingebauten und seit Mitte des Jahres 2000 gemessenen Geber 24, 25 und 26 in dem neuen Profil 248,0 ersetzt. Aus demselben Grund wurde der PWD-Geber XV im Profil 209,2 Ende 2005 aus dem Messprogramm entfernt.

Um Informationen über die Unterströmung der nachträglich errichteten Hochwasserentlastungsanlage 2 zu erhalten, wird dort an vier Stellen der Sohlwasserdruck gemessen. Bei längerem Betrieb der Entlastungsanlage werden die Messstellen zusätzlich von alten Drainageausläufen in diesem Bereich beeinflusst. Alle indirekt gemessenen Drücke wurden bisher über ein pneumatisches Messsystem 14-tägig erfasst.

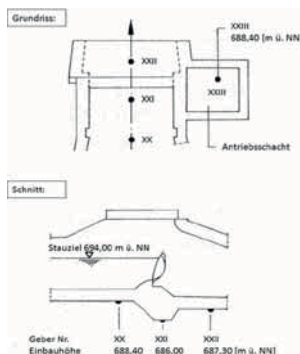


Abbildung 126: Anordnung der Sohlwasserdruckmessstellen unter der HWE 2 (E.ON Kraftwerke)

Ab Ende 2012 wurde die Messausstattung des Dammbauwerkes grundlegend modernisiert und erweitert. Unter anderem wurden 24 zusätzliche Porenwasserdruckgeber mit dem Messprinzip der schwingenden Saite, verteilt auf fünf Messquerschnitte sowie sechs zusätzliche Standrohrpegel im luftseitigen Dammkörper, eingebaut. Da die seit 2012 erhobenen Daten jedoch zur statistischen Auswertung einen nicht ausreichend langen Zeitraum umfassen, wurde im Rahmen dieser Arbeit nur auf die bereits viele Jahre bestehenden Messstellen zurückgegriffen, anhand derer auch bisher die Beurteilung der Anlagensicherheit erfolgte.

7.5.2 Datengrundlage

7.5.2.1 Zeitreihe

Die vom Betreiber zur Auswertung zur Verfügung gestellten Daten umfassen den Zeitraum vom 01.01.1993 bis zum 31.12.2012. Somit reicht die betrachtete Reihe über einen Zeitraum von 20 Jahren bzw. 7305 Tagen. Über den gesamten Zeitraum ist ein nahezu konstanter mittlerer Oberwasserstand zu beobachten. Lediglich im November 1993 wurde dieser bis auf 686,91 mNN abgesenkt, was einer Unterschreitung des Absenckzieles von 4,09 m entspricht. Grund hierfür war der Bau der zweiten Hochwasserentlastungsanlage an der linken Talflanke.

7.5.2.2 Datenerhebung und Messintervalle

Die hydrometrischen Messdaten an der Talsperre Dornau werden auf drei Arten erfasst. Die insgesamt 29 Standrohrmessstellen werden alle manuell durch Lichtlotmessungen erhoben. Diese Kontrollen erfolgen zum Teil 14-tägig, zum Teil jedoch auch nur monatlich bzw. drei-monatlich. Vier Messstellen im luftseitigen Dammkörper sowie zwei Messstellen am luftseitigen Dammfuß wurden zwischen 2000 und 2004 mit Drucksonde und Datenloggern ausgerüstet und werden seitdem kontinuierlich gemessen. Die automatisiert über die pneumatische Messanlage erhobenen Daten der Porenwasser-, Erd- und Sohlwasserdrücke werden in einem 14-tägigen Rhythmus erfasst. Die Wasserstände im Ober-, Mittel- und Unterwasser sowie der Niederschlag werden kontinuierlich gemessen. Die nachfolgende Tabelle 27 liefert einen Überblick über die vorhandene Messausstattung und die zugehörigen Messintervalle.

Tabelle 27: An der TS Dornau erhobene Messdaten

Messstelle	Anzahl	Messintervall	Ø Anzahl Messwerte	Beginn Zeitreihe Auswertung
Oberwasserstand	1	kontinuierlich	7298	01.01.1993
Mittelwasserstand	1	kontinuierlich	7305	01.01.1993
Unterwasserstand	1	kontinuierlich	7305	01.01.1993
Porenwasserdruck	10 (13)	14-tägig	326	25.10.1993
Erddruck horizontal	3	14-tägig	414	15.01.1993
Sohlwasserdruck	4	14-tägig	464	15.11.1994
Grundwasserstand Dammkörper LS	4	kontinuierlich (Kontrolle 14-tägig)	3550 (492)	(05.10.1993)
Grundwasserstand Dammkörper LS	1	14-tägig	489	05.10.1993
Grundwasserstand Dammkörper LS	6	monatlich	281	05.10.1993
Grundwasserstand Dammkörper LS	5	drei-monatlich	89	19.10.1993
Grundwasserstand Dammkern	1	14-tägig	262	05.12.2001
Grundwasserstand Dammvorland und Talflanken	2	kontinuierlich (Kontrolle 14-tägig)	4058 (493)	(05.10.1993)
Grundwasserstand Dammvorland und Talflanken	2	14-tägig	444	10.01.1995 bzw. 05.10.1993
Grundwasserstand Dammvorland und Talflanken	9	monatlich	267	05.10.1993, 10.01.1995 und 16.05.1995
Niederschlag	1	kontinuierlich	7301	01.01.1993

7.5.2.3 Messfehler und Datenbereinigung

Die Daten werden durch den Betreiber auf Plausibilität geprüft und bei fehlerhaften Aufzeichnungen korrigiert. Abgesehen von wenigen einzelnen Fehlwerten mussten die Daten nicht

aufbereitet werden. In den übergebenen Daten wurden keine augenscheinlichen Messfehler oder -abweichungen festgestellt.

Lediglich die Zeitreihe des Standrohrs 06-096 im luftseitigen Filter bei Station 99,2 zeigte einen ungewöhnlichen und kontinuierlichen Anstieg mit einer jährlichen Zunahme des Wasserstandes von im Mittel fast 28 cm. Die Filterstrecke des Pegels liegt im Bereich der Gründungssohle des Kerns und der freigelegten Flinzoberfläche. Dies hätte ein Indiz für eine mögliche fortschreitende Fugenerosion in der Kontaktfläche zwischen Kern und Untergrund sein können. Um eine Erklärung für diese Beobachtungen zu erhalten, wurde an der Messstelle 06-096 im Februar 2014 durch den Betreiber ein Auffüllversuch bis in Höhe der Dammkrone durchgeführt. Um auch eine nicht durchlässige Filterstrecke als Grund für den kontinuierlichen Anstieg des Wasserstandes ausschließen zu können, wurde im Juli 2014 zudem eine Spülung des Standrohrs und der Filterstrecke veranlasst. Nach Auswertung beider Maßnahmen durch den Betreiber zeigte sich, dass die Messstelle aufgrund einer undurchlässigen Filterstrecke als nicht funktionsfähig angenommen werden kann. Daher wurde das Standrohr aus dem regelmäßigen Beobachtungsprogramm entfernt (*Strobl 2014*) und wird auch im Rahmen der statistischen Auswertungen nicht weiter betrachtet.

7.5.3 Auswertung

Die Auswertung der Messdaten erfolgte auch hier wieder anhand von Tagesmittelwerten des Ober-, Mittel- und Unterwasserstandes. Auch die an den sechs Standrohren mit Drucksonden gewonnenen Daten gehen als Tagesmittelwerte in die Analyse mit ein. Im Gegensatz dazu sind die über die pneumatische Messanlage sowie über Lichtlotmessung an einem Großteil der Messstellen erhobenen Daten Stichtagsmessungen. Aufgrund der zum Teil großen Intervalle bei der Messdatenerhebung in Verbindung mit dem im Tagesmittel nahezu konstanten Oberwasserstand ist es fraglich, welche Aussagekraft die daraus ermittelten Reaktionszeiten besitzen. Dennoch wird sie auch hier durchgeführt.

7.5.3.1 Ermittlung der Reaktionszeiten – Korrelationsanalyse

Die Ermittlung der Korrelationskoeffizienten und der Reaktionszeiten wird wieder getrennt für die einzelnen Messstellentypen vorgenommen. Die über die Messanlage erhobenen Porenwasser-, Erd- und Sohlwasserdrücke zeigen auch an der Talsperre Dornau die von der Wasser- zur Luftseite erwartbare, abnehmende Korrelation mit dem Oberwasserstand.

Während die wasserseitig im Kern installierten Porenwasserdruckgeber alle eine starke Korrelation mit dem Oberwasserstand von mindestens 0,86 aufweisen, korrelieren die in Kernmitte und luftseitig davon eingebauten Geber mit Werten zwischen 0,59 und 0,46 nur noch mittel bis schwach. Einzig der wasserseitige PWD XV liegt mit seinem Korrelationskoeffizienten von 0,57 deutlich unter den anderen wasserseitigen Gebern (Abbildung 127). Dies ist jedoch auf die Fehlmessungen des Gebers zurückzuführen. Ende 2005 wurde die Messstelle aus der Be-

obachtung genommen, nachdem der Druck dort seit 1998 kontinuierlich bis mehrere Meter über den Oberwasserstand angestiegen ist.

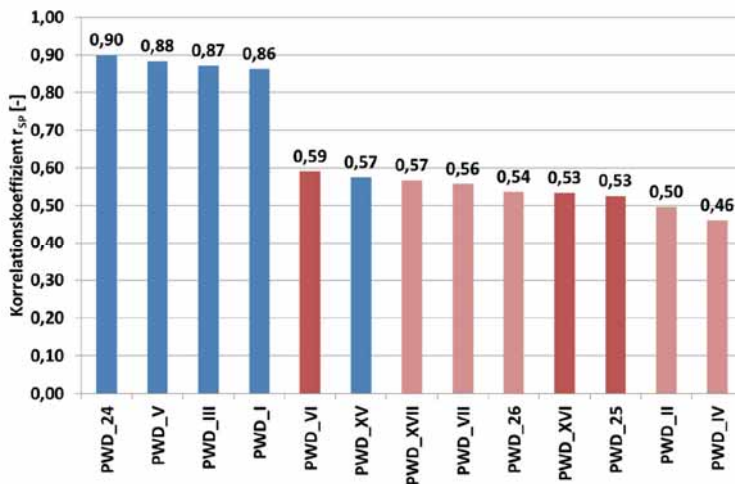


Abbildung 127: Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen im Dammkern (Abbildung 124) mit dem Oberwasserstand, getrennt nach ihrer Lage: Wasserseite (blau), Mitte (rot) und Luftseite (blasses Rot)

Auch die ermittelten Reaktionszeiten der Porenwasserdruckgeber nehmen, von der Wasser- zur Luftseite hin, zu. Während die wasserseitigen Geber 24, V, I und III mit null bis 17 Tagen am schnellsten reagieren, folgen die übrigen PWD-Messstellen 37 bis 47 Tage später. Die längsten Reaktionszeiten mit 60 und 68 Tagen wurden für die Geber VI und VII ermittelt. Diese beiden Geber wurden Anfang 2004 aus dem Messprogramm entfernt, da auch dort die gemessenen Drücke mehrere Meter über dem Niveau des Oberseewasserstandes lagen und somit die Plausibilität der Messung stark angezweifelt werden musste.

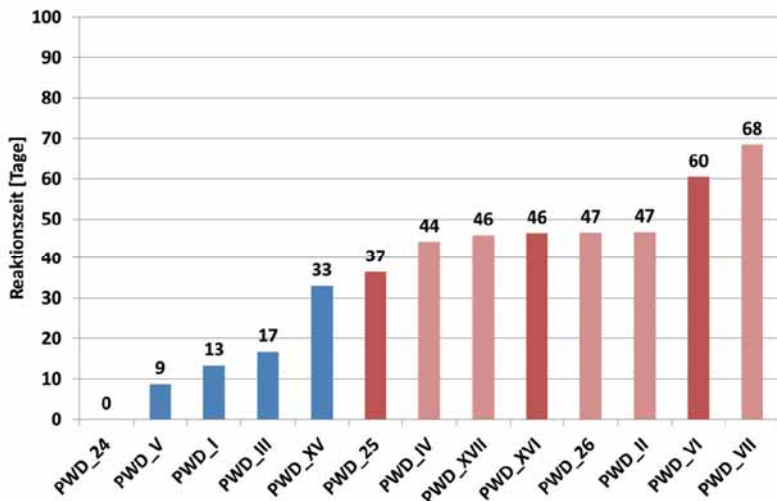


Abbildung 128: Reaktionszeiten der Porenwasserdruckmessstellen bei Veränderungen des Oberwasserstandes

Die vier Sohlwasserdruckmessstellen unter der nachträglich errichteten Hochwasserentlastungsanlage 2 zeigen insgesamt nur einen mittleren bis schwachen Zusammenhang mit den Verhältnissen im Staubecken. Dennoch konnte auch hier der von der Wasser- zur Luftseite abnehmende Einfluss des Oberwasserstandes nachgewiesen werden, ebenso die Zunahme der Reaktionszeiten.

Die drei Erddruckmessstellen dienen der Überwachung der horizontalen Erdspannungen. Sollte sich im Dammkörper eine Änderung des Spannungszustandes ergeben, könnte dieser durch die drei Messstellen detektiert werden. Im Normalfall sind die Messwerte der Erddruckgeber während der Schüttphase, der Konsolidierung und dem Ersteinbau eines Dammbauwerkes von Interesse. Nach Abschluss dieses Zeitraums bewegen sich die Erddrücke meist auf ihrem durch den Baufortschritt erreichten Niveau. Änderungen erfahren diese Geber im Normalfall nur noch durch Änderungen des Oberwasserstandes und die damit verbundene Änderung in der Lage der Sickerlinie (*Aufleger 1996*). An der Talsperre Dornau wurden die drei Erddruckgeber im Bereich des rechten Talhanges installiert. Da sich dieser Hang seit Jahren geringfügig talwärts bewegt, soll mit den drei Gebern die Bewegung des Hanges und die mögliche Auswirkung auf das Dammbauwerk überwacht werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden die drei Geber zunächst hinsichtlich ihrer Reaktion auf das Oberwassergeschehen hin beurteilt.

Mit Werten zwischen 0,5 und 0,53 weisen alle drei Messstellen nur eine mittlere Korrelation mit dem Oberwasserstand auf. Die Reaktionszeit auf Änderungen des Oberwasserstandes nimmt auch hier von der Wasser- zur Luftseite von 40 auf 54 Tage zu.

Bei den Standrohren in der luftseitigen Dammböschung sowie im Dammvorland und an den Talflanken fällt zunächst auf, dass fünf Messstellen am luftseitigen Dammfuß der Talsperre mit

Werten von 0,98 und 0,99 die mit Abstand höchste Korrelation mit dem Oberwasserstand aufweisen (Abbildung 129). Zugleich besitzen diese Messstellen mit 32 bis 40 Tagen die rechnerisch kürzesten Reaktionszeiten aller Standrohre.

Um Fehlinterpretationen zu vermeiden, muss allerdings beachtet werden, dass diese fünf Standrohrwasserspiegel lediglich vierteljährlich mit dem Lichtlot gemessen werden. Aus diesem Grund liegen für diese Standrohre mit nur 89 Messwerten, über alle zur Auswertung herangezogenen Beobachtungsjahre, die mit Abstand wenigsten Daten vor. Die auf dieser Grundlage ermittelten Reaktionszeiten sind daher als nicht belastbar anzusehen, ebenso die ermittelte Korrelation mit dem Oberwasserstand. Da sich die gemessenen Standrohrwasserspiegel bei vier von fünf Messstellen etwa auf Höhe des Wasserstandes im Mittelwasserbecken befinden, ist eher eine Beeinflussung durch den Mittel- und eventuell durch den Unterwasserstand des Lechs anzunehmen. Einzig im Standrohr 06-078 liegt der Wasserstand um etwa 2,3 m über dem Mittelwasserstand.

Im Gegensatz dazu sind die fünf Pegel mit der niedrigsten Korrelation ebenfalls am Dammfuß bzw. im Dammvorland zu finden. Der Unterschied hier ist jedoch, dass die Messstellen zum Teil mit Drucksonden und Datenloggern ausgestattet sind und somit deutlich mehr Daten für den Beobachtungszeitraum vorliegen, wodurch die statistische Auswertung deutlich belastbarer wird. Die übrigen Pegel zeigen eine mittlere bis schwache Korrelation mit dem Oberwasserstand an (Abbildung 129).

Für die Messstelle 06-128 im Dammkern konnte mit 0,55 eine mittlere Korrelation mit dem Stauespiegel ermittelt werden, was in etwa auch der Korrelation der Porenwasserdruckmessstellen 25 und XVI entspricht.

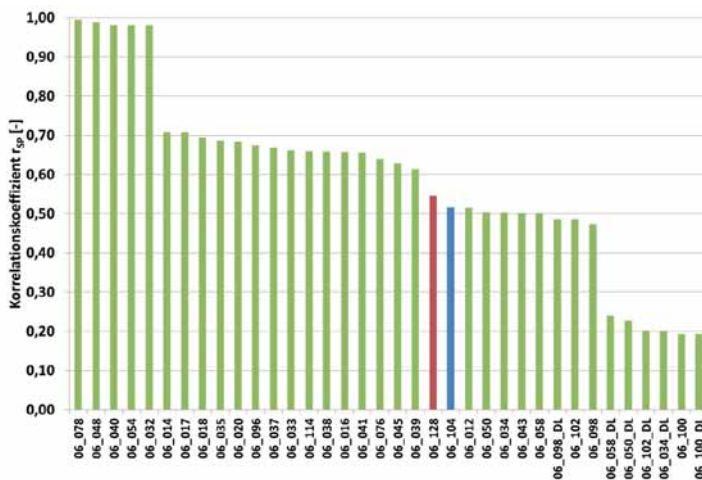


Abbildung 129: Korrelation der Standrohrmessstellen mit dem Oberwasserstand (in Rot das Standrohr im Dammkern, in Blau das Standrohr an der rechten wasserseitigen Talflanke)

Bei der Betrachtung der Reaktionszeiten zeigen sich keine auffälligen Unterschiede, mit Ausnahme der bereits erwähnten fünf selten gemessenen Pegel. Nahezu alle übrigen Pegel reagieren auf den Oberwasserstand mit einer Verzögerung zwischen 45 und 55 Tagen.

7.5.3.2 Regressionsanalyse der einzelnen Messstellen

Die Talsperre Dornau ist von den fünf betrachteten Staudämmen diejenige mit den größten Messintervallen. Da sie von allen betrachteten Anlagen zugleich die geringsten mittleren Oberwasserspiegelschwankungen aufweist, erscheint dies grundsätzlich auch gerechtfertigt. Zur Ermittlung der Reaktionszeiten zeigt Abbildung 130 beispielhaft die Entwicklung der Korrelationskoeffizienten über die untersuchte zeitliche Verschiebung. Man sieht deutlich, dass sich durch die Verschiebung der Zeitreihen zueinander kein maximaler Korrelationskoeffizient ermitteln lässt, sondern bei einem Großteil der Messstellen die Korrelationskoeffizienten über die Zeit unsystematisch gestreut sind. Daher erscheint die Berücksichtigung von Reaktionszeiten zur Regressionsanalyse hier nicht zielführend.

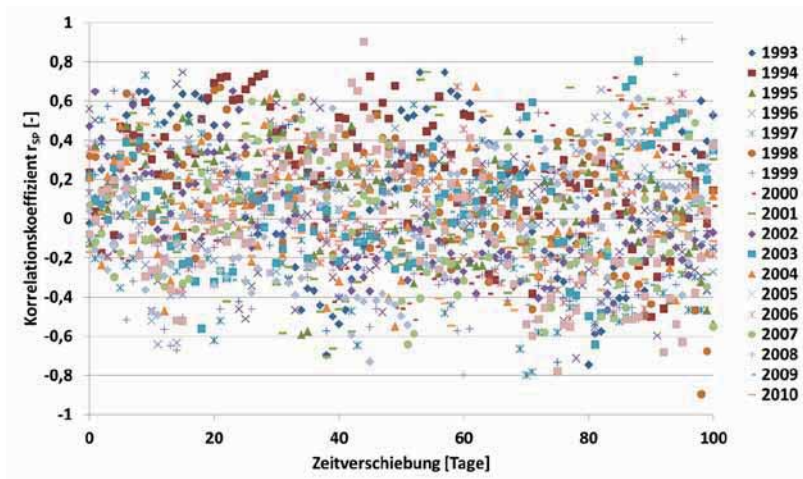


Abbildung 130: Veränderung der Korrelation des Standrohrwasserspiegels 06-014 mit dem Seewasserstand bei Verschiebung der beiden Zeitreihen zueinander, getrennt nach Jahren

7.5.3.2.1 Zu berücksichtigende äußere Einflüsse

Das hydrometrische Messsystem der Talsperre Dornau wurde über die Jahre hinweg immer wieder erweitert. So wurden die Standrohre 06-041, 06-043, 06-045, 06-039, 06-035 und 06-037 entlang der Hochwasserentlastungsanlage 2 im Jahr 1993 gebohrt. Da die Messstellen 06-045, 06-035, 06-037 und 06-043 zum Teil mit Verpressgut verfüllt wurden, war es erforderlich, diese 1995 bzw. 2000 (06-043) neu zu bohren. Ebenfalls im Jahr 1995 wurde die Standrohrmessstelle 06-033 gebohrt (orographisch links der Hochwasserentlastung 2).

Auch im Dammkörper selbst wurden Bohrmaßnahmen durchgeführt. Nach den erkannten Problemen an den Porenwasserdruckgebern im Messprofil 255,0 wurden diese im Jahr 2000 durch die PWD-Messstellen 24, 25 und 26 ersetzt. Im Zuge dieser Maßnahme wurde im selben Messprofil zudem die Pegelmessstelle 06-128 in den Dammkern abgeteuft. Dies sollte die Kontrolle dieses Querschnitts noch weiter verbessern. An selber Stelle wurden im Jahr 2003 schließlich noch fünf Bohrungen zur Durchführung von Infiltrationsversuchen durchgeführt.

Um das vorhandene Messsystem zur Dammüberwachung grundlegend zu erweitern und zu erneuern, begannen ab Ende November 2012 über den ganzen Damm verteilte Bohrarbeiten. Alle diese Eingriffe in den Dammkörper wurden mit Dummy-Variablen berücksichtigt (Bohr93, Bohr95, Bohr00, Bohr03, Bohr12). Zudem war es erforderlich, weitere Einzelereignisse mit in die Analyse aufzunehmen (Tabelle 28), so z.B. das Hochwasser 1999 (HW99), bei dem die Hochwasserentlastungsanlage 2 in Betrieb war, wodurch die Sohlwasserdrücke unter dem Entlastungsbauwerk merklich anstiegen. Ebenso wurden für einzelne Messstellen singuläre Ereignisse mit aufgenommen, so z.B. das Auspumpen des Standrohrs 06-041 im Jahr 1996 (Pump96), die Inspektion der beiden PWD-Geber VI und VII durch den Messanlagenhersteller im Jahr 2001 (Wart01), die nicht näher erklärbare Beeinflussung der luftseitigen PWD-Geber II und IV durch Oberflächenwasser ab Anfang 2006 (OFW06_1) und des Gebers XVI (OFW06_2) sowie die Verlandung des Pegels 06-043 (Verland_043).

Tabelle 28: Als Dummy-Variablen bei der Regressionsanalyse berücksichtigte Einzelereignisse

Ereignis	Variable	Berücksichtigt ab
Bohrkampagne 1993	Bohr93	18.08.1993
Bohrkampagne 1995	Bohr94	20.03.1995
Bohrkampagne 2000	Bohr00	16.10.2000
Bohrkampagne 2003	Bohr03	01.12.2003
Bohrkampagne 2012	Bohr12	30.11.2012
Hochwasser 1999	HW99	21.05.1999
Auspumpen Standrohr 06-041 1996	Pump96	11.01.1996
Wartung PWD VI und VII 2001	Wart01	27.03.2001
Oberflächenwasser PWD II und IV ab 2006	OFW06_1	22.02.2006
Oberflächenwasser PWD XVI	OFW06_2	22.03.2006
Verlandung Standrohr 06-043	Verland_043	14.10.1998

Abgesehen von den aufgeführten Dummy-Variablen wurden für die Analyse der Zeitreihen die Einflüsse des Ober-, Mittel und Unterwasserstandes, des Niederschlags sowie die zeitliche Entwicklung der Messwerte berücksichtigt.

7.5.3.2.2 Nachweis des Druckabbaus

Zum Nachweis des Potenzialabbaus von der Wasser- zur Luftseite des Staudamms wurden die zur Auswertung verfügbaren Messstellen in einzelne Messprofile zusammengefasst. Die Dammsstationierung 0,0 befindet sich am linksseitigen Anschluss des Dammes an den Betriebsauslass. Die erste hydrometrische Messstelle mit dem Piezometer 06-058 befindet sich am luftseitigen Dammfuß bei Station 49,2. An dieser Messstelle werden die Messwerte von den Wasserständen im Mittelwasserbecken und im Lech unterhalb der Talsperre bestimmt. Der Einfluss des Oberwasserstandes ist hier vernachlässigbar.

Am folgenden Profil 75,2 sind über die Luftseite des Dammes drei Piezometermessstellen angeordnet. Die Messstelle 06-098 hat dabei ihre Filterstrecke im luftseitigen Filter, die Messstellen 06-100 und 06-102 in der alluvialen Talfüllung unter dem luftseitigen Stützkörper. Der Einfluss des Oberwasserstandes ist an allen drei Messstellen je nach Messart nicht (Lichtlotmessung) oder nur schwach signifikant (Drucksonde) und kann ebenfalls als vernachlässigbar gesehen werden. Die Pegelmesswerte werden dominiert vom Geschehen im Mittelwasserbecken, dessen Einfluss mit zunehmender Nähe zur Messstelle ebenfalls zunimmt. Eine weitere Beeinflussung erfolgt auch hier wieder durch den Unterwasserstand im Lech. Die Ergebnisse zeigen zum einen, dass der Staudruck aus dem Oberwasserbecken an allen drei Messstellen vollkommen abgebaut ist, zum anderen aber auch, dass durch die alluviale Talfüllung, auf der der Stützkörper gegründet ist, eine starke Rückkopplung aus dem Mittel- bzw. Unterwasser stattfindet. Am luftseitigen Piezometer 06-054 am Dammfuß zwischen den Profilen 75,2 und 119,2 zeigt sich ein vergleichbares Bild.

Der Druckabbau innerhalb des Dammkerns kann an den Porenwasserdruckgebern I und II sowie III und IV im Profil 119,2 (Abbildung 124) gut nachvollzogen werden. Während an den wasserseitigen Gebern I und III noch ein Restdruck von 78 % bzw. 89 % vorherrscht, sind an den beiden luftseitig im Kern eingebauten Gebern II und IV nur noch etwa 10 % des Staudruckes vorhanden. Ebenfalls im Profil 119,2 befinden sich am luftseitigen Dammfuß die beiden Piezometer 06-048 und 06-050 (Filterstrecken in der alluvialen Talauffüllung). An beiden Messstellen besitzt das Oberwasser letztlich keinen signifikanten Einfluss mehr. Vielmehr dominiert dort bereits wieder das Mittelwasserbecken das Geschehen in den Standrohren, der Einfluss des Unterwassers ist dort ebenfalls hoch signifikant (Abbildung 131).

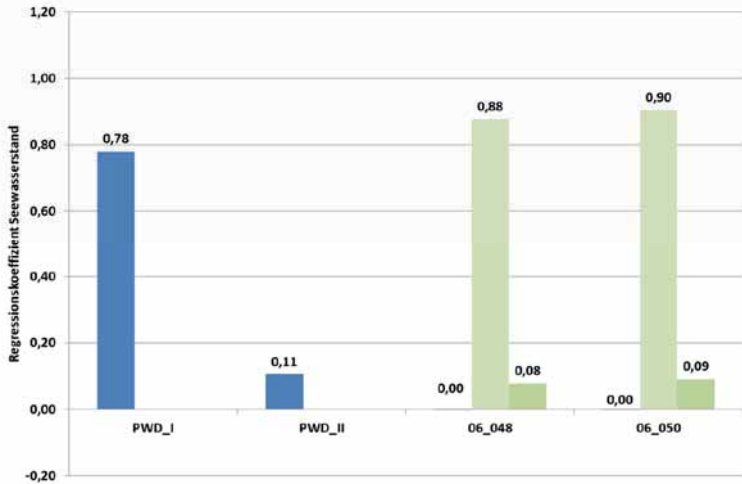


Abbildung 131: Einfluss des Oberwasserstandes (blau), des Mittelwasserstandes (blasses Grün) und des Unterwasserstandes im Lech (grün) im Profil 119,2 (Abbildung 123 und Abbildung 124)

Die beiden Piezometer 06-038 im luftseitigen Filter und 06-040 am Dammfuß bildeten im Auswertzeitraum das Profil 154,2. Für die Messstelle 06-038 konnte kein signifikanter Einfluss festgestellt werden, die Anpassung eines Regressionsmodells an die gemessenen Daten war im Grunde nicht möglich. Dennoch weist die Messstelle 06-038 einen für ihre Lage im luftseitigen Filter sehr hohen Wasserstand auf, der nur etwas weniger als 7 m unter dem mittleren Oberwasserstand liegt. Die Ursache hierfür sollte vor Ort genauer untersucht werden. Am weiter luftseitig gelegenen Pegel 06-040 sind stattdessen der Wasserspiegel im Mittelwasserbecken sowie - zu einem kleinen Teil - der Lech unterhalb des Dammes der maßgebende Einfluss. Eine Beeinflussung durch den Oberwasserstand ist dort nicht mehr gegeben.

Zwischen den Profilen 154,2 und 209,2 befinden sich zwei weitere Piezometer am luftseitigen Dammvorland, 06-032 und 06-034. Wie es aufgrund ihrer Lage und ihrer Filterstrecken in den Flinzmergel überdeckenden Alluvium zu erwarten ist, konnte auch hier kein signifikanter Oberwassereinfluss mehr ermittelt werden. Hoch signifikant hingegen ist wieder der starke Einfluss des Mittelwassers mit Regressionskoeffizienten von 0,87 bis 0,94 sowie die Unterwasserbeeinflussung mit Regressionskoeffizienten zwischen 0,07 und 0,11.

Am benachbarten Profil 209,2 befindet sich neben den drei Porenwasserdruckgebern XV, XVI und XVII der Standrohrpiezometer 06-078 am luftseitigen Dammfuß. Eine belastbare Beurteilung aufgrund der Porenwasserdruckmesswerte ist an diesem Querschnitt nicht möglich. Wie bereits erwähnt, wurde der wasserseitige PWD XV nur bis Ende 2005 gemessen, nachdem der gemessene Druck seit Ende 1998 bzw. Anfang 1999 bis mehrere Meter über den Oberwasserstand angestiegen war. Auch im Rahmen der Regressionsanalyse konnte hier kein signifikanter Einfluss des Oberwassers nachgewiesen werden. Ebenso verhält es sich mit PWD XVII, dessen

Druckniveau nur knapp über seiner Einbauhöhe liegt. Lediglich am PWD XVI konnte ein hoch signifikanter Einfluss des Sees ermittelt werden. Hiernach läge am PWD XVI ein Restdruck von 16 % vor. Die Ganglinie ist jedoch von nicht erklärbaren Druckanstiegen in den Jahren 1997 und 2006 bis über den Seewasserstand und einem jeweils anschließenden, teils mehrere Jahre dauernden Druckabfall geprägt (Abbildung 132). Der ermittelte Restdruck am Pegel 06-078 am luftseitigen Dammfuß liegt hingegen nur noch bei 2 % und kann somit, auch aus dem Blickwinkel der Messgenauigkeit, als nicht vorhanden angesehen werden. Vor allem aufgrund der unbefriedigenden Porenwasserdruckmesswerte muss die Aussagekraft dieses Profils kritisch gesehen werden. Daher wurde eine Neuinstallation von Porenwasserdruckgebern in diesem Profil auch bereits im Bericht zur Vertieften Überprüfung (2009) empfohlen und vom Betreiber umgesetzt (2012).

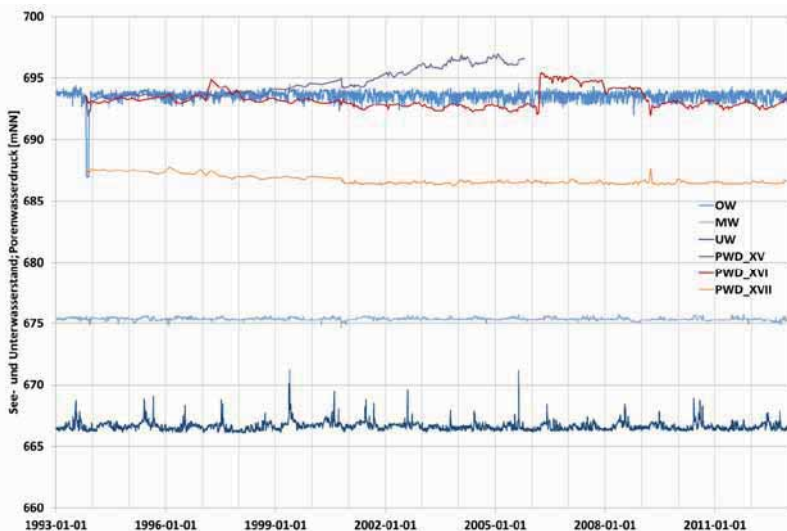


Abbildung 132: Aufgezeichnete Ganglinien im Profil 209,2 (Abbildung 124)

Im Gegensatz dazu kann an den seit Ende des Jahres 2000 im Profil 248,0 neu installierten PWD-Gebern 24, 25 und 26 der Druckabbau im Kernquerschnitt wieder gut nachvollzogen werden (Abbildung 133). Während am PWD 24 noch der volle Wasserdruck ansteht, ist dieser am PWD 25 bereits um 90 % abgebaut. Für den luftseitigen PWD 26 kann schon kein signifikanter Einfluss des Oberwassers mehr festgestellt werden (Restdruck 3 %). Interessant ist hierbei allerdings, dass sich alle drei Ganglinien nahezu auf Höhe des Oberwasserspiegels bewegen. Die Differenz zwischen PWD 24 und 26 beträgt maximal etwa 80 cm. Dies spricht zunächst für eine vollständige Wassersättigung des Kerns, die aufgrund des nur gering schwankenden Oberwasserspiegels auch anzunehmen wäre. Während der wasserseitige PWD 24 die Bewegungen des Oberwasserstandes gut nachvollzieht, sind an den Gebern 25 und 26 aber sehr gedämpfte, langgezogene und zeitlich verschobene Spitzen sichtbar. Im Vergleich dazu war

auch für die einzige im Dammkern abgeteufte Pegelmessstelle 06-128 an der rechten Talflanke nahezu keine Anpassung des Regressionsmodells möglich. Zwar entspricht auch hier der gemessene Wasserstand weitgehend dem Oberwasserstand, der für die Messstelle ermittelte Restdruck aus dem See beträgt dennoch nur 3 %.

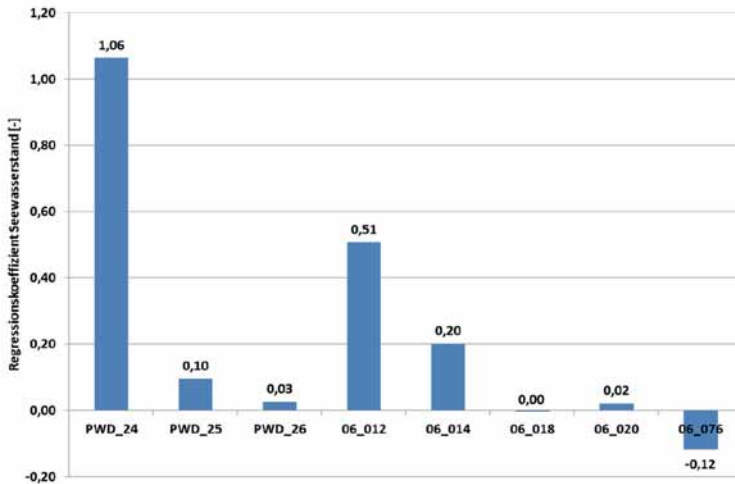


Abbildung 133: Einfluss des Oberwasserstandes auf die Messstellen im Profil 248,5 (Abbildung 123 und Abbildung 124)

Diese hohen Porenwasserdrücke in Verbindung mit dem ebenfalls hohen Pegelstand und gleichzeitig fehlendem Oberwassereinfluss deuten auf eine Beeinflussung anderen Ursprungs hin. Vom Betreiber veranlasste geophysikalische Untersuchungen konnten letztlich auch eine anormale Durchsickerung des Kerns ausschließen (Strobl *et al.* 2010). Die Ursache liegt wohl eher in einer Beeinflussung durch Hangwasser aus dem rechten Talhang.

Für die luftseitig der Dammkrone abgeteufte Piezometer 06-012 und 06-014 (Filterstrecken im Alluvium) konnten hingegen Regressionskoeffizienten für die Variable Oberwasser von 0,51 bzw. 0,20 ermittelt werden. Für beide Messstellen war die Anpassung des Regressionsmodells aber ebenfalls nur schwer möglich, mit einer entsprechend schlechten Modellgüte. Der Grund hierfür ist schon beim Blick auf die Ganglinien zu sehen. Beide Messstellen scheinen unter anderem stark von Fremdwassereinflüssen geprägt zu sein, weshalb für beide Pegel zudem ein hoch signifikanter Einfluss des Niederschlags ermittelt werden konnte. Dennoch ist in beiden Piezometern ein grundsätzlich hoher Basiswasserstand zu verzeichnen, der jeweils nur wenige Meter unterhalb des Stauziels der Talsperre liegt. Ein Grund hierfür kann neben Niederschlägen auch wieder die Entwässerung des rechten Talhanges sein, die die Wasserstände dort zusätzlich zu beeinflussen scheint. Da am Piezometer 06-014 viele der Höchststände eher am Jahresanfang auftreten, ist hierin zudem ein Indiz für eine Beeinflussung durch Schneeschmelzvorgänge zu finden, was die Modellanpassung zusätzlich erschwert. Auch eine Beein-

flutung durch Unterströmung des Staudammes kann in diesem Fall nicht ausgeschlossen werden. Im Bereich oberhalb beider Messstellen bindet die rechtsseitige Spundwandabdichtung möglicherweise nicht in den Flinzmergel ein (Abbildung 134). Somit wird an dieser Stelle eventuell eine Unterströmung des Dammes ermöglicht, was die hohen Regressionskoeffizienten eventuell zusätzlich bedingen könnte.

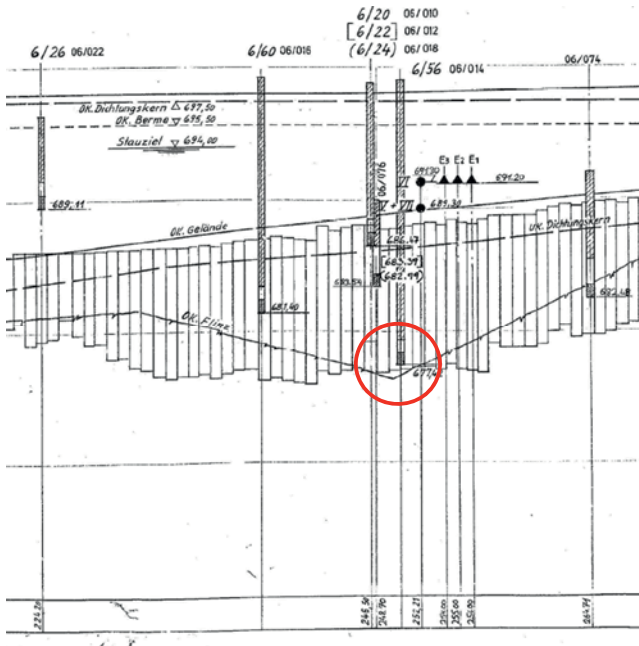


Abbildung 134: Mögliche fehlende Felseinbindung der Spundwandabdichtung an der Talsperre Dornau (E.ON Kraftwerke)

An den weiter luftseitig angeordneten Pegeln 06-018, 06-020 (beide am luftseitigen Dammfuß) und 06-076 (im Dammvorland) ist kein signifikanter Einfluss des Oberwassers mehr nachzuweisen.

Die Erddruckgeber im Profil 255,0 zeigen den abnehmenden Einfluss des Oberwasserspiegels auf die Messwerte, ähnlich den Porenwasserdruckgebern 24, 25 und 26, gut an (Abbildung 135). Zweck der Erddruckgeber soll hier jedoch die Überwachung eventueller Spannungsumlagerungen im Bereich der rechten Talflanke sein. Bereits im Bericht zur Vertieften Überprüfung der Talsperre aus dem Jahr 2009 wird festgehalten, dass die Erddruckgeber weit höhere Drücke anzeigen, als theoretisch dort vorhanden sein sollten. Dies deutet auf den talwärts schiebenden rechten Hang hin.

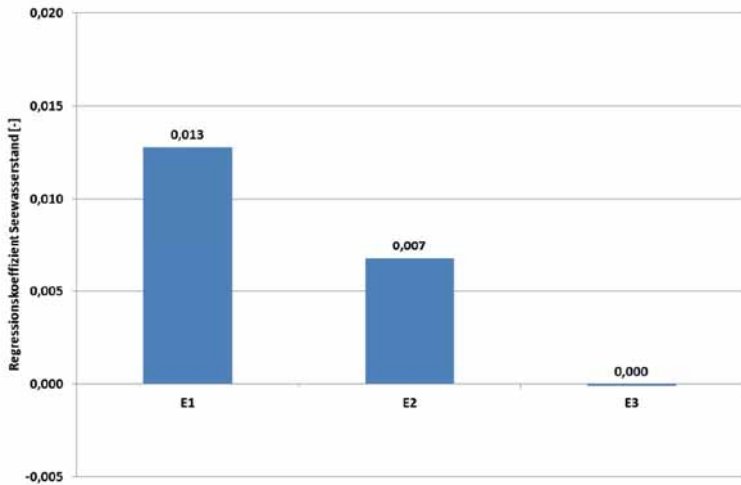


Abbildung 135: Einfluss des Oberwasserstandes auf die Erddruckgeber (Messreihe der Erddruckgeber in [bar]) im Profil 255,0 (Abbildung 125)

Auffällig an den Ganglinien der Erddruckgeber ist jedenfalls, dass sowohl E1 und E3, als auch in abgeschwächter Form E2, einen deutlich sichtbaren Jahresgang aufweisen. Das Druckmaximum wird immer zum Jahresende hin erreicht, während das Minimum sich meist zu Beginn des Frühjahrs einstellt. Daher ist davon auszugehen, dass hier jahreszeitlich beeinflusste Faktoren, wie zum Beispiel Hangsickerwasser und Hangschub, die Messwerte prägen.

Die Pegel 06-104 (wasserseitig des Dammes) und 06-114 (luftseitig des Dammes) liegen deutlich über dem Stauziel der Talsperre Dornau. Somit kann auch bei diesen beiden Messstellen von einer Beeinflussung durch Hangwasser ausgegangen werden, wenngleich auch die Messstelle 06-104 noch schwach vom Oberwasserstand beeinflusst wird.

An den Sohlwasserdruckmessstellen unterhalb der zweiten Hochwasserentlastungsanlage kann der Druckabbau gut nachvollzogen werden, ebenso an den links und rechts der HWE angeordneten Piezometern.

7.5.3.2.3 Zeitlicher Trend der Messstellen

Auffällige zeitliche Trends, die eine Verschlechterung der Dichtwirkung des Kernes befürchten lassen würden, sind an keiner der Messstellen erkennen. Die markantesten Trends lassen sich nahezu alle durch äußere Einflüsse erklären, die nicht dem Messziel zugehörig sind. So sind die starken ermittelten Anstiege für die Porenwasserdruckgeber VI, VII im Profil 248,5 auf deren Defekte zurückführen, ebenso die starke zeitabhängige Zunahme am PWD-Geber XV. Am Pegel 06-020 ist der markante Anstieg durch Tagwasserzutritte zu erklären, ebenso am Pegel 06-017, der deutlich über dem Oberwasserstand liegt und von Oberflächen- und Hangwasser der linken Talflanke beeinflusst scheint.

7.6 Vergleich der statistisch ermittelten Werte mit theoretischen Überlegungen

7.6.1 Vergleich der ermittelten Reaktionszeiten mit den theoretischen Durchlässigkeiten

Beispielhaft soll hier anhand der Standrohrmessstelle 360/90 im Dammkern der Brombachhauptsperrre die Schwierigkeit diskutiert werden, von den ermittelten Reaktionszeiten auf die vorliegenden Durchlässigkeitseigenschaften des umgebenden Erdstoffs zu schließen.

Die statistisch errechnete Reaktionszeit der Messstelle liegt im Mittel über den gesamten Auswertzeitraum bei 75 Tagen. Der Vergleich mit der gemessenen Ganglinie zeigt, dass dies mit der tatsächlichen Reaktionszeit gut übereinstimmt (Abbildung 136).

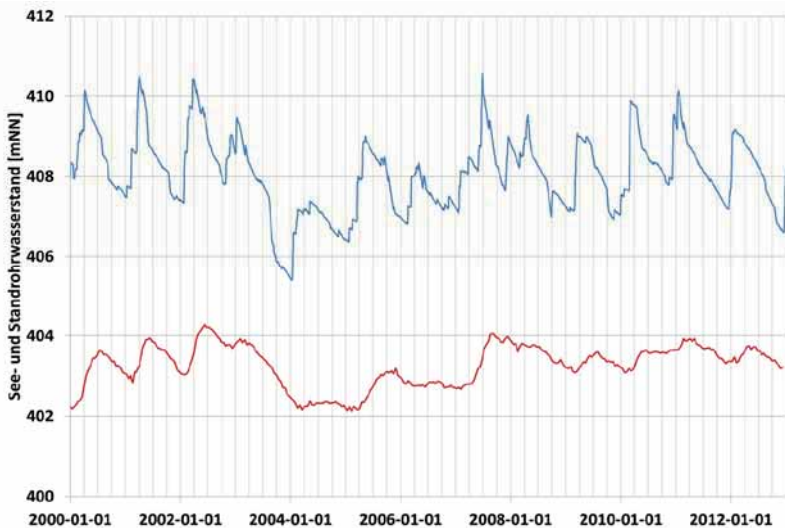


Abbildung 136: Ganglinien des Seewasserstandes (blau) und des Standrohrwasserspiegels 360/90

Von verschiedenen Autoren in der Vergangenheit durchgeführte Versuchsreihen ließen zunächst vermuten, dass bei hydraulischen Gradienten von $i \leq 30$ eine Nichtlinearität zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem Gradienten i vorliegt, bis hin zu strömungslosen Bereichen. Dies konnte aber nach eingehender Überprüfung zumeist auf versuchsbedingte Unregelmäßigkeiten zurückgeführt werden (Heyer 2001). Es ist daher auch bei kleineren Gradienten von einem linearen Zusammenhang und somit von der Gültigkeit des Filtergesetzes nach Darcy auszugehen.

Das Gesetz von Darcy zur Ermittlung der Filtergeschwindigkeit ($v = k \cdot i$) wäre zunächst die einfachste Möglichkeit, die Reaktionszeit zu überprüfen. Unter der Verwendung der dort vorhandenen Durchlässigkeit von 10^{-8} m/s ergibt sich aber eine etwa um den Faktor 600 größere

Reaktionszeit. Es muss dabei berücksichtigt werden, dass die mit dem Gesetz von Darcy ermittelte Filtergeschwindigkeit die mittlere Geschwindigkeit auf die gesamte Fläche des durchströmten Erdstoffs repräsentiert. Da aber mit dem vorhandenen Porenraum nur ein Bruchteil der Fläche zur Durchströmung zur Verfügung steht, müsste die ermittelte mittlere Filtergeschwindigkeit bei Annahme gerader Porenkanäle zunächst durch den Porenanteil des Erdstoffs dividiert werden (Kapitel 2.3.1). Dadurch ergäbe sich eine deutlich höhere Porengeschwindigkeit, die somit auch die rechnerische Reaktionszeit deutlich verkürzt. Bei nicht gerade verlaufenden Porenkanälen wäre zudem die Tortuosität zu berücksichtigen (Kapitel 2.3.1), zu der allerdings keine Informationen vorliegen.

Aber selbst unter Berücksichtigung eines effektiven Porenanteils von nur 2 % für schluffigen Ton (*Busch et al. 1993*), erhält man immer noch eine um den Faktor 12 größere Reaktionszeit von über 900 Tagen. Deshalb ergibt auch die Rückrechnung, ausgehend von der tatsächlich gemessenen Reaktionszeit auf die daraus abzuleitende Durchlässigkeit, einen viel höheren Wert als angegeben. Für eine derartige Annahme sprechen es aber keinerlei Indizien.

Zusätzlich wird die Durchlässigkeit eines Erdstoffs noch von weiteren Faktoren beeinflusst. So ist zum Beispiel bei einer Variation des Einbauwassergehalts eine Änderung der Durchlässigkeit in der Größenordnung von bis zu zwei Zehnerpotenzen möglich, auch ist die Ableitung eines Durchlässigkeitskoeffizienten erst bei Erreichen stationärer Strömungsverhältnisse zulässig (*Heyer 2001*). Inwiefern und wann bei diesen Ein- und Abstauvorgängen mit den daraus folgenden, mit der Zeit veränderlichen Gradienten, stationäre Verhältnisse im Dammkern vorliegen, ist hier ebenfalls nicht abschätzbar. Zuletzt können auch einbaubedingte Störungen des Kerngefüges durch die Messstelle nicht ausgeschlossen werden.

Eine Vielzahl weiterer Untersuchungen zur Bestimmung des Zeitversatzes einer Messstelle auf Veränderungen des anstehenden Wasserspiegels wurden vor allem im englischsprachigen Raum durchgeführt. So erfolgten von *Hvorslev (1951)* umfangreiche Versuche für Grundwassermessstellen, um den Zeitversatz für verschiedene Messarten in Abhängigkeit der Durchlässigkeit zu bestimmen. Auch von *Penman (1961)* wurden Studien zu den Reaktionszeiten unterschiedlicher Piezometertypen durchgeführt. Der am weitesten verbreitete Ansatz ist der, von *Penman* im Jahr 1960 entwickelte, mathematische Zusammenhang zur Bestimmung des Zeitversatzes für Standrohrpiezometer, der sowohl bei *Dunnicliff und Green (1993)* als auch bei *USACE (1995)* vorgeschlagen wird. Damit soll die Reaktionszeit berechnet werden, bis eine 90-prozentige Reaktion der Messstelle stattgefunden hat, weil die Reaktionszeit bis zur 100-prozentigen Reaktion als unendlich angesehen wird (*Dunnicliff und Green 1993*).

$$t = 3,3 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{d^2 \ln \left[\frac{L}{d} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{d} \right)^2} \right]}{kL} \quad \text{Gl. 7-1}$$

mit t benötigte Zeit für eine 90-prozentige Reaktion in Tagen

d Innendurchmesser des Standrohrs in cm

L Länge der Filterstrecke oder der Sandzone um das Filterrohr in cm

D	Durchmesser der Filterstrecke oder der Sandzone um das Filterrohr in cm
k	Durchlässigkeitsbeiwert des umgebenden Bodens in cm/s

Bei einem Standrohrdurchmesser von 8 cm, einer Länge der Filterstrecke von 710 cm und einem Durchmesser der Filterzone um das Standrohr von 18 cm, ergibt sich für die Messstelle 360/90 der Brombachhauptsperrre eine deutlich kürzere rechnerische Reaktionszeit von etwa 1,3 Tagen.

Die Durchlässigkeiten in Verbindung mit den vorhandenen instationären Durchströmungsvorgängen sind von sehr vielen Parametern abhängig, so dass eine genauere Betrachtung aufgrund der Komplexität im Rahmen dieser Arbeit nicht durchführbar ist. Die hier ermittelten Reaktionszeiten dienen hauptsächlich dazu, Bereiche in einem Dammbauwerk zunächst qualitativ zu identifizieren, die ähnliche Reaktionen aufweisen und unter Umständen einer genaueren Betrachtung bedürfen. Sie stimmen mit den beobachteten Reaktionszeiten in der Regel gut überein. Zudem verbessert die Berücksichtigung dieses Zeitversatzes die Schätzung der Regressionsfunktion und hilft, genauere Aussagen über die wirkenden Einflüsse treffen zu können. Bei sich stetig verringernden Reaktionszeiten, aber auch bei sehr schnell reagierenden Messstellen luftseitig der Dichtungsebene wird an einer In-situ-Untersuchung, zur Klärung der Ursachen, kein Weg vorbei führen. Eine abschließende Bewertung der beobachteten Reaktionszeit hinsichtlich der tatsächlich vorhandenen Durchlässigkeiten kann daher hier nicht erfolgen.

7.6.2 Vergleich des statistisch ermittelten Druckabbaus mit Potenziallinienberechnungen

Zur Überprüfung des plangemäßen Verhaltens eines Staudammes kann der Vergleich der im Dammquerschnitt gemessenen Wasserdrücke und Wasserstände mit der theoretisch errechneten Potenzialverteilung herangezogen werden. Dabei geht die theoretische Berechnung meist von einem Modell im Idealzustand aus, mit den theoretisch angegebenen einheitlichen Durchlässigkeitswerten je Dammzone. Lokale Unstetigkeiten werden dabei in der Regel nicht berücksichtigt. Im Folgenden werden die Ergebnisse der statistisch ermittelten Drücke mit der berechneten Potenziallinienverteilung beispielhaft für den Windach- und den Sylvensteindamm verglichen. Der Windachspeicher repräsentiert dabei ein Sperrerbauwerk, dessen Dichtungselement nahezu unbeeinflusst durch nachträgliche Baumaßnahmen ist, während am Sylvensteindamm über die Jahre zum Teil massive Eingriffe in den Kern stattgefunden haben.

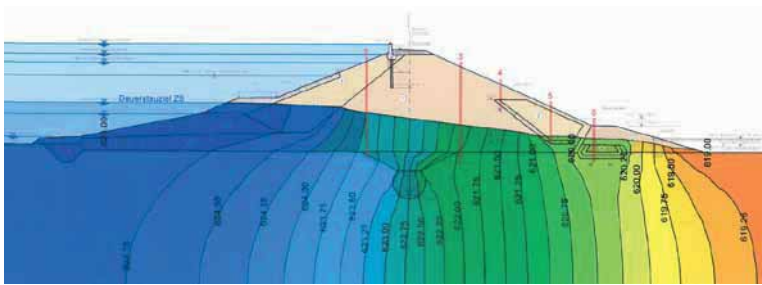


Abbildung 137: Potenzialverteilung über den Dammquerschnitt des Windachspeichers beim Stauziel von 625 mNN (WWA Weilheim; erstellt durch CDMSmith)

Die errechnete Potenzialverteilung zeigt einen steten Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite im Kern des Windachspeichers (Abbildung 137). Qualitativ kann dieses Ergebnis auch anhand der ermittelten Regressionskoeffizienten nachvollzogen werden. Bei der Betrachtung der Standrohre 2 und 3 zeigt sich, dass die Abdichtung des Untergrundes sogar besser funktioniert als dies die ermittelte Potenzialverteilung erwarten lässt. Zudem baut sich der Druck entlang des Querschnitts deutlich schneller ab, da in den Standrohren 5 und 6 nur noch minimale Restdrücke vorhanden sind (Abbildung 138 bis Abbildung 140). Nicht betrachtet werden die Standrohre im oberen Teil der luftseitigen Sickerpackung (Nr. 4), da in diesen nur sehr selten Wasserstände gemessen werden.

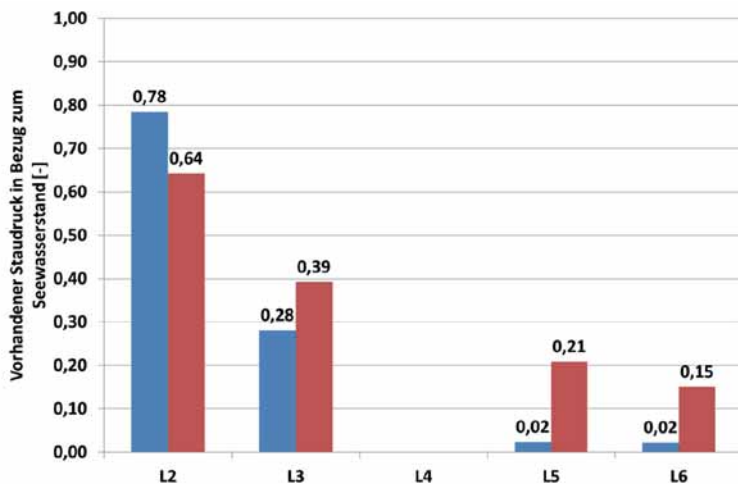


Abbildung 138: Vergleich des Druckabbaus über den Dammquerschnitt zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für Messprofil L

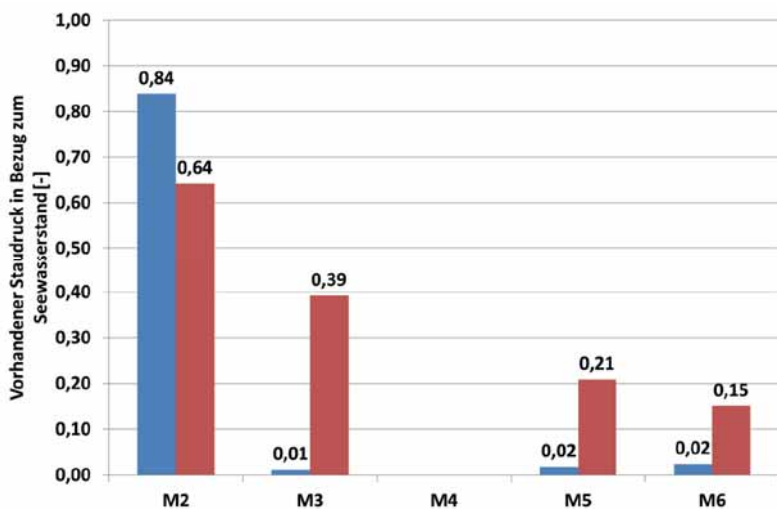


Abbildung 139: Vergleich des Druckabbaus über den Dammquerschnitt zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für Messprofil M

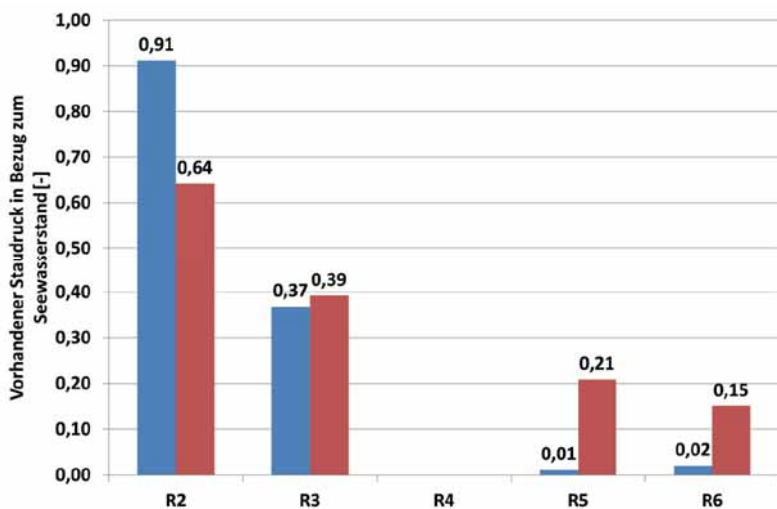


Abbildung 140: Vergleich des Druckabbaus über den Dammquerschnitt zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für Messprofil R

Die durch die Regressionsanalyse ermittelten Drücke spiegeln sich auch in der Betrachtung der zugehörigen Ganglinien wider (Abbildung 141 bis Abbildung 143).

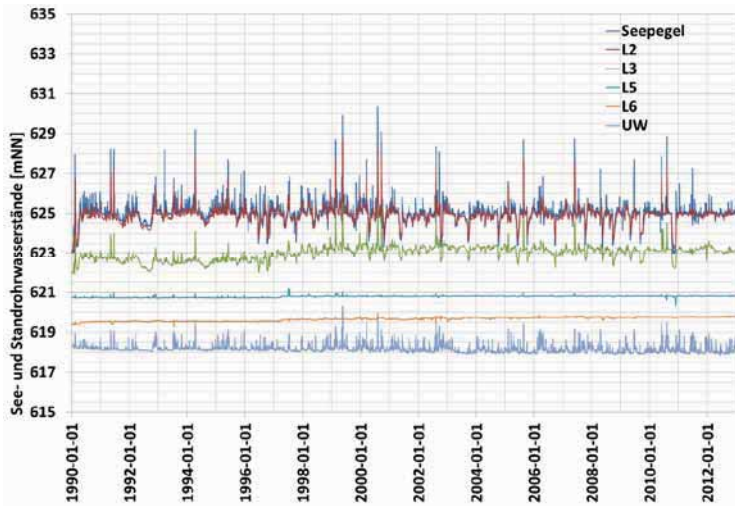


Abbildung 141: Ganglinien der Standrohre des L-Profiles von 01.01.1990 bis 31.12.2012

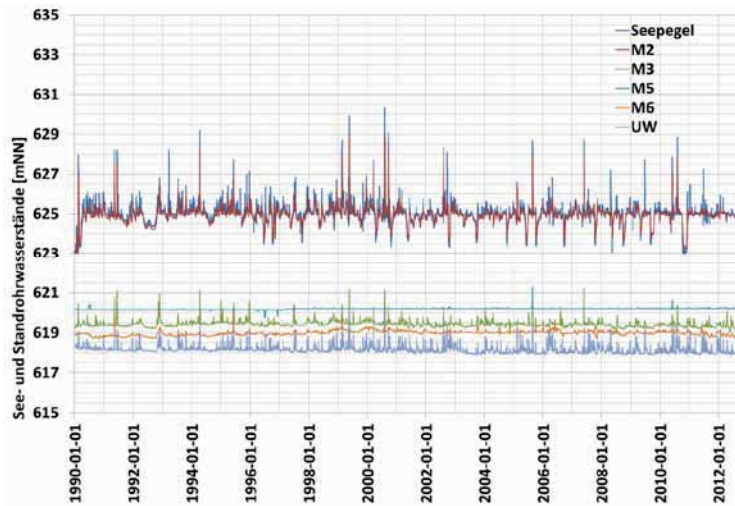


Abbildung 142: Ganglinien der Standrohre des M-Profiles von 01.01.1990 bis 31.12.2012

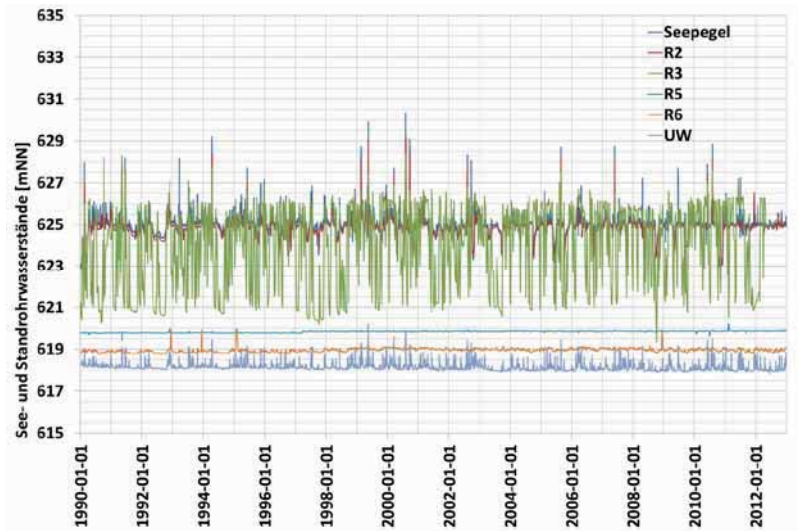


Abbildung 143: Ganglinien der Standrohre des R-Profiles von 01.01.1990 bis 31.12.2012

An allen drei Abbildungen sieht man deutlich den hohen Einfluss des Seewasserstandes wasserseitig der Untergrundabdichtung. Genauso erkennt man den schwindenden Einfluss luftseitig davon. Es zeigt sich außerdem, dass der für das Standrohr M3 in der Regressionsanalyse ermittelte, auffällig niedrige Restdruck von etwa 1 % durchaus plausibel ist. Dominant ist an dieser Messstelle der Einfluss des Unterwasserspiegels in der Windach, wie an der Ganglinie gut nachvollzogen werden kann (Abbildung 142). Für den Unterwasserstand konnte daher auch bei der Regressionsanalyse ein hoch signifikanter Einfluss von 55 % ermittelt werden. R3 ist leider stark von Fremdeinflüssen geprägt (Abbildung 143), der dennoch zu ermittelnde Restdruck von 37 % stimmt aber gut mit der theoretischen Potenzialverteilung überein.

Man sieht weiter, dass die Ganglinien der Standrohre 5 und 6 nur minimal auf Änderungen des Seewasserstandes reagieren, was ebenfalls die Ergebnisse der Regression stützt. Der Druckabbau über den Querschnitt scheint demzufolge sogar besser zu funktionieren, als nach der ermittelten Potenzialverteilung zu erwarten war.

Anders stellt sich die Situation für den Sylvensteindamm dar. Der anhand der Bodenkennwerte berechnete Potenzialabbau über den Dammquerschnitt ist in Abbildung 144 zu sehen.

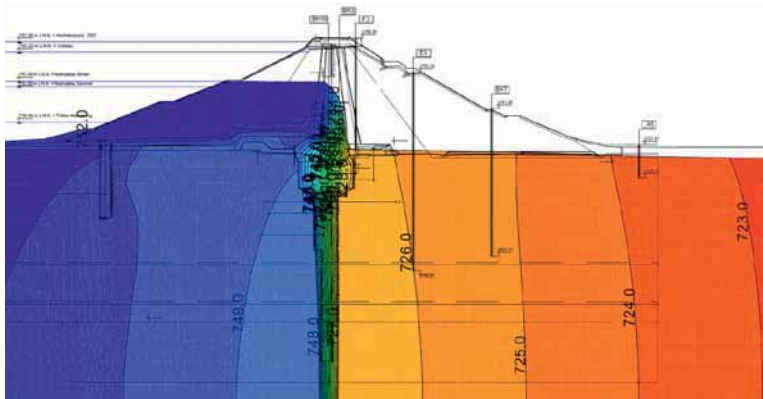


Abbildung 144: Potenzialverteilung über den Dammquerschnitt des Sylvensteinspeichers beim Winterstauziel von 752 mNN (WWA Weilheim; erstellt durch CDMSmith)

Bei einem homogenen Dichtungskern und einer funktionierenden Untergrundabdichtung des Sylvensteindammes müsste sich nach der Potenziallinienberechnung ein mit zunehmender Tiefe abnehmender Wasserdruck an den Porenwasserdruckgebern einstellen. Die Ergebnisse der Regression zeigen jedoch sehr unterschiedliche Druckverhältnisse für die einzelnen Messstellen und Messprofile. Für das Messprofil 3 konnten beispielsweise mit der Tiefe zunehmende Drücke ermittelt werden. Dies gilt sowohl für die wasserseitig, als auch für die luftseitig angeordneten Messstellen (Abbildung 145 und Abbildung 146). Auch in den anderen Messprofilen sind - vor allem luftseitig - Druckzunahmen mit zunehmender Tiefe zu sehen.

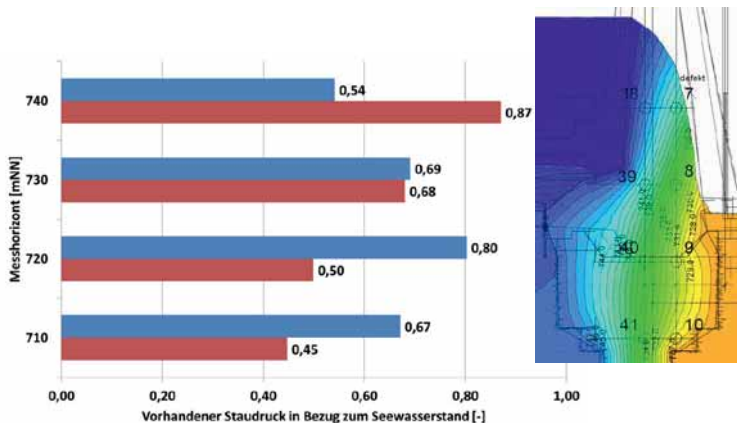


Abbildung 145: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für die Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 wasserseitig

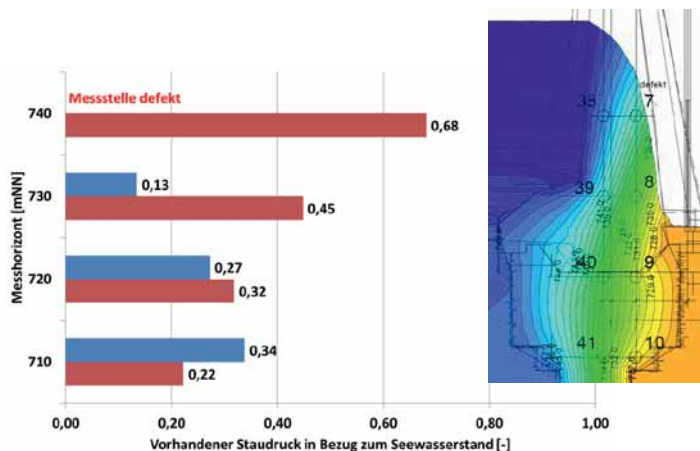


Abbildung 146: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für die Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 luftseitig

Eine gute Verifizierung kann wieder durch die gemessenen Ganglinien erfolgen. An den Zeitreihen der wasserseitigen Ganglinien sieht man deutlich den vorhandenen hohen Druck im Bereich der Kernaufstandsfläche (PWD 40 im Messhorizont 720 mNN; Abbildung 147). Die Ganglinie verläuft dort bis zu den Bohrarbeiten 2009 fast deckungsgleich mit der des 10 m darüber eingebauten PWD 39. Ebenfalls sehr hoch ist PWD 41 im Bereich der Dichtungsschürze auf 710 mNN. Anhand dieser Ganglinien kann somit ein mit der Tiefe abnehmender Druckverlauf nicht in dem Maße nachvollzogen werden, wie es die Potenziallinienberechnung erwarten ließe.

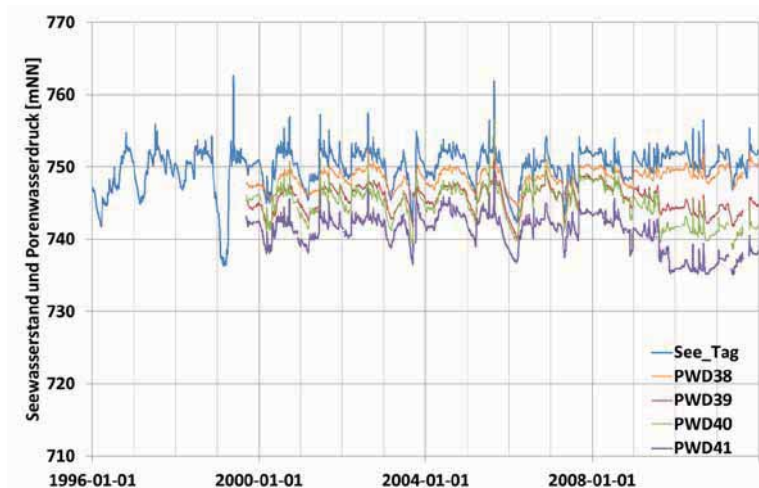


Abbildung 147: Ganglinien der wasserseitigen Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 des Sylvensteindammes

Ganz ähnliche Ergebnisse erhält man, wenn man die Ganglinien der luftseitigen Geber betrachtet. Hier kommt noch hinzu, dass die Messniveaus durch die Bohrarbeiten 1999, 2008 und 2009 am stärksten verändert wurden (Abbildung 148).

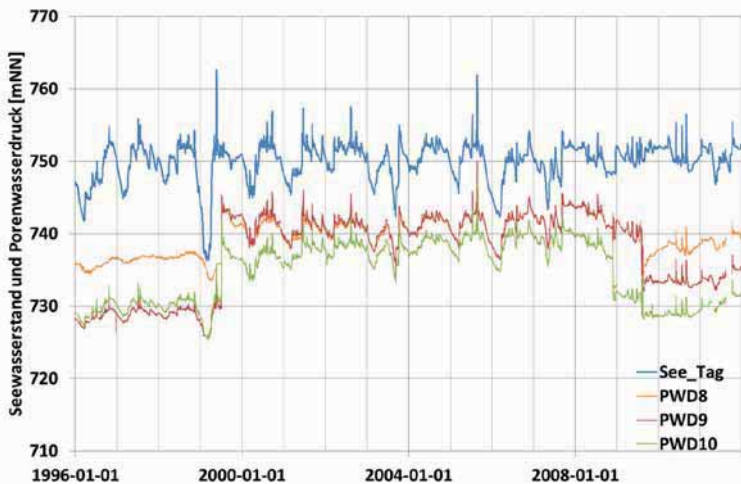


Abbildung 148: Ganglinien der luftseitigen Porenwasserdruckgeber im Messprofil 3 des Sylvensteindammes

Vor den Bohrarbeiten 1999 nimmt der PWD 8 im Dammkern Änderungen des Seewasserstandes nur sehr gedämpft war. Weitaus deutlicher ist der Einfluss des Seewasserstandes auf die Geber 9 und 10 auf 720 und 710 mNN. Weiter kann man sehen, dass nach den Bohrarbeiten nahezu kein Druckunterschied mehr zwischen den Gebern 8 und 9 zu erkennen ist, auch PWD 10 nähert sich den Druckniveaus der anderen beiden Messstellen an. Zwischen 1999 und Ende 2008 beträgt der Druckunterschied an den Messstellen nur wenige Meter. Daher erscheint hier ebenfalls das Ergebnis der Regressionsanalyse plausibel. Nach unten hin geringer werdende Drücke sind auch hier nicht zu erkennen. Vielmehr sind die Ergebnisse eine weitere Bestätigung für die vermutete Schwächezone im Bereich der Kernaufstandsfläche und der Dichtungsschürze. Zudem dienen diese Ganglinien, aber auch die gesamten Ergebnisse für den Sylvensteindamm als Beleg für die starken Veränderungen im Korngerüst eines Dammes, die durch Bohr- und Injektionsarbeiten hervorgerufen werden können. Ab den Bohrungen 2008 und vor allem 2009 zeigen sich erneut deutliche Messwertveränderungen.

Luftseitig des Kerns ist der Staudruck nahezu vollständig abgebaut. Nach der Potenziallinienberechnung sollte am Standrohr F3 noch ein Restdruck von 15 % vorhanden sein, der sich bis zum Standrohr A5 auf 6 % reduziert (Abbildung 149). Tatsächlich ist an der Messstelle F3 kein Einfluss des Sees mehr zu ermitteln. Dies zeigt letztlich auch die zugehörige Zeitreihe (Abbildung 150). Die Ergebnisse der Regression werden auch durch die Grundwasserstandrohre E5, B4T und A5 bestätigt. In allen drei Messstellen wird ein annähernd identischer Wasserstand gemessen. Grund hierfür sind die stark durchlässigen Kiese, auf denen der Damm gegründet ist.

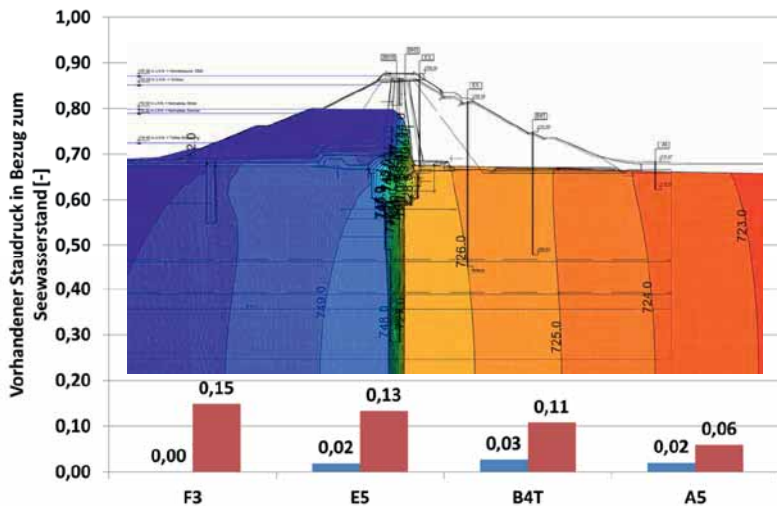


Abbildung 149: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Regression (blau) und der Potenziallinienberechnung (rot) für die Standrohre im Messprofil 3 luftseitig des Dammkerns

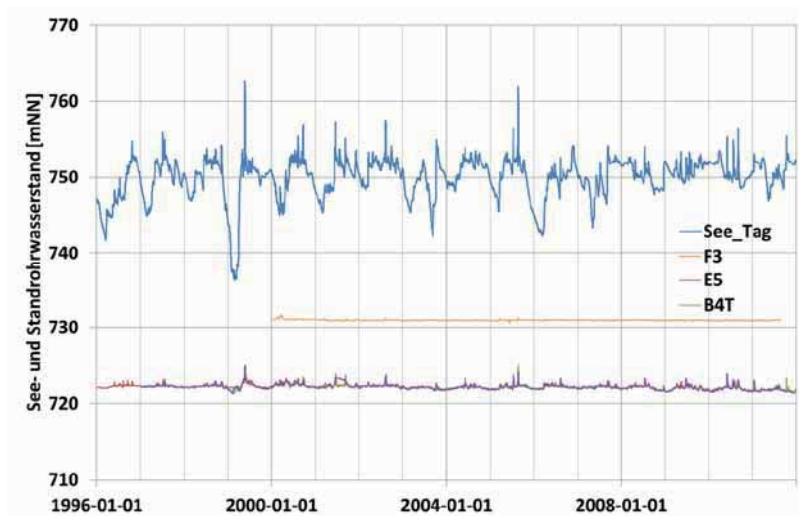


Abbildung 150: Ganglinien der luftseitigen Standrohre im Messprofil 3

Die hier beispielhaft dargestellten Ergebnisse zeigen, dass zum Teil deutliche Unterschiede zwischen der berechneten Potenziallinienverteilung und den tatsächlich gemessenen Werten bestehen. Das Beispiel des Windachspeicherdamms stellt dabei den Idealfall dar. Dort funktioniert der Druckabbau über den Querschnitt sogar besser, als beim Entwurf der Anlage zu erwarten war.

Ähnlich aufschlussreich ist allerdings auch der umgekehrte Fall. An den Ergebnissen der Messungen und der statistischen Auswertungen sind für die Porenwasserdruckmessstellen im Kern und im Untergrund keineswegs mit der Tiefe abnehmende Drücke zu beobachten, wie es die Potenziallinienberechnung erwarten ließe. Somit liegt ein Indiz dafür vor, dass dieser Bereich für weitergehende Untersuchungen vorgesehen werden sollte. Dies kann zunächst bei der Überprüfung der Messanlage beginnen, um systematische Fehlmessungen ausschließen zu können, und sich in einem nächsten Schritt auf den betroffenen Dammbereich selbst erstrecken.

Es ist jedoch auch zu bedenken, dass Abweichungen zwischen den errechneten Potenziallinien und den tatsächlichen Messwerten nicht per se einen Schadensfall im Dammgefüge bedeuten. Verständlicherweise werden nicht alle lokalen Unstetigkeiten oder einbaubedingte Anomalien, wie z.B. wechselnde Einbauwassergehalte und die dadurch möglichen Verdichtungsgrade der Dammzonen, für die Berechnung erfasst werden können. Solche Anomalien haben unter Umständen auch direkte Auswirkungen auf die Durchlässigkeiten der Baustoffe. Spannungsumlagerungen infolge von Setzungen nach der Dammschüttung können die Durchlässigkeiten ebenfalls verändern. Zur Überprüfung und Bewertung des Dammverhaltens ist ein Vergleich mit der Potenziallinienberechnung unabdingbar.

8 Vergleichende Bewertung und Schlussfolgerungen

8.1 Vergleichende Bewertung der hydrometrischen Messeinrichtungen

8.1.1 Trinkwassertalsperre Frauenau

8.1.1.1 Durchsickerung des Dammbauwerks

Der Potenzialabbau im Kern der Talsperre Frauenau kann anhand der Porenwasserdruckmessprofile nachvollzogen werden. Die Profile 2.0 und 2.2 sind dabei im Bereich der größten Dammhöhe angeordnet, das Profil 4.4 an der rechten Talflanke. Die Analyse dieser Messstellen zeigt, dass der Druckabbau in den Querschnitten plausibel nachvollzogen werden kann. Um ein umfassenderes Bild über die Funktionsfähigkeit der Kerndichtung über die gesamte Dammlänge zu erhalten, stehen zusätzlich die Vliesdruckmessstellen zu Verfügung. Diese geben Aufschluss über die hydraulischen Verhältnisse luftseitig der Tonbetondichtwand. Da der Einfluss des Sees bei allen Vliesdruckmessstellen - mit Ausnahme der hydraulisch deutlich weniger belasteten Randbereiche bei Schott 1 und 9 - in etwa in der gleichen Größenordnung liegt, kann auch hier von einer korrekt funktionierenden Kerndichtung ausgegangen werden. Die leicht erhöhten Werte im Bereich der Schotts 6 und 7 sowie die erhöhten Werte im Messprofil 4.4 deuten auf das Vorhandensein einer lokalen Schwächezone hin. Als nachteilig sind allerdings die Beeinträchtigungen der Porenwasserdruckmesswerte in Folge der Arbeiten an der Messanlage zu werten, die eine kurzfristige Interpretation der Ganglinien mitunter deutlich erschweren.

Im Verbund aller angeordneten Messstellen im Dammbauwerk ist die langfristige Überwachung des Dammkerns - trotz der Störeinflüsse durch die Messanlage - mit den vorhandenen Messstellen durchaus möglich. Aufgrund ihrer Nutzung als Trinkwassertalsperre unterliegt der Wasserspiegel in der Talsperre Frauenau einem ausgeprägten Jahresgang, mit entsprechend langsamen Stauspiegelschwankungen. Somit erscheint es aufgrund der sich ebenfalls langsam ändernden hydraulischen Belastungen auch gerechtfertigt, die Messintervalle entsprechend größer zu wählen.

Zur Detektion plötzlicher Schadensfälle sind die Porenwasserdruckgeber hingegen nur bedingt geeignet. Zum einen müsste die Leckage im Einflussbereich eines der drei Messquerschnitte auftreten, zum anderen in unmittelbarer zeitlicher Nähe zum Messzeitpunkt.

Durch die Vliesdruckmessstellen hingegen können Leckagen über die gesamte Dammlänge erkannt werden, da sich ein derartiger Schadensfall an den Drücken im Filtrervlies zeigen muss. Durch die schottweise Unterteilung des Filtrervlieses kann der Bereich einer möglichen Leckage

zudem schnell eingegrenzt werden. Grundlage für eine zeitnahe Detektion wäre aber die Erhöhung der Messfrequenz.

Mit dem vorhandenen Sickerwassermess- und -sammelsystem können grundsätzlich sowohl das Lang- als auch das Kurzzeitverhalten des Dammbauwerks überwacht werden. Die Ergebnisse zeigen aber auch, dass nur die Schotts 4, 5 und 6 sowie in abgeschwächter Form Schott 3 durch den Seewasserstand beeinflusst werden. An den anderen Abschnitten dominieren Niederschlags- in Verbindung mit Hang- und Schneeschmelzwasser. Daher kann auch die korrekte Funktionsfähigkeit der Sickerwasserfassung zur Überwachung des Dammkerns nicht zweifelsfrei nachgewiesen werden. Bei sich weiter fortsetzenden, rückläufigen Tendenzen der Sickerwassermengen muss die plangemäße Funktionsfähigkeit der Messeinrichtung zumindest kritisch hinterfragt werden. Die von allen anderen Messeinrichtungen lokalisierte Schwächezone im rechten Talbereich wird durch die Sickerwasserabflussmessung in Schott 7 nicht bestätigt. Eine Überprüfung der Sickerwasserleitungen, zum Beispiel durch eine Kamerainspektion, ist aufgrund von kurz außerhalb des Kontrollgangs eingebauten 90°-Bögen nicht möglich.

8.1.1.2 Kontaktzone Massivbauwerke - Dichtungselement

Die Kontaktzone Kontrollgang - Dichtkern wird ebenfalls durch die Vliesdruckmessstellen überwacht, die eine qualitativ gute Langzeitüberwachung ermöglichen. Konzentrierte Leckagen könnten, bei entsprechender Messfrequenz und zugehöriger Alarmierung, ebenfalls mit diesem Instrument erkannt werden.

8.1.1.3 Unterströmung des Dammbauwerks

Die Piezometer zur Überwachung der Unterströmung des Bauwerks erfassen durch ihre Anordnung den Bereich der größten hydraulischen Belastung auf die Untergrundabdichtung. Man kann anhand der Messergebnisse und der statistischen Auswertung den Druckabbau durch den Dichtungsschleier gut nachvollziehen. Auch die Schwächezone im Bereich des rechten Talhanges ist an den Ergebnissen deutlich zu sehen. Gestützt wird diese Vermutung zudem durch die Ergebnisse der Grundwassermessstellen W45, W46 und vor allem W55. Die Trendbeobachtung der Piezometer liefert zudem Hinweise, dass sich die Wirkung der Untergrundabdichtung langsam verschlechtert.

Aufgrund dieser Ergebnisse lässt sich gut zeigen, dass die Langzeitüberwachung der Untergrundabdichtung mit den installierten Piezometern sehr zuverlässig durchgeführt werden kann. Positiv herauszustellen ist zudem, dass die Messstellen - unabhängig von den Reparaturen an der Messanlage - störungsfrei arbeiten. Die Detektion kurzfristig ablaufender Schadensereignisse ist bei einer Erhöhung der Messfrequenz grundsätzlich ebenso möglich.

Der Grobdrain, mit dem die Unterströmung im Bereich der großen Störzone am linken Hang überwacht wird, zeigt keine Reaktionen auf den Seewasserstand und wird vielmehr stark durch das Niederschlagsgeschehen geprägt. Aufgrund des komplett fehlenden Einflusses ist eine Bewertung dieser Filterzone nur schwer möglich. Im besten Fall ist dies ein Indiz für die hervor-

ragende Abdichtung der Störzone. Andernfalls müsste die Funktionsfähigkeit dieses Filters ebenfalls hinterfragt werden.

8.1.1.4 Gesamtbewertung

Mit den Messeinrichtungen an der Trinkwassertalsperre Frauenau können die Druckverhältnisse sowohl im Inneren des Staudammes, als auch um den Kontrollgang und im Untergrund gut nachvollzogen werden. Während eine Messgruppe einzeln betrachtet noch kein vollständiges Bild ergäbe, stimmen jedoch die Ergebnisse beim Vergleich aller Messstellen gut überein. Eine potenzielle Schwächezone von Damm- und Untergrundabdichtung im weiteren Bereich des Porenwasserdruckmessprofils 4.4 kann nach Analyse aller Messstellen durchaus angenommen werden. Die restlichen Messstellen liefern durchweg plausible und vergleichbare Ergebnisse und zeigen den guten Druckabbau über den Dammquerschnitt von der Wasser- hin zur Luftseite. Durch die beiden Porenwasserdruckprofile 2.0 und 2.2 in Verbindung mit den Vliesdruck- und Piezometermessstellen kann der Bereich der größten Dammhöhe gut überwacht werden. Zusätzlich ist mit den Vliesdruckmessstellen zur großflächigen Überwachung des Filtervlieses der eigentlichen Filterzone eine Messebene vorgeschaltet, die ebenfalls die gesamte Dammhöhe erfasst. In Kombination mit den über die luftseitige Böschung verteilten Grundwassermessstellen erhält man ein umfassendes Bild über die Verhältnisse im Bauwerk. Mit dem erwarteten Abklingen der Störeinflüsse durch die Messanlage würde die Qualität der Überwachung weiter verbessert.

Es steht außer Frage, dass ein zusätzliches Überwachungsinstrument wie die Messung von Sickerwasserabflüssen auch die Sicherheit eines solchen Bauwerks erhöht und so auch die Sicherheitsbeurteilung erleichtert. Voraussetzung hierfür ist eine verlässliche und zweifelsfrei funktionsfähige Messeinrichtung. Wird, wie hier zum Beispiel am Grobdrain oder in den Randbereichen des Dammes, kein Sickerwasser oder hauptsächlich Fremdwasser aus Niederschlag gemessen, so ist auch der Erkenntnisgewinn über den Zustand des Bauwerks begrenzt. Ähnlich ist es bei einer fortschreitenden Abnahme der Sickerwasserabflüsse, wie sie an fast allen Messstellen zu beobachten ist.

Aufgrund der Zweckbestimmung der Talsperre mit den vergleichsweise langsamen Auf- und Abstauvorgängen unterliegen auch die auf das Bauwerk wirkenden hydraulischen Belastungen keinen plötzlichen Änderungen. In Verbindung mit der sehr guten Gründungssituation an der Sperrenstelle reduzieren sich auch die Risikofaktoren für die Talsperre für plötzliche Versagensfälle, wie etwa konzentrierte Leckagen oder *hydraulic fracturing*. Die Überwachung des Bauwerks ausschließlich mit Porenwasser- und Vliesdruckmessstellen, sowie den Piezometern und Grundwassermessstellen mit den bisherigen Messfrequenzen erscheint daher gerechtfertigt und für eine umfassende Sicherheitsbeurteilung ausreichend. Aufgrund der großen Höhe des Absperrbauwerks bietet das Vorhandensein der Sickerwasserfassung zusätzliche Sicherheit.

8.1.2 Sylvensteinspeicher

8.1.2.1 Durchsickerung des Dammbauwerks

Zur Beurteilung der Durchsickerung des Dammes können sowohl die Porenwasserdruckgeber als auch die luftseitigen Standrohre herangezogen werden.

Mit den Porenwasserdruckgebern kann der Druckabbau durch den Kern des Dammes grundsätzlich in allen Messprofilen nachvollzogen werden. Dies zeigt sich neben der reinen Betrachtung der Ganglinien auch an der statistischen Auswertung der Messdaten. Es zeigen sich aber auch die zum Teil großen Unterschiede zwischen den Messprofilen. Diese Unterschiede sind höchstwahrscheinlich auf mehrere Ursachen zurückzuführen. Zum einen ist durch die Setzungen und Risse in den ersten Betriebsjahren, durch die Injektionen in den 1970er und 1980er Jahren im Kern und der Untergrundabdichtung, aber auch durch die Bohrmaßnahmen 1999, 2008 und 2009, ein sehr inhomogenes Gefüge entstanden, das sich deutlich an den unterschiedlichen Druckniveaus zwischen den Messprofilen widerspiegelt und eine Bewertung entsprechend erschwert. Zum anderen sind die Drücke an den 1999 nachträglich eingebauten wasserseitigen Gebersträngen deutlich höher als an den bereits früher eingebauten. Die Reaktionszeiten der Geber sind ebenfalls entsprechend kurz. Es ist daher wahrscheinlich, dass dies eine Folge der damaligen Einbaubedingungen ist. Ausgenommen davon seien gelegentliche Fehlmessungen durch Kondenswasser in oder undichte Verschraubungen an der Messleitung, da diese durch geschultes Personal schnell erkannt werden.

An den luftseitig installierten Standrohren im Filter und der Sickerwasserwanne ist hingegen nahezu kein Einfluss des Seewasserstandes nachweisbar. Sie lassen daher einen dichten Kern vermuten. Einige der Standrohre sind aber niederschlagsbeeinflusst.

Somit hätte die langfristige Überwachung des Bauwerks durchaus mit dieser Kombination aus Porenwasserdruckgebern und luftseitigen Standrohren im Filter und der Sickerwasserwanne durchgeführt werden können. Aufgrund der vielfachen Eingriffe in das Dammbauwerk war die Interpretation der Messwerte aber stark erschwert.

Die kurzfristige Detektion von Leckagen alleine mit diesen beiden Komponenten war aber nur sehr eingeschränkt möglich. Der Schaden hätte in unmittelbarer Nähe der Messstelle eintreten und diese zudem zeitnah gemessen werden müssen, um die Gefahr zeitnah zu erkennen. Die etwas versetzt zu den Messprofilen aus Porenwasserdruck und F-Standrohren angeordnete V-Reihe verdichtet zumindest das Messraster und erhöht dadurch die Chance, Leckagen früher zu erkennen. Aber auch diese Messeinrichtung reagiert erst, wenn sich die luftseitige Sickerwasserwanne mit entsprechend viel Wasser gefüllt hat.

8.1.2.2 Kontaktzone Massivbauwerke – Dichtungselement

Die einzige Kontaktzone zwischen Dichtkern und einem Massivbauwerk ist der Anschluss des Kerns an den Vorsatzpfeiler. Gesonderte Messeinrichtungen zur Überwachung dieser Fuge sind nicht vorhanden. Ebenso wenig wird der Anschluss des Kerns an die Felsflanken über-

wacht. Die Felspegel liefern zwar Aufschluss über die Umströmung des Bauwerks durch Felsklüfte, geben aber keinen Aufschluss über die Durchströmung der Fuge zwischen Damm und anstehendem Dolomit.

8.1.2.3 Unterströmung des Bauwerks

Für die Porenwasserdruckgeber in der Kernaufstandsfläche und im Untergrund gelten ebenfalls die bereits für die Geber im Kern getroffenen Aussagen.

Die bis in den Untergrund reichenden luftseitigen Standrohre sind hingegen für die Überwachung des Dammbauwerks von begrenzter Aussagekraft. Die wasserseitigen Standrohrpiezometer der G-Reihe zeigen annähernd den Seewasserstand. Das liegt entweder daran, dass die Untergrundabdichtung vollkommen dicht ist, oder daran, dass ein Kurzschluss zum Seewasser besteht. Die luftseitigen Standrohre der E-, B-, L-M-R- und A-Reihe besitzen durch ihre starke Beeinflussung durch die Unterwasserstände nahezu keine Aussagekraft hinsichtlich der Dichtigkeit von Dammkern und Dichtungsschürze. Dies liegt an den stark durchlässigen Kiesen, auf denen der Staudamm gegründet ist. Dadurch wird jede Änderung der Speicherabgabe ohne Zeitversatz in den Standrohren registriert. Langsam zunehmende Unterströmungen können daher und aufgrund der Überlagerung mit den stetig sinkenden luftseitigen Grundwasserständen keinesfalls erkannt werden. Erst bei massiven Leckagen, die die Standsicherheit des Bauwerks bereits gefährden dürften, sollten in den Standrohren der G- sowie der E- bis A-Reihe Auswirkungen zu erkennen sein. Daher ist die grundsätzliche Funktion dieser Standrohrreihen stark in Frage zu stellen, ein zusätzlicher Informationsgewinn ist nicht zu erkennen.

Somit verbleiben am Sylvensteindamm nur die wasserseitigen Porenwasserdruckgeber zur Kontrolle der Untergrundabdichtung. Diese haben im Zuge des Schlitzwandbaus ihre Funktionsfähigkeit bewiesen.

8.1.2.4 Gesamtbewertung

Die Ergebnisse zeigen, dass die im Auswertzeitraum am Sylvensteindamm vorhandene Messausstattung für die Sicherheitsbeurteilung des Dammes nur zum Teil aussagekräftige Ergebnisse liefert. Dies trifft sowohl auf die Porenwasserdruck- als auch auf die Standrohrmessungen am Damm zu.

Die Auswertung und Interpretation der Porenwasserdruckgeber ist durch die häufigen Eingriffe in den Dammkern und den Untergrund extrem erschwert. Zwar kann durch die statistische Auswertung der Druckabbau gut nachvollzogen werden, die regelmäßige Beurteilung vor Ort ist aber deutlich schwieriger. Durch die Bohrungen im Kern des Staudammes wurde das Messniveau einiger Porenwasserdruckmessstellen zum Teil so massiv verändert, dass die Möglichkeit von Fehlmessungen nicht grundsätzlich auszuschließen war. Es ist aber davon auszugehen, dass durch die einzelnen Maßnahmen nicht nur das Messniveau, sondern auch das Korngefüge im Kern nachhaltig verändert wurde. Dafür sprechen die Beobachtungen während und vor allem nach dem Einbau der neuen Dichtwand. Mit Einbringung dieser neuen, homogenen und

klar definierten Dichtebene reagierten die verbliebenen wasserseitigen Porenwasserdruckgeber annähernd gleich. Alle näherten sich nach Fertigstellung dem Seewasserstand an und bilden dessen Verlauf seither genau ab. Aufgrund dieser Beobachtungen muss man davon ausgehen, dass auch die in der Vergangenheit gemessenen Drücke der Realität entsprachen und somit die Geber korrekt funktionierten und funktionieren. Die Langzeitüberwachung des Dammes ist somit auch in Zukunft mit den Porenwasserdruckgebern und den luftseitigen Standrohren der V-Reihe möglich. Die F-Reihe wurde vor dem Schlitzwandbau im Zuge der Dammkronenverbreiterung aufgelassen. Im Gegensatz dazu sind die übrigen luftseitig angeordneten Standrohre aufgrund der beschriebenen Einflüsse auch für die Langzeitüberwachung eher ungeeignet.

Das Defizit liegt aber eindeutig in der fehlenden Möglichkeit, kurzfristige Schadensfälle zu erkennen. Nach der qualitativen Bewertung nach *Foster* und *Fell* zur Abschätzung der Risiken für *piping* und *hydraulic fracturing* besitzt der Sylvensteinspeicher von allen betrachteten Anlagen die höchste Versagenswahrscheinlichkeit (Kapitel 6.6). Die Gründe hierfür sind vor allem die Gründungssituation auf den tiefreichenden eiszeitlichen Kiesen und Schottern in der Sylvensteinenge und die steil abfallenden Felsflanken. Schon durch die beiden in der Vergangenheit notwendig gewordenen Nachinjektionskampagnen wird die Schwierigkeit dieser Sperrenstelle belegt. Ein Grund für die Nachinjektionen war die Sanierung von Rissen im Dammbauwerk, die aufgrund des unterschiedlichen Setzungsverhaltens an der Sperrenstelle aufgetreten sind.

Ein zusätzliches Risiko entsteht durch die Aufgaben des Sylvensteinspeichers. Durch seine Nutzung zum Hochwasserrückhalt treten schnell ansteigende Stauhöhen in Verbindung mit schnell ansteigenden hydraulischen Belastungen auf das Dammbauwerk auf. Der außergewöhnliche Hochwasserrückhalteraum zwischen 763 mNN und 767 mNN wurde zudem noch nie eingestaut. Aussagen über das Bauwerksverhalten bei solch außergewöhnlichen Belastungssituationen liegen daher nicht vor.

Eine Beurteilung des Bauwerks lediglich auf der Grundlage der Porenwasserdruckmessstellen in Verbindung mit vier luftseitigen Standrohren in der V-Reihe erscheint daher dem Sicherheitsanspruch der Anlage und dem unterhalb liegenden Schadenspotenzial nicht angemessen.

Daher gewinnt die direkte, abschnittsweise Fassung und Messung von Sickerwasserabflüssen luftseitig der neu eingebauten Dichtwand große Bedeutung. Wie die Auswertung der Daten gezeigt hat, stellt dieses Instrument neben den Porenwasserdruckgebern zukünftig die bislang einzige Möglichkeit dar, Leckagen in der Dichtwand zuverlässig und frühzeitig erkennen und Gegenmaßnahmen einleiten zu können. Die abschnittsweise Fassung des Sickerwassers ermöglicht der 2013 neu gebohrte Kontrollgang, an den im Jahr 2014 54 Drainagepfähle angeschlossen wurden. In Kombination mit einem bei Hochwasser zweistündlichen Messintervall der Porenwasserdruckgeber und der kontinuierlichen Überwachung der Sickerwassermenge sollten plötzliche Leckagen früh genug erkannt werden können, um effektive Gegenmaßnahmen einleiten zu können.

8.1.3 Windachspeicher

Am Windachspeicher sind mit Ausnahme von ursprünglich sechs Porenwasserdruckgebern entlang des Betriebsauslasses ausschließlich Grundwasserstandrohre und Standrohrpiezometer zur Überwachung des Bauwerks und seiner Umgebung vorhanden. Zudem besitzt die Anlage ein Sickerwasserabflussmesssystem, durch das jedoch bisher nur der linke Dammbereich und der linksseitige Flächenfilter messtechnisch erfasst werden.

Die Auswertung der vorhandenen Messeinrichtungen und die statistische Analyse zeigen, dass der Druckabbau über den Dammquerschnitt mit den vorhandenen Messstellen gut nachvollzogen werden kann, ebenso die Funktionsfähigkeit der Untergrundabdichtung. Die Ergebnisse für die Messstellen an den Talflanken und entlang des Betriebsauslasses bestätigen die bekannte Umströmung durch die vorhandenen, zum Teil stark durchlässigen, Schichten. Daher verläuft auch der Druckabbau in diesem Bereich sehr ungleichmäßig.

Auffällig ist die fast an allen Messstellen ansteigende Tendenz der Messwerte. Die daraus zu folgernde Annahme einer Verschlechterung des Druckabbaus wird durch die Zunahme der Sickerwasserabflüsse auf der linken Talseite zusätzlich gestützt. Dies ist zugleich der Bereich mit der stärksten Druckzunahme.

Gerade diese ermittelten Trends zeigen, dass das Langzeitverhalten der Talsperre mit den vorhandenen Messeinrichtungen gut überwacht und bewertet werden kann. Die Automatisierung und in der Folge kontinuierliche Erfassung der Wasserstände in den vorhandenen Standrohren und Piezometern verbessern die Überwachung zusätzlich.

Plötzliche Schadensfälle können aber auch an dieser Anlage mit den vorhandenen Standrohren nur mit Glück erkannt werden. Um zeitnah erkannt zu werden, müsste ein Schaden im Bereich der vorhandenen Instrumentierung auftreten. Tritt eine Leckage allerdings zwischen den Dammmessprofilen auf, so ist die Gefahr groß, dass dies erst bemerkt wird, wenn der Versagensprozess nicht mehr aufzuhalten ist.

Im Vergleich der fünf Staudämme weist der Windachspeicher aufgrund seiner Gründung auf inhomogenen eiszeitlichen Moränenablagerungen die zweithöchste Wahrscheinlichkeit für ein Versagen durch *piping* auf (Kapitel 6.6). Zudem unterliegt der Windachspeicher aufgrund seiner Nutzung zum Hochwasserrückhalt ebenfalls vergleichsweise schnellen Wasserspiegelanstiegen und damit das Bauwerk schnell ansteigenden hydraulischen Belastungen. Hier kann die bereits vorhandene Sickerwasserfassung einen deutlichen Beitrag zur Steigerung der Anlagensicherheit leisten, da Leckagen auf diese Art schnell erkannt werden können. Da am Windachspeicher die Sickerwasserabflüsse in den beiden luftseitigen Filterpackungen zwar gefasst, aber nicht konsequent gemessen wurden, kann dieses Defizit leicht behoben werden. Aus diesem Grund wurde vom Betreiber im Jahr 2014 das Sickerwasserabflussmesssystem für die gesamte Dammlänge ertüchtigt und automatisiert. Seitdem wird das gesamte Dammsickerwasser messtechnisch erfasst, so dass auch plötzliche Schadensfälle zeitnah erkannt werden können.

Nicht ausreichend instrumentiert ist außerdem der Bereich zwischen den Stollen des Grundauslasses und der Hochwasserentlastungsanlage. Hier ist ein deutliches Defizit zu erkennen, gerade vor dem Hintergrund, dass der einzige in diesem Bereich vorhandene Piezometer RH1 (Abbildung 79) deutliche Hinweise auf eine Verbindung zum Oberwasser liefert. Daher führt die nun vorhandene messtechnische Erfassung aller Sickerwasserstränge auch in dieser Hinsicht zu einer deutlichen Steigerung der Überwachungsqualität und zugleich zu einer deutlichen Erhöhung des Sicherheitsstandards an der Talsperre.

8.1.4 Brombachhauptsperrre

8.1.4.1 Durchsickerung des Dammbauwerks

Die Überwachung der Durchsickerung des Dammkerns erfolgt sowohl durch Porenwasserdruckmessungen, als auch durch den Kaminfilter luftseitig des Kerns.

Am Messquerschnitt III kann der Druckabbau mit dem bestehenden System über den Querschnitt sehr gut nachvollzogen werden. Er ist damit ein gelungenes Beispiel für eine funktionierende Überwachung, da auch die Druckverhältnisse in den verschiedenen Dammmzonen gut und plausibel dargestellt werden.

Weniger eindeutig lässt sich der Druckabbau an den Messquerschnitten I und II überwachen. Hauptgrund hierfür sind zum einen die Probleme mit der Rücklaufleitung zur Messanlage und den damit verbundenen, nicht nachvollziehbaren Druckanstiegen an den luftseitig der vergüteten Kernzone installierten Messstellen, die die Interpretation der Ganglinien erschweren. Zum anderen bewegen sich hier die gemessenen Drücke der wasserseitig der vergüteten Kerndichtung eingebauten Geber zum Teil deutlich über dem Seewasserstand. Der Grund hierfür konnte auch in der Diskussion mit dem Messanlagenhersteller und dem Betreiber nicht eindeutig geklärt werden. Während mögliche Vorzeichenfehler bei der Umrechnung und falsch im System hinterlegte Einbauhöhen von Betreiberseite ausgeschlossen werden konnten, besteht aber ebenso die Möglichkeit, dass die Messstellen tiefer im Damm eingebaut wurden, als in den Plänen angegeben und im System hinterlegt ist. Dies würde die über dem Seewasserstand liegenden Drücke erklären. Die tatsächliche Ursache hierfür konnte nicht abschließend ermittelt werden. Im Rahmen der statistischen Analyse und unter Berücksichtigung aller auf die Messstellen wirkenden Einflüsse konnte aber auch hier der Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite nachgewiesen werden. Ergänzend können durch die installierten Erddruckgeber, die mit dem Ende der Setzungen nur noch auf Stauspiegelschwankungen reagieren, eventuelle Spannungsänderungen registriert werden.

Vergleichbare Probleme wie in den Messquerschnitten I und II weisen die in neun Messquerschnitten angeordneten 27 Porenwasserdruckmessstellen in der luftseitigen Kernzone 2a auf.

Zur Überwachung des Langzeitverhaltens des Staudammes erscheinen die Porenwasserdruckmessungen daher grundsätzlich geeignet, sofern keine messanlagen-spezifischen Beeinflussungen vorliegen. Somit können der Messquerschnitt III vollumfänglich, die Messquerschnitte I

und II mit den oben angemarkten Einschränkungen, zur Bewertung des Langzeitverhaltens des Kerns herangezogen werden. Die Entwicklung der 27 Porenwasserdruckgeber luftseitig des Kontrollgangs muss hingegen noch abgewartet werden, die bisherige Zeitreihe lässt keine gesicherte Bewertung der hydraulischen Verhältnisse an den Messpunkten zu. Für den Fall plötzlicher Schadensereignisse, wie zum Beispiel konzentrierter Leckagen durch Risse und *hydraulic fracturing* oder durch *piping*, ist das hier installierte System - nicht nur aufgrund des Messintervalls von dreimal pro Woche - hingegen nicht geeignet. Das Erkennen von plötzlichen Druckanstiegen aufgrund von Leckagen ist wegen der anlagenbedingten Beeinflussung der Ganglinien nur sehr eingeschränkt bis gar nicht möglich.

Als Indikator für den Fall konzentrierter Leckagen durch den Dammkern steht stattdessen der Kaminfilter luftseitig des Kerns zur Verfügung. Die beobachteten Sickerwasserabflüsse bewegen sich in nahezu allen Abschnitten unter 0,01 l/s, was ebenso wie die statistische Auswertung der Messwerte deutlich die Dichtheit des Dammkerns bestätigt. Auf Stauspiegeländerungen reagieren die Sickerwasserabflüsse nur minimal, es ist kein signifikanter Einfluss des Seewasserstandes nachweisbar. Gründe, die grundsätzliche Funktionsfähigkeit des Kaminfilters anzuzweifeln, liegen nicht vor.

Im Verbund zwischen den Porenwasserdruckgebern und der Sickerwasserfassung im Kaminfilter können somit sowohl das Langzeit- als auch das Kurzzeitverhalten der Kerndichtung gut beurteilt werden.

8.1.4.2 Kontaktzone Massivbauwerke - Dichtungselement

Die jeweils vier Piezometer in sechs Messquerschnitten um den Kontrollgang im Bereich der größten Dammhöhe und der Erosionsrinne des Brombachs dienen der Überwachung der Funktionsfähigkeit der Untergrundabdichtung. Der Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite kann sowohl durch die statistische Analyse, als auch anhand der Ganglinien nachvollzogen werden. An den wasserseitig der Untergrundabdichtung eingebauten 18 Piezometern stimmen die automatisierten Werte größtenteils gut mit den Manometerablesungen überein. Einschränkend ist auch hier wieder die häufige negative Beeinflussung der luftseitigen Piezometer durch die Rücklaufeitung der Messanlage zu erwähnen. Zwar sind auch diese Piezometer jeweils mit einem Manometer zur Ablesung durch das Talsperrenpersonal ausgestattet, plötzliche Schadensfälle können so aber nur mit Glück rechtzeitig erkannt werden. Gleiches gilt für die nur mit Manometern ausgestatteten weiteren Piezometer in der luftseitigen Kontrollgangsohle sowie für die Piezometer entlang des Betriebsauslasses. Somit kann man festhalten, dass sich die installierten Piezometer zwar sehr gut zur Beurteilung des Langzeitverhaltens der Kontaktzonen von Massivbauwerken und Dichtung eignen, plötzliche Schadensfälle aber nur bei einem zeitlichen Zusammentreffen von Stichtagsmessung bzw. -ablesung und der möglichen Leckage sicher detektieren lassen.

Zur Detektion von Leckagen im Bereich der Fugen Kontrollgang/Untergrundabdichtung bzw. Betriebsauslass/Dichtung dient an der Brombachhauptsperrre die Sickerwasserabflussmessung

im Dammfußfilter. Die statistische Analyse konnte zeigen, dass der Einfluss des Seewasserstandes auf die Sickerwasserabflüsse am Dammfuß - mit Ausnahme von drei Abschnitten - hoch signifikant ist. Vor allem die Messstelle FSMKS2 (km 1+280 - km 1+380) bestätigt aufgrund ihrer Abhängigkeit vom Seewasserstand und ihrer auffällig ansteigenden Tendenz die Vermutung des Betreibers einer möglichen Schwächezone der Dichtwandfuge im Bereich des Piezometers 303 bei km 1+291.

Unter Berücksichtigung aller Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass die Sickerwasserabflussmessung plangemäß funktioniert und, auch im Fall von Leckagen an der Untergrundabdichtung oder an der Kontaktzone eines Massivbauwerks zur Dichtung, zuverlässig reagieren würde.

8.1.4.3 Unterströmung des Dammbauwerks

Die Unterströmung des Dammes sowie die Funktionsfähigkeit der Untergrundabdichtung zeigen die 79 über die gesamte Dammlänge von der Wasser- zur Luftseite verteilten Grundwasserstandrohre und Standrohrpiezometer, deren Filterstrecken in den verschiedenen Horizonten des anstehenden Burgsandsteins angeordnet sind. Die statistische Analyse zeigt, dass der Einfluss des Seewasserstandes eindeutig mit dem Verlauf der Dichtwandunterkante in Verbindung steht. Auch die Druckreduktion über den Dammquerschnitt kann an den Stellen, an denen Standrohre von der Wasser- zur Luftseite angeordnet sind, sehr gut nachvollzogen werden. Daher kann das Langzeitverhalten der Untergrundabdichtung gut dokumentiert werden. Da an ausgewählten Punkten und in der Nähe von Massivbauwerken Messstellen zusätzlich mit Datenfernübertragung ausgerüstet wurden, liegen dort seit 2008 kontinuierliche Messungen vor, so dass eventuelle Leckagen schneller erkannt und diese Messstellen auch für die kurzfristige Bewertung herangezogen werden können. Zusätzlich steht auch für die Kontrolle der Untergrundabdichtung die Sickerwasserabflussmessung im Dammfußfilter zur Verfügung.

8.1.4.4 Gesamtbewertung

Der Große Brombachsee wird als Speicher mit einem ausgeprägten Jahresgang betrieben, dessen Hauptzweck in der Niedrigwasseraufhöhung für das vergleichsweise wasserarme Mainieinzugsgebiet besteht. Aufgrund der großen Seefläche und der vergleichsweise niedrigen maximalen Zuflüsse von unter $60 \text{ m}^3/\text{s}$ über die Überleitung vom Altmühlsee, ist dies nicht mit außergewöhnlich hohen Einstaugeschwindigkeiten und -höhen verbunden, wie etwa bei einem Hochwasserspeicher. Die Schwankung des Seewasserstandes über das Jahr beträgt seit dem erstmaligen Aufstau maximal nur etwa 5 m. Die Setzungen am Absperrbauwerk sind seit Anfang der 1990er Jahre abgeklungen, die Gefahr von Rissbildungen in Verbindung mit *hydraulic fracturing* aufgrund unterschiedlicher Setzungen ist daher im heutigen Betriebszustand als gering einzustufen. Auch die Talform, die abgesehen von der Erosionsrinne keine markanten Gefällewechsel oder Sprünge im Felsverlauf aufweist, birgt kein erhöhtes Risiko für unterschiedliche Setzungen und eventuelle Gewölbebildungen, wie sie beispielsweise *Sherard (1986)* als Risikofaktoren für *hydraulic fracturing* angibt. Diese sich langsam ändernden Belas-

tungszustände auf das Bauwerk ließen zunächst auch eine Sicherheitsbeurteilung ohne Sickerwasserabflussmessung gerechtfertigt erscheinen. Voraussetzung wäre allerdings zwingend die Lösung der Probleme an den luftseitigen Messstellen der Messquerschnitte I und II sowie an den 27 Gebern luftseitig des Kerns. Auch die Kontaktzonen zwischen Massivbauwerken und Dichtungsebenen können mit den bestehenden Piezometern vom Kontrollgang aus und entlang des Betriebsauslasses gut überwacht und deren Funktionsfähigkeit zweifelsfrei beurteilt werden. Gleiches gilt für die Kontrolle der Untergrundabdichtung durch die zahlreichen Standrohrmessstellen. Der gefährdetste Bereich des Dammes über der Erosionsrinne des Brombachs ist im Zusammenspiel aller Messeinrichtungen ausreichend instrumentiert, um ein umfassendes Bild über die Vorgänge sowohl in der Dammschüttung als auch im Dammuntergrund zu erhalten.

Kritischer erscheint allerdings der geschichtete Sandsteinuntergrund an der Sperrenstelle. Gerade *piping* durch die Dammgründung stellt einen häufigen Versagensfall von Staudämmen dar, wie die Auswertungen von *Foster et al. (2000b)* zeigen (Kapitel 3.3). Wechsellagernd geschichtete Sandsteingründungen besitzen hier ein erhöhtes Risiko. Auch die Untersuchungen von *Fry und Jorge (2012)* deuten darauf hin, dass Dammgründungen auf Sandstein gefährdeter für innere Erosion in Verbindung mit *piping*-Prozessen sind. Bei der qualitativen Risikobetrachtung für *piping* nach *Foster et al. (2000a)* konnte für die Brombachhauptsperre das zweithöchste Risiko für *piping* von der Dammschüttung in die Dammgründung ermittelt werden (Kapitel 6.6). Da solche Prozesse im ungünstigsten Fall innerhalb weniger Stunden ablaufen können (*Fell et al. 2003*), ist das Vorhandensein eines Frühwarnsystems, wie hier durch die direkte Messung von Sickerwasserabflüssen im Dammfußfilter, nicht nur gerechtfertigt, sondern im Sinne einer konsequenten Überwachung und Sicherheitsbeurteilung notwendig. Da sich rückschreitende Erosion und *piping* vom Untergrund auch in die Dammschüttung fortpflanzen können, ist die Früherkennung durch den vorhandenen Kaminfilter ein wichtiger Bestandteil zum Aufspüren derartiger Schadensfälle. Alleine durch die installierten Porenwasserdruckgeber und Piezometer wäre ein derart schnell ablaufendes Schadensereignis nur schwer (bzw. mit Glück) rechtzeitig zu erkennen.

Betrachtet man zunächst nur das geschüttete Dammbauwerk, so kann festgehalten werden, dass die Sicherheitsbeurteilung der Brombachhauptsperre grundsätzlich auch ohne direkte Sickerwasserfassung und -messung möglich wäre. Eine Überwachung durch Porenwasserdruck-, Piezometer- und Standrohrmessungen in Verbindung mit regelmäßigen visuellen Kontrollen des Absperrbauwerks erschiene aufgrund der vorherrschenden Randbedingungen gerechtfertigt. Im Gegensatz dazu steht jedoch die Dammgründung. Die an der Sperrenstelle vorherrschende Geologie birgt ein Restrisiko nicht erkannter Erosionsprozesse im Untergrund, die sich ebenso in den geschütteten Dammkörper fortsetzen könnten, das durch das vorhandene Sickerwasserabflussmesssystem deutlich minimiert werden kann. Mögliche Schadensfälle im Untergrund können dann durch die Sickerwassermessung am Dammfuß erkannt werden. Würde sich ein Erosionsprozess in die Dammschüttung fortpflanzen, bestünde, je nach Verlauf

der Erosionsröhre, zudem die Möglichkeit, diesen durch die Messung im Kaminfilter zu erkennen.

8.1.5 Lechstaustufe 6 – Dornau

8.1.5.1 Durchsickerung des Dammbauwerks

Das Hauptinstrument zur Überwachung der Druckverhältnisse im Staudamm waren im Auswertezeitraum die vier vorhandenen Porenwasserdruckmessprofile. Diese wurden aufgrund der Defekte einzelner Geber (XV), sowie deren Beeinflussung durch ungewollte äußere Einflüsse (Geber III, IV, XVI), durch die Neuinstallation von insgesamt 24 Porenwasserdruckgebern im Jahr 2012 durch den Anlagenbetreiber zusätzlich ergänzt. Neben den drei bestehenden Porenwasserdruckmessprofilen wurden noch zwei weitere Profile zur Verdichtung der Messquerschnitte nachträglich geschaffen und mit neuen Porenwasserdruckgebern ausgestattet. Der Druckabbau konnte durch die statistische Auswertung der verbliebenen Porenwasserdruckmessungen gut nachvollzogen werden.

Ergänzend dazu kann im Profil 255,0 auch mit Hilfe der Erddruckgeber, deren Einbau eigentlich der Überwachung des Hangschubes der rechten Talflanke dient, der Druckabbau im Kern nachvollzogen werden.

Die Ergebnisse für die luftseitigen Standrohre lassen zunächst auf einen vollständigen Druckabbau innerhalb des Kernes schließen. An keinem der Pegel ist ein hoch signifikanter Einfluss des Oberwasserstandes vorhanden. Einschränkend muss man allerdings festhalten, dass die Funktion einzelner Piezometer im Bereich des luftseitigen Filters in Folge teilweise unklarer Einflüsse nicht vollständig gegeben scheint. Alle weiteren Piezometer liegen mit ihrer Filterstrecke in der alluvialen Talfüllung unterhalb des luftseitigen Stützkörpers und sind dadurch einer starken Beeinflussung durch die beiden Unterwasserstände ausgesetzt sind. Unter Umständen könnte durch die Dominanz des Unterwasserregimes ein Einfluss des Oberwassers aufgrund anormaler Durchsickerung erst spät erkannt werden.

Die statistische Auswertung aller Messstellen im Rahmen dieser Arbeit hat gezeigt, dass der Druckabbau im Inneren des Dammes mit den störungsfrei funktionierenden Porenwasser- und den drei Erddruckgebern gut nachvollzogen werden kann. Da ein Großteil der Piezometer, deren Funktionsfähigkeit eingeschränkt erscheint, im rechten Dammbereich liegen und hier auch die vorhandenen Standrohre zum Teil vom Grundwassergeschehen im rechten Talhang überlagert werden, kann die Beurteilung gerade dieses Bereichs mit den vorhandenen Messeinrichtungen nur sehr eingeschränkt erfolgen.

8.1.5.2 Kontaktzone Massivbauwerke - Dichtebene

An den Kontaktzonen des Dammkerns zu den beiden Massivbauwerken des Grund- und des Betriebsauslasses sind keine Messeinrichtungen installiert. Daher kann dieser Bereich nicht bewertet werden, mögliche Leckagen infolge Fugenerosion könnten hier im Extremfall somit

zunächst unentdeckt bleiben. Da die Talsperre einen nahezu konstanten Oberwasserspiegel aufweist, kann man ergänzend festhalten, dass in den Fugen seit der Inbetriebnahme nahezu konstante Druckverhältnisse herrschen.

Unter der HWE 2 hingegen können mit den vorhandenen Sohlwasserdruckmessstellen die Druckverhältnisse und der vorhandene Druckabbau in Richtung Unterwasser gut nachvollzogen werden.

8.1.5.3 Unterströmung des Dammbauwerks

Eine mögliche Unterströmung des Bauwerks kann mit den im Auswertezeitraum vorhandenen Messeinrichtungen nicht konsequent erfasst werden. Durch das Mittelwasserbecken in Verbindung mit den alluvialen Talauffüllungen, auf denen der luftseitige Stützkörper geründet ist, ist der gesamte Bereich luftseitig des Kerns bis auf Höhe des Mittelwasserstandes wassergesättigt. Im Zuge der Messstellenverdichtung wurden einige neue Piezometermessstellen luftseitig des Kerns installiert, deren Filterstrecke im Bereich der Kernaufstandsfläche oder der Spundwand angeordnet ist, um die Kontrollierbarkeit dieses Bereichs zu verbessern.

8.1.5.4 Gesamtbewertung

Die Bewertung der hydraulischen Sicherheit der Talsperre Dornau ist mit der bis Ende 2012 vorhandenen Messausstattung nur erschwert möglich. Zur belastbaren Überwachung des Dammkerns wäre es erforderlich, vor allem im rechten Dammbereich auf ein störungsfreies Messsystem mit verlässlichen Messdaten zurückgreifen zu können. Zwar konnte anhand der nachträglich installierten Porenwasserdruckgeber im Profil 248,0 der Druckabbau in diesem Bereich gut nachgewiesen werden, es ist aber fraglich, welche Aussagen zur Durchsickerung die Messdaten der durch Hangwasser beeinflussten Standrohre liefern. Die gewählten Messintervalle sind aufgrund des nahezu konstanten mittleren Oberwasserstandes und den damit nahezu konstanten hydraulischen Belastungen auf das Bauwerk grundsätzlich gerechtfertigt.

Insgesamt bleibt für die Talsperre Dornau festzuhalten, dass aufgrund der vielen Störfaktoren an den verschiedenen Messstellen eine fundierte Sicherheitsbewertung nur erschwert leistbar war. Nicht nur aufgrund der ähnlichen Bauweise decken sich daher die Ergebnisse mit denen des Sylvensteindamms. Auch in Dornau würde ein zusätzliches Sickerwasserabflussmesssystem die Kontrollierbarkeit der Talsperre natürlich verbessern. Im Vergleich zur Situation am Sylvensteindamm gibt es aber wesentliche Unterschiede.

Zunächst wäre eine Nachrüstung nicht ohne Weiteres umsetzbar, was vor allem an der Besonderheit des vorhandenen Mittelwasserbeckens liegt. Im Bereich der größten Dammhöhe, ca. von Station 10,0 bis etwa 181,0, wäre nur der Dammbereich über dem Wasserstand des Mittelwasserbeckens sinnvoll zu erfassen, da das System ansonsten durch dieses Becken eingestaut würde. Daher wäre es auch nicht oder nur mit sehr großem Aufwand möglich, die Unterströmung des Dammes oder die Durchströmung der Kontaktfläche Kern - Flinkmergel durch

Sickerwasserabflussmessungen zu überwachen. Zudem weist der Damm in diesem Bereich sehr gute Gründungsverhältnisse auf.

Im Bereich der rechten Talflanke, in dem das Bauwerk nicht auf Flinzmergel gegründet ist, nimmt die Dammhöhe bereits deutlich ab. Im Bereich der größten Flinzmergelüberdeckung beträgt diese nur noch etwa 12 m. Daher wäre dieser lokal sehr überschaubare Bereich von etwa 60 m auch durch eine zusätzliche Instrumentierung mit kontinuierlich gemessenen Standrohrpiezometern gut zu überwachen, wenn durch deren Ausbauart eine Beeinflussung durch das Hangwasserregime ausgeschlossen werden könnte.

Der offensichtlichste Unterschied besteht in der Betriebsweise der Talsperren. Anders als am Sylvensteinspeicher ist der mittlere Oberwasserstand in Dornau über den Auswertzeitraum nahezu konstant und bewegt sich in einem engen Band von etwa 2,5 m. Das Hochwasserstauziel liegt lediglich zwei Meter über dem Stauziel von 694 mNN. Daher sind die hydraulischen Belastungen auf das Bauwerk auch bei seltenen Hochwasserereignissen annähernd gleichbleibend.

Unter diesen Gesichtspunkten würden die Kosten für den nachträglichen Einbau eines Sickerwasserabflussmesssystems den erwartbaren Nutzen einer solchen Maßnahme wohl deutlich übersteigen. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse war die durch den Betreiber ab Ende 2012 durchgeführte Verdichtung und Erneuerung des Porenwasserdruckmessnetzes und das zusätzliche Bohren neuer Standrohrpiezometer ein logischer, aber auch erforderlicher Schritt. Die Kontrollierbarkeit des Langzeitverhaltens der Talsperre sollte dadurch wesentlich verbessert worden sein. Bei entsprechender Messfrequenzerhöhung sollten auch plötzliche Schadensfälle entdeckt werden können.

Für ein plötzliches Dammversagen wird vor allem aufgrund der nahezu konstanten hydraulischen Belastung auf das Bauwerk und den Untergrund in Verbindung mit den günstigen Auflagerbedingungen kein Risiko gesehen.

8.1.6 Zusammenfassung

Die statistische Auswertung der Messdaten hat gezeigt, dass mit den an den untersuchten Staudämmen installierten Messstellen der Druckabbau über den Querschnitt prinzipiell gut nachvollzogen werden kann. Dies trifft zunächst sowohl auf die indirekten Verfahren zu, wie etwa die Messung von Porenwasser- oder Erddrücken durch Druckaufnehmer, als auch auf die installierten Standrohre, in denen der vorhandene Wasserspiegel auch vor Ort nachgemessen werden kann.

Die Korrelationsanalyse und die Ermittlung der Reaktionszeiten ergaben für nahezu alle Messstellen plausible Ergebnisse. Bereits in diesem ersten Auswerteschritt konnten dadurch Bereiche im Dammquerschnitt und im Untergrund identifiziert werden, in denen die Einwirkung des Seewasserstandes ähnliche Reaktionen hervorruft. Dies ist ein erster Schritt zur Erkennung

potenzieller Schwächezonen. Durch die anschließende Regressionsanalyse konnten diese Ergebnisse bestätigt und der Einfluss der einzelnen Wirkgrößen quantifiziert werden.

Es wurde aber auch deutlich, dass zur Erlangung einer guten Anpassung an die gemessenen Daten zum Teil mehrere Einzelereignisse als Dummy-Variablen in das Regressionsmodell aufgenommen werden mussten. Dies war hauptsächlich für Teile der Porenwasserdruckmessungen der Trinkwassertalsperre Frauenau, der Brombachhauptsperre, der Talsperre Dornau und des Sylvensteindamms der Fall. Während an den beiden erstgenannten ausschließlich messanlagenbedingte Ereignisse mit modelliert werden mussten, waren für die Messstellen in Dornau und am Sylvensteindamm bauliche Eingriffe in das Dammbauwerk sowie - vor allem für den Sylvensteindamm - die außergewöhnlichen Belastungen auf das Bauwerk bei Hochwassereinstau die Gründe für die notwendigen Modellerweiterungen.

Die häufige Verwendung von Dummy-Variablen zeigt zugleich den Schwachpunkt der automatisierten Erfassung von unzugänglichen Messstellen auf. Wenn die Messwerte durch nicht gewollte Einflüsse derart stark verändert werden, erschwert sich deren Interpretation und Bewertung erheblich. Oft sind die Ursachen solcher Auffälligkeiten erst nach einer entsprechend langen Messzeit zweifelsfrei zuzuordnen. Im Notfall muss eine Sicherheitsbewertung allerdings in kurzer Zeit möglich sein.

Als Beispiel seien die Porenwasserdruckgeber der Brombachhauptsperre in den luftseitigen neun Messquerschnitten genannt. Durch die messanlagenbedingten Probleme sind die Ergebnisse dieser Messung bisher nahezu wertlos. Die gleiche Schwierigkeit ergibt sich bei dauerhaften Messwertänderungen, die durch Bau- bzw. Bohrmaßnahmen hervorgerufen werden. Gerade die Erfahrungen beim Schlitzwandbau am Sylvensteindamm haben jedoch gezeigt, dass die dort über die Jahre gemessenen Drücke als korrekt angesehen werden müssen und die Geber plangemäß funktioniert haben. Die große Schwierigkeit besteht allerdings darin, derart auffällige Drücke bereits bei deren erstmaligem Auftreten zu bewerten und einzuordnen. Die Entscheidung über eventuell erforderliche Sanierungsmaßnahmen ist auf der Grundlage einzelner veränderter Drücke nicht sehr belastbar, vor allem wenn - wie am Sylvensteindamm - keine weiteren (Standrohr-)Messstellen diese Vermutung bestätigen, obwohl diese dort in großer Anzahl vorhanden sind. Eben diese Standrohre tragen jedoch - nach heutigem Wissen - zur dauerhaften Sicherheitsbeurteilung des Bauwerks nur in sehr begrenztem Maße bei, eine Sickerwasserabflussmessung als zusätzliches Bewertungsinstrument war im Betrachtungszeitraum nicht vorhanden.

Als weiteren Aspekt vereint der Sylvensteindamm von den untersuchten Staudämmen die meisten ungünstigen Einflussfaktoren, die das Auftreten schnell ablaufender Versagensfälle begünstigen können. Gegründet auf einer stellenweise bis zu 100 m tiefen Lockergesteinsrinne mit beidseits steil abfallenden Felsflanken haben bereits die Setzungen und die damit verbundenen Rissbildungen der Vergangenheit deutlich die Schwierigkeit der Sperrenstelle aufgezeigt. Umfangreiche Nachinjektionen zur Rissabdichtung waren die Folge, zudem ein Versiegen der ursprünglichen Sickerwasserabflüsse, die sicher auf die Setzungen in der Sammelleitung,

eventuell aber auch auf die Injektionen zurückzuführen sein können. Durch seine Aufgabe unterliegt der Sylvensteinspeicher zudem im Hochwasserfall schnellen und großen Wasserspiegelanstiegen. Diese können in Größenordnungen von bis zu 13 m in lediglich 30 Stunden liegen, wie etwa beim Hochwasserereignis 1999. Im Extremfall können die Wasserspiegelanstiege auch bis zu 17 m betragen. Unter Berücksichtigung des großen Schadenspotenzials unterhalb, mit den Städten Bad Tölz und München, wurde die bisherige Instrumentierung den Randbedingungen bei weitem nicht gerecht. Mit der nachträglichen Installation eines neuen, abschnittsweisen Sickerwassersammelsystems, wurde dieses Überwachungsdefizit deutlich verringert.

Letztendlich kann man festhalten, dass nie die Betrachtung von nur einer Messgruppe, seien es Porenwasserdruck- oder Erdspannungsgeber, Grundwasserstandrohre oder Standrohrpiezometer, für eine belastbare Beurteilung der Sicherheit eines Staudammes ausreicht. Erst im Zusammenspiel aller im und um das Dammbauwerk installierten Messstellen ergibt sich ein schlüssiges Bild, das eine gesicherte Bewertung zulässt. Bestes Beispiel hierfür ist die Trinkwassertalsperre Frauenau. Dort zeigen mehrere Messstellen unabhängig voneinander eine Schwächezone an der rechten Talflanke an. Auch an der Brombachhauptsperre bestätigt die vergleichende Betrachtung der Piezometerdrücke zur Dichtwandkontrolle mit der Sickerwasserfassung am Dammfuß die vermuteten undichten Schlitzwandfugen. Es ist daher durchaus möglich, die maßgebenden Durchsickerungsvorgänge eines Staudammes anhand dieser Verfahren zu erfassen. Voraussetzung hierfür ist neben der sorgfältigen Auswahl der Lage der Messprofile auch das Vorhandensein von entsprechend qualifiziertem und mit der Anlage und seinen Messeinrichtungen vertrautem Personal.

8.2 Schlussfolgerungen

Basierend auf den vorstehenden Ergebnissen der fünf Staudämme und deren Bewertung, sollen nachfolgend Empfehlungen gegeben werden, unter welchen Voraussetzungen eine belastbare Überwachung bereits bestehender Staudämme auch ohne ein vorhandenes Sickerwassermesssystem gerechtfertigt ist. Dies betrifft zum einen Anlagen, bei denen eine Nachrüstung aufgrund der vorliegenden Randbedingungen nicht zwingend notwendig ist, zum anderen Anlagen, bei denen eine Nachrüstung nicht ohne Weiteres möglich ist. Außer Frage steht, dass bei Neubauten grundsätzlich ein System zur Messung von Sickerwasserabflüssen vorzusehen ist, da nur so eine zusammenhängende und umfassende Überwachung über die gesamte Ausdehnung des Dammes erreichbar ist.

8.2.1 Notwendigkeit der Nachrüstung einer direkten Sickerwasserabflussmessung

Die Frage, ob der nachträgliche Einbau einer direkten Sickerwasserfassung und -messung an einem bestehenden Staudamm für die Sicherheitsbeurteilung erforderlich ist oder nicht, kann nicht pauschal beantwortet werden. Da jeder Staudamm ein individuelles Bauwerk und an die örtlichen Gegebenheiten angepasst ist, muss diese Entscheidung auf der Gesamtbetrachtung

aller an der jeweiligen Sperrenstelle vorliegenden Randbedingungen beruhen. Dazu zählen, neben der Dammkonstruktion, der Dammhöhe und der bereits vorhandenen Instrumentierung auch die geologischen Gegebenheiten zur Gründung des Dammes, die Zweckbestimmung der Anlage und das Schadenspotenzial unterhalb.

Zunächst haben die Auswertungen der Messwerte gezeigt, dass die Langzeitüberwachung und -bewertung bestehender Anlagen grundsätzlich auch ohne Sickerwasserabflussmessungen mit den bekannten hydrometrischen Messeinrichtungen durchgeführt werden kann. Voraussetzung dafür ist die korrekte Funktionsfähigkeit der vorhandenen Messstellen. Ergänzt wird diese Form der Überwachung durch gewissenhafte visuelle Kontrollen des Bauwerks. Genauso wurden aber die Grenzen einiger Messeinrichtungen offenkundig. Genannt seien hier, aufgrund der vorherrschenden Geologie an der Sperrenstelle, ausschließlich durch das Unterwasser beeinflusste Standrohre, aber auch messanlagenbedingte Einflüsse.

Im Gegensatz dazu steht allerdings die Frage, ob es mit der jeweils vorhandenen Instrumentierung auch möglich ist, kurzfristig auftretende und unter Umständen schnell voranschreitende Schadensfälle erfassen zu können, wie es mit einer Sickerwassermessung erreichbar ist. Es empfiehlt sich daher, für jede bestehende Sperrenstelle, an der die Verlässlichkeit und/oder die Vollständigkeit der Dammüberwachung überprüft und die Frage nach der Notwendigkeit einer zusätzlich zu installierenden Sickerwasserabflussmessung aufgeworfen wird, eine gründliche Bestandsaufnahme aller die Dammsicherheit beeinflussenden Faktoren. In eine solche Bestandsaufnahme muss, neben den vorhandenen Messeinrichtungen, zwingend das Dammbauwerk selbst mit einbezogen werden. Hierzu gehört neben der Überprüfung der Standsicherheit auch die Überprüfung der Filterstabilität der einzelnen Dammschichten zueinander. Unter Umständen wird bei älteren Anlagen dazu zunächst eine Überprüfung der Bodenparameter erforderlich werden. Hierfür werden Erkundungsbohrungen und die Entnahme von Bohrkernen unumgänglich sein.

Bei der vorhandenen Instrumentierung muss geprüft werden, ob die vorhandenen Messstellen ihren Messzweck erfüllen, also die relevanten Wirkgrößen erfasst werden, und in welcher Qualität die erhobenen Daten vorliegen. Weiter ist zu prüfen, ob im Zusammenspiel aller Messstellen das Verhalten des Bauwerks ausreichend differenziert und vollständig erfasst werden kann, wie es den allgemeinen Anforderungen an die Bauwerksüberwachung nach *DWA (2011)* entspricht. Erst danach kann ein Abwägungsprozess erfolgen, an dessen Ende die Entscheidung für oder gegen zusätzliche Messeinrichtungen steht. In diesen Abwägungsprozess müssen die bereits mehrfach genannten Randbedingungen eines jeden Staudammes mit einfließen. Mit steigendem Risiko für das Auftreten schnell ablaufender Schadensfälle steigt auch der Anspruch an die vorhandene Instrumentierung, derartige Prozesse zeitnah zu erkennen.

Liegen an einer Sperrenstelle schwierige Gründungsverhältnisse vor, die das Risiko eines Staudammes für schnell ablaufende Schadensfälle durch *hydraulic fracturing* oder *piping* erhöhen oder sogar wahrscheinlich machen, müssen auch an diese Verhältnisse angepasste Messeinrichtungen vorhanden sein. Beispiele hierfür sind setzungsempfindliche Lockergesteinsgrün-

dungen oder steil abfallende Felsflanken (Rissbildungen und *hydraulic fracturing*), aber auch stark klüftige oder mit löslichen Bereichen versehene Felsgründungen (*piping*). Auch bei schon lange abgeklungenen Setzungen besteht weiterhin die Möglichkeit des Vorhandenseins früher entstandener, bisher unerkannter Risse. Eine Möglichkeit der standortbezogenen Risikoanalyse bietet das umfangreiche Verfahren nach *Fell et al. (2009)*, eine erste qualitative Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit zur Prioritätenreihung bei mehreren zu untersuchenden Dämmen kann mit dem Verfahren nach *Foster et al. (2000a)* erfolgen (Kapitel 6.6). Die genannten Verfahren ermöglichen es zudem, die Bereiche eines jeden Dammbauwerks zu identifizieren, auf die ein besonderes Augenmerk gerichtet werden muss.

Neben den Gründungsverhältnissen muss die Zweckbestimmung der Talsperre mit in eine solche Bewertung aufgenommen werden. Dient eine Anlage als Hochwasserspeicher, so ist in der Regel mit einem schnell ansteigenden Wasserspiegel und entsprechend schnell wachsender hydraulischer Belastung auf das Dammbauwerk zu rechnen. Dies birgt ein höheres Risiko für ein plötzliches und in der Kürze der Zeit unerkanntes Dammversagen bei Erreichen einer kritischen Stauhöhe als bei vergleichbaren Dämmen, die als Jahresspeicher mit entsprechend langsam steigenden Stauhöhen betrieben werden, oder solchen, die nahezu ganzjährig konstante Oberwasserstände einhalten. Deshalb muss die Frage beantwortet werden, ob die vorhandenen Messeinrichtungen in der Lage sind, die sich schnell ändernde hydraulische Belastung in gebotener Zeit zu erfassen, so dass mögliche Schadensfälle auch bei schnellen Belastungsänderungen nicht unerkannt bleiben. Gerade bei derartigen außergewöhnlichen Betriebszuständen, wie sie bei Hochwasserspeichern auftreten können, stößt diese punktuelle Form der Überwachung an ihre Grenzen. Hinzu kommt, dass nach den Untersuchungen von *Foster et al. (2000a)* bei den meisten Versagensfällen durch *piping* im Vorfeld kein Anstieg der Porenwasserdrücke zu beobachten war. Eine weitere Einschränkung, neben der lokalen Begrenzung von Porenwasserdruck- und Standrohrmessungen, ist die in der Regel diskontinuierliche Messung. Das zeitnahe Erkennen und die Lokalisierung solcher schnell ablaufenden Schadensfälle sind daher im Normalfall nur mit einer funktionierenden, abschnittswisen Sickerwasserabflussmessung in gebotener Zeit möglich. Ein weiterer Vorteil dabei ist, dass aufgrund der Trübung des Sickerwassers sofort eine Aussage über den Austrag von Feinteilen und somit über stattfindende Erosionsprozesse im Bauwerk getroffen werden kann.

Als letztes Kriterium ist das von einem Staudamm ausgehende Gefährdungspotenzial zu nennen. Es steht außer Frage, dass bei keinem Staudamm ein Bruch arglos in Kauf genommen werden kann. Dennoch werden an Staudämme, in deren Unterlauf bei einem Versagen der Verlust von Menschenleben und hohe Sachschäden befürchtet werden müssen, nochmals höhere Sicherheitsansprüche gestellt werden müssen als an Dämme in abgelegenen und dünn besiedelten Regionen.

Steht am Ende einer solchen Bestandsaufnahme das Ergebnis, dass der Aufbau des Dammes auch den zum Zeitpunkt der Überprüfung geltenden Regeln der Technik entspricht und weder die Dammgründung noch die Betriebsweise der Anlage Anlass zur Befürchtung schnell ablaufender Schadensfälle gibt, so ist eine belastbare Dammüberwachung auch ohne eine direkte

Sickerwasserabflussmessung gerechtfertigt. Voraussetzung ist auch hier wieder, dass diese Form der Überwachung durch gewissenhafte und regelmäßige visuelle Kontrollen ergänzt und abgesichert wird. Dadurch wird sichergestellt, dass auch die nicht instrumentierten Bereiche einer geregelten Überwachung unterliegen. Unter Umständen kann es erforderlich werden, einzelne Bereiche, auf die ein besonderes Augenmerk gelegt werden muss, noch zusätzlich zu instrumentieren, zum Beispiel eng begrenzte Bereiche lokaler Unstetigkeiten im Untergrund.

Entspricht im umgekehrten Fall der Dammaufbau nicht mehr den Regeln der Technik, oder sind erhöhte Risikofaktoren für schnell ablaufende Schadensfälle, etwa durch die Gründungsverhältnisse oder die Zweckbestimmung der Anlage gegeben, die mit den vorhandenen Messeinrichtungen nicht oder nur mit Glück erkannt werden können, besteht für den Betreiber Handlungsbedarf. Das Vorliegen nur eines der genannten Kriterien erhöht das Gefährdungspotenzial eines Staudammes bereits erheblich, so dass die Nachrüstung einer Sickerwasserabflussmessung erforderlich werden kann, um eine belastbare Überwachung zu gewährleisten.

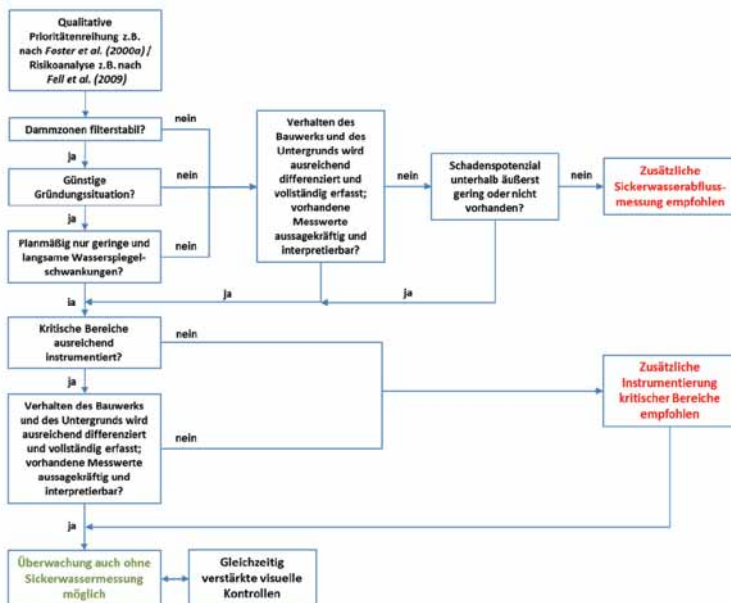


Abbildung 151: Empfohlene Instrumentierung zur Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes in Abhängigkeit der vorliegenden Randbedingungen

Ist die Entscheidung für die Nachrüstung einer Sickerwassermessung gefallen, so muss abgewogen werden, welche Bereiche des Absperrbauwerks mit in die Überwachung einbezogen werden sollen bzw. müssen. Ist nur der Bereich der Dammschüttung selbst anfälliger für schnell ablaufende Versagensfälle, so ist es zweckmäßig, ein entsprechendes Sickerwassermesssystem luftseitig der vorhandenen Kerndichtung zu planen und nachzurüsten. Die Planung

kann hier optimal an die vorherrschenden Bedingungen angepasst werden, da sämtliche Dammmatten, deren Geometrien und die dafür verwendeten Dammbaustoffe und deren Eigenschaften bekannt sind.

Ist hingegen auch ein Schadensfall durch die Dammgründung und im Bereich der Untergrundabdichtung nicht auszuschließen, sind die Planungen dahingehend zu erweitern, so dass auch dieser Bereich durch eine Sickerwasserabflussmessung überwacht werden kann. Dies ist in der Regel deutlich schwieriger umsetzbar. Zum einen ist bei älteren Anlagen die vorherrschende Geologie oft nur durch punktuelle Aufschlüsse bekannt. Eventuell vorhandene Singularitäten oder unerkannte und somit unbekannte Klüfte wurden so möglicherweise nicht erkannt und erschweren später die Auswertung und Interpretation der Sickerwasserabflussmengen. Zudem ist bei einem bestehenden Dammbauwerk die Nachrüstung eines Flächenfußfilters, wenn überhaupt, dann nur im Bereich des luftseitigen Dammfußes möglich. Bei Lockergesteinsgründungen und zugleich ungünstigen Höhenverhältnissen zwischen Dammgründung und Unterwasserniveau kann es noch einmal deutlich schwerer sein, Sickerwasserabflüsse zu erfassen, ohne eine Verfälschung der Messergebnisse durch das Unterwasser in Kauf nehmen zu müssen. Dies kann auch dann der Fall sein, wenn die Sickerwassermessung direkt luftseitig der Untergrundabdichtung durchgeführt werden soll. In einem solchen Fall ist die Möglichkeit des Einsatzes von alternativen Methoden, wie etwa die Messung von Fließgeschwindigkeiten im Untergrund, zu prüfen.

Zusammenfassend ist jedoch festzuhalten, dass selbst ein abschnittsweises Sickerwasserabflusssystem nicht zwingend ein Garant für eine umfassende und absolut sichere Überwachung eines Staudammes sein muss. Auch hier können Prozesse stattfinden, die eine mit gewissen Unsicherheiten behaftete Interpretation nach sich ziehen. So können abnehmende Sickerwassermengen sowohl für eine sich stetig verbessernde Dichtung sprechen, aber im Umkehrschluss auch für die stetig abnehmende Funktionsfähigkeit des Filters oder der Filterrohre. Wird trotz einer vorhandenen Sickerwasserabflussmessung kein Sicker- oder nur Fremdwasser, z.B. aus Niederschlag, gemessen, ist hier ebenso die Frage nach der Funktionsfähigkeit zu stellen, wie bei der Messung auffälliger Porenwasserdrücke. Vor der Entscheidung, ob ein System zur Messung von Sickerwasserabflüssen nachgerüstet werden soll, sollte im Einzelfall auch die Überlegung nach alternativen Methoden der Überwachung stehen. So sollte zum Beispiel geprüft werden, ob eine vergleichbare Überwachungsqualität auch mit Hilfe faseroptischer Methoden unter Umständen wirtschaftlicher erreicht werden kann.

8.2.2 Direkte Sickerwasserfassung ohne Kontrollgang

Ein Kontrollgang ist für die Fassung und Messung von Sickerwasser zwar nicht zwingend notwendig, wie viele ausgeführte Beispiele aus der Vergangenheit zeigen. Das Vorhandensein eines solchen erhöht aber die Qualität des Sickerwasserabflusssystemes und erleichtert eventuell erforderliche punktuelle Sanierungsmaßnahmen.

Zunächst einmal wird durch einen Kontrollgang die abschnittsweise Fassung von Sickerwasserabflüssen bedeutend vereinfacht. Der Hauptgrund liegt in den deutlich kürzeren erforderlichen Leitungslängen von der Fassung bis zum eigentlichen Messort. Dies gilt sowohl für die Messung von Kernsickerwasser, als auch für Sickerwasser aus der Unterströmung des Bauwerks. Mit zunehmender Leitungslänge steigt zum einen die Gefahr von setzungsbedingten Gefälleänderungen der Leitung, zum anderen die Gefahr von Leitungsversätzen durch aufgehende Rohrmuffen oder gar Rohrbrüche. Nicht zu vergessen ist zudem die Möglichkeit der späteren Inspektion und vor allem der Reinigung der Sickerleitungen, da immer auch damit gerechnet werden muss, dass die Leistungsfähigkeit der Filterstrecken durch ungewollte Ablagerungen mit der Zeit abnehmen kann.

Da in einem Dammbauwerk mit zunehmender Größe nicht an jedem Rohrbogen ein Revisions-schacht angeordnet werden kann, wird die nachträgliche Sanierung solcher Schäden bedeutend erschwert. Im schlimmsten Fall wird die Sickerwasserabflussmessung dadurch nutzlos. Bleibt das Sickerwasser aufgrund der beschriebenen Schäden aus und ist eine Inspektion auch mit Hilfe einer Kamera aufgrund der großen Entfernungen oder zu enger Rohrbögen nicht möglich, so verbleibt nur die Möglichkeit der spekulativen Interpretation über die möglichen Ursachen. Daher empfiehlt sich die Anordnung möglichst kurzer, und im Idealfall gerader Sickerwasserleitungen, um nachträgliche Kontrollen und eventuell erforderliche Sanierungsmaßnahmen vergleichsweise einfach durchführen zu können. Daher ist eine dauerhafte Messung von hoher Qualität bei der Sickerwassereinleitung in einen Kontrollgang deutlich einfacher sicherzustellen.

Sicher gibt es weitere Möglichkeiten, Sickerwasserabflüsse ohne Kontrollgang zu fassen und zu messen, zum Beispiel über Brunnenysteme und darin installierte Pumpen, aber auch diese besitzen im Fall einer auftretenden Leckage einen entscheidenden Nachteil. Ist nämlich aufgrund der Ergebnisse der Sickerwasserabflussmessung ein Schadensfall zu befürchten, kann die Sanierung mit Hilfe eines Kontrollgangs deutlich einfacher erfolgen. Durch die Möglichkeit, Sanierungsmaßnahmen vom Stollen aus durchführen zu können, können die notwendigen Bohrstrecken entscheidend verkürzt werden. Dies ist auch für die mit zunehmender Bohrlänge ebenfalls zunehmenden Lagetoleranzen einer solchen Bohrung von Bedeutung. Liegt der vermutete Schaden in der unteren Hälfte des Dammbauwerks, so entfallen - im Gegensatz zu Bohrarbeiten von der Dammkrone aus - das Durchbohren des gesamten Damms bis zur Leckage und die damit verbundenen Störungen des Kerngefüges und eventuell dort vorhandener Messstellen. Dies gilt auch für die nachträgliche Installation zusätzlicher Messstellen im Dammbauwerk.

Aufgrund der genannten Vorteile sollte daher bei der nachträglichen Installation eines Systems zur Messung von Sickerwasserabflüssen die Möglichkeit der Anordnung eines Kontrollgangs auf jeden Fall geprüft werden. Diese Prüfung muss zwingend eine Abwägung der Risiken eines nachträglichen Kontrollgangbaus beinhalten, gerade im Hinblick auf die Funktionsfähigkeit und die Auswirkungen auf das vorhandenen Dichtungssystem. Über den Zustand des vorhandenen Dichtungssystems liegen zumeist nur punktuelle Informationen aus einzelnen Aufschlussboh-

rungen und den vorhandenen hydrometrischen Messstellen vor. Es ist nicht auszuschließen, dass eventuelle Schwächezonen so unerkannt bleiben. Zudem können, durch einen derart massiven Eingriff in ein Dammbauwerk, Umlagerungsprozesse ausgelöst werden, deren Auswirkungen, neben der Dichtungsebene, in der Folge auch die Standsicherheit des gesamten Bauwerks betreffen können. Daher ist die Frage zu beantworten, ob der zu erwartende Nutzen eines nachträglichen Kontrollgangbaus im Hinblick auf die zukünftige Überwachung und Unterhaltung des Bauwerks die Risiken eines solchen Eingriffs aufwiegt. Sollte nach dieser Abwägung der Einbau eines Kontrollgangs aus bautechnischer, wirtschaftlicher und betrieblicher Sicht weiterhin positiv bewertet werden, so wäre eine Sickerwasserfassung mit Kontrollgang zu bevorzugen.

8.2.3 Erforderliche Anzahl von Messquerschnitten

Die Überwachung bestehender Staudämme ohne ein (funktionierendes) System zur Sickerwasserfassung und -abflussmessung erfolgt in der Regel durch die Anordnung einzelner Messprofile, die aus mehreren verschiedenen Komponenten bestehen. Es stellt sich daher die Frage, in welcher Dichte ein Dammbauwerk instrumentiert werden soll bzw. muss, um eine gewisse und belastbare Überwachung zu gewährleisten.

Zunächst empfiehlt sich die Überwachung der besonders gefährdeten Bereiche. Dies sind sowohl setzungsempfindliche als auch besonders durchlässige Bereiche, wie die ehemaligen Fluss- und Bachläufe, die in der Regel noch mit alluvialen und zum Teil glazialen Materialien aufgefüllt sind und die vor dem Dammbau oft nicht ausgeräumt werden können. Auch Bereiche mit markanten Gefällewechseln im Untergrund, und damit sich plötzlich ändernden Dammhöhen, oder die Anschlüsse an Massivbauwerke bedürfen einer besonderen Überwachung.

Im Gegensatz dazu stehen größere Bereiche mit annähernd gleichen und homogenen Auflagerbedingungen. Dort kann die Messstellendichte deutlich reduziert werden. In der Regel werden solche Bereiche eines Dammes auch in etwa gleich auf Be- und Entlastungen reagieren. Ein zusätzlicher Erkenntnisgewinn ist durch die Installation zusätzlicher Messprofile daher nicht zu erwarten, obwohl jedes zusätzliche Messprofil das Messraster verdichtet und das Aufspüren von möglichen Schäden wahrscheinlicher macht.

Daher muss auch bei der Instrumentierung eines Dammes ohne ein System zur Messung von Sickerwasserabflüssen kritisch abgewogen werden, ob eine größere Messstellendichte tatsächlich den Zugewinn an Erkenntnissen und die Wahrscheinlichkeit, mögliche Schadensfälle aufzudecken, erhöht. Vielmehr muss in einem solchen Fall das Augenmerk verstärkt auf die visuellen Kontrollen des Absperrbauwerks gelegt werden. Sie sind bei fehlender Sickerwassermessung die einzige Möglichkeit, eventuelle Veränderungen in den nicht instrumentierten Bereichen aufzuspüren. Dementsprechend muss auch die Kontrollfrequenz gegenüber Anlagen mit Sickerwassermessung entsprechend erhöht werden. Gerade in vermeintlichen Alltagssituationen, z.B. bei Anlagen mit annähernd konstantem Dauerstau und möglicherweise langen ho-

mogenen Bereichen von Damm und Untergrund, können sich zunächst unbemerkte, schleichende Veränderungen einstellen. Da es sehr schwer ist, solche sich langsam entwickelnden Veränderungen bei den visuellen Kontrollen zu erkennen, ist der Einsatz von geschultem und mit der Anlage vertrautem Fachpersonal unumgänglich, gerade im Hinblick auf die Erkennung möglicher Indikatoren für außerplanmäßige Veränderungen.

Ist an einem Damm ein nachweislich funktionierendes System zur abschnittsweisen Messung von Sickerwasserabflüssen vorhanden, so kann die Instrumentierung deutlich ausgedünnt werden. Um eine zusätzliche Sicherheit zum Aufspüren möglicher Schadensfälle zu erlangen, sollten, ähnlich der Überwachung ohne Sickerwasserabflussmesssystem, die besonders gefährdeten Bereiche noch zusätzlich überwacht werden. Auf eine weitergehende Instrumentierung in Form eines Messrasters kann - gerade bei klar definierten Auflagerbedingungen - durchaus verzichtet werden, da auch diese Messungen lediglich einen lokal eng begrenzten Zustand beschreiben und durch den Einbau zukünftige Fehlstellen eventuell erst geschaffen werden. Diese Bereiche sind im Rahmen der regelmäßigen visuellen Kontrollen zu überwachen.

Alle vorher angestellten Überlegungen können ebenso auf hohe Stauhaltungsdämme mit Bauwerkshöhen über 5 m übertragen werden. Ein Charakteristikum von Stauhaltungsdämmen ist es, dass sie das Wasser von Flusstaustrufen bis zur Stauwurzel über das Niveau des binnen-seitigen Geländes aufstauen. Daher sind auch die Übergänge in der Betrachtung von Talsperren und Staustufen fließend. In der in Deutschland geltenden *DIN 19700 (2004)* für Stauanlagen wird dieser Umstand durch die *Teile 10 (DIN 19700-10:2004-07: Gemeinsame Festlegungen)*, *11 bzw. 12 (DIN 19700-11:2004-07: Talsperren bzw. DIN 19700-12:2004-07: Hochwasserrückhaltebecken)* und *13 (DIN 19700-13:2004-07: Staustufen)* berücksichtigt. Trotz des oft großen Schadenspotenzials, das sich landseitig von Stauhaltungsdämmen befinden kann, sei es durch Wohnbebauung, Straßen oder andere infrastrukturelle Einrichtungen, besitzen diese meist deutlich weniger Messausstattung. Grund hierfür sind die vermeintlich geringen Stauspiegelschwankungen in Verbindung mit langen, im Aufbau und Untergrund oft gleichbleibenden Dammbereichen. Dennoch können sich auch bei derartigen Dämmen über die Zeit Veränderungen einstellen, die nur durch eine regelmäßige Kontrolle erkannt werden können. Analog zur Bewertung von großen Talsperrenstaudämmen können Betreiber von Staustufen für ihre Stauhaltungsdämme zunächst eine Risikoabschätzung zur Prioritätenreihung vornehmen. Anschließend können an den priorisierten Dämmen, unter Anwendung der in dieser Arbeit vorgestellten Methoden, die Bereiche identifiziert werden, die eine intensivere - auch visuelle - Überwachung notwendig erscheinen lassen und bei Bedarf entsprechende Maßnahmen eingeleitet werden.

8.2.4 Verwendung statistischer Methoden zur Messdatenauswertung

Zur statistischen Auswertung von Talsperrenmessdaten haben sich Korrelations- und Regressionsanalysen als probate Mittel erwiesen und haben daher auch Eingang in *DWA (2011)* ge-

funden. So ermöglicht es die Korrelationsanalyse, zu bewerten, ob tatsächlich ein Zusammenhang zwischen einer Messgröße und der vermuteten Einwirkung besteht und wie stark dieser Zusammenhang ausgeprägt ist. Zum besseren Verständnis der jeweiligen Charakteristik der einzelnen Messstellen, können in einem nächsten Schritt der Analyse deren Reaktionszeiten, zum Beispiel auf Veränderungen des Seewasserstands oder auf Niederschlagswasser, ermittelt werden. Diese Verfahren werden bereits seit geraumer Zeit eingesetzt, beispielsweise von *Aufleger und Strobl (1996)* oder *Franke et al. (2008)*. Die ermittelten Korrelationen und der Vergleich der Reaktionszeiten, ermöglichen es dann vergleichsweise einfach, Bereiche im Dammkörper zu identifizieren, in denen ähnliche Randbedingungen herrschen, so zum Beispiel Bereiche mit höherer oder geringerer Durchlässigkeit sowie potenzielle Schwächezonen.

Auch die Regressionsanalyse von Messdaten wird seit vielen Jahren zur Auswertung von Talsperrenmessdaten eingesetzt, als Beispiel sei die Veröffentlichung von *Bettziehe (2004)* genannt. Durch sie können die Ergebnisse der Korrelationsanalyse weiter konkretisiert werden, da auch die Größe des Einflusses einer oder mehrerer Einwirkungen auf einen Messwert geschätzt werden kann. So wird es möglich, im Rahmen einer Regressionsanalyse, den Einfluss des Seewasserstandes auf das Zustandekommen eines Messwertes zu bestimmen. Über den Querschnitt eines Staudammes betrachtet, kann der - im Idealfall - zur Luftseite hin abnehmende Einfluss des Seewasserstands, als Maß für den Druckabbau und zur Beurteilung der Sicherheit des Bauwerks herangezogen werden. Auch für Messstellen, deren Messwerte kein eindeutiges Bild ergeben und die für die Bewertung des Druckabbaus zunächst zweifelhaft erscheinen, kann so der Einfluss des Seewasserstandes ermittelt und einer Bewertung zugänglich gemacht werden.

Oft können die Messwerte dabei allein mit metrischen Einflussgrößen nicht hinreichend erklärt werden. Messstellen, die in der Vergangenheit durch äußere Einflüsse eine Veränderung erfahren haben, weisen oft Sprünge in den beobachteten Daten auf, die die Anpassung eines Regressionsmodells erschweren. Wie im Rahmen dieser Arbeit gezeigt werden konnte, erweist sich in einem solchen Fall die Verwendung von binär kodierten Dummy-Variablen als geeignetes Instrument, um die Modellgüte entscheidend zu verbessern. Dies wirkt sich auch auf die ermittelten Regressionskoeffizienten aus, die ohne diese Modellerweiterung unter Umständen falsch geschätzt und so eine Fehlinterpretation der Messwerte nach sich ziehen würden. Die hier vorgestellte Verwendung von Dummy-Variablen stellt somit eine geeignete Erweiterung zu den hinlänglich bekannten statistischen Methoden zur Analyse von Talsperrenmessdaten dar, durch die eine signifikante Qualitätssteigerung des Regressionsmodells erreicht werden kann (*Bauer und Haug 2014*).

Der Nutzen der Ergebnisse einer so durchgeführten Regressionsanalyse für den Betreiber beschränkt sich jedoch nicht nur auf die Auswertung von Messdaten aus der Vergangenheit, wie es zum Beispiel im Rahmen einer Vertieften Überprüfung notwendig sein kann. Vielmehr können auf dieser Grundlage in einem nächsten Schritt für jede Messstelle zukünftige Erwartungswerte in Abhängigkeit von der Stauhöhe vorhergesagt werden. Aus den Ergebnissen des Regressionsmodells kann ferner, auf Grundlage der Unsicherheit des Gesamtmodells, die wie-

derum durch die Schätzung der einzelnen Parameter bedingt ist, für jede Messstelle ein individueller Schwankungs- bzw. Vertrauensbereich abgeschätzt werden. Gerade diese beiden Anwendungen bringen einen deutlichen Nutzen für die tägliche Überwachung einer Talsperre. Durch die Festlegung von Erwartungswerten und Vertrauensbereichen wird die Erstbewertung von auffälligen Messwerten durch das Talsperrenpersonal bereits wesentlich erleichtert. Eine solche Festlegung wird unter anderem auch von der *DWA (2011)* zur bautechnischen Bewertung einer Talsperre empfohlen.

9 Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit konnte gezeigt werden, dass die Langzeitüberwachung eines Staudammes ohne eine Sickerwasserabflussmessung durchaus in hoher Qualität möglich ist. Mit Hilfe der statistischen Auswertungen ließen sich sowohl die Reaktionen der Messstellen in Abhängigkeit von ihrer Lage im Damm, als auch der Druckabbau über den Querschnitt gut nachvollziehen. Zudem konnten anhand der Ergebnisse mögliche Schwächezonen identifiziert werden. Voraussetzung hierfür ist das bestimmungsgemäße Funktionieren der vorhandenen Messeinrichtungen. In dieser Hinsicht wurden zum Teil auch die Schwächen offenkundig.

Es hat sich gezeigt, dass durch das Vorliegen bestimmter standortbedingter Randbedingungen eine Überwachung ausschließlich anhand von Standrohren sowie Porenwasser- und Piezometerdrücken nicht ausreichend sein kann. Dies betrifft Anlagen, die ein erhöhtes Risiko für das Auftreten von schnell ablaufenden Versagensprozessen, wie etwa *piping* oder *hydraulic fracturing*, besitzen. In diesem Fall müssen auch entsprechende Messeinrichtungen vorhanden sein, um derart rapide ablaufende Versagensprozesse unmittelbar erkennen und Gegenmaßnahmen einleiten zu können. Grundlage zur Bewertung sollte dabei eine umfassende Risikoanalyse der jeweiligen Stauanlage sein. Zwei mögliche Ansätze wurden hierzu vorgestellt.

Die Instrumentierung von fünf ausgewählten Staudämmen wurde im Rahmen dieser Arbeit überprüft. Dabei wurde deutlich, dass die Dämme der Talsperre Frauenau, der Brombachhauptsperrre und des Windachspeichers ausreichend instrumentiert sind, um sowohl das Lang- als auch das Kurzzeitverhalten des Bauwerks beurteilen zu können. Auch für die Talsperre Dornau wird - unter der Voraussetzung der korrekt funktionierenden Neuinstallation der Messstellen in 2012 - aufgrund der Auflagerverhältnisse und der nahezu konstanten Oberwasserhältnisse die vorhandene Instrumentierung als ausreichend erachtet. Lediglich für den Sylvensteindamm konnte ein deutliches Defizit ermittelt werden, das im Zuge der Ertüchtigung von 2011 bis 2015 deutlich verkleinert werden konnte. Mögliche Schritte zu einer weiteren Verbesserung wurden andiskutiert.

Am weitesten verbreitet zur schnellen Detektion von Leckagen ist die direkte Messung von Sickerwasserabflüssen. Durch die direkte Messung der Sickerwassermenge können unmittelbare Aussagen über das Vorhandensein einer Leckage getroffen werden. Zudem kann aufgrund der Beschaffenheit des Sickerwassers und dessen Trübung sofort bewertet werden, ob und in welcher Größenordnung Materialaustrag stattfindet. Die zusätzlichen Vorteile, die ein Kontrollgang hierfür bietet, wurden ebenfalls aufgezeigt. Daher empfiehlt sich für bestehende Staudämme, die ein erhöhtes Risiko für schnell ablaufende Versagensprozesse und ein entsprechendes Schadenspotenzial unterhalb aufweisen, die Nachrüstung eines Systems zur Messung von Sickerwasserabflüssen, um das Risiko eines zunächst unbeobachteten Schadensfalls zu minimieren.

Einschränkend konnte nachgewiesen werden, dass auch ein Sickerwassermesssystem allein keine zweifelsfreie Messeinrichtung darstellt. Genannt sei hier nur die Schwierigkeit der Interpretation bei abnehmenden oder versiegenden Sickerwasserabflüssen.

Zwar bedeutet die direkte Messung von Sickerwasserabflüssen auch für alle anderen, nach den Regeln der Technik errichteten Dämme an geologisch weniger kritischen Sperrenstellen und nahezu konstanten, oder sich nur langsam ändernden Wasserständen, eine Steigerung der Überwachungsqualität, ein direkter Handlungsbedarf lässt sich aus den hier vorliegenden Ergebnissen aber nicht pauschal ableiten. Die zusätzliche Instrumentierung in ausgewählten Bereichen, die einer verstärkten Überwachung bedürfen, erscheint nach den gewonnenen Erkenntnissen für eine belastbare Sicherheitsbeurteilung ausreichend.

Literaturverzeichnis

Altinger, L. (1960): Sylvensteinspeicher mit deutscher Alpenstraße. In: *Deutsche Bauzeitschrift* (Sonderdruck).

ATV-DVWK (2002): Berechnungsverfahren für Staudämme - Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund. März 2002. Hennef: GFA, Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (ATV-DVWK-Regelwerk, 502 : Merkblatt).

Aubertin, M.; Chapuis, R.P.; Mbonimpa, M. (2005): Discussion of "Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman," by W. David Carrier III. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* (8), S. 1056–1057.

Aufleger, M. (1996): Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen. Dissertation. Technische Universität München, München. Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Oskar v. Miller-Institut in Oberrach, der technischen Universität München.

Aufleger, M. (2010): Machs's mit! - Oder ohne? Kontrollgänge im internationalen Vergleich. In: Univ.-Professor Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf (Hg.): Talsperren im Wandel. Beiträge zur Tagung am 14. bis 16. April 2010 im Eurogress Aachen. Aachen: Shaker, S. 8–15.

Aufleger, M.; Kreiser, H. (2001): Werkkanal Mittlere Isar, Haltung 4b - Instandhaltungsmaßnahmen/Strognbauwerk. In: *Wasserwirtschaft* 91 (9), S. 424–428.

Aufleger, Markus; Strobl, Theodor (1996): Der Staudamm des Sylvensteinspeichers. Anpassung des Dichtungssystems im Zuge der Dammerhöhung (unveröffentlicht). Technische Universität München. Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Oberrach.

Aufleger, M.; Strobl, Th.; Dornstädter, J. (2000): Fibre optic temperature measurements in dam monitoring - four years of experience. In: ICOLD (Hg.): Proceedings of the 20th Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD). Beijing, S. 1–22.

Backhaus, K.; Erichson, B.; Plinke, W.; Weiber, R. (2011): Multivariate Analysemethoden. Eine anwendungsorientierte Einführung. 13 // 13., überarb. Berlin, Heidelberg: Springer.

Bauer, A.; Haug, S. (2014): Verwendung von Dummy-Variablen bei der statistischen Analyse von Talsperrenmessdaten. In: *Wasserwirtschaft* 104 (4), S. 28–33.

Bauer, A.; Lang, T.; Overhoff, G.; Strobl, Th. (2013): Analyse der Porenwasserdruckmessungen am Sylvensteindamm während des Schlitzwandbaus 2012. In: *Wasserwirtschaft* 103 (9), S. 31–35.

BAW (1989): Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK). Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe.

BAW (2005): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe.

- BAW (2011): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe.
- Bear, J. (1972): Dynamics of fluids in porous media. New York, London, Amsterdam: American elsevier publishing company, inc.
- Best, D. J.; Roberts, D. E. (1975): Algorithm AS 89: The Upper Tail Probabilities of Spearman's Rho. In: *Journal of the Royal Statistical Society. Series C (Applied Statistics)* 24 (3), S. 377–379.
- Bettzieche, V. (2004): Mathematisch-statistische Analyse von Messwerten der Talsperrenüberwachung. In: *Wasserwirtschaft* 94 (1/2), S. 30–34.
- Beyer, W.; Schweiger, K.-H. (1969): Zur Bestimmung des entwässerbaren Porenanteils der Grundwasserleiter. In: *Wasserwirtschaft - Wassertechnik* 19 (2), S. 57–60.
- Beyer, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. In: *Wasserwirtschaft - Wassertechnik* 14 (6), S. 165–168.
- Blind, H. (1982): Sicherheit von Talsperren. In: *Wasserwirtschaft* 72 (3), S. 84–91.
- Blind, H. (1987): Wasserbauten aus Beton. Berlin: W. Ernst.
- Böcker, D.; Schumann, A.; Bettzieche, V. (2007): Trend- und Sprunganalyse von Messwerten der Talsperrenüberwachung unter Berücksichtigung des Einflusses äußerer Größen. In: *Wasserwirtschaft* 97 (1-2), S. 8–11.
- Brauns, J.; Schuler, U.; Heibaum, M. (Hg.) (1993): Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proceedings of the first international conference "geo-filters," Karlsruhe, Germany, 20-22 October 1992. Rotterdam, Brookfield, VT: Balkema.
- Brauns, J. (1985): Ersosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchströmung. In: *Wasserwirtschaft* 75 (10), S. 448–453.
- Brown, P. P.; Lawler, D. F. (2003): Sphere Drag and Settling Velocity Revisited. In: *J. Environ. Eng.* 129 (3), S. 222–231. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9372(2003)129:3(222).
- Burcharth, H. F.; Andersen, O. K. (1995): On the one-dimensional steady and unsteady porous flow equations. In: *Coastal Engineering* 24 (3-4), S. 233–257. DOI: 10.1016/0378-3839(94)00025-s.
- Bureau of Reclamation (2014a): Design Standards No. 13 Embankment Dams. Chapter 8: Seepage. Phase 4 (Final). U. S. Department of the Interior (DS-13(8)-4.1).
- Bureau of Reclamation (2014b): Design Standards No. 13 Embankment Dams. Chapter 11: Instrumentation and Monitoring. Phase 4 Final. U. S. Department of the Interior (DS-13(11)-9).
- Burenkova, V.V. (1993): Assessment of suffosion in non-cohesive and graded soils. In: J. Brauns, U. Schuler und M. Heibaum (Hg.): Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proceedings of the first international conference "geo-filters," Karlsruhe, Germany, 20-22 October 1992. Rotterdam, Brookfield, VT: Balkema, S. 357–360.

- Burnham, K. P.; Anderson, D. R. (2002): Model selection and multimodel inference. A practical information-theoretic approach. 2nd ed. New York: Springer.
- Busch, K.-F.; Luckner, L.; Tiemer, K. (1993): Geohydraulik. Mit 50 Tabellen. 3. Aufl. Berlin [u.a.]: Borntraeger (Lehrbuch der Hydrogeologie, 3).
- Carman, P.C. (1956): Flow of gases through porous media. London: Butterworths Scientific Publications.
- Carrier, W. D. (2003): Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 129 (11), S. 1054–1056. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:11(1054).
- Cheng, N.-S. (2008): Formulas for Friction Factor in Transitional Regimes. In: *J. Hydraul. Eng.* 134 (9), S. 1357–1362. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:9(1357).
- Cheng, N.-S. (2009): Comparison of formulas for drag coefficient and settling velocity of spherical particles. In: *Powder Technology* 189 (2), S. 395–398.
- Cistin, J. (1967): Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch die Sickerwasserströmung in Erddämmen. In: *Wasserwirtschaft - Wassertechnik* 17 (2), S. 45–49.
- Davidenkoff, R. (1970): Unterläufigkeit von Stauwerken. Düsseldorf: Werner Verlag.
- Delgado, F.; Huber, N.; Escuder, I.; De Membriller, A.M. (2006): Revised criteria for granular filters in earth and rockfill dams. Q.86 - R.26. In: ICOLD (Hg.): Proceedings of the 22nd Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD). Barcelona, S. 445–456.
- DIN 19700-10:2004-07, Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen.
- DIN 19700-11:2004-07, Stauanlagen - Teil 11: Talsperren.
- DIN 19700-12:2004-07, Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken.
- DIN 19700-13:2004-07, Stauanlagen - Teil 13: Staustufen.
- DNK; DVWK (1987): Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland. Unter Mitarbeit von Peter Franke und Wolfgang Frey. Hg. v. Nationales Komitee für Große Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland - DNK und Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK).
- Dornstädter, J. (1997): Detection of internal erosion in embankment dams. Q.73 - R.7. In: ICOLD (Hg.): Proceedings of the 19th Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD). Florence, S. 87–101.
- Dornstädter, J.; Heinemann, B. (2012): Temperature as Tracer for In Situ Detection of Internal Erosion. In: Societe Hydrotechnique de France (Hg.): Proc. International Conference on Scour and Erosion - ICSE6. Paris, 27.08.-31.08. Paris, S. 1369–1375.
- DTK (2013): Talsperren in Deutschland. Wiesbaden: Imprint: Springer Vieweg (SpringerLink : Bücher).

- Dukhan, N.; Bağcı, Ö.; Özdemir, M. (2014): Experimental flow in various porous media and reconciliation of Forchheimer and Ergun relations. In: *Experimental Thermal and Fluid Science* 57, S. 425–433. DOI: 10.1016/j.expthermflusci.2014.06.011.
- Dunnicliff, J.; Green, G. E. (1993): Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. New York: Wiley.
- DWA (2011): Merkblatt DWA-M 514. Bauwerksüberwachung an Talsperren. DWA-Regelwerk / Merkblatt. Hennef.
- DWA (2012): Dichtungssysteme im Wasserbau. Februar 2012. Hennef (Sieg): Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA-Regelwerk, M 512,1).
- Ergun, S. (1952): Fluid flow through packed columns. In: *Chemical Engineering Progress* 48 (2), S. 89–94.
- Etzer, T.; Aufleger, M.; Dornstädter, J.; Goltz, M. (2012): Verteilte faseroptische Temperaturmessungen zur Sickerwasserkontrolle. In: Workshop Messtechnische Überwachung von Stauanlagen. [VIII. Mittweidaer Talsperrentag]. Mittweida: Hochschule Mittweida (Scientific reports, 2012,1), S. 46–55.
- Everitt, B.; Hothorn, T. (2010): A handbook of statistical analyses using R. 2. Aufl. Boca Raton: CRC Press.
- Fahrmeir, L. (op. 1999): Statistik. Der Weg zur Datenanalyse. 2. Aufl. Berlin [etc.]: Springer.
- Fahrmeir, L. (2010): Statistik. Der Weg zur Datenanalyse. 7., neu bearb. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer (Springer-Lehrbuch).
- Fahrmeir, L.; Kneib, T.; Lang, S. (2009): Regression. Modelle, Methoden und Anwendungen. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer.
- Fand, R. M.; Kim, B. Y. K.; Lam, A. C. C.; Phan, R. T. (1987): Resistance to the Flow of Fluids Through Simple and Complex Porous Media Whose Matrices Are Composed of Randomly Packed Spheres. In: *J. Fluids Eng.* 109 (3), S. 268–273. DOI: 10.1115/1.3242658.
- Fell, R.; Foster, M.; Cyganiewicz, J.; Sills, G.; Vroman, N.; Davidson, R. (2009): Risk analysis for dam safety. A Unified Method for Estimating Probabilities of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping Guidance Document, Version: Delta, Volume I. UNICIV REPORT No. R-446. Sidney.
- Fell, R.; MacGregor, P.; Stapledon, D. (1992): Geotechnical engineering of embankment dams. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema.
- Fell, R.; Wan, C. F. (2004): Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping through the embankment. UNICIV Report No. R-428. Sidney.

Fell, R.; Wan, C. F. (2005): Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping in the foundation and from the embankment to the foundation. UNICIV Report No. R-436. Sidney.

Fell, R.; Wan, C. F.; Cyganiewicz, John; Foster, Mark (2003): Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 129 (4), S. 307–314. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:4(307).

Forchheimer, P. (1901): Wasserbewegung durch Boden. In: *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* 50, S. 1736–1741; 1781–1788.

Foster, M.; Fell, R. (2001): Assessing Embankment Dam Filters That Do Not Satisfy Design Criteria. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 127 (5), S. 398–407. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:5(398).

Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, M. (2000a): A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. In: *Canadian Geotechnical Journal* 37, S. 1025–1061.

Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, M. (2000b): The statistics of embankment dam failures and accidents. In: *Canadian Geotechnical Journal* 37, S. 1000–1024.

Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, M. (2002): A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping: Reply. In: *Can. Geotech. J.* 39 (2), S. 497–500. DOI: 10.1139/T01-109.

Franke, J.; Bliefernicht, J.; Blank, P.; Neuschitzer, F.; Wieprecht, S. (2008): Elektronische Messdaten - Korrelationsanalysen zur Reaktionszeitermittlung des Sickerwassers an einem Damm mit Innendichtung. In: *Wasserwirtschaft* 98 (9), S. 23–26.

Franke, J.; Bliefernicht, J.; Gebler, T.; Neuschitzer, F.; Wieprecht, S. (2007): Elektronische Messdaten - statistische Analysen bei einem Staudamm mit Asphaltoberflächendichtung. In: *Wasserwirtschaft* 97 (1/2), S. 21–24.

Fry, J.-J. (2007): Current Practice and new View on Granular Filters. In: Peter Rutschmann (Hg.): Assessment of the risk of internal erosion of water retaining structures: dams, dykes and levees. Intermediate report of the European Working Group of ICOLD : contributions to the symposium on 17-19 September 2007 in Freising, Germany. München, S. 60–69.

Fry, J.-J.; Jorge, G. (2012): Characterization of Internal erosion susceptibility in Sandstone Dam Foundations. In: Societe Hydrotechnique de France (Hg.): Proc. International Conference on Scour and Erosion - ICSE6. Paris, 27.08.-31.08. Paris, S. 1577–1583.

Glötzl Baumeßtechnik (2005): Porenwasserdruck-, Wasserdruck und Druckgeber...Schwingsaitenprinzip. Typ PVM 3. PVM 4... Produktdatenblatt. Rheinstetten.

Glötzl Baumeßtechnik (2006a): Ventilgeber für Porenwasserdruck. Typ P4... Produktdatenblatt. Rheinstetten.

Glözl Baumeßtechnik (2006b): Ventilgeber für Erddruck. Typ E... Produktdatenblatt. Rheinstetten.

Goltz, M. (2012): A contribution to monitoring of embankment dams by means of distributed fibre optic measurements. Dissertation. Innsbruck: Innsbruck University Press (Series Forum Umwelttechnik und Wasserbau, 15).

Guidoux, C.; Faure, Y.-H.; Beguin, R.; Ho, C.-C. (2010): Contact Erosion at the Interface between Granular Coarse Soil and Various Base Soils under Tangential Flow Condition. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 136 (5), S. 741–750. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000268.

Haberland, J. (2014): Verwendung ölhydraulischer und pneumatischer Systeme zur Porenwasser- und Erddruckmessung, 16.06.2014. Telefonat mit Andreas Bauer.

Hardt, G. (1975): Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand. Dissertation. TH Darmstadt, Darmstadt. Bodenmechanik und Grundbau.

Hazen, A. (1900): The filtration of public water-supplies. 3. Aufl. New York: John Wiley & Sons.

Heyer, D. (2001): Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorgangs. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik.

Hvorslev, M. J. (1951): Time lag and soil permeability in groundwater observations. Hg. v. U.S. Army Corps of Engineers. Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi (Bulletin, No. 36).

ICOLD (1988): Dam monitoring. General considerations. Paris: ICOLD (International Commission on Large Dams: Bulletin, 60).

ICOLD (1995): Dam failures statistical analysis. Paris: ICOLD (International Commission on Large Dams: Bulletin, 99).

ICOLD (2005): Dam foundations. Geologic considerations. Investigation methods. Monitoring. Paris: ICOLD (International Commission on Large Dams: Bulletin, 129).

ICOLD (2010): Cutoffs for Dams. Preprint. Paris: ICOLD (International Commission on Large Dams: Bulletin, 150).

ICOLD (2013): Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations. Volume 1: Internal erosion processes and engineering assessment. Preprint. Paris: ICOLD (International Commission on Large Dams: Bulletin, 164).

Indraratna, B.; Raut, A. K.; Khabbaz, H. (2007): Constriction-Based Retention Criterion for Granular Filter Design. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 133 (3), S. 266–276. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:3(266).

Johansson, S. (1997): Seepage monitoring in embankment dams. Stockholm: Tekniska högsk. (Trita-AMI. PHD, 1014).

Karl, R.; Liepold, T.; Overhoff, G. (2000): Wasser für Franken "Die Überleitung". München: Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen (Wasserwirtschaft in Bayern, H. 34).

Kazanskij, I. (1981): Über theoretische und praxisbezogene Aspekte des hydraulischen Feststofftransportes. Habilitation. Universität Hannover, Hannover. Franzius Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen.

Kenney, T.C.; Lau, D. (1985): Internal stability of granular filters. In: *Can. Geotech. J.* 22 (2), S. 215–225.

Kenney, T.C.; Lau, D. (1986): Internal stability of granular filters: Reply. In: *Can. Geotech. J.* 23 (4), S. 420–423.

Kézdi, Á. (1976): Fragen der Bodenphysik. Düsseldorf: VDI-Verlag.

Kleiner, D.E. (2006): A review of filter criteria - Embankment dams. Q.86 - R.39. In: ICOLD (Hg.): Proceedings of the 22nd Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD). Barcelona, S. 565–580.

Knödel, K. (Hg.) (2005): Geophysik. Mit 57 Tabellen. 2. Aufl. Berlin [u.a.]: Springer.

Krajew, A. P. (1957): Grundlagen der Geoelektrik. Berlin: VEB Verlag Technik.

Kratz, P.; Winner, E.; Becker, M. (1990): Sylvensteinspeicher - Bohr- und Injektionsarbeiten und Erweiterung des Mess- und Kontrollsystems 1987/88. Schlußbericht (unveröffentlicht). Wasserwirtschaftsamt Weilheim.

Kreiser, H.; Naumann, E.; Rapp, R. (1997): Die neue Hochwasserentlastungsanlage an der Talsperre Dornau/Lech. In: *Wasserwirtschaft* 87 (3), S. 126–130.

Kutzner, C. (1982): The value of inspection galleries. In: *Water Power & Dam Construction* 34 (5), S. 78–84.

Kutzner, C. (1996): Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Grundlagen für Entwurf und Ausführung ; 35 Tabellen. Stuttgart: Enke.

Lang, T.; Overhoff, G. (2015): Ertüchtigung des Sylvensteinspeichers mit Schlitzwand und Sickerwassersammelsystem. In: *Korrespondenz Wasserwirtschaft* 8 (6), S. 356–361.

List, F. (1970): Nachträgliche Abdichtungsmaßnahmen im Dichtungskern des Sylvensteinspeichers (unveröffentlicht). Wasserwirtschaftsamt München - Talsperrenbüro.

List, F.; Sadgorski, W. (1981): Die Risse im Kern des Sylvensteindammes Sanierung und Entstehungsnachweis nach der FEM. In: *GEOTECHNIK* (1), S. 16–24.

List, F.; Strobl, Th. (1991): Veränderung der Abdichtungswirkung des Kerns des Sylvensteindammes infolge Alterung. In: *Wasserwirtschaft* 81 (7/8), S. 322–327.

Locke, M.; Indraratna, B.; Adikari, G. (2001): Time-dependent particle transport through granular filters. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127 (6), S. 521–529.

- Lorenz, W. (1958): Der Staudamm am Sylvenstein mit Dichtungsschürze. In: *Bautechnik* (6 und 8).
- Lorenz, W. (1966): Messungen und Beobachtungen am Sylvenstein-Staudamm. In: *Wasserwirtschaft* 56 (2), S. 33–41.
- Mallet, Ch.; Pacquant, J. (1954): Erdstaudämme. Berlin: VEB Verlag Technik.
- Muckenthaler, P. (1989): Hydraulische Sicherheit von Staudämmen. Dissertation. Technische Universität München, München. Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau Oskar v. Miller-Institut in Obernach.
- Müller-Kirchenbauer, H.; Rankl, M.; Schlötzer, C. (1993): Mechanism for regressive erosion beneath dams and barrages. In: J. Brauns, U. Schuler und M. Heibaum (Hg.): *Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proceedings of the first international conference "geo-filters,"* Karlsruhe, Germany, 20–22 October 1992. Rotterdam, Brookfield, VT: Balkema, S. 369–376.
- Neumaier, F. (1956): Geologisches Gutachten. Geologische und hydrologische Beschreibung der Lechstaustufe 6, Zwischenspeicher, Projekt D (unveröffentlicht). Institut für allgemeine und angewandte Geologie der Universität München.
- OBB (1984): Trinkwassertalsperre Frauenau. Hg. v. Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern. München (Wasserwirtschaft in Bayern, H. 17).
- Overhoff, G.; Lang, T.; Popp, M. (2010): Die geplante Ertüchtigung des Sylvensteinstaudamms. In: *Wasserwirtschaft* 100 (4), S. 134–136.
- Overhoff, G.; Schultheiß, S. (2007): Geophysikalische Untersuchungen am Sylvensteinspeicher. In: 14. Deutsches Talsperrensymposium: Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising. München (Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, 115), S. 345–353.
- Overhoff, G.; Winner, E. (2002): Dammerhöhung am Sylvensteinspeicher. In: *Wasserwirtschaft* 92 (6), S. 16–22.
- Paphitis, D. (2001): Sediment movement under unidirectional flows: an assessment of empirical threshold curves. In: *Coastal Engineering* 43 (34), S. 227–245.
- Pärnt, A. (1986): Über den Einfluß von Verfahrensparametern auf das Durchströmungsverhalten von feinkörnigen Schüttungen. Dissertation. Bergakademie Freiberg, Freiberg.
- Penman, A.D.M. (1961): A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers. In: British National Society of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hg.): *Pore Pressure and Suction in Soils. Pore Pressure and Suction in Soils.* London, 30. und 31.3.1960. British National Society. 1 Band. London: Butterworths Scientific Publications, S. 53–58.
- Penman, A. D.M. (2002): Measurement of Pore Water Pressures in Embankment Dams. In: *Geotechnical News* 20 (4), S. 43–50.

Perzlmaier, S. (2007): Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Perzlmaier, S.; Haselsteiner, R. (2006): Der Systemansatz zur Beurteilung der Gefahr der hydrodynamischen Bodendeformation. In: Technische Universität München (Hg.): Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern. Wallgau, 13.07.-14.07.2006. Technische Universität München (Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, 107), S. 57–74.

Perzlmaier, S.; Muckenthaler, P.; Koelewijn, A.R. (2007): Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil. In: Peter Rutschmann (Hg.): Assessment of the risk of internal erosion of water retaining structures: dams, dykes and levees. Intermediate report of the European Working Group of ICOLD : contributions to the symposium on 17-19 September 2007 in Freising, Germany. München, S. 30–44.

Pircher, W. (1978): Kontrollgänge bei Staudämmen. In: Professor Dr.-Ing. G. Rouvé (Hg.): Vorträge Wasserbau-Seminar. Wintersemester 1977/78. Aachen (Mitteilungen Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 22), S. 19–74.

R Core Team (2014): R: A language and environment for statistical computing. Version 3.0.3. Vienna: R Foundation for Statistical Computing. Online verfügbar unter <http://www.R-project.org/>.

Riedel, K.-H. (2014): Vorstellung der Zwischenergebnisse zur Brombachhauptsperre. Mandlesmühle, 11.12.2014. Gespräch mit Andreas Bauer.

Salehi Sadaghiani, M. R.; Witt, K. J. (2012): Analysis of Internal Stability of Widely Graded Soils Based on Identification of Mobile Grains. In: Societe Hydrotechnique de France (Hg.): Proc. International Conference on Scour and Erosion - ICSE6. Paris, 27.08.-31.08. Paris, S. 55–62.

Saucke, U. (2006): Nachweis der Sicherheit gegen innere Erosion für körnige Erdstoffe. In: *Geotechnik* 29 (1), S. 43–54.

Schlichting, H.; Gersten, K. (2006): Grenzschicht-Theorie. 10., überarb. Aufl. Berlin [u.a.]: Springer.

Schmertmann, J. H. (2000): The no-filter factor of safety against piping through sands. In: Francisco Silva und Edward Kavazanjian (Hg.): Judgment and innovation. The heritage and future of the geotechnical engineering profession. Reston, Va: American Society of Civil Engineers (Geotechnical special publication, no. 111), S. 65–132.

Schmertmann, J. H. (2002): A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping: Discussion. In: *Can. Geotech. J.* 39 (2), S. 495–496. DOI: 10.1139/T01-108.

- Schmertmann, J. H. (2004): Discussion of "Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams" by Robin Fell, Chi Fai Wan, John Cyganiewicz, and Mark Foster. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130 (9), S. 980–982.
- Schmidt-Thomé, P. (1950): Geologie des Isartalgebietes im Bereich des Reißbach-Stollens und des geplanten Sylvenstein-Staubeckens. München: Bayerisches Geologisches Landesamt (Geologica Bavarica, 4).
- Schneider, R. (2014): TWT Frauenau, 14.07.2014. E-Mail an Andreas Bauer.
- Schuler, U. (1997): Bemessung von Erdstoff-Filtern unter besonderer Berücksichtigung der Parameterstreuung. Dissertation. Universität Fridericiania, Karlsruhe. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Schulz, R. (1983): Potentialberechnungen zur Interpretation von gleichstromgeoelektrischen Messungen über dreidimensionalen Störkörpern.
- Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P. (1989): Critical Filters for Impervious Soils. In: *J. Geotech. Engrg.* 115 (7), S. 927–947. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:7(927).
- Sherard, J. L. (1986): Hydraulic Fracturing in Embankment Dams. In: *J. Geotech. Engrg.* 112 (10), S. 905–927. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:10(905).
- Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P.; Talbot, J. R. (1984a): Basic Properties of Sand and Gravel Filters. In: *J. Geotech. Engrg.* 110 (6), S. 684–700. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(684).
- Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P.; Talbot, J. R. (1984b): Filters for Silts and Clays. In: *J. Geotech. Engrg.* 110 (6), S. 701–718. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(701).
- Shields, A. (1936): Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Dissertation. Technische Hochschule Berlin, Berlin.
- Sidiropoulou, M. G.; Moutsopoulos, K. N.; Tsihrintzis, V. A. (2007): Determination of Forchheimer equation coefficients a and b. In: *Hydrol. Process.* 21 (4), S. 534–554. DOI: 10.1002/hyp.6264.
- Strobl, Th. (2014): Auffüllversuche am Pegel 06-096 im Februar 2014, 04.11.2014. E-Mail an Andreas Bauer.
- Strobl, Th.; Zunic, F.; Walter, A. (2010): Talsperre Dornau – Lech-Staustufe 6. Sicherheitsbericht: Teil B - Vertiefte Überprüfung 2009 (unveröffentlicht).
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis. 1. Aufl. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer.
- Trussel, R. R.; Chang, M. (1999): Review of Flow through Porous Media as Applied to Head Loss in Water Filters. In: *Journal of environmental engineering* 125 (11), S. 998–1006.

- USACE (1953): Filter Experiments and Design Criteria. Hg. v. U.S. Army Corps of Engineers. Waterways Experiment Station. Vicksburg (Technical Memorandum, 3-360).
- USACE (1995): Instrumentation of Embankment Dams and Levees. Engineering and design. Hg. v. U.S. Army Corps of Engineers. Washington D.C. (ENGINEER MANUAL, EM 1110-2-1908).
- Vaughan, P. R.; Soares, H. F. (1982): Design of filters for clay cores of dams. In: *Journal of the geotechnical engineering division* 108 (1), S. 17–31.
- Vollmers, H.; Pernecker, L. (1967): Beginn des Feststofftransportes für feinkörnige Materialien in einer richtungskonstanten Strömung. In: *Wasserwirtschaft* 57 (6), S. 236–241.
- Wan, C. F.; Fell, R. (2004a): Experimental investigation of internal erosion by the process of suffusion in embankment dams and their foundations (ANCOLD Bulletin, 126).
- Wan, C. F.; Fell, R. (2004b): Experimental Investigation of Internal Instability of Soils in Embankment Dams and Their Foundations. UNICIV Report No. 429. The University of New South Wales, Sydney.
- Wan, C. F.; Fell, R. (2004c): Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130 (4), S. 373–380. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:4(373).
- Wan, C. F.; Fell, R. (2008): Assessing the Potential of Internal Instability and Suffusion in Embankment Dams and Their Foundations. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 134 (3), S. 401–407. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:3(401).
- Wang, J.-j.; Zhang, H.-p.; Zhao, M.-j.; Lin, X. (2009): Mechanisms of hydraulic fracturing in cohesive soil. In: *Water Science and Engineering* 2 (4), S. 95–102.
- Weijers, J.B.A.; Sellmeijer, J.B. (1993): A new model to deal with the piping mechanism. In: J. Brauns, U. Schuler und M. Heibaum (Hg.): Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proceedings of the first international conference "geo-filters," Karlsruhe, Germany, 20-22 October 1992. Rotterdam, Brookfield, VT: Balkema, S. 349–355.
- Weller, A.; Lewis, R.; Niederleithinger, E. (2008): Geophysikalische Verfahren zur Strukturerkundung und Schwachstellenanalyse von Flussdeichen. Ein Handbuch. Berlin: BAM (Forschungsbericht / Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, 281).
- Witt, K. J. (1993): Reliability study of granular filters. In: J. Brauns, U. Schuler und M. Heibaum (Hg.): Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proceedings of the first international conference "geo-filters," Karlsruhe, Germany, 20-22 October 1992. Rotterdam, Brookfield, VT: Balkema, S. 35–41.
- Witt, K. J. (2013): Der Selbstfiltrationsindex als Suffosionskriterium für nichtbindige Erdstoffe. In: *GEOTECHNIK* 36 (3), S. 160–168. DOI: 10.1002/gete.201300006.
- Wittmann, L. (1980): Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien. Dissertation. Universität Karlsruhe, Karlsruhe. Bauingenieur- und Vermessungswesen.

- Wollschläger, D. (2012): Grundlagen der Datenanalyse mit R. Eine anwendungsorientierte Einführung. 2. Aufl. 2012. Berlin, Heidelberg: Springer.
- WWA AN (2010): Jahresbericht 2009. Eigenüberwachung der staatlichen Wasserspeicher. Altmühlsee, Kleiner Brombachsee, Iglsbachsee, Großer Brombachsee, Rothsee. Hg. v. Wasserwirtschaftsamt Ansbach. Gunzenhausen.
- WWA AN (2013): Jahresbericht 2012. Eigenüberwachung der staatlichen Wasserspeicher. Altmühlsee, Kleiner Brombachsee, Iglsbachsee, Großer Brombachsee, Rothsee. Hg. v. Wasserwirtschaftsamt Ansbach. Gunzenhausen.
- WWA AN; LfW (2002): Schlussbericht Einstau Großer Brombachsee. Überleitung von Altmühl und Donauwasser in das Regnitz- Main- Gebiet. Hg. v. Wasserwirtschaftsamt Ansbach - Betriebsleitung Gunzenhausen und Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft. München.
- WWA DEG (2013): Jahresbericht 2012. Eigenüberwachung der staatlichen Wasserspeicher. Trinkwassertalsperre Frauenau. Hg. v. Wasserwirtschaftsamt Deggendorf. Deggendorf.
- Yue, S.; Pilon, P. (2004): A comparison of the power of the t test, Mann-Kendall and bootstrap test for trend detection. In: *Hydrological Sciences Journal* 49 (1), S. 21–37.
- Zanke, U. (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung. Berlin, New York: Springer-Verlag (Hochschultext).
- Ziems, J. (1968): Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Dissertation. Technische Universität Dresden, Dresden. Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen.
- Zivot, E.; Wang, J. (2006): Modeling financial time series with S-plus. 2. Aufl. New York, NY: Springer.
- Zweck, H.; Davidenkoff, R. (1956): Über die Zusammensetzung von Filtern. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe (Mitteilungsblatt, 6).

Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

- Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschluß von Wassereinflöfungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw. strömender Abfluß in Bächen
Schultz Gert A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller
Bauch Wolfram: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donaustrecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauherinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlablenkung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;
Zielke Werner: Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*
- Nr. 23 **Zielke Werner:** Berechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen
Zielke Werner; Wylie E. Benjamin: Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasoundas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973

- Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973
- Nr. 30 **Uslu Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**
Hartung Fritz: Einführung: Was treiben eigentlich die Oberracher?
Knauss Jost: Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Wörnitz
Häusler Erich: Abstürze und Stützschwellen in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)
Seus Günther J.; Hack Hans-Peter: Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Oberrach mit denen des neuen mathematischen Modells
Uslu Orhan; Schmitz Gerd: Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie
Keller Andreas; Zielke Werner: Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen
Herbrand Karl: Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen
Zielke Werner: Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer.** Symposium am 13.10.1976 in Wallgau, 1977
- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**, Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau
Hartung Fritz: Die Wasserbauversuchsanstalt Oberrach im Strom der Zeit
Bischofsberger Wolfgang: Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi
Mosonyi Emil: Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**,
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Oberrach
Cecen Kazim: Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen
Midgley D.C.: Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa
Jacobsen J.C.: Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges
Scheuerlein Helmut: Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack Hans-Peter:** Lufteinzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner Klausotto:** Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow Dietz:** Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller Andreas; Prasad Rama:** Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung Fritz:** 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss Jost:** Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen
Scheuerlein Helmut: Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen
Häusler Erich: Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohl Sicherungsbauwerke, 1979, *vergriffen*
- Nr. 42 **Seus Günther J.; Joeres Erhard P.; Engelmann Herbert M.:** Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*
- Nr. 43 **Meier Rupert C.:** Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske Arnold:** Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*

- Nr. 45 **Csallner Klausotto; Häusler Erich:** Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen
Herbrand Karl; Renner Dietrich: Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem
Keller Andreas: Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode
Knauss Jost: Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen
Scheuerlein Helmut: Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen
Seus Günther J.: Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse
Treske Arnold: Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*
- Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen
Knauss Jost: Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung
Keller Andreas: Maßstabseffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schifffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalcyk H.:** Die Wasserbauten der Myner in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Luftfeintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Czirwitzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Myner im 2. Jt.v.Chr.; Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut:** Friction factors in alluvial rivers
Yalin M. Selim: On the formation mechanism of dunes and ripples
Keller Andreas: Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988
- Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990
- Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990

- Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990
- Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)
Hartung Fritz: Gedanken zur Problematik der Nilwehre
Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz: Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991
- Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen
Keller Andreas P.: Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabseffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten**
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohnlahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen. Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar: Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Sohlsicherung an der Unteren Isar., 1995
- Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohnlahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998
- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen,** Garmisch-Partenkirchen 15. - 17. Oktober 1998
- Nr. 83 **Hauger Stefan:** Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusensreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand Karl:** Schifffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Oberrach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb Arnd:** Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999
- Nr. 86 **Spanning Michael:** Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers: Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist Frank:** Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999

- Nr. 88 **Lang Tobias:** Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger Markus:** Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss Jost:** Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001
- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Oberrach;
Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner Harald:** Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**
Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin: Schwemmholz in Wildbächen: Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach
Rimböck Andreas: Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzurückhalt in Wildbächen: Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse
Hübl Johannes und Pichler Andreas: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck Andreas:** Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft Sabine:** Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz Markus:** Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke: Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner Johann:** Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl Christian:** Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimmerl Gerhard:** Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams: Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber Richard:** Geschwindigkeitsmaßstabseffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals,** Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005
- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“.** Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad Marco:** A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer Patrick:** Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006
- Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006
- Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzimaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München – Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl** am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007
- Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst - Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach am Walchensee (1926-1951). 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007

- Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss.** Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2007
- Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007
- Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensymposium** (14th German Dam Symposium) and **7th ICOLD European Club Dam Symposium.** Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany). ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007
- Nr. 116 **Niedermayr Andreas:** V-Rampen – Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. ISBN 978-3-940476-06-7, 240 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 117 **Hafner Tobias:** Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung – Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. ISBN 978-3-940476-07-4, 206 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 118 **Wang Ruey-wen:** Aspects of Design and Monitoring of Nature-Like Fish Passes and Bottom Ramps. ISBN 978-3-940476-10-4, 280 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 119 **Fischer Markus:** Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern: Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung. ISBN 978-3-940476-11-1, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 120 **Fiedler Katharina:** Erfassung hydromorphologischer Vorgänge in Fließgewässern mit Hilfe von ADCP-Messungen. ISBN 978-3-940476-12-8, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 121 **Hoepffner Roland:** Distributed Fiber Optic Strain Sensing in Hydraulic Engineering. ISBN 978-3-940476-13-5, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 122 **Gewässermorphologie und EU-WRRL:** Beiträge zur Fachtagung am 24. und 25. Juli 2008 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-15-9, 230 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2008
- Nr. 123 **Zukunftsfähiger(s) Wasserbau und Flussgebietsmanagement – Wasser- und Feststofftransport in Fläche und Fluss.** Beiträge zur Fachtagung am 30. und 31. Juli 2009 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-19-7, 104 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 9,80 €, 2009
- Nr. 124 **Rutschmann Peter (Hrsg.): Wasserbau in Bewegung ... von der Statik zur Dynamik.** Beiträge zum 15. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich vom 1. bis 3. Juli 2010 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-22-7, 624 Seiten, teils farbige Abbildungen, Preis: 59,00 €, 2010
- Nr. 125 **14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten.** Beiträge zum JuWi-Treffen am 25. und 26. Juni 2012 an der Technischen Universität München. ISBN 978-3-940476-23-4, 220 Seiten, Preis: 14,80 €, 2012
- Nr. 126 **Efthymiou Nikolaos:** Transient Bedload Transport of Sediment Mixtures under Disequilibrium Conditions - An Experimental Study and the Development of a New Dynamic Hiding Function. ISBN 978-3-940476-24-1, 300 Seiten, Preis: 29,80 €, 2012
- Nr. 127 **Contributions on Sediment Transport**
Hutter Kolumban: Tutorial on Prograding and Retrograding Hypo- and Hyper-pycnal Deltaic Formations into Quiescent Ambients
Hutter Kolumban and Luca Ioana: A Global View of Sediment Transport in Alluvial Systems
Vetsch David: Force-coupled Lagrangian Approach for Numerical Modelling of Bed-load Transport, ISBN 978-3-940476-25-8, 202 Seiten, Preis: 19,80 €, 2013
- Nr. 128 **Ökohydraulik - Leben im, am und mit dem Fluss.** Beiträge zur Fachtagung am 27. und 28. Juni 2013 in Obernach. ISBN 978-3-943683-04-2, 300 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 29,80 €, 2013, *vergriffen*
- Nr. 129 **Shokry Mohamed Ahmed Abdelaziz:** Numerical Simulation of Fish Behaviour and Fish Movement Through Passages. ISBN 978-3-943683-05-9, 130 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 24,80 €, 2013
- Nr. 130 **Hochwasser und kein Ende! Statusberichte, aktuelle Vorhaben, neue Planungswerkzeuge.** Beiträge zur Fachtagung am 3. und 4. Juli 2014 in Obernach. 978-3-943683-06-6, 200 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 29,80 €, 2013

- Nr. 131 **Skublics Daniel Alexander:** Großräumige Hochwassermodellierung im Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Retention, Rückhalt, Ausbreitung. ISBN 978-3-940476-07-3, 200 Seiten, Preis: 19,80 €, 2014
- Nr. 132 **Cuchet Mathilde:** Fish Protection and Downstream Migration at Hydropower Intakes: Investigation of Fish Behavior under Laboratory Conditions. ISBN 978-3-940476-08-0, 145 Seiten, Preis: 19,80 €, 2014
- Nr. 133 **Hartlieb Arnd:** Schwemmholtz in Fließgewässern - Gefahren und Lösungsmöglichkeiten. ISBN 978-3-940476-09-7, 165 Seiten, Preis: 19,80 €, 2015
- Nr. 134 **Rutschmann Peter (Hrsg.): Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser.** Beiträge zum 18. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich vom 29. Juni bis 1. Juli 2016 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-10-3, 400 Seiten, Preis: 39,00 €, 2016
- Nr. 135 **Bauer Andreas:** Aspekte zur Sicherheitsbeurteilung eines Staudammes mit und ohne Sickerwassermessung. ISBN 978-3-943683-40-0, 300 Seiten, Preis: 29,00 €, 2016

Die Berichtsbände können beim Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft bestellt werden:
 E-Mail: sigrid.machauer@tum.de - Telefon: +49 89 289 23174

ISBN 978-3-943683-40-0
ISSN 1437-3513